

Eignung konventioneller Prüfverfahren für Recycling-Baustoffe und industrielle Nebenprodukte im Erdbau

**Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen**

Straßenbau Heft S 196

bast

Eignung konventioneller Prüfverfahren für Recycling-Baustoffe und industrielle Nebenprodukte im Erdbau

von

Stefan Huber
Emanuel Birle
Dirk Heyer

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

Derik Demond

FEhS - Institut für Baustoff-Forschung e.V.
Duisburg

**Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen**

Straßenbau Heft S 196

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 Kommunikation.

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 Kommunikation.

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

Impressum

Bericht zum Forschungsprojekt FE 05.0203

Eignung konventioneller Prüfverfahren für Recycling-Baustoffe und industrielle Nebenprodukte im Erdbau

Fachbetreuung

Tanja Marks
Michael Bürger

Referat

Nachhaltigkeit, Ressourcenschutz und Erdbaustoffe im Straßenbau

Herausgeber

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

Redaktion

Stabsstelle Presse und Kommunikation

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 978-3-95606-758-7

Bergisch Gladbach, November 2023

Kurzfassung – Abstract

Eignung konventioneller Prüfverfahren für Recycling-Baustoffe und industrielle Nebenprodukte im Erdbau

Mineralische Restmassen aus Bautätigkeiten sowie Gesteinskörnungen aus industriellen Prozessen und der thermischen Verwertung von Siedlungsabfällen stellen deutschlandweit einen erheblichen Massenstrom dar. Im Sinne der Nachhaltigkeit ist es geboten und durch den Gesetzgeber vorgegeben (vgl. KrWG von 2012), derartige Materialien möglichst hochwertig als Baustoffe wiederzuverwenden. Besonders geeignet hierfür ist der Erdbau, in dem kontinuierlich vergleichsweise große Massen an Baustoffen benötigt werden. Grundvoraussetzung einer Verwendung ist dabei, dass die Baustoffe sowohl aus umwelt- als auch bautechnischer Sicht geeignet sind und vertragssicher und regelwerkskonform eingesetzt werden können.

Bei mineralischen Sekundärbaustoffen, die bereits seit den Anfängen in den 1980er Jahren zunehmend an Bedeutung als Erdbaustoffe gewinnen, bestehen bei der erdbautechnischen Prüfung mineralischer Sekundärbaustoffe im Labor und im Feld im Zusammenhang mit einigen Prüfverfahren derzeit allerdings noch Schwierigkeiten, die im Hinblick auf ihre vertragssichere und anforderungsgerechte Anwendung dringend geklärt werden müssen.

Die Schwierigkeiten und Probleme, die im Zusammenhang mit der Klassifizierung sowie der Eignungs- und Kontrollprüfung von mineralischen Sekundärbaustoffen in der Praxis auftreten, wurden zu Beginn dieses Projektes zunächst identifiziert und erörtert. Hierzu wurde eine umfangreiche Literaturrecherche sowie eine Umfrage bei am Bau Beteiligten Firmen und Institutionen durchgeführt. Die Ergebnisse dieser beiden Arbeitspakete zeigen, dass die Versuchstechnik des Erdbaus zwar grundsätzlich für mineralische Sekundärbaustoffe geeignet ist. Dennoch können vor allem bei mineralischen Sekundärbaustoffen im Zusammenhang mit Bestimmung der Proctordichte im Proctorversuch sowie der indirekten Verdichtungskontrolle mittels Plattendruckversuchen unter Verwendung der Tabellenwerte der ZTV E-StB 17 Schwierigkeiten und Probleme auftreten, die gar zum Ausschluss von Sekundärbaustoffen über den Bauvertrag führen können.

Im Weiteren Verlauf wurden an fünf natürlichen Baustoffen und acht mineralischen Sekundärbaustoffen umfangreiche klassifizierende Untersuchungen, Laborversuche zum Verdichtungsverhalten sowie zum Last-Verformungs-Verhalten unter eindimensionaler Kompression und dreiaxialer Scherbeanspruchung sowie Plattendruckversuche nach großtechnischer Verdichtung durchgeführt. Die klassifizierenden Untersuchungen haben gezeigt, dass zwischen natürlichen Baustoffen und Sekundärbaustoffen Unterschiede hinsichtlich ihrer granulometrischen Eigenschaften bestehen. Letztere bestehen allerdings auch zwischen verschiedenen natürlichen Baustoffen sowie zwischen unterschiedlichen mineralischen Sekundärbaustoffen. Da viele Prüfverfahren des Erdbaus auf Erfahrungen an natürlichen Baustoffen beruhen und sich mineralische Sekundärbaustoffe hinsichtlich ihrer Granulometrie häufig von natürlichen Baustoffen unterscheiden, kommt es vor allem bei mineralischen Sekundärbaustoffen zu den genannten Auffälligkeiten. Besitzen natürliche Baustoffe eine vergleichbare Granulometrie, treten die Auffälligkeiten jedoch in gleicher Weise auf.

Trotz bestehender Unterschiede in den Eigenschaften der Einzelkörner zeigen die Ergebnisse der Versuche zum Last-Verformungs-Verhalten unter eindimensionaler Kompression und drei-axialer Scherbeanspruchung sowie der Plattendruckversuche nach großtechnischer Verdichtung, dass natürliche Baustoffe und mineralische Sekundärbaustoffe mit ähnlicher Kornabstufung vergleichbare erdbautechnische Eigenschaften aufweisen. Die Schwierigkeiten und Probleme im Zusammenhang mit der Klassifizierung, der Eignungsprüfung sowie der indirekten Verdichtungskontrolle mittels Plattendruckversuchen unter Verwendung der Tabellenwerte der ZTV E-StB 17 stellen somit keine Minderung der erdbautechnischen Eignung von mineralischen Sekundärbaustoffen dar.

Abschließend wurden auf Basis der Versuchsergebnisse Vorschläge für die Weiterentwicklung des erdbautechnischen Regelwerkes erarbeitet. Allgemeingültige Richtwerte zur indirekten Verdichtungskontrolle mittels Plattendruckversuchen konnten dabei allerdings weder für bestimmte Materialgruppen noch für bestimmte Materialarten angegeben werden.

Suitability of conventional test methods for recycled building materials and industrial by-products in earthworks

Mineral residues from construction activities as well as aggregates from industrial processes and the thermal utilisation of municipal waste represent a considerable mass flow throughout Germany. Regarding sustainability, it is necessary and required by law to reuse such materials as high quality building materials. Particularly suitable for this is earthworks, in which comparatively large masses of building materials are continuously required. The basic prerequisite for their use is that the building materials are suitable from both an environmental and a construction point of view and can be used in a contractually reliable manner and in accordance with the regulations.

In the case of mineral secondary building materials, which have been gaining in importance as earthworks materials since the early days in the 1980s, there are still difficulties regarding the testing of mineral secondary building materials in the laboratory and in the field. These difficulties urgently need to be clarified with regard to the application of mineral secondary building materials in earthworks in accordance with the contractual and regulatory requirements.

At the beginning of this project, the difficulties and problems that arise in connection with the classification as well as the suitability and control testing of mineral secondary building materials in practice were first identified and discussed. For this purpose, a comprehensive literature review and a survey amongst companies and institutions involved in the construction industry were carried out. The results of these two work packages show that the testing technique of earthworks is basically suitable for mineral secondary building materials. Nevertheless, difficulties and problems with mineral secondary construction materials can arise in connection with the determination of the Proctor density and the indirect compaction control by means of plate load tests using the table values of the ZTV E-StB 17, which can even lead to the exclusion of mineral secondary construction materials via the construction contract.

In the further course of the project, five natural building materials and eight mineral secondary building materials were subjected to extensive classification tests, laboratory tests on compaction

behaviour and load-deformation behaviour under one-dimensional compression and three-axial shear stress, as well as plate load tests after large-scale compaction. The classification tests have shown that there are differences between natural building materials and mineral secondary building materials with regard to their granulometric properties. These differences however also exist between different natural building materials as well as between different mineral secondary building materials. Since many test methods in earthworks are based on experience with natural building materials and since mineral secondary building materials often differ from natural building materials in terms of their granulometry, the above-mentioned anomalies occur especially with mineral secondary building materials. However, if natural building materials have a comparable granulometry, the anomalies occur in the same way.

Despite existing differences regarding the properties of the individual grains, the results of the tests on the load-deformation behaviour under one-dimensional compression and three-axial shear stress as well as the plate load tests after large-scale compaction show that natural building materials and mineral secondary building materials with similar grain size distribution have comparable earthworks properties. The difficulties and problems in connection with the classification, the suitability test and the indirect compaction control by means of plate load tests using the table values of ZTV E-StB 17 therefore do not represent a reduction in the earthworks suitability of mineral secondary building materials.

Finally, proposals for the further development of the earthworks regulations were developed on the basis of the test results. However, it was not possible to give generally valid reference values for indirect compaction control by means of plate load tests, neither for certain material groups nor for certain material types.

Summary

Suitability of conventional test methods for recycled building materials and industrial by-products in earthworks

1 Introduction

Mineral construction waste and aggregates from industrial processes and the thermal utilisation of municipal waste represent a considerable mass flow throughout Germany. With regard to resource conservation and sustainable use of materials, it is urgently necessary from a socio-economic and ecological point of view and also prescribed by the legislator (Closed Substance Cycle Waste Management Act of 2012) to reuse such materials as construction building materials. Earthworks, where large quantities of building materials are continuously needed, is one of the main areas of application. However, an elementary prerequisite is that the mineral secondary building materials are not only suitable from an environmental point of view, but also from a structural engineering point of view, and that they can be used in a contractually reliable manner and in accordance with the regulations.

For mineral secondary building materials, which have already been used successfully in earthworks for decades, however, there are still reservations with regard to their structural equivalence compared to natural building materials. In addition, there are still difficulties with regard to their contractually secure application. This is mainly due to peculiarities that occur during the earthwork testing of mineral secondary building materials in the laboratory and in the field. These peculiarities must be urgently clarified with regard to a contractually secure and compliant application of mineral secondary building materials.

In this research project it was investigated to what extent the problems in the execution of conventional test methods are actually specific to mineral secondary building materials, or do they also occur with natural building materials and can be traced back to more general causes (e.g. granulometric properties of the individual grains). It was also examined whether the problems that occur during classification as well as during the suitability test in the laboratory and the control test in the field actually mean a reduction in the suitability of mineral secondary building materials for earthworks. Finally,

it was discussed whether additional regulations for the assessment of the structural suitability of such materials in the laboratory and for the assessment of the degree of compaction in the field should be created with regard to a contractually secure application of mineral secondary building materials in earthworks. If possible, proposals should be made for the further development of the earthworks regulations.

2 Research concept

First of all, the basic requirements for mineral secondary building materials with regard to their use in earthworks as well as the essential structural engineering requirements for earthworks and their origin were worked out in the course of a literature research. In addition, the properties of mineral secondary building materials relevant to earthworks were investigated in the course of the literature research. The focus with regard to the earthworks relevant properties was on the compaction behaviour as well as the load-deformation behaviour and the shear strength, whereby the influence of granulometric properties was considered in particular.

The difficulties and problems known in connection with the classification, suitability testing in the laboratory and control testing in the field (especially compaction control) of mineral secondary building materials were discussed in addition to the literature research, in particular by means of a survey of companies and institutes involved in the construction sector. A large number of personal discussions were held and questionnaires were used. The experiences of the two research participants, which were gained within the framework of the present and previous research projects, were also incorporated.

The answers to the questions of whether the peculiarities in testing of mineral secondary building materials in the course of classification, suitability testing and control testing are characteristic for mineral secondary building materials or whether they also occur with natural building materials with comparable granulometry and to what extent they represent a reduction in the earthworks properties of mineral secondary building materials, was carried out on the basis of extensive laboratory and field investigations with five natural building materials and nine mineral secondary building materials. The findings from the literature study and the survey

carried out among the companies and institutions involved in the construction sector were taken into account.

First, two natural and two recycled building materials were classified in the laboratory within the framework of an investigation campaign. The test materials were also investigated with regard to their compaction and load-deformation behaviour under one-dimensional compression and shear stress, as well as compacted on a large scale and investigated in the field using direct and indirect test methods for compaction control.

Further tests after large-scale compaction were subsequently carried out on an electric furnace slag. Finally, comparative laboratory tests on classification and load-deformation behaviour under one-dimensional compression and shear stress were carried out on three primary building materials, three recycled building materials and three industrial by-products. For this purpose, three test materials were selected from each soil groups GW/GI/GE, GU/GU* and SU/SU*, which are typical for earthworks. Since the aim was to clarify whether the difficulties mentioned are actually specific to mineral secondary building materials or whether they also occur in natural building materials with comparable granulometric properties, the three test materials of each soil group should have a granulometry that was as comparable as possible (e.g. grain shape, grain gradation).

Taking into account the results of the literature study, the survey and the own results from the laboratory and field investigations, a final assessment is made to figure out whether the peculiarities in the testing of mineral secondary building materials are characteristic of such materials or whether they also occur in natural building materials and whether they represent a reduction in the suitability of mineral secondary building materials for earthworks. In addition, proposals are made for the further development of the earthworks regulations with regard to the classification, suitability testing and control testing of mineral secondary building materials. Finally, it is examined whether for mineral secondary building materials or for special material groups of mineral secondary building materials, well-founded guideline values for the indirect test characteristics (E_{v2} , E_{v2}/E_{v1} , E_{vd}) can be proposed for compaction testing in the field in accordance with the regulations than those that exist to date.

3 Results

3.1 Difficulties and problems in testing mineral secondary building materials

The results of the literature research, the survey among the companies and institutions involved in the construction sector and the results of our own investigations show that the testing technique of earthworks is suitable for mineral secondary building materials in the same way as for natural building materials. Nevertheless, difficulties and problems arise in the classification, suitability and control testing of both natural and mineral secondary building materials. These are usually due to the granulometric properties of the individual grains and occur more frequently with mineral secondary building materials, which often show differences in the granulometry of their individual grains (e.g. porosity, grain strength) compared to natural building materials. Usually, these differences are due to the granulometric properties of the individual grains and occur more frequently with mineral secondary building materials, which often show differences compared to natural building materials with regard to the granulometry of their individual grains (e.g. porosity, grain strength).

Difficulties in classification, which are due to material-characteristic properties, occur above all in sieve analysis and the determination of grain density. In sieve analysis, the mechanical stress caused by the sieving process can lead to abrasion of soft individual grains and thus to falsification of the grain size distribution. When determining the grain density, the possible porosity of the individual grains means that the determined grain density depends on the measuring fluid used and the test boundary conditions of the respective test method.

In the Proctor test, the compaction curves of many mineral secondary building materials often show a horizontal course, linear increases or concave and convex curvatures instead of the parabolic course known from many natural building materials. As a consequence, it is often not easy to derive an unambiguous Proctor optimum for determining the Proctor density as a reference value for compaction in the field and an optimum water content for mineral secondary building materials.

In connection with the control test, it can happen during the direct compaction control with the

radiometric probe, especially with mineral secondary building materials, that the calibration of the probe cannot be applied to the elementary composition of the building materials to be tested. This can lead to systematic errors in the determination of density and water content. In the case of indirect compaction control by means of plate load tests and the use of the reference values of ZTV E-StB 17, it often happens with coarse-grained mineral secondary building materials that sufficiently high deformation moduli E_{v2} are achieved with sufficient compaction, but the E_{v2}/E_{v1} ratio value is above the permissible value. With the dynamic plate load test, on the other hand, dynamic deformation moduli E_{vd} are usually achieved with mineral secondary building materials that are below the guideline values of ZTV E-StB 17, despite sufficient compaction.

It should be noted that the difficulties and problems described are not only known for mineral secondary building materials, but also for natural building materials. However, they occur more frequently with mineral secondary building materials.

3.2 Laboratory and field tests on natural and mineral secondary building materials

Classification

The classification tests confirmed the peculiarities mentioned in the previous section with regard to the determination of the grain density, whereas the effects mentioned in connection with the sieve analysis were not observed. The classification tests carried out at the two participating testing institutes also showed that there can be differences between the results of different testing institutes.

It has also been confirmed that both natural and even more so mineral secondary building materials are very heterogeneous material groups that can show considerable differences not only in terms of their grain gradation, but also in the properties of their individual grains (e.g. grain shape, grain strength).

Compaction behaviour

The compaction curves of many mineral secondary building materials do not show any clear dependence on the water content. Instead of the parabolic course known from many natural building materials, they often show a horizontal course, linear increases or concave and convex curvatures. The main reason for this is the porosity of the individual grains, which

leads to available pore water being stored inside the individual grains. This means that it is no longer available on the grain surfaces to promote compaction. For practical purposes, this means that mineral secondary building materials can be compacted to a large extent equally well over a comparable water content range and can tolerate larger fluctuations in water content without their compactability being adversely affected. However, the water absorption capacity of the individual grains also means that - as is known in practice - no clear proctor optimum and no optimum compaction water content can usually be specified. It must be taken into account that natural building materials with porous individual grains (e.g. pumice) also show comparable behaviour. It is also known that draining natural gravels and sands often do not form a clear proctor optimum.

Load-deformation behaviour under one-dimensional compression and three-axial shear stress. The results of the oedometer tests show that the load-deformation behaviour of mineral secondary building materials basically corresponds to that of natural building materials. During initial loading, the test materials experience relatively large plastic deformations. During reloading, they react significantly stiffer than during initial loading, whereby additional plastic deformations occur only to a small extent. Nevertheless, differences were found between different types of material and depending on the material composition, which can be attributed to the properties of the individual grains. For example, materials with comparatively soft individual grains show greater compressibility than materials with harder individual grains with otherwise comparable properties (especially grain distribution, storage density). This is a consequence of grain breakage of the individual grains and chippings at grain contacts, which are favoured by a low grain strength. However, the results also show that the differences between natural and mineral secondary building materials with regard to their material stiffness are of minor importance in terms of earthworks engineering, given comparable grain size distribution and bedding density. It should be noted that hydraulically active components in mineral secondary building materials can lead to consolidation processes in the presence of water, which can lead to an increase in stiffness.

The shear tests carried out on the natural and mineral secondary building materials as triaxial tests show that the shear behaviour of mineral

secondary building materials essentially corresponds to that of natural building materials with comparable grain gradation and is primarily influenced by state variables such as the storage density or the stress state. The differences in grain strength, on the other hand, do not seem to have a significant influence on shear behaviour and shear strength. The friction angles φ'_{peak} determined from the triaxial tests assuming a Mohr-Coulomb fracture condition show that mineral secondary building materials have relatively high friction angles that are comparable to those of natural building materials with comparable granulometry.

Tests after large-scale compaction and for compaction control

The large-scale tests have shown that mineral secondary building materials can be compacted on a large scale in accordance with the requirements of the earthworks regulations for the degree of compaction. With regard to the stiffness as deformation modulus E_{V2} , the results of the large-scale tests show that the stiffness determined with the static plate load test depends primarily on the grain gradation and the degree of compaction. As in the compression tests, however, the influence of the grain strength is less important than the grain gradation and the degree of compaction. However, as in the oedometer tests, stiffness is somewhat lower with building materials with comparatively soft individual grains than with building materials with relatively hard individual grains. If there are additional requirements for stiffness in the earthworks regulations, these can be fulfilled by both natural and mineral secondary building materials, under the condition a suitable particle size distribution curve is used.

The tests for direct compaction control with the radiometric probe have shown that it can happen with mineral secondary building materials that the calibration of the probe is not applicable to the elementary composition of the building materials to be tested. This can lead to systematic test errors and should be checked in advance by comparative tests with a volume replacement method if the radiometric probe is used.

The tests for indirect compaction control by means of plate load tests have shown that the deformation moduli E_{V2} , E_{V1} and E_{Vd} of mineral secondary building materials increase with increasing degree of compaction. Thus, plate load tests can basically be used for compaction control. However, if the

plate load tests are used without prior calibration to the degree of compaction and using the table values of ZTV E-StB 17, sufficiently high deformation moduli E_{V2} are achieved with coarse-grained mineral secondary building materials with sufficient compaction, but the resulting E_{V2}/E_{V1} ratio is usually above the permissible ratio value. However, this also occurred with the natural building materials tested. In the dynamic plate load test, however, E_{Vd} values below the table values of ZTV E-StB 17 were mostly determined for mineral secondary building materials despite sufficient compaction.

4 Conclusions and recommendations

The results of the research project show that difficulties and problems can arise in the classification, suitability and control testing of mineral secondary building materials. However, these occur not only with mineral secondary building materials but also with natural primary building materials and are due to the respective granulometric properties of the building materials used. Since the granulometric properties of mineral secondary building materials often differ from those of natural building materials and since the specifications of the earthworks regulations regarding classification, suitability and control testing are largely based on experience with natural building materials, the difficulties mentioned above occur more frequently with mineral secondary building materials than with natural building materials. Taking into account the comparative tests on load-deformation and shear behaviour carried out on natural and mineral secondary building materials, the authors come to the conclusion that the difficulties and problems in testing mineral secondary building materials do not mean a fundamental restriction of their suitability for use in earthworks or a reduction in their earthworks properties, but must nevertheless be taken into account with regard to their contractually secure use.

Based on the knowledge gained, it was considered useful for reasons of comparability to concretise the sieving parameters of sieving time, frequency and amplitude in the sieving analysis, in which the mechanical stress during sieving can lead to grain refinement. Also for reasons of comparability, it was considered useful to specify the parameters pressure and test time for the test methods to

determine the grain density, in which the test result for porous single grains depends on the viscosity of the precleaning fluid as well as on the parameters pressure and test time.

For the Proctor test, alternatives for determining the Proctor density as a reference value for the degree of compaction in the field and for specifying an installation water content for compaction were given in the event that no clear Proctor optimum can be identified. In the case of horizontal compaction curves, the Proctor density could be determined as the mean value of the results of at least five Proctor tests and the mean value could be assigned the standard deviation. A water content range can be specified for the installation water content on the basis of the test results determined in this way. In the case of a downward curved compaction curve, the reference value for the degree of compaction could be determined from the two maxima of the final values as the mean value, and the corresponding water contents could be given. In the case of linear increases or upward curved compaction curves, the dry density as a reference value for the degree of compaction as well as the corresponding optimum water content can be determined from the maximum as usual.

With regard to indirect compaction control by means of plate load tests using the tabular values of ZTV E-StB 17, the authors question the usefulness of generally valid guide values for compaction control by means of plate load tests. The stiffness of a material and thus the deformation moduli EV_2 , EV_1 and EV_d depend not only on the dry density of the grain structure, but also on other properties such as grain shape, grain stiffness, grain strength or grain size distribution. The stiffness is therefore highly material-specific and it is not possible to give generally applicable guide values for the compaction control due to the enormous diversity of materials with regard to natural building materials and mineral secondary building materials. Instead, if the compaction control should be carried out by means of plate load tests, a material-characteristic calibration between the relevant deformation modulus and the degree of compaction should be carried out.

Inhalt

1	Ausgangssituation	15	4	Umfrage bei am Bau Beteiligten	58
2	Forschungskonzept	17	4.1	Konzeptionierung und Durchführung der Umfrage	58
2.1	Forschungsfragen	17	4.2	Auffälligkeiten und Schwierigkeiten bei der Prüfung mineralischer Sekundärbaustoffe im Labor	59
2.2	Untersuchungskonzept	19	4.2.1	Kurzdarstellung der Ergebnisse	59
2.2.1	Forschungsfrage A).....	19	4.2.2	Bestimmung der stofflichen Zusammensetzung heterogener Kornmischungen	59
2.2.2	Forschungsfrage B)	19	4.2.3	Bestimmung der Korngrößenverteilung ...	62
2.2.3	Forschungsfrage C)	19	4.2.4	Bestimmung der Korndichte.....	64
2.2.4	Forschungsfrage D)	20	4.2.5	Bestimmung der Verdichtungskennwerte Proctordichte und optimaler Wassergehalt im Verdichtungsversuch nach Proctor	66
3	Grundlagen und Literaturlauswertung	20	4.3	Auffälligkeiten und Schwierigkeiten bei der Prüfung mineralischer Sekundärbaustoffe im Feld	68
3.1	Anforderungen an rezyklierte Baustoffe und industrielle Nebenprodukte bei ihrer Anwendung im Erdbau.....	20	4.3.1	Kurzdarstellung der Ergebnisse	68
3.1.1	Allgemeines	20	4.3.2	Direkte Prüfverfahren – Volumenersatzverfahren	68
3.1.2	Bautechnische Anforderungen an mineralische Sekundärbaustoffe.....	21	4.3.3	Indirekte Prüfverfahren – statischer und dynamischer Plattendruckversuch	70
3.1.3	Bautechnische Anforderungen an Erdbauwerke	22	4.4	Anmerkungen zu den umweltrelevanten Merkmalen von mineralischen Sekundärbaustoffen	72
3.2	Grundlagen der Prüfverfahren in Zusammenhang mit der Verdichtungskontrolle und Erfahrungen bei der Prüfung von Sekundärbaustoffen	23	4.5	Zusammenfassung und praktische Folgerungen	73
3.2.1	Allgemeines	23	5	Untersuchungen zu den erdbautechnischen und bodenmechanischen Eigenschaften von natürlichen und rezyklierten Erdbaustoffen im Labor und Feld	75
3.2.2	Prüfverfahren zur Ermittlung der Verdichtungskennwerte.....	24	5.1	Konzept und Untersuchungsprogramm	75
3.2.3	Direkte Prüfverfahren zur Kontrolle der erreichten Verdichtung im Feld	29	5.1.1	Allgemeines	75
3.2.4	Indirekte Prüfverfahren zur Beurteilung des Verdichtungszustandes	35	5.1.2	Bestimmung der Kornformen	76
3.2.5	Flächendeckende dynamische Verdichtungskontrolle.....	43	5.1.3	Zerfallsbeständigkeit	77
3.3	Erdbautechnisch relevante Eigenschaften von rezyklierten Baustoffen und industriellen Nebenprodukten	45	5.1.4	Verdichtungsversuche.....	78
3.3.1	Stoffliche Zusammensetzung	45	5.1.5	Versuche zur Wasserdurchlässigkeit	78
3.3.2	Korngrößenverteilung	46			
3.3.3	Verdichtungsverhalten	47			
3.3.4	Verformungsverhalten und Tragfähigkeit ..	48			
3.3.5	Scherfestigkeit	55			

5.1.6	Versuche zum Last-Verformungsverhalten – Großödometerversuche	78	7.3.2	Korngrößenverteilung	115
5.1.7	Versuche zum Scherverhalten und zur Scherfestigkeit	79	7.3.3	Kornformen	117
5.1.8	Feldversuche	79	7.3.4	Wassergehalte	118
5.2	Versuchsmaterialien.....	82	7.3.5	Widerstand gegen Zertrümmerung	118
5.3	Ergebnisse der Laborversuche	83	7.3.6	Raubeständigkeit	119
5.3.1	Kornformbestimmung.....	83	7.3.7	Stoffliche Zusammensetzung von HMVA.....	121
5.3.2	Ergebnisse zur Zerfallsbeständigkeit – Siebtrommelversuche	86	7.3.8	Umweltverträglichkeit.....	122
5.3.3	Verdichtungsversuche.....	87	7.4	Verdichtungsversuche.....	123
5.3.4	Last-Verformungsverhalten – Großödometerversuche	88	7.4.1	Proctor- und Vibrationshammerversuche am FEhS-Institut	123
5.3.5	Scherverhalten und Scherfestigkeit	91	7.4.2	Verfeinerungsgrade nach Probenverdichtung mittels Proctor- und Vibrationshammerverfahren.....	126
5.4	Ergebnisse der Feldversuche	95	7.4.3	Proctorversuche am Zentrum Geotechnik der TUM	127
5.4.1	Direkte Wassergehalts- und Dichtebestimmung	95	7.4.4	Untersuchungen zum Kornbruch bei Proctorverdichtung am Zentrum Geotechnik der TUM	129
5.4.2	Statische Plattendruckversuche.....	98	7.5	Statische und dynamische Tragfähigkeitsversuche (CBR-Versuche).....	131
5.4.3	Dynamische Plattendruckversuche.....	100	7.6	Versuche zur Wasserdurchlässigkeit	134
5.4.4	Einfluss der Liegezeit auf die Ergebnisse der Plattendruckversuche	100	7.7	Last-Verformungsverhalten – Großödometerversuche	135
5.5	Zusammenfassung der Versuchsergebnisse	104	7.7.1	Standardödometerversuche.....	135
5.5.1	Laborversuche	104	7.7.2	Zyklische Belastung	144
5.5.2	Felduntersuchungen	106	7.8	Scherverhalten und Scherfestigkeit	145
6	Feldversuche an Stahlwerkschlacke	107	7.8.1	Versuchsdurchführung	145
6.1	Versuchsmaterial	107	7.8.2	Versuchsergebnisse.....	145
6.2	Feldversuch im großtechnischen Maßstab ...	108	7.9	Zusammenfassung	153
6.2.1	Allgemeines	108	8	Beantwortung der Forschungsfragen	157
6.2.2	Herstellung des Probefeldes.....	108	8.1	Forschungsfrage A).....	157
6.2.3	Durchführung der Feldversuche	109	8.2	Forschungsfrage B)	157
6.2.4	Ergebnisse der Feldversuche	109	8.3	Forschungsfrage C)	161
7	Vergleichsuntersuchungen an Primär- und Sekundärbaustoffen im Labor	112	8.4	Forschungsfrage D)	163
7.1	Untersuchungskonzept	112	9	Zusammenfassung.....	167
7.2	Ausgewählte Versuchsmaterialien	113	10	Angaben zum Forschungsprojekt.....	170
7.3	Klassifizierung der Versuchsmaterialien .	114			
7.3.1	Allgemeines	114			

10.1	Bearbeitung durch die Forschungsnehmer	170
10.2	Erwähnungen	170
	Literatur	170
	Bilder	180
	Tabellen	185

Der Anhang zum Bericht ist im
elektronischen
BAST-Archiv ELBA unter:
<https://bast.opus.hbz-nrw.de> abrufbar.

1 Ausgangssituation

Mineralische Restmassen aus Bautätigkeiten (Bauschutt, ca. 59 Mio. Tonnen in 2016, (Kreislaufwirtschaft Bau, 2019)), sowie Gesteinskörnungen aus industriellen Prozessen (überwiegend Eisenhütenschlacken, ca. 13 Mio. Tonnen in 2018, (MERKEL, 2019)) und der thermischen Verwertung von Siedlungsabfällen (Hausmüllverbrennungssasche, ca. 6 Mio. Tonnen in 2018, (MESTERS, 2018)) stellen deutschlandweit einen erheblichen Massenstrom dar. Aufgrund ökologischer Erfordernisse und gesetzlicher Vorgaben (vgl. Kreislaufwirtschaftsgesetz, KrWG (2012)) sind derartige Materialien möglichst einer hochwertigen Verwertung zuzuführen, anstatt auf Deponien beseitigt oder zur Verfüllung von Gruben verwendet zu werden. Gut geeignet für eine hochwertige Wiederverwendung dieser Stoffströme als aufbereitete mineralische Sekundärbaustoffe (rezyklierte Baustoffe aus aufbereiteten Baurestmassen, aufbereitete industrielle Nebenprodukte wie z. B. Stahlwerksschlacken oder Hausmüllverbrennungsschlacke) ist dabei der Erdbau, in dem kontinuierlich vergleichsweise große Massen an Baustoffen benötigt werden. Grundvoraussetzung dabei ist, dass einer Verwendung keine bau- und umwelttechnischen Aspekte entgegenstehen.

Sollen mineralische Sekundärbaustoffe im Erdbau eingesetzt werden, wird ihre erdbautechnische Eignung wie auch bei Primärbaustoffen vorab im Zuge der Eignungsprüfung im Labor geprüft. Maßgebliche Bedeutung im Hinblick auf die spätere Verdichtung im Feld, die im Erdbau ein grundlegender Arbeitsschritt zur Sicherung der Tragfähigkeit und dauerhaften Gebrauchstauglichkeit ist, besitzt dabei der Proctorversuch. Mit dem Proctorversuch werden der für die Verdichtung optimale Wassergehalt sowie die Bezugsdichte für die Verdichtungskontrolle im Feld ermittelt. Die im Proctorversuch mit definierter Verdichtungsenergie erreichbaren Trockendichten nehmen dabei bei den meisten natürlichen Baustoffen (eine Ausnahme stellen dränierende Baustoffe, beispielsweise enggestufte Kiese mit hoher Durchlässigkeit dar, die im Proctorversuch nahezu keine Abhängigkeit vom Wassergehalt zeigen) bis zu einem optimalen Wassergehalt zu und fallen bei weiterer Erhöhung des Wassergehaltes über den optimalen Wassergehalt hinaus wieder in etwa parallel zur Sättigungslinie ab.

Im Gegensatz dazu zeigen die Trockendichten mineralischer Sekundärbaustoffe häufig keine eindeutige Abhängigkeit vom Wassergehalt. Ursächlich

hierfür ist die Porosität der Einzelkörner mineralischer Sekundärbaustoffe, die dazu führt, dass ein Teil des zugegebenen Wassers in die innere Porenstruktur poröser Einzelkörner eingelagert wird und dadurch nicht weiter verdichtungsbegünstigend an den Kontaktpunkten der Einzelkörner zur Verfügung steht (vgl. HUBER & HEYER, 2018a; DEMOND & MERKEL, 2014; KRASS & KOLLAR, 2004). Hieraus resultieren Interpretationsschwierigkeiten, da die Identifikation eines klaren Verdichtungsoptimums zur Festlegung der Proctordichte als Bezugsdichte für die Praxis sowie eines für den Einbau günstigen Wassergehaltes nicht mehr eindeutig möglich ist. Zu berücksichtigen ist außerdem, dass die Verdichtung im Proctorversuch durch eine schlagende Beanspruchung durch ein Fallgewicht erfolgt. Diese Art der Verdichtung unterscheidet sich dadurch deutlich von der Art der Verdichtung im Feld, bei der die maßgebenden Parameter in der Regel die Frequenz, Amplitude und Eigenlast einer Verdichtungswalze sind.

Alternative Prüfverfahren zur Verdichtungsprüfung im Labor, welche die Art der Verdichtung im Feld besser wiedergeben, kommen in Deutschland im Kontext des Erdbaus derzeit nicht zur Anwendung. Dabei hat sich in Untersuchungen zur Verdichtungsprüfung von Materialien für Tragschichten ohne Bindemittel, für die der Proctorversuch aufgrund ihres relativ geringen Feinkornanteils ebenfalls nur eingeschränkt anwendbar ist, gezeigt, dass für die Bestimmung der Bezugsgröße für den Verdichtungsgrad von Tragschichten ohne Bindemittel das Vibrationshammerverfahren eine erfolversprechende Alternative zum Proctorversuch darstellt (BIALUCHA et al., 2016). Im Zusammenhang mit dem Erdbau bestehen mit diesem Prüfverfahren derzeit jedoch noch keine Erfahrungen.

Sofern die erdbautechnische Eignung eines mineralischen Sekundärbaustoffes im Zuge der Eignungsprüfung nachgewiesen werden kann, kann dieser als Erdbaustoff verwendet werden. Wie bereits erwähnt, stellt dabei die anforderungsgerechte Verdichtung der verwendeten Erdbaustoffe einen wesentlichen Arbeitsprozess der Erdbaupraxis dar. Durch die Verdichtung kann eine höhere Lagerungsdichte der Baustoffe erreicht werden, womit die Anzahl an Korn-zu-Korn-Kontakten zunimmt. Dies führt zu einer Erhöhung der Scherfestigkeit und Steifigkeit eines Materials. Gleichzeitig führt die Verdichtung zu einer Reduktion des Porenraumes und damit zu einem reduzierten Setzungspotenzial.

Zur Gewährleistung einer ausreichenden Tragfähigkeit von Erdbaustoffen enthält das erdbautechnische Regelwerk (Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßen (Ausgabe 2017), ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017) anwendungsbezogene Anforderungen an den mindestens zu erreichenden Verdichtungsgrad D_{Pr} , der als das Verhältnis der im Feld erreichten Trockendichte zu der im Labor ermittelten Proctordichte bestimmt wird. Diese Anforderungswerte basieren auf jahrzehntelanger Erfahrung im Umgang mit natürlichen Baustoffen in der Erdbaupraxis und wurden im Laufe der Zeit den wachsenden Anforderungen im Erdbau nach und nach angepasst. Kann der geforderte Verdichtungsgrad im Feld erreicht werden, kann von einer ausreichenden Verdichtung und damit der Gewährleistung der Standsicherheit und dauerhaften Gebrauchstauglichkeit eines Erdbauwerkes ausgegangen werden.

Ob der geforderte Verdichtungsgrad im Feld auch tatsächlich erreicht wurde, muss nach der Verdichtung im Zuge der Qualitätssicherung durch die Verdichtungskontrolle überprüft werden. Die Verdichtungskontrolle kann dabei in der Erdbaupraxis sowohl mittels direkter als auch indirekter Prüfverfahren erfolgen. Während bei den direkten Prüfverfahren die Trockendichte unmittelbar als Prüfmerkmal bestimmt wird, wird bei den indirekten Prüfverfahren aus dem Zusammenhang zwischen der Trockendichte und der Steifigkeit des Baustoffes indirekt auf den Verdichtungsgrad geschlossen. Weit verbreitete Prüfverfahren zur direkten Bestimmung der Trockendichte sind die in DIN 18125-2 (DIN, 2020) genormten Volumenersatzverfahren (z. B. Ballon- oder Sandersatzverfahren), während die direkte Dichtebestimmung mittels radiometrischer Sonde aufgrund der Kosten für Anschaffung und Kalibrierung der Sonde sowie für die Schulung des Personals in der Praxis weniger weit verbreitet ist.

Die direkten Prüfverfahren sind jedoch nicht frei von Prüf Fehlern, wie in umfangreichen Untersuchungen von DEUTLER, HORZ & BEHR (1988) oder von BEHR (1989) gezeigt werden konnte. So ist bei den Volumenersatzverfahren insbesondere die korrekte Ermittlung des ausgehobenen Prüfvolumens schwierig, was zu fehlerhaften Werten in der Dichtebestimmung führen kann (VIYNANT, RATHJE & RAUCH, 2004). Zudem ist es vor allem bei grobkörnigen Böden schwierig, ein ausreichend großes und für grobe Körnungen repräsentatives Prüfvolumen zu erhalten. Bei der radiometrischen Sonde kann hingegen die mineralogische Zusammensetzung

mineralischer Sekundärbaustoffe in Verbindung mit der Kalibrierung der radiometrischen Sonde, die für einige mineralische Sekundärbaustoffe nicht geeignet ist, zu Fehlern in der Dichte- und Wassergehaltsbestimmung führen (z. B. HUBER & HEYER, 2019a; RATHJE et al., 2006; VIYNANT, RATHJE & RAUCH, 2004).

Aufgrund der angeführten Schwierigkeiten in Zusammenhang mit den direkten Prüfverfahren zur Verdichtungskontrolle kommen bei grobkörnigen Materialien häufig die indirekten Prüfverfahren statischer und dynamischer Plattendruckversuch zur Anwendung. Gemäß den „Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau“ (FGSV, 2017) ist es zur Verdichtungskontrolle von gemischtkörnigen Böden mittels Plattendruckversuchen erforderlich, zunächst den Zusammenhang zwischen der Trockendichte des Bodens und dem jeweiligen Verformungsmodul (E_{V2} oder E_{Vd}) als Funktion der Trockendichte vorab im Rahmen von Kalibrierversuchen nach TP BF StB Teil E4 (FGSV, 2003) zu ermitteln. Für grobkörnige Böden dürfen dagegen Richtwerte herangezogen werden, mittels denen einem Verformungsmodul (E_{V2} in Verbindung mit Verhältnis E_{V2}/E_{V1} beim statischen Plattendruckversuch, E_{Vd} beim dynamischen Plattendruckversuch) ein Verdichtungsgrad zugeordnet werden kann. Diese Richtwerte basieren auf Untersuchungen an natürlichen Kiesen und Sand-Kies-Gemischen (vgl. FLOSS, 1971) sowie auf jahrzehntelanger erfolgreicher Anwendung bei der Verdichtungskontrolle von Primärbaustoffen und wurden im Laufe der Zeit den wachsenden Anforderungen im Erdbau nach und nach angepasst.

Bei mineralischen Sekundärbaustoffen, die seit den Anfängen in den 1980er Jahren zunehmend an Bedeutung als Erdbaustoffe gewinnen, treten bei der Prüfung mit dem statischen und dem dynamischen Plattendruckversuch in Verbindung mit der Anwendung der Tabellenwerte der ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017) jedoch häufig Schwierigkeiten auf. So werden mit dem statischen Plattendruckversuch bei ausreichendem Verdichtungsgrad zwar hohe Verformungsmoduln E_{V2} erreicht, doch liegen die resultierenden Verhältniswerte E_{V2}/E_{V1} meist deutlich oberhalb der zulässigen Richtwerte der ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017). Beim dynamischen Plattendruckversuch werden dagegen trotz ausreichendem Verdichtungsgrad meist E_{Vd} -Werte erreicht, die deutlich unterhalb der Richtwerte liegen. Dies konnte auch in umfangreichen vom Zentrum Geotechnik

der TU München durchgeführten Felduntersuchungen zur Anwendbarkeit indirekter Prüfverfahren in Verbindung mit den bestehenden Richtwerten des erdbautechnischen Regelwerkes gezeigt werden, die im Rahmen des von der Bayerischen Forschungsstiftung geförderten Forschungsvorhabens „Substitution von natürlichen mineralischen Baustoffen durch Sekundärbaustoffe im Erd- und Tiefbau“ durchgeführt wurden (s. HUBER, HENZINGER & HEYER, 2019). In Zusammenhang mit den Verformungsmoduln als Prüfmerkmale zur indirekten Beurteilung der im Feld erreichten Verdichtung (E_{V2} in Verbindung mit E_{V2}/E_{V1} , E_{Vd}) ist allerdings zu berücksichtigen, dass diese lediglich Hilfsgrößen zur Beurteilung des Verdichtungsgrades darstellen. Direkte Anforderungen an die Verformungsmoduln und damit an die Steifigkeit bestehen im Erdbau dagegen bis auf wenige Ausnahmen (auf dem Planum, für Bankette), anders als im Straßenoberbau, nicht.

Worin diese Auffälligkeiten bei der Verdichtungskontrolle mittels indirekter Prüfverfahren in Verbindung mit den Richtwerten der ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017) begründet liegen und inwieweit sie auf materialcharakteristische Eigenschaften mineralischer Sekundärbaustoffe, die von denjenigen von Primärbaustoffen abweichen und die Einfluss auf das Last-Verformungsverhalten eines Materials besitzen (insbesondere granulometrische Eigenschaften wie Kornform und Kornfestigkeit, s. z. B. ALTUHAFI, COOP & GEORGIANNOU, 2016; CAVARRETTA, COOP & O’SULLIVAN, 2010; MIURA, MAEDA, FURUKAWA & TOKI, 1998), zurückzuführen sind, konnte noch nicht geklärt werden. Ebenso ist noch unklar, inwieweit diese Auffälligkeiten (niedrige E_{V1} -Werte in Verbindung mit hohen Verhältnisswerten E_{V2}/E_{V1} , niedrige E_{Vd} -Werte) auch eine Einschränkung der bautechnischen Eignung bedeuten.

Umfangreiche Beispiele aus der Literatur zeigen jedenfalls, dass mineralische Sekundärbaustoffe seit vielen Jahren erfolgreich als Baustoffe im Erdbau des Straßenbaus (sowie im Straßenoberbau) verwendet werden und eine sinnvolle Alternative zu natürlichen Materialien darstellen (z. B. LI et al., 2017; DETTENBORN, KORKIALA-TANTTO & FORSMAN, 2017; DEL REY et al., 2016; DETTENBORN, FORSMAN & KORKIALA-TANTTU, 2014; NEVES et al., 2013; HERRADOR et al., 2012; LANCIERI, MARRADI & MANNUCCI, 2006; PARK, 2003). Zudem zeigen weitere Beispiele aus der Literatur die vielfältigen Anwendungsmöglichkeiten von Sekundärbaustoffen neben dem klassischen

Erdbau des Straßenbaus sowie des Straßenoberbaus. So können mineralische Sekundärbaustoffe zur Bettung von Rohrleitungen (ARULRAJAH, HORPIBULSUK & MAGHOOL, 2016; ARULRAJAH et al., 2014) und Rückverfüllung von Rohrleitungsgräben (RAHMAN et al., 2014), für Boden- (HENZINGER, 2017; HENZINGER & HEYER, 2017; HENZINGER & HEYER, 2015) oder Baugrundverbesserungsmaßnahmen (KUMAR, AGNIHOTRI & GUPTA, 2013; MCKELVEY et al., 2002) sowie für Deponieabdeckungen (HARNAS, RAHARDJO & WANG, 2013) oder vergütete mineralische Abdichtungen (DÜSER, 1999) verwendet werden.

2 Forschungskonzept

2.1 Forschungsfragen

Die Ausführungen in Kapitel 1 haben gezeigt, dass bei der erdbautechnischen Prüfung mineralischer Sekundärbaustoffe im Labor und im Feld im Zusammenhang mit einigen Prüfverfahren derzeit noch Schwierigkeiten bestehen, die im Hinblick auf ihre vertragssichere und anforderungsgerechte Anwendung dringend geklärt werden müssen. Gemäß der Projektbeschreibung soll daher untersucht werden, ob und inwieweit die Probleme bei der Ausführung konventioneller Prüfverfahren tatsächlich spezifisch für mineralische Sekundärbaustoffe sind, oder nicht doch auch bei natürlichen Baustoffen auftreten und dadurch auf allgemeinere Ursachen (z. B. granulometrische Beschaffenheit der Einzelkörner) zurückzuführen sind.

Anhand von Labor- und Felduntersuchungen soll überprüft werden, ob die Probleme, die bei der Prüfung der erdbautechnischen Eignung mineralischer Sekundärbaustoffe im Labor und bei der Beurteilung des Verdichtungsgrades im Feld mittels indirekter Prüfverfahren auftreten, tatsächlich eine Minderung ihrer erdbautechnischen Eignung bedeuten. Schließlich soll erörtert werden, ob im Hinblick auf eine vertragssichere Anwendung von mineralischen Sekundärbaustoffen im Erdbau zusätzliche Regelungen zur Beurteilung der bautechnischen Eignung derartiger Materialien im Labor sowie zur Beurteilung des Verdichtungsgrades im Feld zu schaffen sind. Beispielsweise soll im Hinblick auf die im Rahmen der Eignungsprüfung im Labor stattfindende Verdichtungsprüfung geklärt werden, ob alternative Prüfverfahren wie das Vibrationshammerverfahren eine sinnvolle Alternative zum Proctorversuch dar-

stellen und mit in das erdbautechnische Regelwerk aufgenommen werden sollten.

Falls notwendig und begründet möglich, sollen abschließend Vorschläge für die Weiterentwicklung des erdbautechnischen Regelwerkes unterbreitet und Richtwerte für die regelwerkskonforme Verdichtungskontrolle mineralischer Sekundärbaustoffe mittels indirekter Prüfverfahren abgeleitet werden. Hierdurch soll sichergestellt werden, dass der Einsatz von Recycling-Baustoffen (rezyklierten Baustoffen) und industriellen Nebenprodukten weiterhin und vertragssicher möglich ist.

Die im Rahmen des Forschungsvorhabens zu beantwortenden Fragestellungen können zusammenfassend folgendermaßen formuliert werden:

- A) Worauf basieren die derzeit im erdbautechnischen Regelwerk enthaltenen Richt- und Anforderungswerte an den anwendungsbezogenen Verdichtungsgrad D_{Pr} sowie die Richtwerte in Zusammenhang mit der Beurteilung des Verdichtungsgrades mittels indirekter Prüfverfahren? Wie stellt sich die Entwicklung der Anforderungs- und Richtwerte dar und was waren die Ursachen für mögliche Anpassungen der Anforderungs- und Richtwerte?
- B) Welche Probleme treten bei mineralischen Sekundärbaustoffen in Zusammenhang mit der Prüfung zur Beurteilung ihrer erdbautechnischen Eignung im Labor sowie der Prüfung des im Feld erreichten Verdichtungsgrades auf? Beschränken sich die Probleme ausschließlich auf mineralische Sekundärbaustoffe bzw. auf bestimmte Gruppen mineralischer Sekundärbaustoffe, oder treten sie auch bei natürlichen Baustoffen mit vergleichbarer Granulometrie auf?
- C) Bedeuten die Schwierigkeiten bei der Prüfung der erdbautechnischen Eignung mineralischer Sekundärbaustoffe im Labor sowie bei der indirekten Verdichtungskontrolle mineralischer Sekundärbaustoffe mittels Plattendruckversuchen im Feld eine Einschränkung ihrer bautechnischen Eignung, oder können diese Baustoffe trotz der bestehenden Schwierigkeiten in Zusammenhang mit ihrer Prüfung anforderungsgerecht im Erdbau eingesetzt werden?
- D) Ist es erforderlich, das erdbautechnische Regelwerk hinsichtlich der Klassifizierung, der Eignungsprüfung und der Prüfung mineralischer Sekundärbaustoffe im Feld weiterzuentwickeln?

Welche Vorschläge können hierfür auf Basis der Ergebnisse der Labor- und Felduntersuchungen erbracht werden? Können für mineralische Sekundärbaustoffe bzw. für spezielle Materialgruppen mineralischer Sekundärbaustoffe fundiert Richtwerte für die indirekten Prüfmerkmale (E_{V2} , E_{V2}/E_{V1} , E_{Vd}) zur regelwerkskonformen Verdichtungsprüfung im Feld vorgeschlagen werden?

Die Fragen A) und B) werden durch eine Literaturstudie, eine Umfrage bei am Bau Beteiligten Personen und Institutionen sowie durch umfangreiche Untersuchungen an verschiedenen Primär- und Sekundärbaustoffen im Labor und im Feld beantwortet.

Die Labor- und Felduntersuchungen, die Versuche zur erdbautechnischen und bodenmechanischen Klassifizierung der Versuchsmaterialien, zur Eignungsprüfung, zum Last-Verformungsverhalten und zum Scherverhalten sowie zur Verdichtungskontrolle umfassen, sollen zunächst zeigen, ob und welche Unterschiede zwischen Primär- und Sekundärbaustoffen bestehen und inwieweit diese auf materialcharakteristische Besonderheiten zurückzuführen sind. Hierzu werden zunächst am Beispiel von Labor- und Felduntersuchungen an zwei natürlichen (Rund- und Brechkorn) und zwei rezyklierten (RC Beton, RC Mix) Erdbaustoffen, die im Rahmen dieses Projekts durchgeführt wurden (s. Kapitel 5), die Unterschiede zwischen den Versuchsmaterialien herausgearbeitet und der Einfluss materialcharakteristischer Besonderheiten aufgezeigt. Die Untersuchungen umfassen Versuche zur Klassifizierung, zu erdbautechnisch relevanten Eigenschaften, zum Last-Verformungsverhalten und zum Scherverhalten sowie zu den Eigenschaften nach großtechnischer Verdichtung. Anschließend werden umfangreiche Vergleichsuntersuchungen zum Last-Verformungsverhalten sowie zum Scherverhalten von natürlichen Baustoffen, rezyklierten Baustoffen und industriellen Nebenprodukten durchgeführt.

Die Beantwortung der Forschungsfrage C) erfolgt auf Basis der Ergebnisse der Labor- und Felduntersuchungen sowie unter Einbeziehung der Ergebnisse der Forschungsfragen A) und B). Die Forschungsfrage D) wird schließlich anhand der Ergebnisse der Forschungsfragen A) bis C) sowie deren Beurteilung beantwortet.

2.2 Untersuchungskonzept

2.2.1 Forschungsfrage A)

Die Beantwortung der Forschungsfrage A) erfolgt in erster Linie anhand einer Literaturstudie. Zunächst werden die grundlegenden Anforderungen an mineralische Sekundärbaustoffe hinsichtlich ihrer Verwendung im Erdbau sowie die wesentlichen bautechnischen Anforderungen an Erdbauwerke erarbeitet. Da insbesondere bei der Verdichtungskontrolle mittels indirekter Prüfverfahren Unterschiede zwischen Primär- und Sekundärbaustoffen bekannt sind, stellen die Grundlagen der diesbezüglichen Prüfverfahren sowie die zu beachtenden Richtwerte und deren historische Entwicklung einen weiteren Schwerpunkt der Literaturstudie dar.

Im Rahmen der Literaturstudie werden überdies die Grundlagen zu den erdbautechnisch relevanten Eigenschaften von rezyklierten Baustoffen und industriellen Nebenprodukten zusammengefasst, was die Grundlage zur Beantwortung der weiteren Forschungsfragen darstellt.

2.2.2 Forschungsfrage B)

Die Schwierigkeiten und Probleme, die bei der Prüfung von mineralischen Sekundärbaustoffen im Zuge der Eignungsprüfung im Labor und der Kontrollprüfung im Feld auftreten, werden in erster Linie durch eine Umfrage bei am Bau Beteiligten erarbeitet. Dabei soll auch in Erfahrung gebracht werden, worauf die bekannten Schwierigkeiten von den Akteuren aus der Praxis zurückgeführt werden und ob sie sich ausschließlich auf mineralische Sekundärbaustoffe bzw. auf bestimmte Gruppen mineralischer Sekundärbaustoffe beschränken, oder nicht auch bei natürlichen Baustoffen mit vergleichbarer Granulometrie auftreten. Überdies fließen zur Beantwortung der Forschungsfrage B) Erkenntnisse ein, die im Rahmen der Literaturrecherche gewonnen wurden.

Zusätzlich zur Literaturstudie und der Umfrage bei am Bau Beteiligten werden die Erfahrungen aus den eigenen Labor- und Felduntersuchungen, die im Rahmen dieses Forschungsvorhabens an natürlichen Baustoffen, rezyklierten Baustoffen und industriellen Nebenprodukten durchgeführt werden, zur Beantwortung von Forschungsfrage B) herangezogen.

2.2.3 Forschungsfrage C)

Zur Beantwortung der Frage, inwieweit die Unterschiede zwischen mineralischen Sekundärbaustoffen und natürlichen Primärbaustoffen bei der Prüfung im Labor und im Feld eine Einschränkung der erdbautechnischen Eignung von rezyklierten Baustoffen und industriellen Nebenprodukten darstellen oder ob mineralische Sekundärbaustoffe trotz der bestehenden Unterschiede anforderungsgerecht im Erdbau eingesetzt werden können, erfolgt in erster Linie anhand von Laboruntersuchungen zum Kompressions- und Scherverhalten an natürlichen Baustoffen, rezyklierten Baustoffen und industriellen Nebenprodukten. Zudem werden Ergebnisse aus Felduntersuchungen an einem natürlichen Baustoff, einem rezyklierten Baustoff sowie einem industriellen Nebenprodukt herangezogen. Darüberhinaus fließen zur Beurteilung der erdbautechnischen Eignung von mineralischen Sekundärbaustoffen und ihrer Gleichwertigkeit gegenüber natürlichen Baustoffen auch die Erkenntnisse aus der Literaturstudie sowie der Umfrage bei am Bau Beteiligten ein.

Zur Beantwortung von Forschungsfrage C) werden im Rahmen dieses Forschungsberichtes zunächst Ergebnisse aus Labor- und Felduntersuchungen zu den erdbautechnischen und bodenmechanischen Eigenschaften von zwei natürlichen und zwei rezyklierten Baustoffen angeführt. Der Fokus der Untersuchungen liegt auf dem Last-Verformungs- und dem Scherverhalten der Versuchsmaterialien sowie ihren Eigenschaften nach großtechnischer Verdichtung im Feld. In den Versuchen wurden zwei natürliche Baustoffe (Rundkorn, Brechkorn) sowie zwei rezyklierte Baustoffe (RC Beton, RC Mix) als Versuchsmaterialien verwendet. Die Interpretation und Beurteilung der Versuchsergebnisse sowie etwaiger Unterschiede zwischen den Versuchsmaterialien erfolgt dabei unter besonderer Berücksichtigung der granulometrischen Eigenschaften der verschiedenen Versuchsmaterialien. Hierdurch soll aufgezeigt werden, inwieweit Unterschiede in den physikalischen und granulometrischen Eigenschaften der Versuchsmaterialien zu Unterschieden im bodenmechanischen Verhalten und den erdbautechnischen Eigenschaften führen.

Im Anschluss werden Ergebnisse von vergleichenden Laboruntersuchungen an Primär- und Sekundärbaustoffen angeführt. Hierfür werden aus den für den Erdbau typischen Bodengruppen GW/GI/

Bodengruppe nach DIN 18196	Materialart
GW/GI/GE	Natürlicher Baustoff (Breckorn)
	Rezyklierter Baustoff
	industrielles Nebenprodukt
GU/GU*	Natürlicher Baustoff (Breckorn)
	Rezyklierter Baustoff
	industrielles Nebenprodukt
SU/SU*	Natürlicher Baustoff (Breckorn)
	Rezyklierter Baustoff
	industrielles Nebenprodukt

Tab. 1: Übersicht über die Versuchsmaterialien für die Untersuchungen im Labor

GE, GU/GU* und SU/SU* jeweils drei Materialien (natürliches Breckorn, rezyklierter Baustoff und industrielles Nebenprodukt) ausgewählt (s. Tabelle 1).

Da geklärt werden soll, ob die angeführten Schwierigkeiten tatsächlich spezifisch für mineralische Sekundärbaustoffe sind, oder nicht doch auch bei natürlichen Baustoffen auftreten und auf allgemeinere Ursachen (z. B. granulometrische Beschaffenheit der Einzelkörner) zurückzuführen sind, sollen die Versuchsmaterialien in Tabelle 1 eine möglichst vergleichbare Granulometrie (z. B. Kornform, Kornabstufung) aufweisen.

Neben den Laboruntersuchungen werden zur Beantwortung von Forschungsfrage C) auch Ergebnisse von Felduntersuchungen herangezogen. In den Felduntersuchungen werden ebenfalls ein natürlicher Erdbaustoff, ein rezyklierter Baustoff sowie ein industrielles Nebenprodukt berücksichtigt.

2.2.4 Forschungsfrage D)

Unter Berücksichtigung der Ergebnisse der Literaturstudie, der Umfrage bei am Bau Beteiligten sowie der eigenen Ergebnisse aus den Labor- und Felduntersuchungen wird abschließend beurteilt, ob und inwieweit es erforderlich ist, das erdbautechnische Regelwerk hinsichtlich der Klassifizierung, der Eignungsprüfung und der Konformitätsprüfung von mineralischen Sekundärbaustoffen weiterzuentwickeln. Sofern hierfür das Erfordernis besteht, sollen konkrete Vorschläge erbracht werden.

Auf Basis der Ergebnisse der im Rahmen dieses Forschungsvorhabens durchgeführten Felduntersuchungen sowie unter Berücksichtigung der Ergebnisse von Felduntersuchungen, die im Rahmen

des Forschungsvorhabens „Substitution von natürlichen mineralischen Baustoffen durch Sekundärbaustoffe im Erd- und Tiefbau“ (gefördert durch die Bayerische Forschungsförderung, AZ 1135-14, s. HUBER, HENZINGER & HEYER, 2019) erzielt wurden, soll überprüft werden, ob für mineralische Sekundärbaustoffe bzw. für spezielle Materialgruppen mineralischer Sekundärbaustoffe fundiert anderslautende Richtwerte als die bis dato existierenden für die indirekten Prüfmerkmale (E_{V2} , E_{V2}/E_{V1} , E_{VD}) zur regelwerkskonformen Verdichtungsprüfung im Feld vorgeschlagen werden können bzw. sollten.

3 Grundlagen und Literaturlauswertung

3.1 Anforderungen an rezyklierte Baustoffe und industrielle Nebenprodukte bei ihrer Anwendung im Erdbau

3.1.1 Allgemeines

Beim Einsatz von rezyklierten Baustoffen und industriellen Nebenprodukten (mineralische Sekundärbaustoffe) sind grundsätzlich Anforderungen an die umweltrelevanten Merkmale der verwendeten Baustoffe sowie bautechnische Anforderungen zu berücksichtigen. Während die Anforderungen an die umweltrelevanten Merkmale den Schutz aus wasserwirtschaftlicher Sicht sicherstellen, dienen die bautechnischen Anforderungen der Gewährleistung der Standsicherheit und dauerhaften Gebrauchstauglichkeit der ausgeführten Bauwerke. Obwohl die Einhaltung sowohl der umwelttechnischen als auch der bautechnischen Anforderungen wesentliche Voraussetzung für einen Einsatz von mineralischen Sekundärbaustoffen im Erdbau ist, beschränken sich die nachfolgenden Ausführungen aufgrund der rein technischen Fragestellungen des Forschungsvorhabens lediglich auf die erdbautechnischen Anforderungen und Eigenschaften von mineralischen Sekundärbaustoffen.

Bautechnische Anforderungen zur Gewährleistung der Standsicherheit und dauerhaften Gebrauchstauglichkeit der ausgeführten Bauwerke bestehen einerseits an die Beschaffenheit der zu verwendenden Baustoffe und andererseits an die Ausführung der Erdbauwerke. Die Anforderungen, die hinsichtlich der Beschaffenheit der Baustoffe zu beachten sind, variieren dabei in Abhängigkeit von der Art des

mineralischen Sekundärbaustoffes (rezyklierter Baustoff, Art des industriellen Nebenproduktes). Im Hinblick auf die Anforderungen an die ausgeführten Erdbauwerke unterscheiden sich diese je nach Einsatzbereich, wobei die Strenge der Anforderungen sowohl von den erwarteten planmäßigen Einwirkungen während der Nutzungsdauer sowie von den zulässigen Verformungen, die ohne Einschränkung der Gebrauchstauglichkeit toleriert werden können, abhängig sind. Dementsprechend gelten für stärker beanspruchte Bereiche (z. B. Straßenunterbau) strengere Anforderungen als für weniger stark beanspruchte Bereiche (z. B. Lärmschutzwahl, vgl. HUBER & HEYER, 2019b).

3.1.2 Bautechnische Anforderungen an mineralische Sekundärbaustoffe

Die bautechnischen Anforderungen an mineralische Sekundärbaustoffe sind für den Erdbau in den Technischen Lieferbedingungen für Böden und Baustoffe im Erdbau des Straßenbaus (TL BuB E-StB 20 (FGSV 2020)) definiert und sind bundesweit gültig. Die TL BuB E-StB 20 (FGSV, 2020) enthalten stoffspezifische bautechnische Anforderungen an die Beschaffenheit von Erdbaustoffen und dienen der Sicherstellung ihrer bautechnischen Eignung. Die jeweils konkret zu berücksichtigenden Baustoffeigenschaften variieren dabei je nach Art des Erdbaustoffes, wobei die TL BuB E-StB 20 (FGSV, 2020) zwischen folgenden mineralischen Sekundärbaustoffen unterscheiden:

- Rezyklierte Baustoffe (RC Baustoffe): rezyklierte Gesteinskörnungen und Gesteinskornmischungen (z. B. aufbereitete Baurestmassen) sowie Böden mit Fremdbestandteilen ≥ 50 M.-%
- Eisenhüttenschlacken: Hochofenschlacken (Hochofenstückschlacke, Hüttensand) und Stahlwerksschlacken (Elektroofenschlacke, LD-Schlacke, sekundärmetallurgische Schlacke, Edelstahlschlacke) aus der Produktion von Eisen und Stahl sowie Hüttenmineralstoffgemische aus den Hüttenbetrieben der Eisen- und Stahlindustrie
- Metallhüttenschlacke: aus der Produktion von Nichteisenmetallen (z. B. Kupfererzeugung)
- Hausmüllverbrennungsaschen: aufbereitete Rohaschen aus der Verbrennung von Siedlungsabfällen, Hausmüll und hausmüllähnlichen Gewerbeabfällen

- Kraftwerksnebenprodukte: aus der Verbrennung von Stein- und Braunkohle (Schmelzkammergranulat, Kesselasche, Steinkohlen-/Braunkohlenflugasche)
- Gießereirückstände (Gießereirestsande, Gießereikupolofenschlacke)
- mineralische Baustoffe aus Bergbautätigkeiten (Waschberge aus der Steinkohlegewinnung, Haldenberge aus dem Kupferschieferbergbau)

Typischerweise enthalten die TL BuB E-StB 20 (FGSV, 2020) bautechnische Vorgaben hinsichtlich der zulässigen Korngrößenverteilung eines Baustoffes sowie dessen Wassergehaltes, der dem für den Einbau und der Verdichtung optimalen Wassergehalt entsprechen muss. Für mineralische Sekundärbaustoffe, die, wie z. B. aufbereitete Baurestmassen oder Hausmüllverbrennungsaschen, aufgrund ihrer Entstehung im Hinblick auf ihre stoffliche Beschaffenheit einer gewissen Heterogenität unterliegen, sind überdies Anforderungen an die stoffliche Zusammensetzung zu beachten. Bei vielen industriellen Nebenprodukten ist auch die Raumbeständigkeit zu ermitteln, die ebenfalls die bautechnische Eignung wesentlich mitbestimmt. Je nach Art des mineralischen Sekundärbaustoffes können zudem weitere Anforderungen an bestimmte bautechnische Eigenschaften (z. B. Plastizität, Glühverlust) zu berücksichtigen sein.

Exemplarisch werden nachfolgend die bautechnischen Anforderungen an rezyklierte Baustoffe (mengenmäßig relevanteste Sekundärbaustoffe) und für Hochofenschlacken aufgeführt. So bestehen für rezyklierte Baustoffe Anforderungen hinsichtlich der Plastizität, der Korngrößenverteilung, des Wassergehaltes und der stofflichen Zusammensetzung. Die Vorgaben bezüglich der Plastizität und der Korngrößenverteilung erlauben den Einsatz von Materialien, die den grob-, gemischt- und feinkörnigen Bodengruppen nach DIN 18196 (DIN, 2011b) zugeordnet werden. Der Wassergehalt muss in der Spanne des für den Einbau und die Verdichtung optimalen Wassergehaltes (Spanne der Wassergehalte bei 97 % der Proctordichte) liegen. Im Hinblick auf die stoffliche Zusammensetzung beschränken die TL BuB E-StB 20 (FGSV, 2020) für den Erdbau lediglich den Anteil an Ausbauphosphat auf maximal 10 M.-% sowie den Anteil an nichtmineralischen Fremdstoffen auf maximal 0,2 M.-%.

Bei den Hochofenschlacken sind bautechnische Anforderungen im Hinblick auf ihre Korngrößenverteilung, ihren Wassergehalt sowie ihre Raumbeständigkeit zu berücksichtigen. Die Anforderungen an die Korngrößenverteilung erlauben die Verwendung von Materialien, die den grob- und gemischtkörnigen Bodengruppen nach DIN 18196 (DIN, 2011b) zugeordnet werden können. Der Wassergehalt muss innerhalb der Spanne des für den Einbau optimalen Wassergehaltes (Spanne der Wassergehalte bei 97 % der Proctordichte) liegen. Unterschiedliche Anforderungen bestehen hinsichtlich der Raumbeständigkeit von Hochofenschlacken, Stahlwerksschlacken und Hüttenmineralstoffgemischen, die alle den Eisenhütten Schlacken zugeordnet werden. So ist bei den Hochofenschlacken

die Raumbeständigkeit gegenüber Kalkzerfall nach DIN EN 1744-1, Abschnitt 19.1 (DIN, 2013) und gegenüber Eisenzerfall nach DIN EN 1744-1, Abschnitt 19.2 (DIN, 2013) nachzuweisen. Bei den Stahlwerksschlacken und Hüttenmineralstoffgemischen ist dagegen die Volumenzunahme nach DIN EN 1744-1 Abschnitt 19.3 (DIN, 2013) zu bestimmen und das jeweilige Material in eine der drei Kategorien gemäß Tabelle 4 bzw. Tabelle 5 der TL BuB E-StB 20 (FGSV, 2020) einzuteilen.

3.1.3 Bautechnische Anforderungen an Erdbauwerke

Maßgebliches Regelwerk im Zusammenhang mit der Ausführung von Erdarbeiten im Kontext des

Bereich		Bodengruppen	Verdichtungsgrad $D_{Pr}^{1)}$ [%]	Luftporenanteil $n_a^{2)}$ [Vol.-%]
1	Planum bis 1,0 m Tiefe bei Dämmen und 0,5 m Tiefe bei Einschnitten	GW, GI, GE SW, SI, SE GU, GT, SU, ST	100	-
2	1,0 m unter Planum bis Dammsohle	GW, GI, GE SW, SI, SE GU, GT, SU, ST	98	-
3	Planum bis Dammsohle und 0,5 m Tiefe bei Einschnitten	GU*, GT*, SU*, ST* U, T, OU ³⁾ , OT ³⁾	97	12 ⁴⁾
4	Bankette	GU, GT	100	-
5	Abdichtungen	GU*, GT*, SU*, ST*, TL, TM, TA, OT	95	5
6	Leitungsgräben			
	Verfüllzone innerhalb des Straßenkörpers	Berücksichtigung von DIN 18306 (DIN, 2016b), DIN 18307 (DIN, 2016c) und DIN 18322 (DIN, 2016d), keine Waschberge, Hausmüllverbrennungaschen, Gießereirestsande	entsprechend Bereiche 1 bis 3	
	Verfüllzone außerhalb des Straßenkörpers		97	
Leitungszone innerhalb und außerhalb des Straßenkörpers	97			
7	Hinterfüllen und Überschütten von Bauwerken	GW, GI, GE, SW, SI, SE SU, ST, GU, GT SU*, ST*, GU*, GT* TL, TM, UM, TL (in Verbindung mit qualifizierter Bodenverbesserung)	100	-
8	Schutzwälle		97	12 (nur für Bodengruppen GU*, GT*, SU*, ST*, U, T, OU, OT)

1) 10 % Mindestquantil: Das Mindestquantil ist das kleinste zugelassene Quantil, unter dem nicht mehr als der vorgegebene Anteil von Merkmalswerten (z. B. für den Verdichtungsgrad) der Verteilung zugelassen ist

2) 10 % Höchstquantil: Das Höchstquantil ist das größte zugelassene Quantil, über dem nicht mehr als der vorgegebene Anteil von Merkmalswerten (z. B. für den Luftporenanteil) der Verteilung zugelassen ist

3) Für Böden der Gruppen OU und OT gelten die Anforderungen nur dann, wenn ihre Eignung und Einbaubedingungen gesondert untersucht und im Einvernehmen mit dem Auftraggeber festgelegt wurden

4) Wenn die Böden nicht verfestigt oder qualifiziert verbessert werden, empfiehlt sich bei Einbau von wasserempfindlichen gemischt- und feinkörnigen Böden eine Anforderung an das 10 % Höchstquantil für den Luftporenanteil von 8 Vol.-%. Dies ist in der Leistungsbeschreibung anzugeben

Tab. 2: Anforderungen an das 10 %-Mindestquantil für den Verdichtungsgrad D_{Pr} bzw. an das 10 %-Höchstquantil für den Luftporenanteil n_a (Auszug), adaptiert nach ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017)

Tiefenbereich	E_{vd} [MN/m ²]	E_{v1} [MN/m ²]	D_{Pr} [%]	$\Delta FDVK^1$ [%]	SD_{FDVK}^2 [%]
Unterbauplanum	38	35	100	≤ 5 (0)	≤ 20
Ab 1 m unter Unterbauplanum	24 (26)	20	99	≤ 5 (0)	≤ 20
Ab Dammaufstandsfläche (einschl. Bodenauswechslung)	18 (16)	15 (7,5)	97 (95)	≤ 5 (0)	≤ 20 ³⁾
Hinterfüllung	38	35	100		

1) Verdichtungszuwachs der dyn. Messwerte der Flächendeckenden dynamischen Verdichtungskontrolle (FDVK) zwischen zwei aufeinander folgenden Überfahrten auf derselben Walzenspur

2) Standardabweichung des Mittelwertes der dynamischen Messwerte der FDVK auf dem jeweiligen Prüffeld

3) Für Dammaufstandsflächen auf natürlich anstehenden Böden ist der Grenzwert der Standardabweichung nicht anzuwenden, der Wert ist jedoch aufzuzeichnen und zu dokumentieren

Tab. 3: Mindestanforderungen an die Verdichtung gemäß RVS 08.03.01 (FSV, 2010)

Straßenbaus sind in Deutschland die Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau (FGSV, 2017). Neben Regelungen zur Ausführung von Erdarbeiten sowie von Qualitätsanforderungen für den Untergrund und Unterbau von Verkehrsflächen und sonstigen Erdbauwerken beinhalten die ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017) auch Vorgaben bezüglich der Prüfung der erzielten Qualität der ausgeführten Erdarbeiten. In erster Linie steht dabei im Erdbau die Vermeidung von Setzungen im Vordergrund, weshalb die ausreichende Verdichtung der verwendeten Erdbaustoffe wesentliche Bedeutung besitzt. Primäres Prüfkriterium im Erdbau ist in Deutschland daher der Verdichtungsgrad D_{Pr} , der als Verhältnis der im Feld erreichten Trockendichte zu einer vorab im Labor ermittelten Referenzdichte (Proctordichte) bestimmt wird. Werden die Anforderungswerte der ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017) an den Verdichtungsgrad D_{Pr} erreicht, wird von einem standsicheren und dauerhaft gebrauchstauglichen Bauwerk ausgegangen. Direkte Anforderungen an die Steifigkeit bestehen im Erdbau mit Ausnahme des Planums ($E_{V2} \geq 45 \text{ MN/m}^2$) und von Banketten ($E_{V2} \geq 80 \text{ MN/m}^2$) hingegen nicht.

Die Anforderungen an den Verdichtungsgrad D_{Pr} sind dabei unabhängig von der Art des eingesetzten mineralischen Sekundärbaustoffes. Allerdings hängen die Anforderungen vom jeweiligen Anwendungsgebiet ab, wobei für höher beanspruchte Bereiche wiederum höhere Anforderungen zu berücksichtigen sind. Zudem können sich die Anforderungen in Abhängigkeit von der Bodengruppe nach DIN 18196 des verwendeten Baustoffes unterscheiden. Die in den ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017) für die jeweiligen Anwendungsgebiete aufgeführten bodengruppenabhängigen Anforderungen sind in Tabelle 2 zusammengestellt. Auf dem Planum muss neben der Anforderung an den Verdichtungsgrad

D_{Pr} dabei zusätzlich ein Verformungsmodul $E_{V2} \geq 45 \text{ MN/m}^2$ erreicht werden. Direkte Anforderungen an die Steifigkeit (z. B. Verformungsmodul E_{V2}) sind im Erdbau neben dem Planum nur bei Straßenbanketten ($E_{V2} \geq 80 \text{ MN/m}^2$) zu beachten.

Zum Vergleich sind in Tabelle 3 die Verdichtungsanforderungen in Österreich aufgeführt. Diese sind in den Richtlinien und Vorschriften für das Straßenwesen – Technische Vertragsbedingungen Vor-, Abbruch- und Erdarbeiten (RVS 08.03.01; FSV, 2010) formuliert. Auch gemäß RVS 08.03.01 (FSV, 2010) kann der Nachweis der ausreichenden Verdichtung über die direkte Bestimmung des Verdichtungsgrades D_{Pr} erfolgen. Anders als in Deutschland kann in Österreich der Nachweis der ausreichenden Verdichtung im Erdbau allerdings direkt durch die Bestimmung der Verformungsmoduln E_{Vd} und E_{V1} sowie über die jeweiligen Messwerte bei der flächendeckenden dynamischen Verdichtungskontrolle (FDVK) erfolgen.

3.2 Grundlagen der Prüfverfahren in Zusammenhang mit der Verdichtungskontrolle und Erfahrungen bei der Prüfung von Sekundärbaustoffen

3.2.1 Allgemeines

Die Ausführungen in Kapitel 3.1.3 haben gezeigt, dass an Erdbauwerke in erster Linie Anforderungen an den mindestens zu erreichenden Verdichtungsgrad D_{Pr} bestehen. Um den Verdichtungsgrad D_{Pr} ermitteln zu können, ist es zunächst erforderlich, die Proctordichte als Bezugsgröße für die Verdichtung im Feld vorab im Rahmen der Eignungsprüfung im Labor zu bestimmen.

Nach der Verdichtung der eingesetzten Erdbaustoffe im Feld ist es im Zuge der Qualitätssicherung erforderlich, durch Kontrollprüfungen die anforderungsgerechte Verdichtung der Erdbaustoffe nachzuweisen. Hierfür können sowohl direkte als auch indirekte Prüfverfahren herangezogen werden. Direkte und indirekte Prüfverfahren unterscheiden sich dabei insofern, als dass bei direkten Prüfverfahren das nachzuweisende Prüfmerkmal direkt als Messgröße bestimmt wird, während bei den indirekten Prüfverfahren das nachzuweisende Prüfmerkmal mittels einer Messgröße, die mit dem Prüfmerkmal korreliert, nachgewiesen wird. Direkte Prüfverfahren, die zur Verdichtungskontrolle im Erdbau häufig zur Anwendung kommen, sind die Volumenersatzverfahren nach DIN 18125-2 (DIN, 2020) sowie radiometrische Sonden nach TP BF-StB B 4.3 (FGSV, 1988). Bei diesen Prüfverfahren wird die Trockendichte direkt als Messgröße bestimmt. Bei den indirekten Prüfverfahren wird dagegen aus der Steifigkeit des Untergrundes, die mit der Trockendichte korreliert, auf den Verdichtungsgrad geschlossen. Weit verbreitete indirekte Prüfverfahren sind der statische sowie der dynamische Plattendruckversuch nach DIN 18134 (DIN, 2012a) bzw. TP BF-StB Teil B 8.3 (FGSV, 2012b). Mit den Plattendruckversuchen wird die Steifigkeit des Untergrundes in Form von Verformungsmoduln ermittelt (E_{V2} und E_{V1} beim statischen Plattendruckversuch, E_{Vd} beim dynamischen Plattendruckversuch).

Nachfolgend werden die Grundlagen der Prüfverfahren, die im Zusammenhang mit der Prüfung der Verdichtung besondere Relevanz besitzen, dargestellt. Hierbei handelt es sich zum einen um den Proctorversuch. Zum anderen werden die Grundlagen der direkten und indirekten Prüfverfahren zur Verdichtungskontrolle im Feld erläutert.

3.2.2 Prüfverfahren zur Ermittlung der Verdichtungskennwerte

3.2.2.1 Der Proctorversuch

Der Zweck des Proctorversuches, der von Proctor (PROCTOR, 1933) entwickelt wurde, besteht in der Feststellung der Trockendichte eines Erdbaustoffes nach seiner Verdichtung unter genormten Versuchsbedingungen als Funktion des Wassergehaltes. Der Proctorversuch dient zudem der Abschätzung der Verdichtungskennwerte Proctordichte und Proctorwassergehalt, wobei die Proctordichte als Bezugsgröße zur Beurteilung der Trockendichte eines Erdbaustoffes sowie der im Feld nach der Ver-

verdichtung erreichten Trockendichte dient und der Proctorwassergehalt denjenigen optimalen Wassergehalt darstellt, bei dem ein Erdbaustoff sich günstig, d. h. möglichst effizient, verdichten lässt (SIEDEK, FLOSS & BRÜGGEMANN, 1982).

Der Proctorversuch ist im Erdbau in DIN 18127 (DIN, 2012b) genormt. Bei der Durchführung des Proctorversuches wird der zu untersuchende Erdbaustoff in einem Stahlzylinder mit genormten Abmessungen in einem festgelegten Arbeitsverfahren mittels eines Fallgewichtes mit einer ebenfalls genormten Verdichtungsarbeit verdichtet. Ein typisches Versuchsgerät zur Bestimmung der Proctordichte ist beispielhaft in Bild 1 abgebildet. Die Größe des Stahlzylinders richtet sich dabei nach dem Größtkorn des zu untersu-



Bild 1: Verdichtungsgerät zur Bestimmung der Proctordichte mit Proctortopf ($d = 15 \text{ cm}$)

$d_{\text{Zylinder}} [\text{mm}]$	$h_{\text{Zylinder}} [\text{mm}]$	$d_{\text{max,Korn}}$
100	120	20
150	125	31,5
250	200	63

Tab. 4: Durchmesser d_{Zylinder} und Höhe h_{Zylinder} des Proctortopfes in Abhängigkeit des Größtkorndurchmessers d_{max}

chenden Erdbaustoffes (s. Tabelle 4). Entsprechend der Größe des Stahlzylinders ist das Fallgewicht, die Fallhöhe sowie die Anzahl der Verdichtungsschläge so zu wählen, dass sich eine genormte volumenbezogene Verdichtungsarbeit ergibt. Zur Bestimmung der (einfachen) Proctordichte beträgt die volumenbezogene Verdichtungsarbeit A etwa $0,6 \text{ MJ/m}^3$. Oftmals wird auch die modifizierte Proctordichte ermittelt, wobei eine deutlich höhere volumenbezogene Verdichtungsarbeit A von etwa $2,7 \text{ MJ/m}^3$ verwendet wird. Die Verdichtungsenergie zur Bestimmung der einfachen Proctordichte wurde so gewählt, dass mit ihr Trockendichten erzielt werden, die ebenfalls mit modernen Verdichtungsgeräten im Straßenbau erreicht werden konnten. Die Verdichtungsenergie beim modifizierten Proctorversuch wurde so gewählt, dass sie derjenigen von besonders schweren Verdichtungsgeräten, wie sie beim Erddamm- und Rollfeldbau verwendet werden, entspricht (SCHULTZE & MUHS, 1967). Heutzutage dürften mit konventionellen Verdichtungsgeräten, wie sie im Erd- und Straßenbau verwendet werden, jedoch höhere Verdichtungsenergien erbracht werden, wie dies bei der Einführung des Proctorversuchs der Fall war.

Ein Proctorversuch besteht aus mindestens fünf Einzelversuchen, die sich jeweils durch den Wassergehalt der Einzelproben unterscheiden. Bei den meisten natürlichen Erdbaustoffen nimmt die im Einzelversuch erreichbare Trockendichte dabei mit

zunehmendem Wassergehalt bis zu einem Optimum, der Proctordichte ρ_{Pr} beim zugehörigen Proctorwassergehalt w_{Pr} zu. Bei weiterer Steigerung des Wassergehaltes über den Proctorwassergehalt hinaus fällt die maximal erreichbare Trockendichte schließlich wieder in etwa parallel zur Sättigungslinie ab. Ein typischer Verlauf für eine solche Proctorkurve ist beispielhaft in Bild 2 (links) dargestellt. Die Ursache für den Verlauf der Proctorkurve liegt darin, dass das zugegebene Wasser zunächst wie ein Schmiermittel wirkt und die Kornumlagerung während des Verdichtens begünstigt, womit mit gleichbleibender Verdichtungsenergie und zunehmenden Wassergehalt höhere Trockendichten erreicht werden. Bei Wassergehalten oberhalb des optimalen Wassergehaltes ist hingegen ein Großteil des interpartikularen Porenraumes des zu untersuchenden Erdbaustoffes zunehmend mit Wasser gefüllt, welches bei Zufuhr der Verdichtungsenergie nicht mehr schnell genug entweichen kann und damit der Umlagerung der Partikel in eine dichtere Lagerung entgegensteht. Folglich werden mit zunehmenden Wassergehalt oberhalb des optimalen Wassergehaltes abnehmende Trockendichten erzielt (z. B. KÉZDI, 1970; SCHULTZE & MUHS, 1967; SIEDEK & VOSS, 1955).

Der Zusammenhang zwischen der im Proctorversuch erreichbaren Trockendichte und dem Wassergehalt gilt in besonderem Maße für bindige Bö-

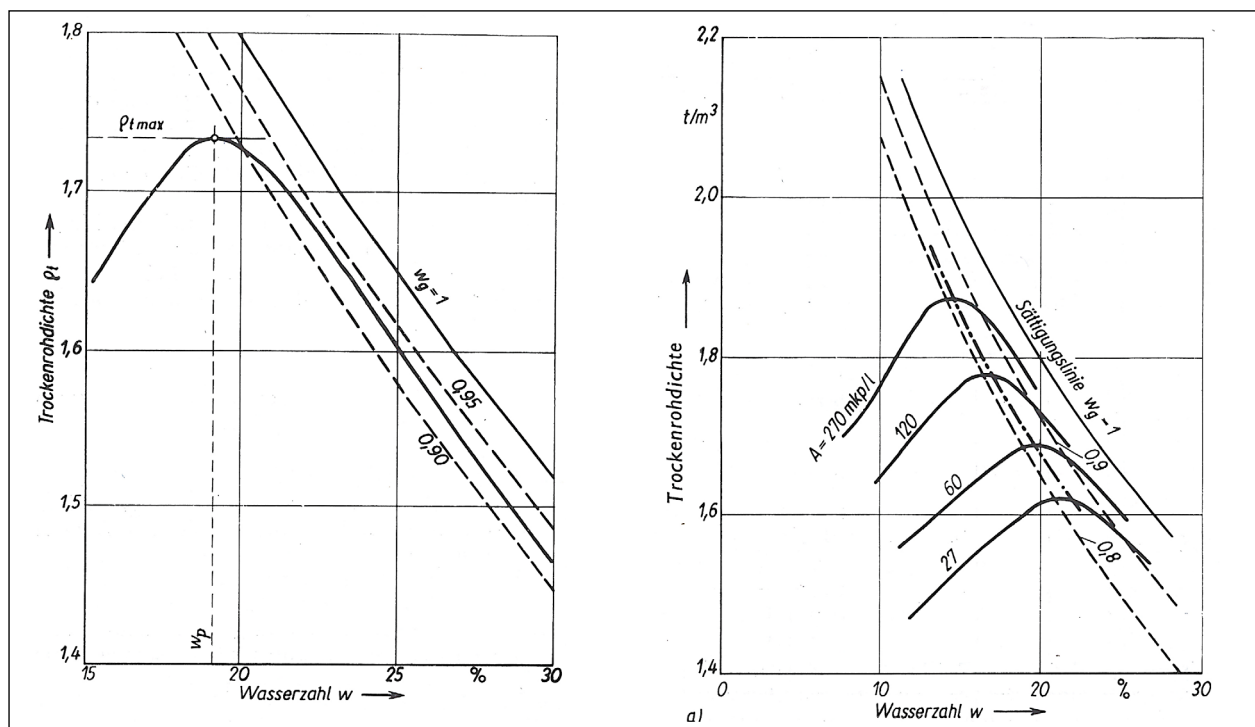


Bild 2: Charakteristische Gestalt einer Proctorkurve (links) und Proctorkurven bei verschiedenen Verdichtungsenergien und Sättigungsgraden (rechts), aus KÉZDI (1970)

den, tritt aber auch bei gut abgestuften gemischt- bzw. grobkörnigen Erdbaustoffen auf. Die Abhängigkeit der mit zunehmendem Wassergehalt erreichbaren Trockendichte ist dabei umso größer, je größer die Ungleichförmigkeitszahl des untersuchten Erdbaustoffes ist. Gleichförmig abgestufte Sande oder Kiese (d. h. mit einer kleinen Ungleichförmigkeitszahl) zeigen dagegen aufgrund ihres großen Porenanteils infolge ihrer Kornabstufung, der ein unbehindertes Abfließen des interpartikularen Porenwassers bei der Verdichtung ermöglicht, in der Regel keine Abhängigkeit der erreichbaren Trockendichte vom Wassergehalt (BIALUCHA et al., 2016; SCHULTZE & MUHS, 1967; SIEDEK & VOSS, 1955). Die Problematik, wonach die eindeutige Ermittlung eines Proctoroptimums aufgrund einer nicht vorhandenen Abhängigkeit der erzielbaren Trockendichten vom Wassergehalt nicht möglich ist, ist insbesondere auch im Straßenoberbau bekannt, wo Baustoffe für Frostschutz-, Kies- und Schottertragschichten gezielt so zusammengesetzt werden, dass sie eine kapillarbrechende Wirkung und damit eine hohe Wasserdurchlässigkeit besitzen (BIALUCHA et al., 2016). BIALUCHA et al. (2016) diskutieren diesbezüglich, inwiefern dieser Problematik mit Anpassungen in der Versuchsdurchführung oder Versuchsauswertung begegnet werden kann. Sie führen in diesem Zusammenhang Ergebnisse von Verdichtungsversuchen verschiedener Autoren an, in denen die maximale Trockendichte dränierender Baustoffe an ofentrockenen Proben (DRNEVICH, EVANS & PROCHASKA, 2007; KREBS & ARAND, 1976) bzw. an Proben, deren Wassergehalt geringfügig oberhalb des trockenen Zustandes ($w \approx 1$ bis 3 %) liegt (ELLIS, 1980; O'CONNEL, WAMBURA T NEWILL, 1987), erreicht wurden (vgl. Bild 3). Die hohe erreichbare Trockendichte von ofentrockenen Proben wird mit der im Gegensatz zu teilgesättigten Baustoffen nicht vorhandenen scheinbaren Kohäsion begründet, die einer Kornumlagerung bei ofentrockenen Proben damit nicht entgegensteht (KREBS & ARAND, 1967; KÉZDI, 1970). Zu berücksichtigen ist dabei, dass die Ermittlung des Verdichtungsoptimums zwar für Baustoffe/Baustoffgemische des Straßenoberbaus, die in der Regel keinen nennenswerten Feinkornanteil aufweisen, möglich und sinnvoll sein mag. Sobald, wie bei vielen Baustoffen des Erdbaus, bindige Anteile vorhanden sind, ist eine Ermittlung am ofentrockenen Material allerdings nicht mehr sinnvoll.

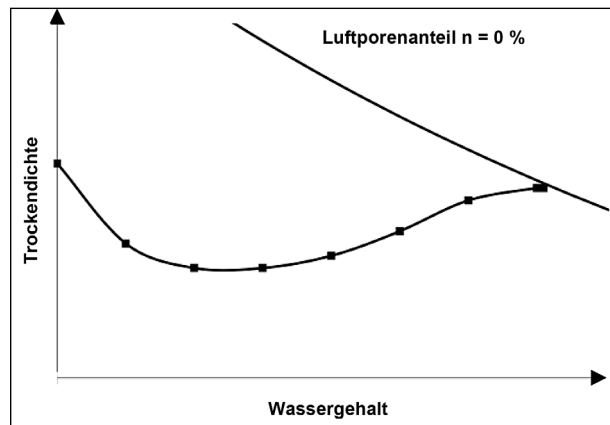


Bild 3: Verdichtungskurve für dränierende Baustoffgemische, adaptiert nach DRNEVICH, EVANS & PROCHASKA (2007)

Die im Proctorversuch erreichbare Trockendichte lässt sich überdies auch durch die Steigerung der Verdichtungsarbeit erhöhen. Die Abhängigkeit der Trockendichte vom Wassergehalt bleibt dabei auch mit erhöhter Verdichtungsarbeit bestehen, wobei sich das Proctoroptimum entlang der x-Achse nach links verschiebt. Das Proctoroptimum liegt mit erhöhter Verdichtungsarbeit zudem stets in etwa bei dem gleichen Sättigungsgrad (vgl. Bild 2 rechts).

3.2.2.2 Prüfverfahren zur Ermittlung der Verdichtungskennwerte aus dem Straßenoberbau

Im Bereich des Straßenoberbaus wird ebenfalls der Proctorversuch zur Ermittlung der Verdichtungskennwerte verwendet. Neben dem Proctorversuch können zur Ermittlung der Verdichtungskennwerte von ungebundenen und hydraulisch gebundenen Gemischen allerdings auch weitere Prüfverfahren zur Anwendung kommen. Ein Überblick über die für den Straßenoberbau genormten Prüfverfahren zur Bestimmung der Referenz-Trockendichte und des Wassergehaltes ist in Tabelle 5 gegeben. Im Gegensatz zum Proctorversuch, bei dem zur Verdichtung der Versuchsmaterialien ein Fallgewicht verwendet wird, das mit einer definierten Schlagzahl vertikal auf die Probenoberfläche fällt, erfolgt die Verdichtung bei den weiteren in Tabelle 5 aufgeführten Prüfverfahren mittels einer statischen Auflast, die jeweils durch eine definierte Amplitude und Frequenz angeregt wird. Damit nutzen diese Prüfverfahren die gleichen Verdichtungsparameter, wie Verdichtungsgeräte im Feld (z. B. Vibrationswalzen und -platten, vgl. BIALUCHA et al., 2016).

Nachfolgend werden die in Tabelle 5 aufgelisteten Prüfverfahren in Grundzügen kurz erläutert. Weite-

Norm	Prüfverfahren	Korngrößenbereich
DIN EN 13286-2	Proctorversuch	
	$d_{\text{Zylinder}} = 100 \text{ mm}$	$d_{\text{max}} = 16 \text{ mm}$
	$d_{\text{Zylinder}} = 150 \text{ mm}$	Siebdurchgang bei 31,5 mm $\geq 75 \text{ M.-%}$
	$d_{\text{Zylinder}} = 250 \text{ mm}$	Siebdurchgang bei 63 mm $\geq 75 \text{ M.-%}$
DIN EN 13286-3	Vibrationsverdichtung mit vertikalem Druck	Größtkorn 31,5 mm
DIN EN 13286-4	Vibrationshammer	Siebdurchgang bei 40 mm $\geq 90 \text{ M.-%}$ Siebdurchgang bei 20 mm $\geq 70 \text{ M.-%}$
DIN EN 13286-5	Vibrationstisch	Größtkorn 80 mm, Siebdurchgang bei 0,063 mm $< 12 \text{ M.-%}$

Tab. 5: Prüfverfahren zur Ermittlung der Verdichtungskennwerte aus dem Straßenoberbau und deren Anwendungsgrenzen in Abhängigkeit vom Korngrößenbereich, adaptiert nach BIALUCHA et al. (2016)

re Ausführungen zu den Prüfverfahren können z. B. BIALUCHA et al., (2016) entnommen werden, welche die unterschiedlichen Verdichtungsprüfverfahren im Rahmen von umfangreichen Vergleichsuntersuchungen an Tragschichtmaterialien (Rundkorn, Brechkorn) hinsichtlich Praxisnähe, Wirtschaftlichkeit, Handhabbarkeit und Reproduzierbarkeit verglichen haben.

Proctorversuch nach DIN EN 13286-2 (DIN, 2013)

Die Versuchsdurchführung beim Proctorversuch nach DIN EN 13286-2 (DIN, 2013) unterscheidet sich nur geringfügig von der Versuchsdurchführung nach DIN 18127 (DIN, 2012b). So wird das Probenmaterial auch im Proctorversuch nach DIN EN 13286-2 (DIN, 2013) schichtweise in einem Zylinder mittels eines Fallgewichts verdichtet, wobei die Verdichtungsenergie wie nach DIN 18127 (DIN, 2012b) beim einfachen Proctorversuch $0,6 \text{ MJ/m}^3$ und beim modifizierten Proctorversuch $2,7 \text{ MJ/m}^3$ beträgt. Allerdings bestehen zwischen DIN EN 13286-2 (DIN, 2013) und DIN 18127 (DIN, 2012b) teilweise Unterschiede beispielsweise hinsichtlich der Geometrie des Proctortopfes sowie der Geometrie, der Masse und der Fallhöhe des Fallgewichtes. Dies wird nachfolgend anhand eines Vergleiches der Kennwerte des einfachen Proctorversuches nach DIN EN 13286-2 (DIN, 2013) und DIN 18127 (DIN, 2012b) am Beispiel eines Proctortopfes mit einem Durchmesser von 150 mm veranschaulicht.

Vibrationsverdichtung mit vertikalem Druck nach DIN EN 13286-3 (DIN, 2003a)

Die Vibrationsverdichtung mit vertikalem Druck nach DIN EN 13286-3 (DIN, 2003a) dient zur Beurteilung der Verdichtungswilligkeit $DC(w)$ eines Materials in Abhängigkeit von seinem Wassergehalt. Zudem wird die mit einem bestimmten Wassergehalt erreichbare Trockendichte ρ_{dR} bestimmt. Bei

Kennwerte	Einheit	DIN EN 13286-2 (DIN, 2013)	DIN 18127 (DIN, 2012b)
Durchmesser Proctortopf	mm	150	150
Höhe Proctortopf	mm	120	125
Masse Fallgewicht	kg	2,5	4,5
Durchmesser Fallgewicht	mm	50	75
Fallhöhe	mm	305	450
Anzahl Schichten	-	3	3
Anzahl Schläge/Schicht	-	56	22

Tab. 6: Vergleich der Kenndaten des einfachen Proctorversuches nach DIN EN 13286-2 (DIN, 2013) und DIN 18127 (DIN, 2012b) am Beispiel eines Proctortopfes mit einem Durchmesser von 150 mm

dem Versuch wird das Probenmaterial in einer Verdichtungsform (Prüfzylinder) durch kreisförmiges, horizontales Schwingen (Rütteln) bei gleichzeitiger Erhöhung des vertikalen Axialdruckes verdichtet. Die Probe mit der Trockenmasse m_0 (6 bis 6,5 kg) wird dabei mit einem Wassergehalt w in den Prüfzylinder eingebracht und während des Versuches für drei Minuten verdichtet, wobei der vertikale Druck über die Zeit t (in Minuten) ansteigt:

$$P(t) = 0,441 \cdot t / (22,5 - 6,5 \cdot t) \text{ [MPa]}$$

Der Versuch ist bei drei Wassergehalten durchzuführen, wobei die Wassergehalte so zu wählen sind, dass die Differenz aufeinanderfolgender Wassergehalte weniger als 1,5 % beträgt und sie in etwa dem auf der Baustelle erwarteten Wassergehalt entsprechen. Je Wassergehalt werden vier Proben vorbereitet und die Trockendichte jeweils an zwei Proben bei einer Schwingfrequenz von 50 Hz und 100 Hz bestimmt. Aus den Ergebnissen bei unterschiedlichen Wassergehalten kann schließlich die Trockendichte ρ_{dR} sowie die Verdichtungswilligkeit $DC(w)$

des Gemisches bestimmt werden kann. Da das Verfahren lediglich auf Korngrößen bis maximal 31,5 mm beschränkt ist, besitzt das Verfahren für ungebundene Schichten lediglich geringe praktische Bedeutung.

Vibrationshammer nach DIN EN 13286-4 (DIN, 2022)

Beim Vibrationshammerverfahren nach DIN EN 13286-4 (DIN, 2022) handelt es sich um ein Verfahren, das zur Bestimmung des Zusammenhanges zwischen der Trockendichte und dem Wassergehalt eines Gemisches dient, das mit einem Vibrationshammer verdichtet wird (s. Bild 4). Das Verfahren ist anwendbar auf Materialien, bei denen auf dem Analysensieb von 20 mm ein Siebrückstand von höchstens 30 M.-% zurückbleibt und die höchstens 10 M.-% Siebrückstand auf dem Analysensieb von 40 mm aufweisen. Ein Versuch besteht aus mindestens fünf Einzelversuchen, die bei unterschiedlichen Wassergehalten durchgeführt werden. In den Einzelversuchen wird das Probenmaterial jeweils in drei Schichten in einem CBR-Topf eingebracht und jede Schicht mittels eines Vibrationshammers, der mit einer vertikalen Gesamtkraft von 300 N bis 400 N auf der Probenoberfläche aufliegt, für jeweils 60 Sekunden verdichtet. Aus den Ergebnissen der Einzelversuche kann der Zusammenhang zwischen der erreichbaren Trockendichte und dem Wassergehalt bestimmt werden. DIN EN 13286-4 (DIN, 2022) kennt dabei konkav (Krümmung nach oben) und konvex (Krümmung nach unten) gekrümmte sowie horizontale Verläufe der Verdichtungskurven und macht Vorgaben hinsichtlich der erforderlichen Angaben für die Trockendichte und den Wassergehalt. So definiert bei einem konkav gekrümmten Kurvenverlauf (Krümmung nach oben), dem üblichen Verlauf für die Mehrzahl der in EN 13285¹ und EN 14227² enthaltenen Gemische, der Spitzenwert für die Trockendichte die Labor-Trockendichte (d. h. das Optimum) sowie den zugehörigen optimalen Wassergehalt. Bei konvex gekrümmten Kurven (Krümmung nach unten) definiert der Wassergehalt, bei dem das Schwitzen (dieser Begriff wird in der Norm nicht näher erläutert und ist den Verfassern unbekannt) beginnt, die Labor-Trockendichte und den optimalen Wassergehalt. Für horizontale Kurvenverläufe muss angegeben werden, dass kein optimaler Wassergehalt bestimmt werden kann und die Trockendichte muss für jeden geforderten Wassergehalt angegeben werden.



Bild 4: Vibrationshammer nach DIN EN ISO 1386-4, aus BIALUCHA et al. (2016)

BIALUCHA et al. (2016) kamen in umfangreichen Vergleichsuntersuchungen an Baustoffen für Schichten ohne Bindemittel (Tragschicht- und Frostschutzschichten) zwischen dem Vibrationshammerverfahren nach DIN EN 13286-4 (DIN, 2022) und dem Proctorversuch nach DIN EN 13286-2 (DIN, 2013) zu dem Ergebnis, dass mit Vibrationshammerverfahren vergleichbare Ergebnisse zum Proctorverfahren erzielt werden (vgl. Bild 5). Der Schnittpunkt der mit beiden Verdichtungsverfahren erzielten Verdichtungskurven lag dabei für natürliche Gesteinskörnungen um einen Wassergehalt von 3 M.-% und für rezyklierte Baustoffe bzw. industrielle Nebenprodukte wie z. B. HMVA bei einem Wassergehalt um 5 M.-%. Da einige Materialien bei einem Wassergehalt von 5 M.-% bereits dräniert hätten, schlagen sie auf Basis ihrer Untersuchungen vor, die Verdichtungsprüfung zur Bestimmung einer Referenzdichte im Straßenoberbau bei einem einheitlichen Wassergehalt von 3 M.-% durchzuführen. Als Vorteile des Vibrationshammerfahrens führen sie zudem an, dass dieses im Vergleich zum Proctorverfahren eine bessere und einfachere Handha-

¹ DIN EN 13285:2018-10: Ungebundene Gemische - Anforderungen

² DIN EN 14227-1:2014-08: Hydraulisch gebundene Gemische – Anforderungen – Teil 1: Zementgebundene Gemische

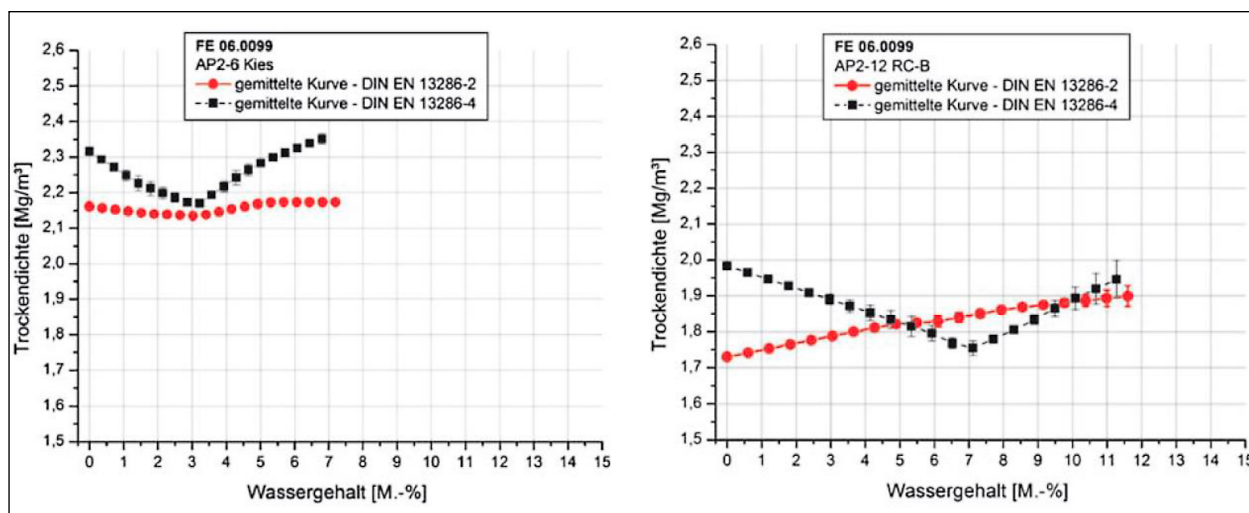


Bild 5: Nach DIN EN 13286-2 (Proctorverfahren) und DIN EN 13286-4 (Vibrationshammerverfahren) bestimmte Verdichtungskurven für natürlichen Rheinkies und RC Beton (Korngrößen 0/32), aus BIALUCHA et al., 2016

bung sowie eine schnellere Durchführung der Prüfung ermöglicht und geringere Investitionskosten für das Prüfgerät erfordert. Zudem sei die Vibrationsverdichtung vergleichbarer zur Verdichtung in der Baupraxis, als die Verdichtung durch die schlagende Beanspruchung mit einem Fallgewicht, wie dies beim Proctorverfahren der Fall ist.

Vibrationstisch nach DIN EN 13286-5 (DIN, 2003c)

Mit dem Vibrationstischverfahren nach DIN EN 13286-5 (DIN, 2003c) wird das Probenmaterial in einem Prüfzylinder durch Vibrationsverdichtung und durch Aufbringen einer konstanten Prüflast auf der Oberfläche des Materials verdichtet. Das Verfahren dient zur Bestimmung der größten Trockendichte unter Sättigungsbedingungen sowie des zugehörigen Wassergehaltes. Das Verfahren ist für nicht bindige Materialien mit einem Größtkorn von 80 mm anwendbar, deren Anteil $d < 0,063$ mm 12 M.-% nicht überschreitet. Der Vibrationstisch wird dabei mit einer Schwingungsfrequenz von 50 ± 2 Hz angeregt und muss eine Schwingungsamplitude zwischen 0,1 mm und 0,4 mm aufweisen. Zur Versuchsdurchführung wird das trocken oder feuchte Probenmaterial mit einer Handschaufel in den Prüfzylinder (Durchmesser 280 mm, Höhe 230 mm) gefüllt und dem Material schließlich so viel Wasser zugegeben, dass sich während des Einfüllens eine geringe Wassermenge auf der Oberfläche des Materials ansammeln kann. Das Material wird während des Befüllens und danach über eine Gesamtdauer von fünf Minuten gerüttelt. Anschließend wird sämtliches Wasser von der Probenoberfläche entfernt und ein Aufsatzring (Hohe Aufsatzring min. 175 mm) auf den Prüfzylinder gesetzt. Im Anschluss wird die

Auflast (160 kg) auf die Probenoberfläche platziert und die Probe für 10 Minuten gerüttelt. Nach der Verdichtung wird die Höhe der verdichteten Probe im Prüfzylinder sowie ihre Feuchtmasse bestimmt, aus der nach Ofentrocknung die Trockendichte ermittelt werden kann.

3.2.3 Direkte Prüfverfahren zur Kontrolle der erreichten Verdichtung im Feld

3.2.3.1 Volumenersatzverfahren

Bei den direkten Prüfverfahren zur Kontrolle des im Feld erreichten Verdichtungszustandes wird die Trockendichte der verdichteten Materialien direkt als Prüfmerkmal ermittelt. Zur direkten Ermittlung der Trockendichte kommen in der Erdbaupraxis dabei häufig die in DIN 18125-2 (DIN, 2020) genormten Volumenersatzverfahren sowie radiometrische Prüfverfahren (s. TP BF-StB B 4.3 (FGSV, 1988)) zur Anwendung.

Bei den Volumenersatzverfahren sind zur Bestimmung der im Feld erreichten Trockendichte zwei grundlegende Ermittlungen notwendig: a) die Ermittlung der Masse der entnommenen Probe und b) die Ermittlung des Volumens der Probe vor der Entnahme. Insbesondere zur Ermittlung des Volumens der Probe vor der Entnahme können verschiedene Verfahren zur Anwendung kommen. Die Anwendbarkeit bestimmt sich dabei einerseits nach der Beschaffenheit des zu prüfenden Materials (z. B. Grobkornanteil, Größtkorn, Kornabstufung) und andererseits nach dem zur Volumenbestimmung verwendeten Medium. Eine Übersicht über die in DIN 18125-2 (DIN, 2022) geregelten Volumenersatzver-

Verfahren ¹⁾	geeignet für ¹⁾ und ²⁾	Genauigkeit ²⁾	Fehlereinflüsse ²⁾
Ausstechzylinderverfahren	Feinkörnige Böden (insb. steifer Konsistenz) und Sande ($d \leq 2 \text{ mm}$)	Gut Bindiger Erdstoff bis 1 %, nichtbindiger Erdstoff bis 5 %	Lagerungsdichte, Steineinschlüsse, Abgleichen der Probe, Sauberkeit des Zylinders
Sandersatzverfahren	ungleichkörnige und grobkörnige nichtbindige ($d_{\text{max}} \approx 63 \text{ mm}$) und bindige Böden	ausreichend Regelfall: $\approx 2 \%$ Volumenfehler, max. bis 5 %	Rohdichte des Prüfandes, Feuchtigkeit des Prüfandes, Erschütterungen, Auflockerung der Wandung
Ballonverfahren	nichtbindige und bindige Böden	ausreichend < 0,5 % bei Kiessand, $\approx 2 \%$ Volumenfehler bei steinigem Lehm	Beschädigung der Ballonhaut durch scharfe Kanten, Spitzen
Flüssigkeitsersatzverfahren	grobkörnige Sande, Kiessand, Mischböden (Hangschutt)	ausreichend ≈ 2 bis 4 % Volumenfehler (abh. von der Kornzusammensetzung) ³⁾	Kornzusammensetzung, Verlust von Prüflüssigkeit z. B. durch durchlässiges Material, Fehler bei der Dichtebestimmung der Tonsuspension ³⁾
Gipsersatzverfahren	alle Bodenarten, bei denen sich standfeste Gruben herstellen lassen	ausreichend max. bis 5 % Volumenfehler	anhaltende Erdteilchen, teilweise Laborarbeit
Schürfgrubenverfahren	grobkörnige Materialien (grober Kies mit Steinen, Blöcken und Felsbruchmaterial)	ausreichend ≈ 3 bis 8 % Volumenfehler in Abhängigkeit von der Zeltbildung	Kornzusammensetzung, Wägung der Probenmenge, Zeltbildung der Folien, Wassermengenmessung, Beschädigung der Folie

¹⁾ nach DIN 18125-2 (DIN, 2020)
²⁾ nach STRIEGLER & WERNER (1973)
³⁾ Angabe für Tonsuspensionsverfahren nach STRIEGLER & WERNER (1973), Durchführung Flüssigkeitsersatzverfahren nach DIN 18125-2 (DIN, 2020) auch mit Wasser möglich

Tab. 7: Volumenersatzverfahren nach DIN 18125-2 (DIN, 2020)

fahren sowie deren Eignung, Genauigkeit und mögliche Fehlereinflüsse ist in Tabelle 7 gegeben.

Da das Ballonverfahren aufgrund seiner einfachen Durchführbarkeit in der Erdbaupraxis häufig zur Ermittlung der im Feld erreichten Dichte Anwendung findet, soll das Funktionsprinzip der Volumenersatzverfahren am Beispiel des Ballonverfahrens stellvertretend für die übrigen Verfahren erläutert werden (s. schematische Darstellung in Bild 6). So wird zunächst eine kreisförmige Stahlringplatte an der betreffenden Prüfstelle platziert und das Material innerhalb der Stahlringplatte mindestens 50 mm tief ausgehoben. Anschließend wird das Ballongerät auf die Ringplatte gesetzt und eine Nullmessung durchgeführt. Hierzu wird der Kolben des Ballongerätes nach Öffnung des Ventils vorsichtig nach unten gedrückt, bis der Gummiballon satt an der Materialoberfläche anliegt und der Flüssigkeitsspiegel im Standrohr zwischen die zwei Markierungen ansteigt. Nun kann die Absenktiefe des Kolbens am Nonius und der Kolbenstange abgelesen werden (Nullmessung). Anschließend wird das Ballongerät von der Ringplatte genommen und innerhalb der Ringplatte ein Prüfvolumen ausgehoben (s. Bild 7 links). Beim Aushub des Materials ist es im Hinblick

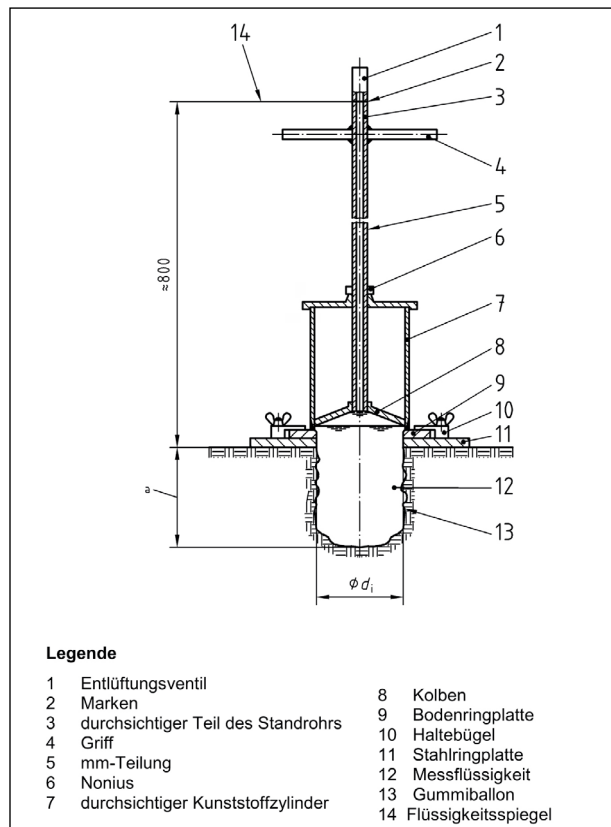


Bild 6: Schematische Darstellung des Ballongerätes, aus DIN 18125-2 (DIN, 2020)



Bild 7: Dichtebestimmung mit dem Ballon-Verfahren nach DIN 18125-2 (DIN, 2020)

auf die Genauigkeit bei der Dichtebestimmung erforderlich, dass kein Material verloren geht. Soll auch der Wassergehalt bestimmt werden, muss auch darauf geachtet werden, dass das ausgehobene Material nicht abtrocknet (z. B. durch Wind oder Sonneneinstrahlung).

Nach Aushub der Prüfgrube wird das Ballongerät erneut auf die Stahlringplatte gestellt und der Ballon abgesenkt, bis der Gummiballon satt an der Materialoberfläche anliegt und der Flüssigkeitsspiegel im Standrohr zwischen die zwei Markierungen ansteigt. Nun kann die Lage des Kolbens erneut abgelesen werden (drei Ablesungen, wobei das Ballongerät jeweils um 120° gedreht wird, und Bildung eines Mittelwertes; s. Bild 7 Mitte und rechts) und aus der Differenz des ermittelten Wertes zur Nullabmessung sowie mittels des Durchmessers des Kunststoffzylinders das Volumen des ausgehobenen Materials bestimmt werden. Aus der Trockenmasse des ausgehobenen Materials, die im Labor durch Ofentrocknung bei 105°C ermittelt wird, und dem bestimmten Volumen des ausgehobenen Materials kann schließlich die Trockendichte berechnet werden.

Mögliche Fehlerquellen bei diesem Verfahren stellen dabei insbesondere bei grobkörnigen und enggestuften Materialien Hohlräume in der Wandung des ausgehobenen Prüfvolumens dar, die aufgrund der Elastizität des Gummiballons nicht (vollständig) erfasst werden. Das Prüfvolumen wird dadurch als zu klein ermittelt, womit sich Trockendichten ergeben, die die tatsächlich vorhandene Trockendichte übersteigen. Die mögliche Verformung der Prüfgrube beim Einpressen des Gummiballons kann insbesondere bei weichen und leicht verformbaren Materialien ebenfalls zu einem fehlerhaften Prüfvolumen führen. Zudem können spitze und kantige Bestandteile in der zu prüfenden Schicht den Gummiballon beschädigen. Das Verfahren ist zudem vergleichsweise zeitintensiv. So dauert die Durchführung des Ballonversuches bis zu 30 Minuten und die Trock-

nung des Materials zur Ermittlung seiner Trockenmasse bis zu 24 Stunden (z. B. HUBER & HEYER, 2019a; RATHJE et al., 2006; VIYANANT, RATHJE & RAUCH, 2004). Die weiteren Volumenersatzverfahren sind zudem ebenfalls nicht frei von Prüf Fehlern (s. Tabelle 7) und ebenfalls mit einem erheblichen zeitlichen Aufwand verbunden.

3.2.3.2 Radiometrische Verfahren

Bei den radiometrischen Prüfverfahren erfolgt die Dichte- und Wassergehaltsbestimmung mittels radioaktiver Strahlung und der Messung ihrer Intensität (z. B. HUBER & HEYER, 2019a; VIYANANT, RATHJE & RAUCH, 2004; REGIMAND & GILBERT, 1999; BEHR, 1988; SIEDEK, FLOSS & BRÜGGMANN, 1982). Im Gegensatz zu den Volumenersatzverfahren erfolgt die Versuchsdurchführung bei den radiometrischen Prüfverfahren, die in TP BF-StB B 4.3 (FGSV, 1988) geregelt sind, deutlich schneller (ca. fünf Minuten je Messung), wobei die Versuchsergebnisse unmittelbar nach der Versuchsdurchführung vorliegen. Da radiometrische Prüfverfahren allerdings radioaktive Strahlung benutzen, erfordert der Umgang mit derartigen Prüfgeräten besondere Sorgfalt bei der Prüfung sowie eine entsprechende Qualifikation des Prüfenden.

Radiometrische Prüfverfahren finden in der Praxis als Aufsatz- oder Einstichsonden Anwendung (s. Bild 8). Die Sonden bestehen bei beiden Ausführungen dabei im Wesentlichen aus einer Neutronen- und einer Gammastrahlenquelle sowie Strahlendetektoren zur Erfassung der jeweiligen Strahlungsintensität. Einige Sonden, wie die in Bild 9 dargestellte Sonde vom Typ Troxler 3440, arbeiten sowohl als Aufsatzsonde (bei der Wassergehaltsbestimmung) als auch als Einstichsonden (bei der Dichtebestimmung).

Wassergehaltsbestimmung

Die Wassergehaltsbestimmung erfolgt dabei mittels der Neutronenstrahlung. Die Neutronen werden an

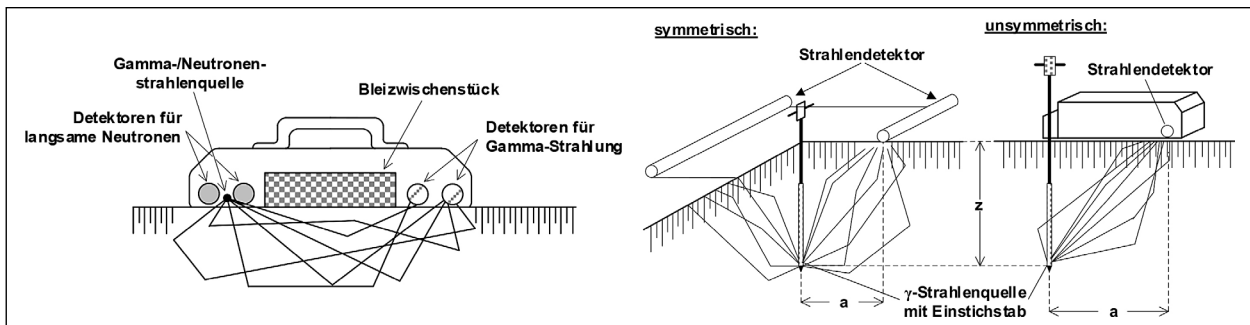


Bild 8: Radiometrische Sonden – Ausführung als Aufsetzsonden (links) und Einstichsonden (rechts), aus HUBER (2021)



Bild 9: Radiometrische Sonde zur Dichte- und Wassergehaltsbestimmung, Typ Troxler 3440

der Strahlenquelle als schnelle Neutronen emittiert und kollidieren mit den Atomkernen des durchstrahlten Materials, wobei die Neutronen abgebremst werden. Gemäß dem Prinzip der Impulserhaltung ist der Energieverlust, den die Neutronen beim Stoß erleiden, dabei umso größer, je geringer der Massenunterschied zwischen den kollidierenden Teilchen ist. In natürlichen Böden erfolgt das Abbremsen der schnellen Neutronen daher fast ausschließlich durch die Wasserstoffatome des enthaltenen Wassers, die eine vergleichbare Masse wie ein Neutron aufweisen, während alle übrigen in natürlichen Böden enthaltenen Atome in der Regel deutlich schwerer sind. Die Intensität der abgebremsten Neutronen, die von dem Strahlendetektor

erfasst werden kann, ist damit direkt ein Maß für die in einem Material enthaltene Menge an Wasserstoffatomen und damit indirekt für den Wassergehalt des durchstrahlten Materials (z. B. HUBER, 2021; HUBER & HEYER, 2019a; VIYANANT, RATHJE & RAUCH, 2004; REGIMANT & GILBERT, 1999; NAGI & WHITING, 1999; BEHR, 1988; SIEDEK, FLOSS & BRÜGGEMANN, 1982).

Für die praktische Nutzung der durch den Strahlendetektor erfassten Strahlungsintensität ist es erforderlich, diese zu den in einem Material enthaltenen Wasserstoffatomen zu kalibrieren. Dies erfolgt dabei vorab durch die Hersteller der Prüfsonden an Materialien mit bekannter Dichte an Wasserstoffatomen (z. B. REGIMANT & GILBERT, 1999; BEHR, 1988). Enthält ein zu prüfendes Material neben Wasseratomen weitere Bestandteile, die Verbindungen mit Wasserstoffatomen aufweisen (z. B. bituminös gebundene Stoffe), kann dies insofern zu Fehlern in der Wassergehaltsbestimmung führen, als dass die zusätzlichen Wasserstoffatome von der Sonde als Bestandteile von Wasser missinterpretiert werden. Bestandteile, welche Neutronen absorbieren (z. B. Eisen, Eisenoxide, Stickstoff, Bor, Cadmium, Chlor, Kobalt, Mangan), können ebenfalls zu Fehlern in der Wassergehaltsbestimmung führen (z. B. BRANDL, 1977; BEHR, 1988), wobei der Wassergehalt in diesen Fällen als zu niedrig bestimmt wird.

Untersuchungen zur Anwendbarkeit radiometrischer Prüfverfahren bei Sekundärbaustoffen wurden beispielsweise von HUBER & HEYER (2019a) an unterschiedlichen Sekundärbaustoffen durchgeführt. Sie ermittelten im Rahmen von Feldversuchen den Wassergehalt im Feld mittels einer radiometrischen Sonde sowie in Zusammenhang mit der Dichtebestimmung mit dem Ballonverfahren durch Ofentrocknung. Ihre radiometrisch bestimmten Wassergehalte sind in Bild 10 den durch Ofentrocknung bestimmten Wassergehalten gegenüberge-

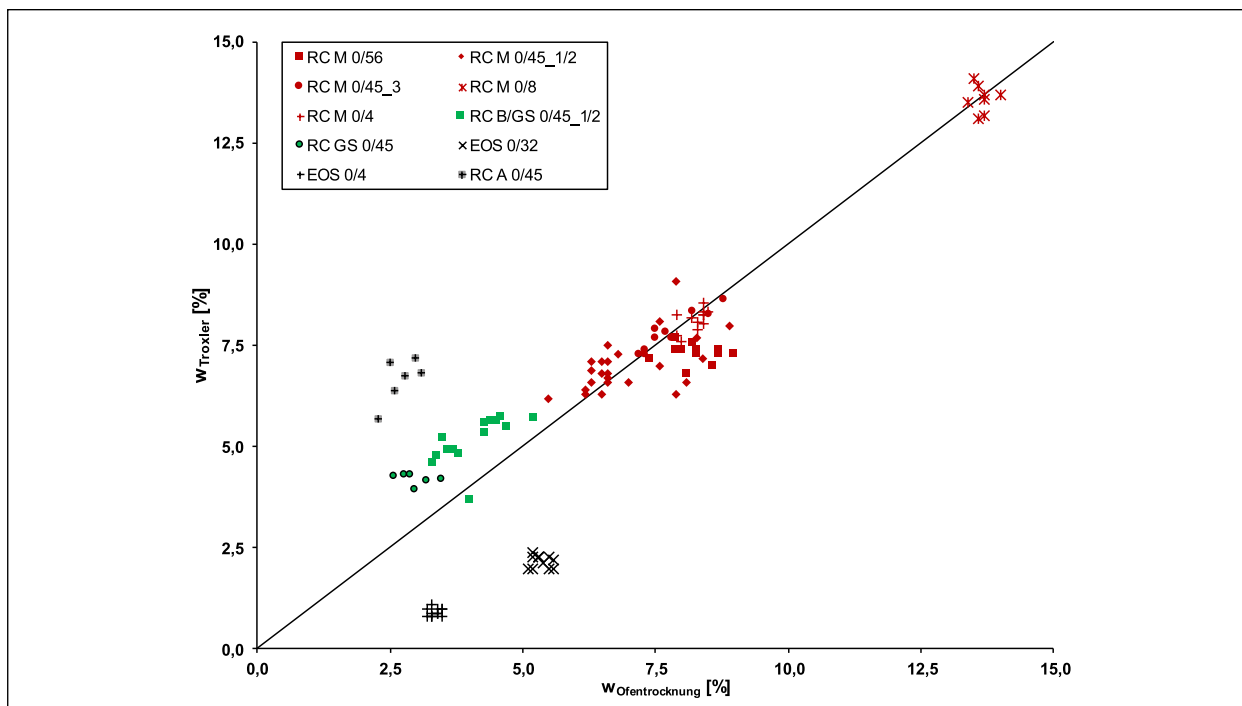


Bild 10: Gegenüberstellung radiometrisch und durch Ofentrocknung ermittelter Wassergehalte von Sekundärbaustoffen, nach HUBER & HEYER (2019a)

stellt. Ihre Ergebnisse zeigen deutlich, dass die radiometrisch bestimmten Wassergehalte bei aufbereiteten Asphaltbruch (RC A 0/45) deutlich größer sind als die durch Ofentrocknung ermittelten Wassergehalte. Dies ist auf die in dem bituminösen Bindemittel enthaltenen Wasserstoffatome zurückzuführen. Zu vergleichbaren Ergebnissen kommen beispielsweise auch VIYANANT, RATHJE & RAUCH (2004). Für die Elektroofenschlacken (EOS 0/32, EOS 0/4) werden dagegen mit der radiometrischen Sonde gegenüber der Wassergehaltsbestimmung deutlich niedrigere Wassergehalte ermittelt. Während für Materialien, die Gleisschotter enthalten, mit der radiometrischen Sonde ebenfalls etwas höhere Wassergehalte ermittelt wurden als durch Ofentrocknung, wurden für die rezyklierten Baustoffe (RCM) mit beiden Verfahren vergleichbare Wassergehalte bestimmt.

Dichtebestimmung

Zur Dichtebestimmung wird bei radiometrischen Sonden Gammastrahlung verwendet. Diese wird von der Strahlenquelle ausgesendet und durchstrahlt das zu prüfende Material, wobei die Strahlung mit den Atomen des Materials interagiert und die Strahlungsintensität abgeschwächt wird. Die Abschwächung der Strahlungsintensität ist dabei umso stärker, je höher die Dichte des durchstrahlten Materials ist. Dadurch, dass die Strahlungsintensität invers proportional zur Dichte des durch-

strahlten Materials ist, kann die Strahlungsintensität als Maß zur Dichtebestimmung herangezogen werden (z. B. VIYANANT, RATHJE & RAUCH, 2004; REGIMAND & GILBERT, 1999; BEHR, 1988). Hierfür ist es wiederum erforderlich, die Strahlungsintensität zur Dichte des durchstrahlten Materials zu kalibrieren.

Die Kalibrierung erfolgt dabei durch den Hersteller an sogenannten Kalibrierstandards aus Magnesium und Aluminium bekannter Dichte, die vergleichbare Strahlungsabsorptionskoeffizienten aufweisen wie natürliche Böden. Zur Erhöhung der Genauigkeit der Kalibrierung werden häufig weitere Kalibrierstandards aus natürlichen Materialien (z. B. Granit, Kalk) in die Kalibrierung miteinbezogen (REGIMAND & GILBERT, 1999; BEHR, 1988). Anhand der Kalibrierversuche kann schließlich ein Zusammenhang zwischen der Dichte und der Strahlungsintensität für natürliche Mineralstoffgemische abgeleitet werden. Eine Kalibriergerade für natürliche Mineralstoffgemische ist beispielhaft in Bild 11 dargestellt. Besitzen die zu prüfenden Materialien deutlich abweichende Strahlungsabsorptionskoeffizienten als die Materialien der Kalibrierstandards, an denen die Kalibriergerade ermittelt wurde, ist diese nicht mehr mit ausreichender Genauigkeit anwendbar und Fehler in der Dichtebestimmung sind die Folge (z. B. RATHJE et al., 2006; VIYANANT, RATHJE & RAUCH, 2004; NAGI & WHITING,

1999). Anzumerken ist, dass es sich bei der radiometrisch ermittelten Dichte zunächst um die Feuchtdichte handelt. Diese wird mittels des radiometrisch bestimmten Wassergehaltes von der Sonde in die Trockendichte umgerechnet.

Die Anwendbarkeit radiometrischer Prüfverfahren zur Dichtebestimmung bei mineralischen Sekundärbaustoffen wurde ebenfalls von HUBER & HEYER (2019a) im Rahmen von Felduntersuchungen untersucht. In ihren Untersuchungen führten sie sowohl radiometrische Dichtebestimmungen als auch Dichtebestimmungen mit dem Ballonverfahren durch. Die mit beiden Prüfverfahren ermittelten

Feuchtdichten sind in Bild 12 gegenübergestellt. Wie bereits bei der radiometrischen Wassergehaltsbestimmung zeigen ihre Ergebnisse für rezyklierte Baustoffe für die radiometrischen Verfahren sowie für das Ballonverfahren vergleichbare Trockendichten. Im Gegensatz zur Wassergehaltsbestimmung stimmen bei dem aufbereiteten Asphaltbruch auch die Feuchtdichten bei beiden Verfahren gut überein. Deutliche Unterschiede treten allerdings bei den Elektroofenschlacken (EOS 0/32, EOS 0/4) auf, bei denen mit der radiometrischen Sonde höhere Trockendichten ermittelt werden als mit dem Ballonverfahren. Dies ist vermutlich auf schwere Elemente (Metalle) in den Elektroofenschlacken zurückzuführen, die deutlich mehr Strahlung absorbieren als leichtere Elemente, und dadurch zu höheren radiometrischen Feuchtdichten führen VIYANANT, RATHJE & RAUCH (2004). Bei den Materialien, die Gleisschotter enthalten, ist hingegen keine eindeutige Tendenz zu erkennen, vielmehr streuen die Versuchsergebnisse vergleichsweise stark. Dies ist höchstwahrscheinlich darauf zurückzuführen, dass es sich hierbei um grobkörnige, sehr kantige Materialien handelt, wodurch es bereits bei der Dichtebestimmung mittels Ballonverfahren zu vergleichsweise großen Streuungen kommt.

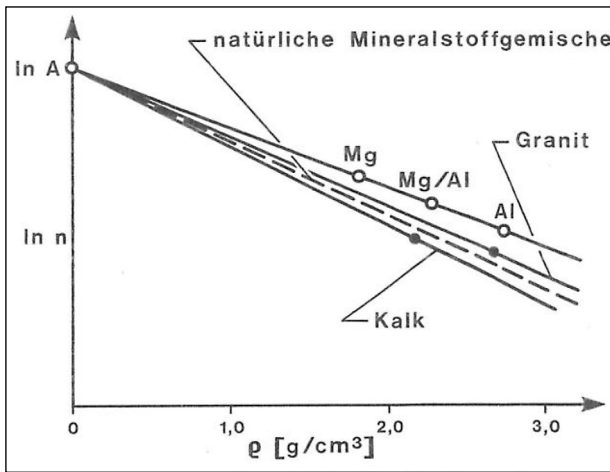


Bild 11: Beispiel einer Kalibrierkurve für natürliche Mineralstoffgemische, aus BEHR (1988)

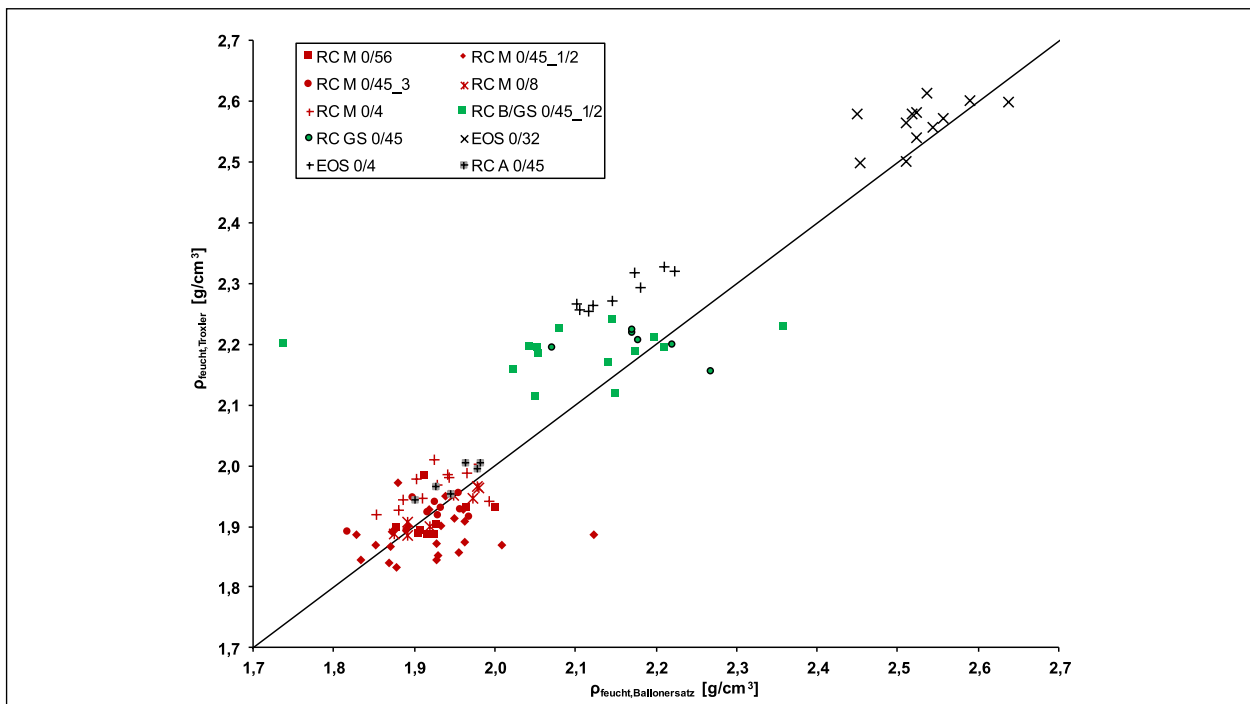


Bild 12: Gegenüberstellung radiometrisch und mittels Ballonverfahren bestimmter Feuchtdichten von Sekundärbaustoffen, nach HUBER & HEYER, 2019a)

Einfache Korrekturmöglichkeiten bei nicht übertragbarer Kalibrierung von Strahlensonden

Für den Fall, dass die Übertragbarkeit der Kalibrierung einer radiometrischen Sonde auf bestimmte Materialien nicht sicher gegeben ist, empfiehlt BEHR (1988) das nachfolgend dargestellte Vorgehen. Überdies gibt BEHR (1988) für den Fall, dass die Kalibrierung der radiometrischen Sonde nicht gegeben ist, einfache Korrekturmöglichkeiten an, mit denen die radiometrisch bestimmten Dichten und Wassergehalte anhand konventionell bestimmter Dichten und Wassergehalte korrigiert werden können.

So empfiehlt BEHR (1988) zunächst die Durchführung von Dichte- und Wassergehaltsbestimmungen sowohl mit der radiometrischen Sonde als auch mit einem konventionellen Prüfverfahren (Volumersatzverfahren). Für den Fall, dass die radiometrisch bestimmten Prüfgrößen (Dichte, Wassergehalt) übereinstimmen, ist die Kalibrierung der radiometrischen Sonde zur Prüfung des vorliegenden Materials geeignet und kann für die Prüfung verwendet werden. Stimmen beide Prüfgrößen nicht überein, können die radiometrisch bestimmten Prüfgrößen anhand einfacher Korrekturmöglichkeiten korrigiert werden.

Zur Korrektur des Wassergehaltes kann hierzu ein Korrekturfaktor Δw ermittelt werden, der als Mittelwert aus den Differenzen mehrerer konventionell und radiometrisch bestimmter Wassergehalte bestimmt wird:

$$\Delta w = \frac{\sum_{i=1}^n (w_{konv.} - w_{radiometrisch})}{n}$$

Zur Gewährleistung einer ausreichenden Genauigkeit sollten zur Ermittlung des Korrekturwertes Δw nach BEHR (1988) die Ergebnisse von mindestens fünf Messstellen herangezogen werden (mehr als fünf Messstellen führen zu einer höheren Genauigkeit des Korrekturwertes). Sobald der Korrekturwert Δw ermittelt wurde, können die im weiteren Verlauf der Prüfung radiometrisch bestimmten Wassergehalte durch Addition des Korrekturwertes Δw korrigiert werden.

Zur Korrektur der Dichten kann ebenfalls ein Korrekturfaktor C_X bestimmt werden. Der Korrekturfaktor C_X bestimmt sich dabei ebenfalls als Mittelwert der Ergebnisse mehrerer Messstellen (für eine ausreichende Genauigkeit nach BEHR (1988) mindestens fünf Messstellen, wobei mehr als fünf Messstellen zu einer höheren Genauigkeit des Korrekturfaktors führen) nach folgender Formel:

$$C_X = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{\rho_{konv.}}{\rho_{radiometrisch}}}{n}$$

Sobald der Korrekturfaktor C_X ermittelt wurde, können die im weiteren Verlauf der Prüfung radiometrisch bestimmten Dichten durch Multiplikation mit dem Korrekturfaktor C_X korrigiert werden.

3.2.4 Indirekte Prüfverfahren zur Beurteilung des Verdichtungszustandes

3.2.4.1 Derzeit gültige Vorgaben der ZTV E-StB 17

Die Verdichtungskontrolle mittels der indirekten Prüfverfahren statischer und dynamischer Plattendruckversuch ist nach den ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017) bei grob- und gemischtkörnigen Materialien mit einem Feinkornanteil $d < 0,063$ mm von weniger als 15 M.-% eine Alternative zu den direkten Prüfverfahren für die Bestimmung des Verdichtungsgrades. Die indirekte Verdichtungskontrolle mittels Plattendruckversuchen beruht dabei auf dem Zusammenhang zwischen der Steifigkeit des Untergrundes (gemessen als statischer oder dynamischer Verformungsmodul) und seiner Trockendichte (d. h. dem Verdichtungsgrad D_{Pr}). Dabei gilt grundsätzlich, dass die Steifigkeit umso größer ist, je größer der Verdichtungsgrad ist. Da das mechanische Verhalten von grob- und gemischtkörnigen Materialien mit einem Feinkornanteil $d < 0,063$ mm von weniger als 15 M.-% und damit ihre Kompressibilität neben der Trockendichte von weiteren Faktoren wie z. B. der Art und Geschwindigkeit der Belastung, der Korngrößenverteilung, der Kornform, der Steifigkeit und Festigkeit der Einzelkörner oder der Verspannung des Korngerüstes abhängt (z. B. ALTUHAFFI, COOP & GEORGIANNOU, 2016; ALTUHAFFI & COOP, 2011; CAVARRETTA, COOP & O'SULLIVAN, 2010; NAKATA et al., 2001; MIURA et al., 1998; MIURA et al., 1997; VOSS, 1961), ist es nicht möglich, einen allgemeinen Zusammenhang zwischen dem Verdichtungsgrad D_{Pr} eines Materials und den jeweiligen Verformungsmoduln (E_{V1} und E_{V2} bzw. E_{Vd}) anzugeben.

Die ZTV E-StB 17 geben daher vor, den Zusammenhang zwischen dem gewählten indirekten Prüfmerkmal (z. B. E_{V1} und E_{V2} bzw. E_{Vd}) und dem Verdichtungsgrad D_{Pr} im Rahmen von Kalibrierversuchen zu bestimmen. Die Kalibrierversuche sind dabei entsprechend den Vorgaben der TP BF-StB Teil E4 (FGSV, 2003) durchzuführen. Zu beachten ist dabei, dass die TP BF-StB Teil E4 (FGSV, 2003) für

Boden- gruppe	D_{Pr} [%]	E_{V2} [MN/m ²]	E_{V2}/E_{V1} [-]	E_{Vd} [MN/m ²]
GW, GI	≥ 100	≥ 100	$\leq 2,3^{2)}$	≥ 50
	≥ 98	≥ 80	$\leq 2,5^{2)}$	≥ 40
GE, SE, SW, SI	≥ 100	$\geq 80^{1)}$	$\leq 2,3^{2)}$	$\geq 50^{1)}$
	≥ 98	$\geq 70^{1)}$	$\leq 2,5^{2)}$	$\geq 40^{1)}$

1) ...für Bodengruppen GE, SE sind die Zuordnungen im Rahmen von Probeverdichtungen zu überprüfen
2) ...falls E_{V1} bereits 60 % des geforderten E_{V2} -Wertes erreicht, sind auch höhere Verhältniswerte E_{V2}/E_{V1} zulässig

Tab. 8: Richtwerte für die Zuordnung des Verdichtungsgrades D_{Pr} zum statischen und dynamischen Verformungsmodul nach ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017)

die praktische Nutzbarkeit der im Rahmen der Kalibrierversuche ermittelten Kalibriergerade zwischen dem indirekten Prüfmerkmal und dem direkten Prüfmerkmal ein Bestimmtheitsmaß B von $B \geq 0,65$ fordern. Erfahrungen von HUBER, HENZINGER & HEYER (2019) zeigen allerdings, dass ein derartiges Bestimmtheitsmaß im Rahmen von Kalibrierversuchen bei rezyklierten Baustoffen und industriellen Nebenprodukten nicht ohne weiteres erreicht werden kann.

Für grobkörnige Baustoffe (d. h. weniger als 5 M.-% Anteile $d < 0,063$ mm) enthalten die ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017) auch Richtwerte für die Zuordnung des statischen bzw. dynamischen Verformungsmoduls (indirekte Prüfmerkmale) zum Verdichtungsgrad D_{Pr} (direktes Prüfmerkmal) (s. Tabelle 8). Diese Richtwerte sind abhängig von der Bodengruppe und können zum Nachweis des Verdichtungsgrades D_{Pr} herangezogen werden, ohne dass Kalibrierversuche durchgeführt werden müssen.

3.2.4.2 Historische Entwicklung der Anforderungen in Zusammenhang mit der Verdichtungskontrolle mittels Plattendruckversuchen

Die in der aktuellen Fassung der ZTV E-StB (FGSV, 2017) enthaltenen Richtwerte zur Verdichtungsprüfung mit dem statischen Plattendruckversuch (s. Tabelle 8) gehen in ihrer heutigen Form zurück auf FLOSS (1971), der umfangreiche Untersuchungen über den Zusammenhang zwischen dem statischen Verformungsmodul (E_{V1} , E_{V2}) und dem Verdichtungsgrad D_{Pr} an neun nichtbindigen natürlichen Sanden und Kies-Sand-Gemischen, die sich in ihrer Kornabstufung und Kornform (gedrungen bis scharfkantig-plattig) unterschieden, durchführte. FLOSS (1971) trug die Verformungsmoduln E_{V1} bzw. E_{V2}

über den Porenanteil n auf und stellte einen charakteristischen Anstieg beider Werte mit abnehmendem Porenanteil n fest, wobei bei Kies-Sand-Gemischen Porenanteile von 20 % bis 28 % und bei Sanden von 28 % bis 36 % einem Verdichtungsgrad D_{Pr} von 100 % entsprechen (s. Bild 13). Das Verhältnis der Verformungsmoduln E_{V2} und E_{V1} nutzte FLOSS (1971) als Kriterium um zu beurteilen, welcher Anteil der Verformungen bei der Erstbelastung als plastische Verformung auftreten und ob die Größe des ermittelten E_{V2} -Wertes lediglich auf der Verdichtung des Materials im Zuge der Erstbelastung beruht. Der Verhältniswert E_{V2}/E_{V1} der beiden Ausgleichsgeraden in Bild 13 nimmt für Sande und Kies-Sand-Gemische dabei mit zunehmenden Porenanteil von 1,5 bis 3,5 zu, wobei der Anstieg für Porenanteile $n > 2,0$ linear erfolgt (s. Kurve nach FLOSS in Bild 14).

Die Ergebnisse von FLOSS (1971) fanden mit der Überarbeitung der ZTV E-StB 65 (FGSV, 1965) Berücksichtigung und schließlich Eingang in die ZTV E-StB 76 (FGSV, 1976), in der zum ersten Mal Hilfskriterien für das Nachprüfen der Verdichtung auf Basis von statischen Verformungsmoduln formuliert wurden (s. Tabelle 9). Die in den ZTV E-StB 76 (FGSV, 1976) formulierten Hilfskriterien bilden nach wie vor die Grundlage der heutigen Form der in den ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017) formulierten Richtwerte (E_{V2} in Verbindung mit Verhältnis E_{V2}/E_{V1}) zur indirekten Verdichtungskontrolle mit dem statischen Plattendruckversuch mit den in Tabelle 8 aufgeführten Zuordnungswerten. In den Vorgängern der ZTV E-StB 76 (FGSV, 1976), der ZTV E-StB 59 (FGSV, 1959) (Erstfassung der Zusätzlichen Technischen Vorschriften und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau, die aus den Technischen Vorschriften für die Ausführung von Erdarbeiten im Straßenbau (TVE 1949) hervorging) sowie der ZTV E-StB 65 (FGSV, 1965), waren zwar ebenfalls bereits anwendungsbezogene Anforderungen an den mindestens zu erreichenden Verdichtungsgrad D_{Pr} formuliert, denen statische Verformungsmoduln E_{V2} bzw. Verhältniswerte E_{V2}/E_{V1} zugeordnet waren und die bei ausreichender Verdichtung erreicht bzw. nicht überschritten werden sollten. Diese Regeln sahen jedoch lediglich den direkten Nachweis des Verdichtungsgrades sowie der Tragfähigkeitswerte (Verformungsmoduln), nicht aber den indirekten Nachweis der ausreichenden Verdichtung mittels statischen Plattendruckversuchen, vor.

Die anwendungsbezogenen Anforderungen an den Verdichtungsgrad D_{Pr} sowie die Hilfskriterien zur in-

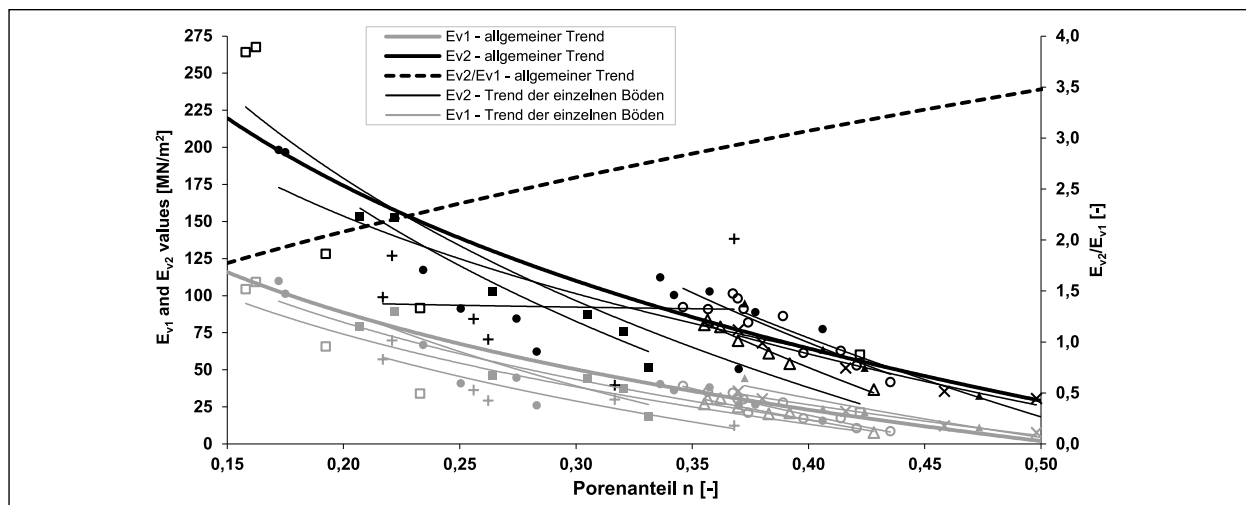


Bild 13: Beziehung zwischen Porenanteil n und Verformungsmodul E_{V1} und E_{V2} für Sande und Kies-Sand-Gemischen nach FLOSS (1971), aus HUBER (2021)

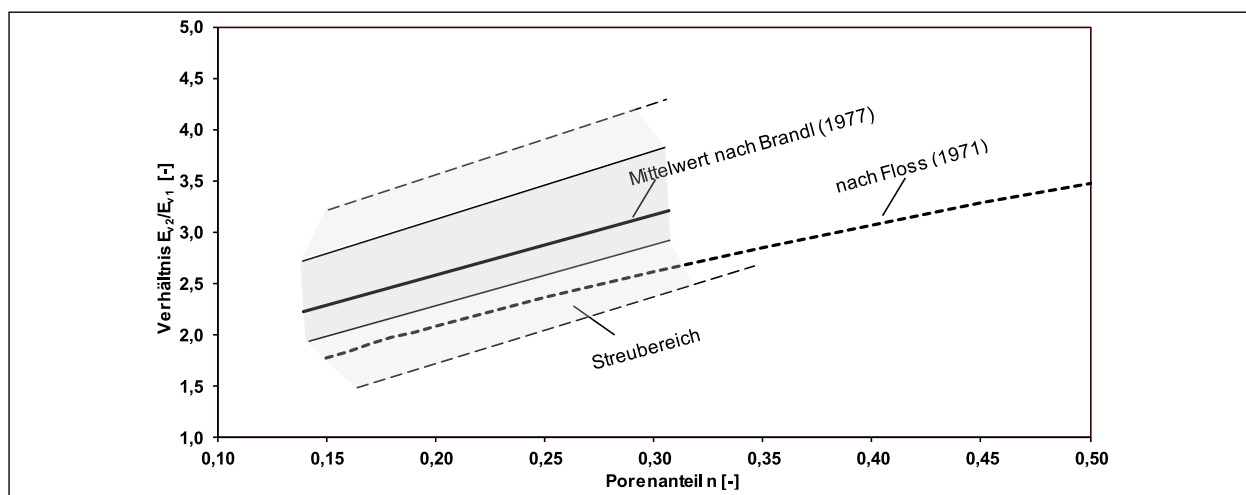


Bild 14: Zusammenhang zwischen dem Verhältniswert E_{V2}/E_{V1} und dem Porenanteil n , nach BRANDL (1977), aus HUBER (2021)

direkten Überprüfung der Verdichtungsanforderungen mit dem statischen Plattendruckversuch wurden im Laufe der Zeit nach und nach dem fortschreitenden Kenntnisstand aus der Praxis angepasst. Ein Überblick über die Entwicklung der Zuordnung zwischen dem Verdichtungsgrad D_{Pr} und dem Verformungsmodul E_{V2} sowie dem Verhältnis E_{V2}/E_{V1} ausgehend von den ZTV E-StB 59 (FGSV, 1959) bis hin zu den ZTV E-StB 09 (FGSV, 2009), dem Vorgänger der aktuellen ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017), ist in Tabelle 9 gegeben.

In Zusammenhang mit der Herangehensweise, den Verhältniswert E_{V2}/E_{V1} als Beurteilungskriterium für die ausreichende Verdichtung von Erdbaustoffen heranzuziehen, sei darauf hingewiesen, dass dies in der Literatur nicht widerspruchsfrei diskutiert wird. So zeigen umfangreiche Untersuchungen von BRANDL (1977) an natürlichen Tragschichtmateria-

lien, dass die Verhältniswerte E_{V2}/E_{V1} von nichtbindigen Materialien trotz ausreichender Verdichtung und vergleichbarem Porenanteil auch deutlich oberhalb der von FLOSS (1971) bestimmten Verhältniswerte liegen können (s. Bild 14). In den österreichischen Regelwerken erfolgt die Beurteilung der ausreichenden Verdichtung daher nicht mittels dem E_{V2} -Wert in Verbindung mit dem Verhältniswert E_{V2}/E_{V1} als indirekte Kenngrößen, sondern anhand des E_{V1} -Wertes als direkte Kenngröße (FSV, 2010). FLOSS (1971) führt ebenfalls an, dass die Forderung eines Verhältniswertes $E_{V2}/E_{V1} \leq 2,2$, der in der damaligen Fassung der ZTV E 65 gefordert wurde, bei nichtbindigen Böden nur dann erreicht wird, wenn diese auf Porenanteile von $n < 23 \%$ verdichtet werden und ein derartiger Verhältniswert daher nur bei Frostschutz- und Kiestragschichten (die Anforderungen an Frostschutzschichten waren zum damaligen Zeitpunkt noch in den ZTV E geregelt, z. B.

Regelwerk	Gültigkeit	D_{Pr} [%]	E_{V2} [MN/m ²]	E_{V2}/E_{V1} [MN/m ²]
ZTV E-StB 59 ¹⁾	bindige Böden	≥ 92 ≥ 97 auf dem Erdplanum	≥ 20 ≥ 30 ≥ 45	≤ 2,2
	nichtbindige Böden	≥ 95 ≥ 100 auf dem Erdplanum	≥ 45 ≥ 60 ≥ 120	
ZTV E-StB 65 ¹⁾	bindige Böden	≥ 92 ≥ 95 ≥ 97 Auf dem Erdplanum als Unterlage der Frostschuttschicht	≥ 20 ≥ 25 ≥ 30 ≥ 45	≤ 2,2
	nichtbindige Böden	≥ 95 ≥ 100	≥ 45 ≥ 60	
ZTV E-StB 76 ²⁾	GW, GI	≥ 103 ≥ 100 ≥ 97	≥ 120 ≥ 100 ≥ 80	≤ 2,2 für $D_{Pr} ≥ 103$ %
	GE, SE, SW, SI	≥ 100 ≥ 97 ≥ 95	≥ 80 ≥ 60 ≥ 45	≤ 2,5 für $D_{Pr} < 103$ %
ZTV E-StB 94 ²⁾	GW, GI	≥ 100 ≥ 98 ≥ 97	≥ 100 ≥ 80 ≥ 70	≤ 2,3 für $D_{Pr} ≥ 100$ % ³⁾
	GE, SE, SW, SI	≥ 100 ≥ 98 ≥ 97	≥ 80 ≥ 70 ≥ 60	≤ 2,5 für $D_{Pr} ≥ 98$ % ³⁾ ≤ 2,6 für $D_{Pr} ≥ 97$ % ³⁾
ZTV E-StB 09 ²⁾	GW, GI	≥ 100 ≥ 98	≥ 100 ≥ 80	≤ 2,3 für $D_{Pr} ≥ 100$ % ³⁾
	GE, SE, SW, SI	≥ 100 ≥ 98	≥ 80 ≥ 70	≤ 2,5 für $D_{Pr} ≥ 98$ % ³⁾

¹⁾ E_{V2} und E_{V2}/E_{V1} als direkte Anforderungen neben dem Verdichtungsgrad
²⁾ E_{V2} und E_{V2}/E_{V1} als Hilfskriterium zur Überprüfung der Verdichtungsanforderungen (indirekte Verdichtungskontrolle)
³⁾ falls E_{V1} bereits 60 % des geforderten E_{V2} -Wertes erreicht, sind auch höhere Verhältniswerte E_{V2}/E_{V1} zulässig

Tab. 9: Historische Entwicklung der Zuordnungen zwischen Verdichtungsgrad D_{Pr} und Verformungsmodul E_{V2} sowie Verhältnis E_{V2}/E_{V1}

ZTV E-StB 59, ZTV E-StB 65) angemessen wäre. Bei Dammschüttungen könne ein derartiger Verhältniswert in der Regel nicht erwartet werden, da dem für Dammschüttungen geforderten Verdichtungsgrad deutlich größere Porenanteile entsprechen.

Die indirekte Verdichtungskontrolle mit dem dynamischen Verformungsmodul als indirektes Prüfmerkmal ist seit den ZTV E-StB 94 (FGSV, 1994c) Bestandteil des erdbautechnischen Regelwerkes. War es mit der Fassung der ZTV E-StB von 1994 allerdings noch zwingend erforderlich, den Zusammenhang zwischen dem Verdichtungsgrad D_{Pr} als direktem Prüfmerkmal und dem dynamischen Verformungsmodul E_{Vd} als indirektem Prüfmerkmal im Rahmen von Kalibrierversuchen zu ermitteln, können seit den ZTV E-StB 09 (FGSV, 2009) für grobkörnige Bodengruppen auch Zuordnungswerte zwischen Verdichtungsgrad D_{Pr} und dem dynamischen

Verformungsmodul E_{Vd} herangezogen werden. Die Zuordnungswerte der ZTV E-StB 09 (FGSV, 2009), die identisch zu denjenigen in den ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017) sind (s. Tabelle 8), gehen dabei auf umfangreiche Literaturstudien zum Zusammenhang zwischen dem dynamischen Verformungsmodul E_{Vd} und den statischen Verformungsmodul E_{V2} bzw. den Verdichtungsgrad D_{Pr} sowie auf Felduntersuchungen zurück, die von HARTMANN & BRÄU (2003) durchgeführt wurden.

3.2.4.3 Verdichtungskontrolle mit dem statischen Plattendruckversuch

Beim statischen Plattendruckversuch (s. Bild 15), der in DIN 18134 (DIN, 2012a) genormt ist, wird eine kreisrunde, starre Lastplatte mit einem Durchmesser von meist 30 cm stufenweise über einen Hydraulikzylinder be-, ent- und wiederbelastet und



Bild 15: Statischer Plattendruckversuch nach DIN 18134 (DIN, 2012a)

dabei die Einsenkung der Lastplatte gemessen. Die Setzung der Lastplatte bei den jeweiligen Spannungen der einzelnen Laststufen wird in einem Spannungs-Setzungs-Diagramm eingetragen. Aus dem jeweiligen Kurvenverlauf bei der Erst- und Wiederbelastung können schließlich die statischen Verformungsmoduln E_{V1} (Erstbelastung) und E_{V2} (Wiederbelastung) ermittelt werden. Die Verformungsmoduln E_{V2} und E_{V1} sind somit ein Maß für die Steifigkeit (Last-Verformungsverhalten) eines verdichteten Materials und korrelieren mit seiner Trockendichte, wobei die Verformungsmoduln mit zunehmender Lagerungsdichte (Verdichtungsgrad) ansteigen.

Neben der Lagerungsdichte beeinflussen bei nicht-bindigen Materialien aber auch weitere Parameter wie z. B. die Art und Geschwindigkeit der Belastung, die Korngrößenverteilung, die Kornform, die Festigkeit und Elastizität der Einzelkörner oder die Verspannung zwischen den Einzelkörnern das Last-Verformungsverhalten und damit die Steifigkeit des Materials (z. B. ALTUHAFI, COOP & GEOGIANNOU, 2016; ALTUHAFI & COOP, 2011; CAVARRETTA, COOP & O'SULLIVAN, 2010; NAKATA et al. 2001; MIURA et al. 1998; MIURA et al., 1997; FLOSS, 1971; VOSS, 1961)). Bei gemischt- und feinkörnigen Materialien kommen weitere Parameter wie z. B. der Wassergehalt oder die Temperatur als Einflussgrößen hinzu (z. B. MITCHEL & SOGA, 2005; FLOSS, 1971; VOSS, 1961). Dies zeigt, dass der Zusammenhang zwischen den Verformungsmoduln E_{V2} und E_{V1} sowie dem Verdichtungsstatus nicht allgemeingültig sein kann, sondern lediglich für bestimmte Bedingungen und Materialien gelten kann. Dies zeigt sich beispielhaft auch an-

Hauptbodenart	Erdstoff	Bodengruppe nach DIN 18196 (DIN, 2011b)	Verformungsmodul E_{V2} [MN/m ²]
Grobkörnige Erdstoffe	Kies	GW, GE GI	50 – 150 40 – 120
	Sand	SW, SE SI	40 – 80 38 – 60
Gemischt-körnige Erdstoffe	Kies-Schluff-Gemische	GU	30 – 55
	Kies-Ton-Gemische	GT	25 – 40
	Sand-Schluff-Gemische	SU	25 – 40
	Sand-Ton-Gemische	ST	25 – 35
Feinkörnige Erdstoffe	Schluff	UL	22 – 35
		UM	22 – 30
	Ton	TL TM	< 22

Tab. 10: Typische Spannen der Verformungsmoduln E_{V2} von grob-, gemischt- und feinkörnigen Böden, adaptiert nach STRIEGLER (1998)

Bezeichnung	Materialart	Bodengruppe nach DIN 18196
RC B 0/56	RC Betonbruch	GW
RC M 0/56	RC Bauschuttgemisch	GU
RC M 0/45_1		GI
RC M 0/45_2		GI
RC M 0/45_3		GI
RC M 0/8		GU
RC M 0/4		SU
RC B/GS 0/45_1	Betonbruch+ Gleisschotter	GW
RC B/GS 0/45_2		GW
RC GS 0/45	Gleisschotter	GI
EOS 0/32	Elektroofenschlacke	GW
EOS 0/4		SE

Tab. 11: Von HUBER, HENZINGER & HEYER (2019) untersuchte Materialien und ihre Bodengruppen nach DIN 18196 (DIN, 2011b)

hand der typischen Spannen der Verformungsmoduln E_{V2} für grob-, gemischt- und feinkörnige Erdstoffe in Tabelle 10.

Die eingangs formulierte Problematik in Zusammenhang mit der Prüfung des Verdichtungsgrades D_{Pr} von Sekundärbaustoffen mittels statischem Plattendruckversuch und der Nutzung der Tabellenwerte der ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017; s. Tabelle 8) wurde von HUBER, HENZINGER & HEYER (2019) im Rahmen von Felduntersuchungen untersucht, in denen unterschiedliche mineralische Sekundärbaustoffe (aufbereiteter Betonbruch, aufbereitete Bauschuttgemische, Gemisch aus aufbereiteten Beton-

bruch und Gleisschotter, aufbereiteter Gleisschotter, Elektroofenschlacke, s. Tabelle 11) großtechnisch verdichtet und mittels direkten und indirekten Prüfverfahren beprobt wurden. Ihre Ergebnisse zu den statischen Plattendruckversuchen zeigen, dass die Verformungsmoduln E_{V1} und E_{V2} mit zunehmendem Verdichtungsgrad D_{Pr} ansteigen (s. Bild 16 und Bild 17) und die indirekte Verdichtungskontrolle mittels statischem Plattendruckversuch damit grundsätzlich möglich ist. Die Verformungsmoduln E_{V1} und E_{V2} der Materialien sind allerdings stark materialabhängig und selbst zwischen Materialien derselben Bodengruppe (z. B. GW) oder derselben Materialart (z. B. rezyklierte Baustoffe) bestehen deutliche Unterschiede. Im Hinblick auf die Anwendbarkeit der Zuordnungswerte zum indirekten Nachweis des Verdichtungsgrades mittels statischem Plattendruckversuch zeigen die Ergebnisse von HUBER, HENZINGER & HEYER (2019) für die unterschiedlichen Materialarten folgendes:

- Rezyklierte Baustoffe der Bodengruppen GW und GI weisen bei einem Verdichtungsgrad von $D_{Pr} \geq 100\%$ zum Teil sehr hohe Verformungsmoduln E_{V2} auf. Dies bedeutet, dass die Anwendung des Zuordnungswertes für diese Bodengruppen (z. B. Bodengruppe GW/GI: $E_{V2} \geq 100 \text{ MN/m}^2$ für $D_{Pr} \geq 100\%$, vgl. Tabelle 8) zu einer unsicheren Abschätzung des Verdichtungsgrades D_{Pr} führen, wenn beispielsweise bereits bei einem Verdichtungsgrad von $D_{Pr} < 100\%$ ein Verformungsmodul von $E_{V2} \geq 100 \text{ MN/m}^2$ erreicht wurde. Überdies liegen die Verhältniszerte E_{V2}/E_{V1} der rezyklierten Baustoffe der Bodengruppen GW und GI bei ei-

nem Verdichtungsgrad $D_{Pr} \geq 100\%$ deutlich oberhalb des zulässigen Verhältniswertes von 2,3 (s. Bild 18).

- Für die Materialien der Bodengruppen GW und GI, die Gleisschotter enthalten, sowie die Elektroofenschlacken liegen die Verformungsmoduln E_{V2} bei einem Verdichtungsgrad $D_{Pr} \geq 100\%$ unterhalb der Zuordnungswerte der ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017). Die Anwendung der Zuordnungswerte liegt damit auf der sicheren Seite, ist aber unter Umständen unwirtschaftlich, da zum Erreichen der geforderten Zuordnungswerte ein Verdichtungsgrad von deutlich mehr als 100 % erreicht werden müsste. Überdies liegen die Verformungsmoduln E_{V2}/E_{V1} bei einem Verdichtungsgrad von $D_{Pr} \geq 100\%$ ebenfalls deutlich oberhalb des zulässigen Verhältniswertes von 2,3 (für Bodengruppen GW, GI, s. Bild 18).

Soll die Verdichtungskontrolle mit dem statischen Plattendruckversuch erfolgen, ist es nach derzeitigem Stand erforderlich, den Zusammenhang zwischen dem Verformungsmodul E_{V2} oder E_{V1} und dem Verdichtungsgrad D_{Pr} im Rahmen von Feldversuchen zu kalibrieren. Das Vorgehen für derartige Kalibrierversuche ist dabei in TP BF-StB Teil E4 (FGSV, 2003) beschrieben. Die Ergebnisse von HUBER, HENZINGER & HEYER (2019) haben allerdings gezeigt, dass das nach TP BF-StB Teil E4 (FGSV, 2003) für die praktische Nutzbarkeit des Zusammenhanges zwischen direktem Prüfmerkmal (Verdichtungsgrad D_{Pr}) und indirektem Prüfmerkmal (E_{V2} oder E_{V1}) geforderte Bestimmtheitsmaß von $R^2 \geq 0,65$ nicht einfach zu erreichen ist (Bestimmtheitsmaße der Zusammenhänge zwischen

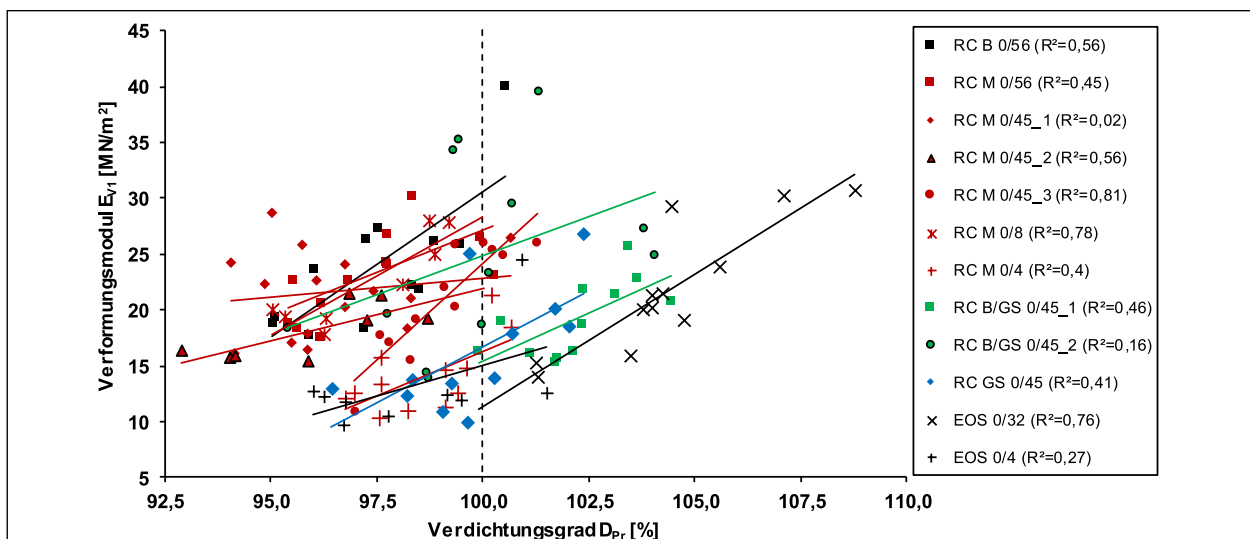


Bild 16: Statischer Verformungsmodul E_{V1} von Sekundärbaustoffen über den Verdichtungsgrad D_{Pr} , adaptiert nach HUBER, HENZINGER & HEYER (2019)

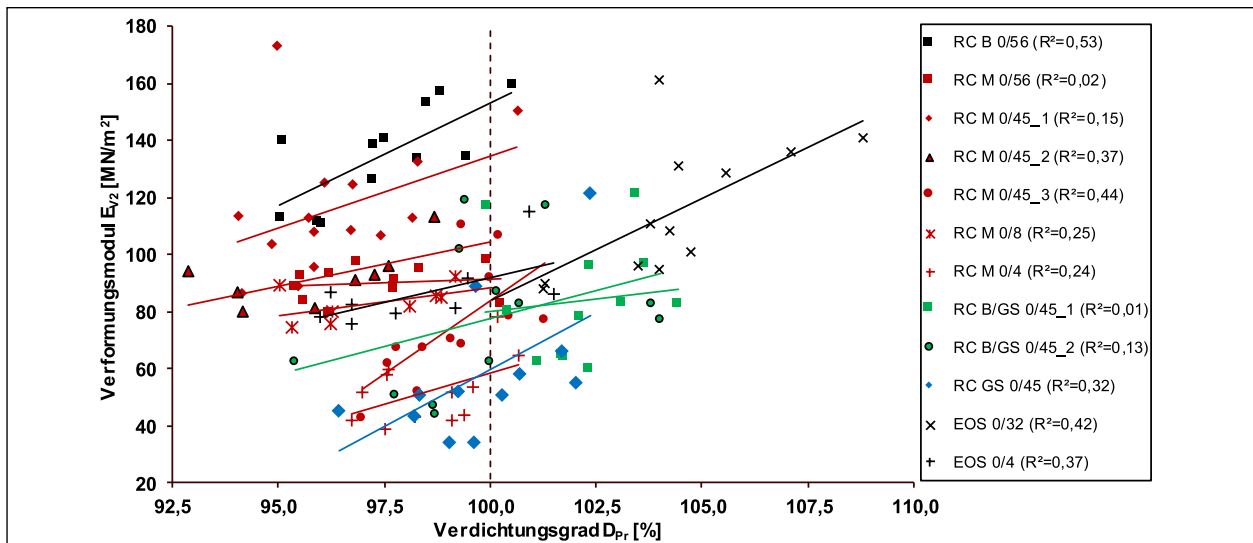


Bild 17: Statischer Verformungsmodul E_{V2} von Sekundärbaustoffen über den Verdichtungsgrad D_{Pr} , adaptiert nach HUBER, HENZINGER & HEYER (2019)

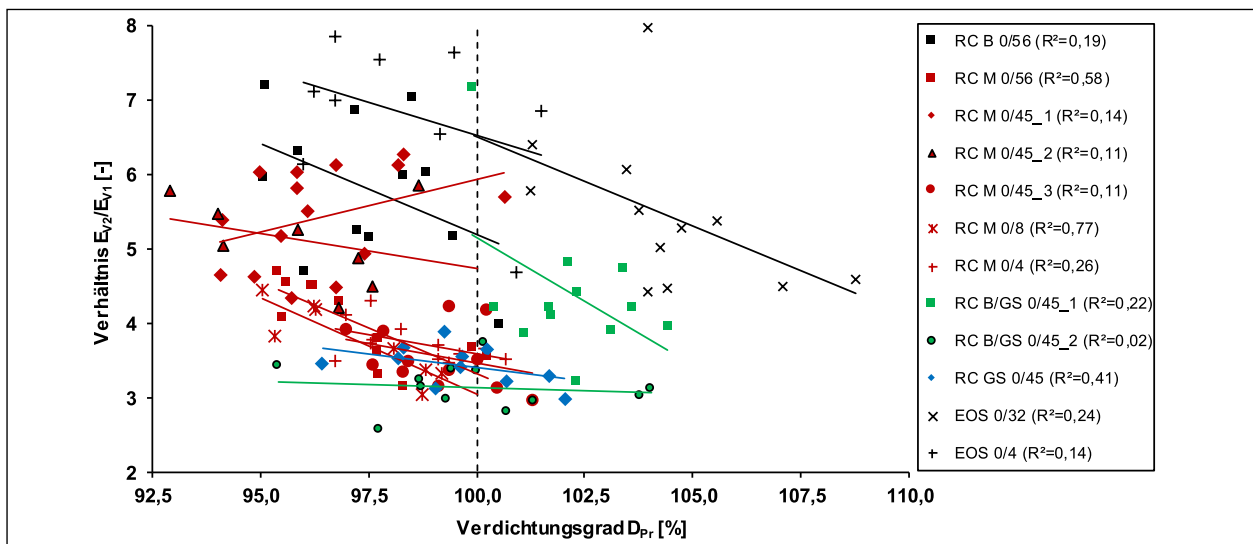


Bild 18: Verhältnisswert E_{V2}/E_{V1} von Sekundärbaustoffen über den Verdichtungsgrad D_{Pr} , adaptiert nach HUBER, HENZINGER & HEYER (2019)

E_{V1} und D_{Pr} bzw. E_{V2} und D_{Pr} siehe Legende in Bild 16 und Bild 17).

Hinsichtlich der Messtiefe des statischen Plattendruckversuches werden in der Literatur Tiefen von etwa ein- bis zweimal dem Plattendurchmesser angegeben (z. B. BRANDL, 1977; FSV, 2010), was bei einem Plattendurchmesser von 30 cm einer Messtiefe zwischen 30 cm und 60 cm entspricht. Numerische Untersuchungen von KOPF, ADAM & PAULMICHL (2005) zeigen jedoch, dass diese Angaben lediglich in solchen Fällen näherungsweise anwendbar sind, wenn der Untergrund steifer ist als die zu prüfende Schicht, während die Messtiefe bei einem weicheren Untergrund tiefer zu sein scheint.

3.2.4.4 Verdichtungskontrolle mit dem dynamischen Plattendruckversuch

Der dynamische Plattendruckversuch mit dem leichten Fallgewichtsgesetz nach TP BF-StB Teil B 8.3 (FGSV, 2012b) ist im Vergleich zum statischen Plattendruckversuch deutlich schneller durchführbar und ermöglicht dadurch eine größere Anzahl an Einzelprüfungen je Flächeneinheit. Er unterscheidet sich gegenüber dem statischen Plattendruckversuch auch in der Art der Belastung, die beim dynamischen Plattendruckversuch durch einen gedämpften Stoß erzeugt wird, während die Belastung beim statischen Plattendruckversuch stufenweise durch einen konstanten Druck erfolgt. Nach dem Auflegen der dynamischen Lastplatte, bei der

es sich ebenfalls um eine kreisrunde, starre Lastplatte mit einem Durchmesser von 30 cm handelt, auf das ebene Planum werden nach TP BF-StB Teil B 8.3 (FGSV, 2012b) mit einem Fallgewicht (10 kg) zunächst drei Vorbelastungsstöße ausgeführt. Diese Vorbelastungsstöße dienen dazu, ein saftes Auf-



Bild 19: Durchführung eines dynamischen Plattendruckversuches nach TP BF-StB B 8.3 (FGSV, 2012b)

liegen der Lastplatte zu gewährleisten und dadurch mögliche plastische Verformungen zu vermindern (STRIEGLER, 1998). Nach den drei Vorbelastungsstößen werden schließlich drei Messstöße ausgeführt, wobei je Stoß die Beschleunigungen an der Lastplatte infolge der Stoßbelastung gemessen und daraus die maximale Einsenkung der Lastplatte bestimmt wird. Aus den Einsenkungen der drei Prüfstöße wird schließlich der Mittelwert s gebildet und daraus der dynamische Verformungsmodul E_{Vd} nach der folgenden Gleichung

$$E_{Vd} = 1,5 \cdot r \cdot \frac{\sigma_{max}}{s}$$

berechnet, wobei r der Radius der Lastplatte und σ_{max} die maximale Normalspannung unter der Lastplatte ist. Unter der Annahme einer maximalen Normalspannung von $\sigma_{max} = 0,1 \text{ MN/m}^2$ (z. B. ADAM, KOPF & ADAM, 2004) vereinfacht sich die Gleichung für eine Lastplatte von 30 cm Durchmesser ($r = 15 \text{ cm}$) zu

$$E_{Vd} = \frac{22,5}{s [mm]} [\text{MN/m}^2]$$

Hinsichtlich der Messtiefe des dynamischen Plattendruckversuches wurden von (BRANDL, ADAM, KOPF, & NIEDERBRUCKER, 2003) umfangreiche experimentelle Untersuchungen und numerische Berechnungen durchgeführt und basierend darauf eine Messtiefe von etwa 60 cm (d. h. 2·d) angegeben (s. a. ADAM & KOPF, 2002). KUDLA & TRAUTMANN (1991) geben eine Messtiefe von etwa 50 cm an, wobei insbesondere die obersten 25 cm der zu prüfenden Schicht die Höhe des dynamischen Verformungsmoduls beeinflussen.

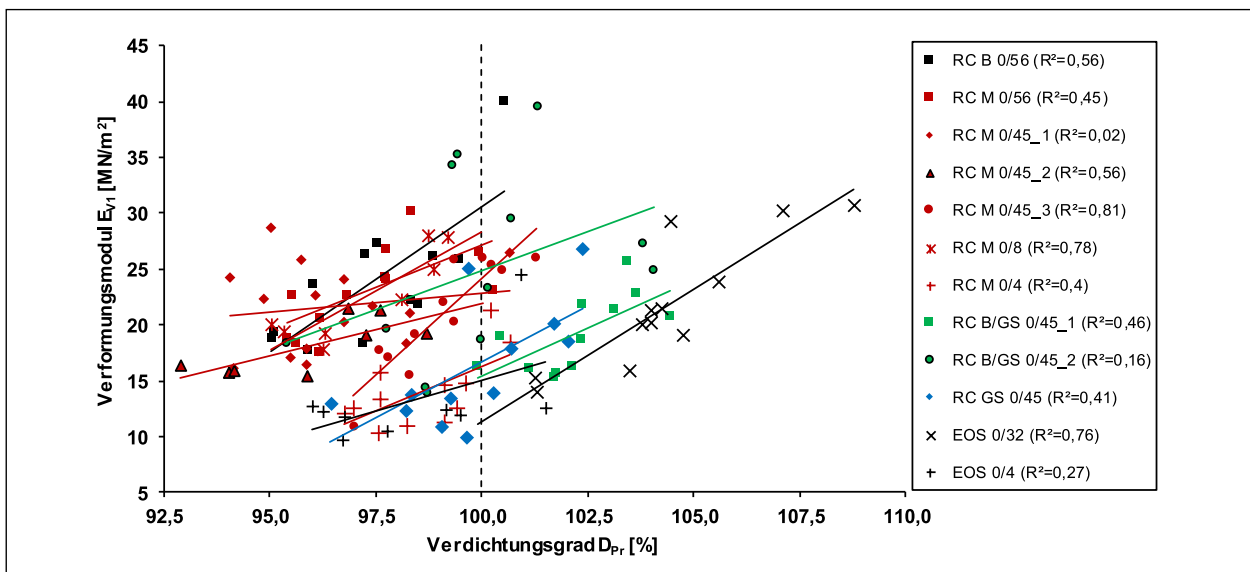


Bild 20: Dynamischer Verformungsmodul E_{Vd} von Sekundärbaustoffen über den Verdichtungsgrad D_{Pr} , nach HUBER, HENZINGER & HEYER (2019)

Die Anwendbarkeit des dynamischen Plattendruckversuches zur Verdichtungskontrolle von mineralischen Sekundärbaustoffen wurde im Rahmen der Untersuchungen von HUBER, HENZINGER & HEYER (2019) an unterschiedlichen mineralischen Sekundärbaustoffen (aufbereiteter Betonbruch, aufbereitete Bauschuttgemische, Gemisch aus aufbereiteter Betonbruch und Gleisschotter, aufbereiteter Gleisschotter, Elektroofenschlacke) ebenfalls überprüft. Ihre Ergebnisse sind in Bild 20 dargestellt und zeigen mit zunehmenden Verdichtungsgrad D_{Pr} ansteigende Verformungsmoduln E_{Vd} . Allerdings liegen die erreichten Verformungsmoduln E_{Vd} für alle untersuchten Materialien (auch der Bodengruppen GW, GI, SE) trotz ausreichender Verdichtung ($D_{Pr} \geq 100\%$) zum Teil deutlich unterhalb der Zuordnungswerte der ZTV E-StB 17 (FGSV; 2017) zum indirekten Nachweis des Verdichtungsgrades. Soll die Verdichtungskontrolle dennoch indirekt mit dem dynamischen Plattendruckversuch erfolgen, ist es demnach erforderlich, den dynamischen Verformungsmodul E_{Vd} vorab unter Berücksichtigung der Vorgaben von TP BF-StB Teil E4 (FGSV, 2003) zum Verdichtungsgrad D_{Pr} zu kalibrieren. Dabei ist es allerdings wie bereits bei den statischen Plattendruckversuchen schwierig, ein nach TP BF-StB Teil E4 (FGSV, 2003) für eine praktische Nutzbarkeit des Zusammenhanges zwischen dem direkten Prüfmerkmal (Verdichtungsgrad D_{Pr}) und dem indirekten Prüfmerkmal E_{Vd} gefordertes Bestimmtheitsmaß von $R^2 \geq 0,65$ zu erreichen (vgl. Bestimmtheitsmaße in der Legende in Bild 27).

3.2.5 Flächendeckende dynamische Verdichtungskontrolle

Die flächendeckende dynamische Verdichtungskontrolle (FDVK) stellt ein weiteres Prüfverfahren zum indirekten Nachweis des geforderten Verdichtungsgrades dar. Bei der FDVK wird mittels eines walzenintegrierten Messsystems aus dem Bewegungsverhalten der Bandage auf die Steifigkeit des Untergrundes geschlossen. Die Steifigkeit des Untergrundes korreliert dabei mit der Trockendichte und damit dem Verdichtungsgrad des Untergrundes. In der Praxis kommen Messverfahren sowohl für Vibrations- als auch Oszillationswalzen zur Anwendung. Ausführliche Informationen zur Funktionsweise der FDVK und den unterschiedlichen Messsystemen können beispielsweise PISTROL (2016) entnommen werden.

Da es sich bei der FDVK um ein indirektes Prüfverfahren zum Nachweis des Verdichtungsgrades handelt, ist es zur Verdichtungskontrolle mittels FDVK gemäß den ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017) erforderlich, den Messwert der FDVK zum Verdichtungsgrad als direktes Prüfmerkmal im Rahmen von Probefeldern zu korrelieren. Nach erfolgter Kalibrierung bietet die FDVK gegenüber punktuellen Prüfverfahren zur Verdichtungskontrolle (z. B. Volumenersatzverfahren, Plattendruckversuche) allerdings den Vorteil, dass die Verdichtungskontrolle flächendeckend und arbeitsintegriert, d. h. ohne Unterbrechung der Verdichtungsarbeiten, erfolgen kann.

Die Anwendbarkeit der FDVK zur indirekten Verdichtungskontrolle von rezyklierten Baustoffen und industriellen Nebenprodukten wurde im Rahmen des von der Bayerischen Forschungsförderung geförderten Forschungsvorhabens „Substitution von natürlichen mineralischen Baustoffen durch Ersatzbaustoffe im Erd- und Tiefbau“ (AZ-1135-14) überprüft. In den Untersuchungen kamen sowohl ein Messsystem für Vibrations- als auch für Oszillationswalzen zur Anwendung. Die Messsysteme wurden auf Probefeldern von 40 bis 50 Metern Länge überprüft. Im Rahmen der Probefelder erfolgten zwei Übergänge über die gesamte Länge der Probefelder und zwei Übergänge jeweils bis zur Hälfte der Probefelder. Ein Übergang bezeichnet eine Überfahrt mit dynamisch angeregter Bandage in Vorwärtsrichtung, welche gleichzeitig der Messfahrt entspricht, und eine statische Überfahrt ohne Anregung der Bandage in Rückwärtsrichtung. Als Verdichtungsgerät kam eine Verdichtungswalze H 13i VIO der Fa. Hamm (Betriebsgewicht rund 13 Tonnen) zum Einsatz. Detaillierte Informationen zu den Probefeldern, den Versuchsmaterialien und den Versuchsergebnissen können den Forschungsberichten des Forschungsprojektes³ entnommen werden.

Die Ergebnisse der im Rahmen des Forschungsvorhabens „Substitution von natürlichen mineralischen Baustoffen durch Ersatzbaustoffe im Erd- und Tiefbau“ durchgeführten Untersuchungen zeigen, dass die FDVK sowohl bei rezyklierten Baustoffen als auch bei industriellen Nebenprodukten zum indirekten Nachweis des Verdichtungsgrades anwendbar ist. Dies wird nachfolgend beispielhaft anhand der Untersuchungsergebnisse an einem aufbereiteten Bauschuttgemisch im Korngrößenbereich 0/45 mm

³ Die Forschungsberichte können beim Zentrum Geotechnik der TU München angefragt werden.

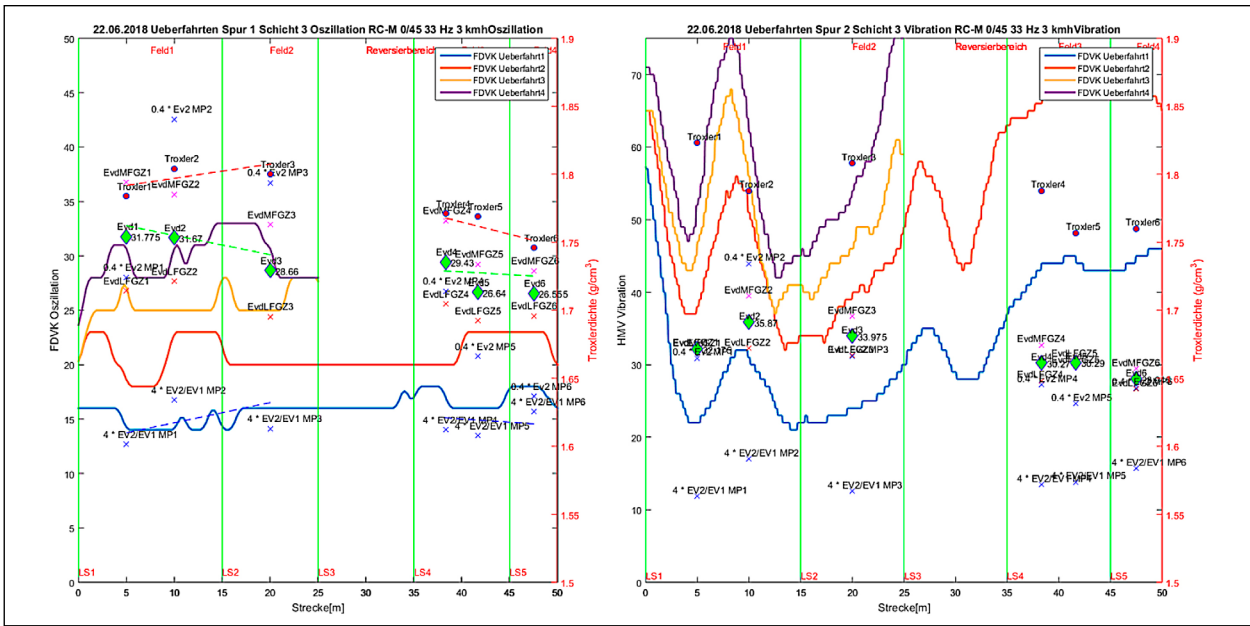


Bild 21: Gegenüberstellung der Aufzeichnungen der FDVK bei oszillierender (links) und vibrierender Verdichtung (rechts) bei RC M 0/45 mm

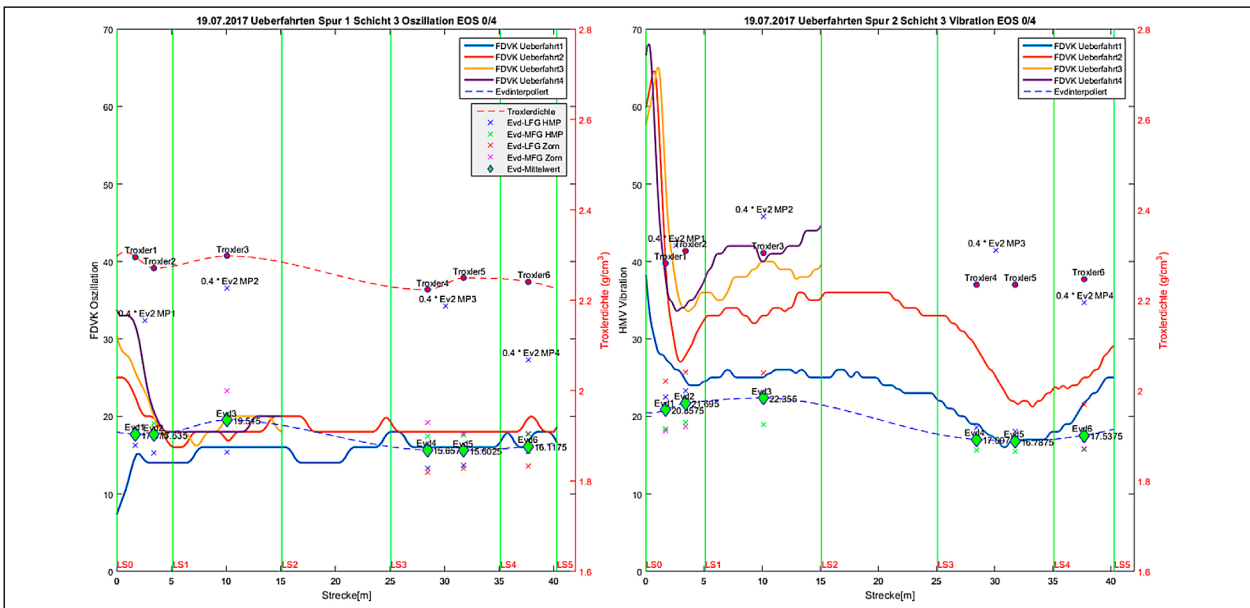


Bild 22: Gegenüberstellung der Aufzeichnungen der FDVK bei oszillierender (links) und vibrierender (rechts) Verdichtung bei Elektrofenschlacke 0/4 mm

(Bild 21) und einer Elektrofenschlacke im Korngrößenbereich 0/4 mm (Bild 22) verdeutlicht.

Bild 21 und Bild 22 zeigen jeweils auf der linken Seite die Ergebnisse der Messfahrten bei oszillierender Bandage (FDVK Oszillation) und jeweils auf der rechten Seite die Ergebnisse der Messfahrten bei vibrierender Bandage (HMV Vibration). Mit zunehmender Anzahl an Überfahrten kann sowohl bei oszillierender als auch vibrierender Bandage ein ansteigender Messwert der FDVK beobachtet werden. Dies zeigt, dass die zunehmende Steifigkeit des Untergrundes mit der Zunahme an Überfahrten

durch die Messsysteme der FDVK erfasst wird und bestätigt damit die Anwendbarkeit der FDVK bei rezyklierten Baustoffen und industriellen Nebenprodukten. Da es sich bei den Messwerten lediglich um indirekte Prüfgrößen zum Nachweis des Verdichtungsgrades handelt, ist es zur Verdichtungskontrolle allerdings notwendig, diese zum Verdichtungsgrad zu korrelieren. Diesbezüglich sei an dieser Stelle auf die „Technische Prüfvorschrift für Boden und Fels im Straßenbau Teil E 2 – Flächendeckende dynamische Prüfung der Verdichtung“ (FGSV, 1994) verwiesen.

3.3 Erdbautechnisch relevante Eigenschaften von rezyklierten Baustoffen und industriellen Nebenprodukten

3.3.1 Stoffliche Zusammensetzung

Die stoffliche Zusammensetzung von rezyklierten Baustoffen und industriellen Nebenprodukten besitzt erdbautechnisch insofern Bedeutung, als dass nach TL BuB-E StB 20 (FGSV, 2020) einerseits Anforderungen an die stoffliche Zusammensetzung von rezyklierten Baustoffen (Ausbauasphalt max. 10 M.-%, nichtmineralische Fremdstoffe max. 0,2 M.-%) und Hausmüllverbrennungssasche (Metalle max. 5 M.-%, Unverbranntes max. 0,5 M.-%) bestehen, und dass andererseits die erdbautechnisch relevanten Eigenschaften eines mineralischen Sekundärbaustoffes von den Eigenschaften seiner einzelnen Bestandteile und damit von seiner jeweiligen stofflichen Zusammensetzung abhängen. Im Hinblick auf eine anforderungsgerechte Verwendung von mineralischen Sekundärbaustoffen im Erdbau ist es daher erforderlich, Kenntnisse über die zeitliche und räumliche Variabilität der stofflichen Zusammensetzung zu haben.

In Bezug auf die Variabilität der stofflichen Zusammensetzung bestehen zwischen industriellen Nebenprodukten und rezyklierten Baustoffen deutliche Unterschiede. So handelt es sich bei industriellen Nebenprodukten um Materialien, die im Zuge eines weitgehend gleichbleibenden, industriellen Prozes-

ses anfallen. Industrielle Nebenprodukte aus einem Produktionsprozess und einer Produktionsanlage besitzen somit in der Regel eine hohe Homogenität und weitgehend gleichbleibende erdbautechnische Eigenschaften. Dies zeigt sich auch insofern, als dass in den TL BuB-E StB 20 (FGSV, 2020) keine Anforderungen hinsichtlich der stofflichen Zusammensetzung von industriellen Nebenprodukten bestehen. Zu beachten ist allerdings, dass eine Umstellung des Produktionsprozesses innerhalb eines Produktionsstandortes oder unterschiedliche Produktionsprozesse in unterschiedlichen Produktionsstandorten dennoch zu einer zeitlichen und räumlichen Variabilität der erdbautechnischen Eigenschaften eines industriellen Nebenproduktes führen können.

Die stoffliche Zusammensetzung von rezyklierten Baustoffen, die überwiegend aus der Aufbereitung von mineralischen Restmassen aus dem selektiven Rückbau von Hochbauten oder von Infrastruktur stammen, unterliegt dagegen deutlichen zeitlichen und räumlichen Schwankungen. Sie hängt davon ab, welche mineralischen Restmassen in den Aufbereitungsprozess gelangen und sie kann durch die Stoffaufbereiter durch die Sortierung oder bewusste Zugabe bestimmter Stofffraktionen beeinflusst werden. Um Kenntnis über die zeitliche und räumliche Variation der stofflichen Zusammensetzung derartiger Materialien zu erhalten, wurden am Lehrstuhl und Prüfamts für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau der TU München im Rahmen eines Forschungsvorhabens („Substitu-

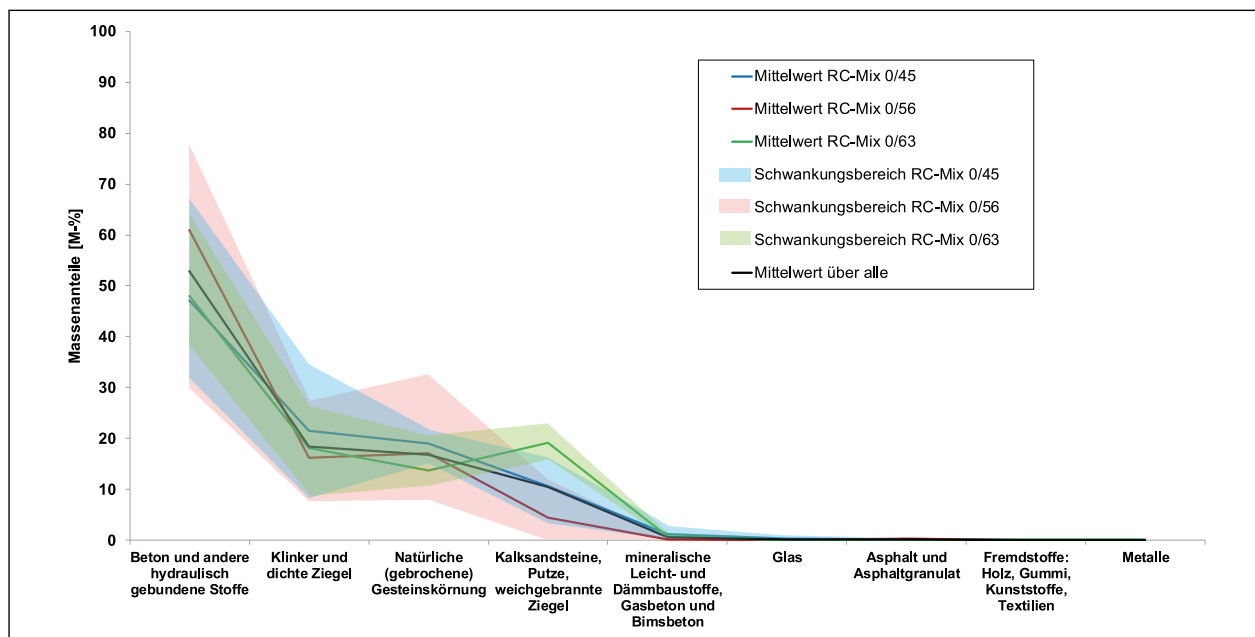


Bild 23: Typische Schwankungsbereiche der stofflichen Zusammensetzung von rezyklierten Baustoffen aus aufbereiteten Bauschuttgemischen, nach HUBER & HEYER (2018)

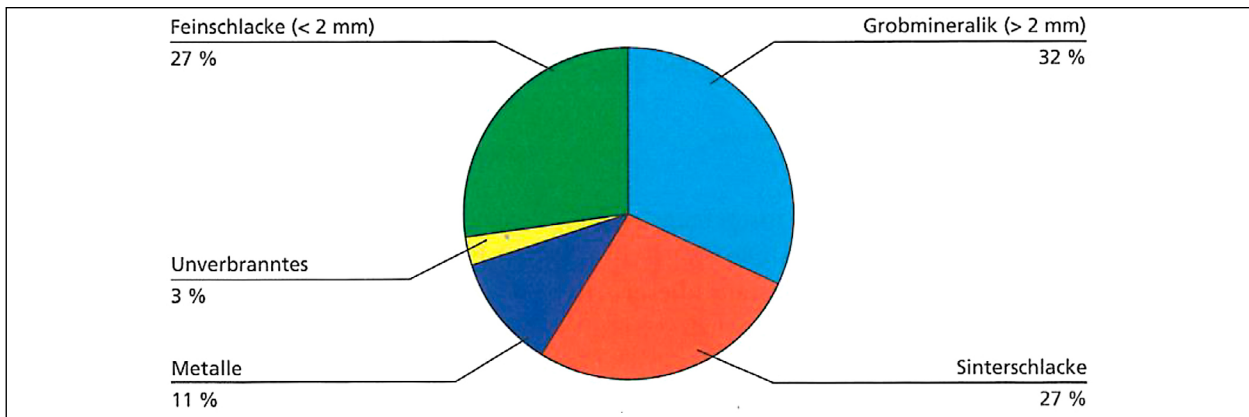


Bild 24: Zusammensetzung einer typischen MVA-Rohschlacke unmittelbar nach dem Austrag, aus BUNGE (2016)

tion von natürlichen mineralischen Baustoffen durch Sekundärbaustoffe im Erd- und Tiefbau“, gefördert durch die Bayerische Forschungsförderung, AZ 1135-14) beispielhaft die Prüfzeugnisse dreier verschiedener Bauschuttgemische unterschiedlicher regionaler Herkunft (Münchner und Nürnberger Raum), die im Zuge der Fremdüberwachung der rezyklierten Baustoffe über etwa zwei Jahre angefertigt wurden, hinsichtlich der stofflichen Zusammensetzung ausgewertet. Die Ergebnisse dieser Auswertung sind in Bild 23 dargestellt und zeigen, dass die stoffliche Zusammensetzung von rezyklierten Baustoffen zwar zeitlich und regional vergleichsweise große Streuungen aufweist, dass aber rezyklierte Baustoffe im Mittel doch eine vergleichbare stoffliche Zusammensetzung besitzen. Hervorzuheben ist überdies, dass unerwünschte Bestandteile, wie z. B. mineralische Leicht-/Dämmstoffe, Glas, Asphalt, nichtmineralische Fremdstoffe oder Metalle, bei sorgfältiger Aufbereitung zuverlässig aussortiert werden und dass die Anforderungen an die stoffliche Zusammensetzung der TL BuB-E StB 20 (FGSV, 2020) eingehalten werden (vgl. HUBER & HEYER, 2018).

Zur zeitlichen und räumlichen Variabilität der stofflichen Zusammensetzung von Hausmüllverbrennungsaschen liegen den Autoren dieses Berichtes keine Informationen vor. Von BUNGE (2016) liegen allerdings Angaben über die Zusammensetzung einer typischen MVA-Rohschlacke (Müllverbrennungsanlagen-Schlacke) unmittelbar nach dem Austrag vor (s. Bild 24). Unmittelbar nach dem Austrag aus der Müllverbrennungsanlage enthalten MVA-Rohschlacken häufig noch signifikante Anteile an Metallen und Unverbrannten, die üblicherweise oberhalb der gemäß TL BuB-E StB 20 (FGSV, 2020) zulässigen Anteile liegen. Sie finden daher in der in Bild 24 dargestellten Zusammensetzung keine An-

wendung im Erdbau. Nach dem Austrag werden die MVA-Rohschlacken einer weiteren Aufbereitung unterzogen, während der werthaltige Metalle abgetrennt und Unverbranntes wieder in die Verbrennungsöfen rückgeführt wird. Nach der Aufbereitung entspricht die MVA-Rohschlacke in der Regel den Anforderungen des erdbautechnischen Regelwerkes und kann als Hausmüllverbrennungsasche als qualifizierter Erdbaustoff eingesetzt werden.

Anzumerken ist, dass die Bestimmung der stofflichen Zusammensetzung, die für rezyklierte Baustoffe nach TP Gestein Teil 3.1.5 (FGSV, 2012) und für HMVA nach TP Gestein Teil 3.1.4 (FGSV, 2008) erfolgt, mit gewissen Unsicherheiten verbunden ist. So erfolgt die Zuordnung zu den Stofffraktionen durch händisches Sortieren nach Augenschein und subjektiver Einschätzung. Dies kann je nach Auszählendem zu unterschiedlichen stofflichen Zusammensetzungen führen. Eine Auszählung der Kornanteile < 4 mm erfolgt zudem ebenfalls nicht (vgl. HUBER et al., 2018).

3.3.2 Korngrößenverteilung

Wie allgemein bekannt ist, besitzt die Abstufung der Kornverteilungskurve eines Erdbaustoffes großen Einfluss auf dessen erdbautechnisches Verhalten (s. nachfolgende Kapitel 3.3.3 bis 3.3.5). Die Abstufung der Kornverteilungskurve stellt damit eine wesentliche Eigenschaft von Erdbaustoffen dar.

Typische Kornverteilungskurven von rezyklierten Baustoffen sowie von industriellen Nebenprodukten sind in Bild 25 am Beispiel der Kornverteilungskurven von rezyklierten Baustoffen (RC-Bauschuttgemische) sowie von LD- und Hochofenschlacken (industrielle Nebenprodukte) dargestellt. Die dargestellten Kornverteilungskurven wurden dabei im Zuge der Fremdüberwachung verschiedener Bau-

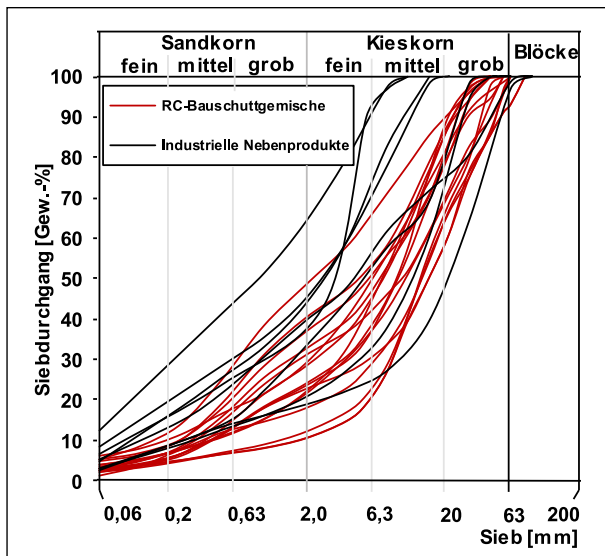


Bild 25: Typische Kornverteilungskurven von RC Bauschuttgemischen und industriellen Nebenprodukten

stoff- und Schlackenaufbereiter erstellt. Die Bild zeigt, dass es sich bei am Markt verfügbaren mineralischen Sekundärbaustoffen häufig um unterschiedlich abgestufte Kiese der Bodengruppen GU, GI oder GW (Bodengruppen nach DIN 18196, DIN (2011a)) handelt. Materialien, die nach DIN 18196 (DIN, 2011a) den Sanden (mehr als 60 M.-% Korngrößen < 2 mm) zugeordnet werden, stellen tendenziell die Ausnahme dar. Ebenfalls besitzen die am Markt verfügbaren mineralischen Sekundärbaustoffe meist einen Feinkornanteil ($d < 0,063$ mm) von weniger als 10 M.-%.

In Zusammenhang mit der Bestimmung der Verteilung der Kornanteile $d < 0,063$ mm von rezyklierten Baustoffen wird darauf hingewiesen, dass diese bei der Sedimentationsanalyse in der Suspension häufig Ausflocken, was auch mittels Antikoagulationsmittel nicht in den Griff zu bekommen ist. Da rezyklierte Baustoffe, wie Bild 25 zeigt, allerdings nur selten relevante Kornanteile $d < 0,063$ mm besitzen, bleibt diese Eigenschaft meist unbedeutend (vgl. HUBER et al., 2018).

3.3.3 Verdichtungsverhalten

Wie in Kapitel 3.1 bereits ausgeführt, bestehen im Erdbau in erster Linie Anforderungen an den mindestens zu erreichenden Verdichtungsgrad D_P , der das Verhältnis der im Feld erreichten Trockendichte zu einer vorab im Labor im Proctorversuch ermittelten Referenzdichte, der Proctordichte, wiedergibt. Die Verdichtung der eingesetzten Erdbaustoffe, d. h. die Minimierung ihres Anteils an luftgefüllten interpartikularen Porenraum, stellt somit einen we-

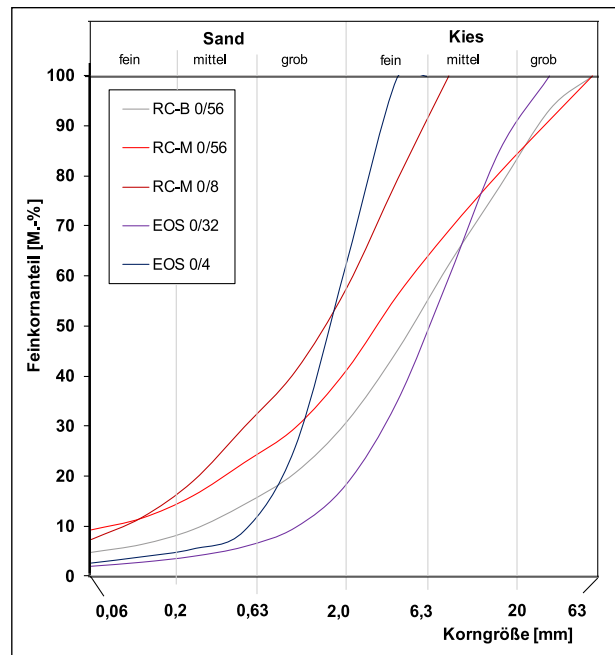


Bild 26: Korngrößenverteilungen der Materialien aus Bild 27, aus HUBER et al. (2018) und HUBER & HEYER (2018b)

sentlichen Arbeitsschritt im Erdbau dar. Die Kenntnis über das Verdichtungsverhalten der verwendeten Erdbaustoffe besitzt im Hinblick auf eine anforderungsgerechte und möglichst effiziente Verdichtung daher enorme Bedeutung.

Die Ausführungen zum Proctorversuch in Kapitel 3.2.2.1 haben bereits gezeigt, dass die bei den meisten natürlichen Baustoffen mit einer bestimmten Verdichtungsarbeit erreichbaren Trockendichten mit Ausnahme von gleichkörnigen Sanden und Kiesen (d. h. Materialien mit einer kleinen Ungleichförmigkeitszahl) vom Wassergehalt abhängen und mit steigendem Wassergehalt zunächst bis zu einem Optimum ansteigen, um bei weiterer Zunahme des Wassergehaltes wieder in etwa parallel zur Sättigungslinie abzufallen. Mineralische Sekundärbaustoffe aus aufbereiteten Baurestmassen (rezyklierte Baustoffe) und industrielle Nebenprodukte zeigen im Gegensatz dazu trotz guter Kornabstufung meist keine eindeutige Abhängigkeit vom Wassergehalt und weisen statt des bekannten parabolischen Verlaufes mit zunehmendem Wassergehalt häufig lineare Anstiege oder konkave Krümmungen auf. Dadurch ist die Ableitung eines eindeutigen Proctoroptimums als Bezugsdichte für die Verdichtung im Feld nicht mehr ohne Weiteres möglich (z. B. KRASS & KOLLAR, 2004).

Typische Verdichtungskurven von mineralischen Sekundärbaustoffen sind in Bild 27 am Beispiel eini-

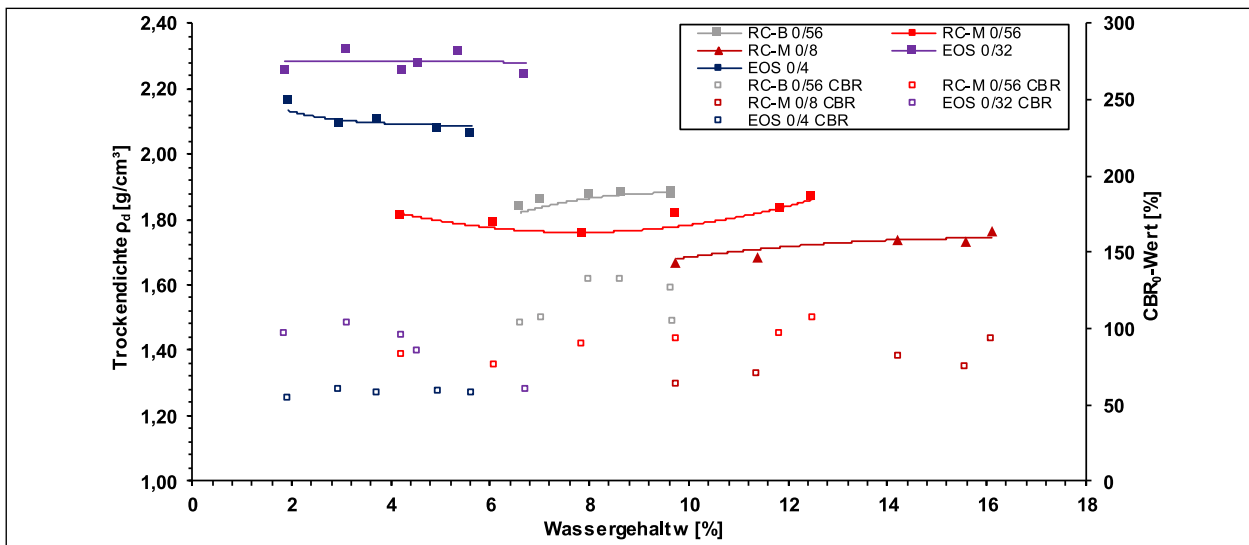


Bild 27: Beispiele von Verdichtungskurven und CBR_0 -Werten von rezyklierten Baustoffen und Elektroofenschlacken, aus HUBER et al. (2018) und HUBER & HEYER (2018b)

ger rezyklierter Baustoffe (HUBER et al., 2018) und von Elektroofenschlacke (HUBER & HEYER, 2018b) dargestellt (s. a. KRASS & KOLLAR, 2004). Die zugehörigen Sieblinien der Materialien sind in Bild 26 wiedergegeben. Anders als bei gleichkörnigen oder dränierenden Materialien liegt die Ursache für die Gestalt der Verdichtungskurven allerdings nicht in einer hohen Durchlässigkeit der Baustoffe, sondern ist auf die Porosität der Einzelkörner vieler mineralischer Sekundärbaustoffe zurückzuführen, die dadurch ein hohes Wasseraufnahmevermögen besitzen (Ausnahme: EOS 0/4, bei der es sich um einen enggestuften Sand (SE) handelt). Das Wasseraufnahmevermögen, das mit abnehmender Korndichte bzw. zunehmender Porosität der Einzelkörner zunimmt (HOFFMANN & JACOBS, 2007; KRASS & KOLLAR, 2004), führt dazu, dass nur mehr ein Teil des zugegebenen Wassers verdichtungsbegünstigend an den Kornkontaktpunkten zur Verfügung steht, während ein weiterer Teil in den intrapartikularen Poren gespeichert wird. Die Größe des gespeicherten Anteils hängt dabei von der Eigenfeuchte, der Porosität sowie der Homogenisierungszeit eines Materials ab (HUBER & HEYER, 2018a).

Kann kein eindeutiges Verdichtungsoptimum identifiziert werden, muss zur Ermittlung der Referenzdichte für die Verdichtung im Feld auf eine andere Möglichkeit zurückgegriffen werden. Denkbar sind möglicherweise die Mittelung der drei höchsten im Proctorversuch bestimmten Trockendichten oder die Mittelung aller ermittelten Trockendichten und die Beaufschlagung des Mittelwertes mit der Standard-

abweichung. Als Verdichtungswassergehalt kann eine Wassergehaltsspanne angegeben werden.

3.3.4 Verformungsverhalten und Tragfähigkeit

3.3.4.1 Einflussgrößen auf das Verformungsverhalten nichtbindiger Erdbaustoffe

Das Last-Verformungsverhalten von Erdbaustoffen und damit ihre Steifigkeit und Tragfähigkeit hängt von einer Vielzahl an Eigenschaften ab. Bei nichtbindigen Erdbaustoffen beeinflussen neben dem Verdichtungsgrad sowie der Belastungsart und der Belastungsgeschwindigkeit unter anderem die Abstufung der Kornverteilungskurve, die Kornfestigkeit, die Steifigkeit der Einzelkörner, die Kornform oder die Verspannung des Korngerüsts, die Steifigkeit und damit die Tragfähigkeit (z. B. ALTUHAFI, COOP & GEORGIANNOU, 2016; ALTUHAFI & COOP, 2011; CAVARRETTA, COOP & O'SULLIVAN, 2010; NAKATA et al. 2001; MIURA et al., 1998; MIURA et al. 1997; FLOSS, 1971; VOSS, 1961). Bei bindigen Erdbaustoffen kommen weitere Einflussgrößen wie der Wassergehalt oder die Temperatur hinzu (FLOSS, 1971). Bei mineralischen Sekundärbaustoffen können überdies chemische Einflussgrößen (insbesondere Verfestigungseffekte) das Last-Verformungsverhalten über die Zeit beeinflussen (z. B. GARACH et al., 2015; DETTENBORN, FORSMAN & KORKIALA-TANTTU, 2014; VEGAS et al., 2011; HUBER, BECKER & LOTH-SCHÜTZ, 2009; POON, QIAO & CHAN, 2006; ARM, 2001).

Der Einfluss des mittleren Korndurchmessers d_{50} einer Kornverteilungskurve auf die maximalen und

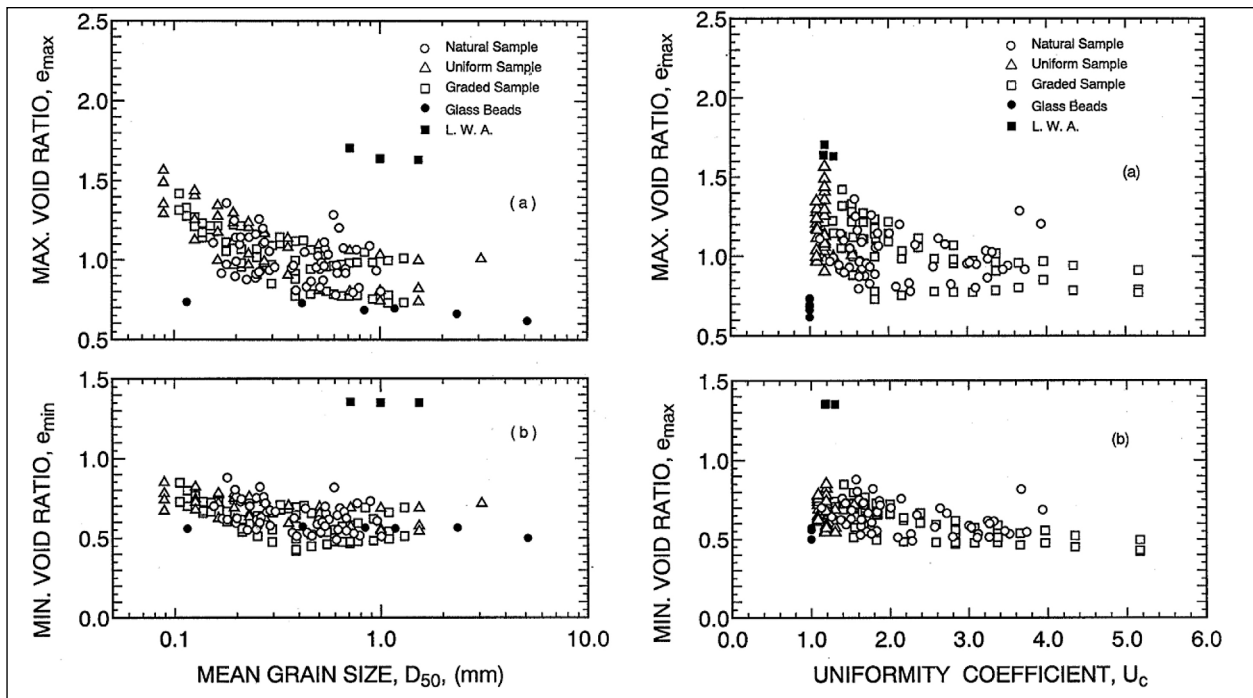


Bild 28: Abhängigkeit der maximalen und minimalen Porenzahl (e_{\max} , e_{\min}) von der mittleren Korngröße (links) und der Ungleichförmigkeitszahl C_u , aus MIURA et al. (1997)

minimalen Porenzahlen (e_{\max} bzw. e_{\min}) ist beispielhaft in Bild 28 (links) dargestellt. Die Darstellung zeigt, dass sowohl e_{\max} und e_{\min} mit abnehmenden mittleren Korndurchmesser d_{50} zunehmen. Dies ist darauf zurückzuführen, dass mit abnehmendem Korndurchmesser der Einfluss der Gewichtskraft eines Einzelkorns auf die Lagerungsdichte gegenüber Oberflächenkräften (z. B. aufgrund elektrostatischer Ladungen, Adhäsionskräfte) ebenfalls abnimmt MIURA et al. (1997). Die Abstufung der Korngrößenverteilung besitzt ebenfalls einen Einfluss auf den Hohlraumanteil eines Korngemisches, wobei der potentielle Hohlraumanteil eines Korngemisches umso größer ist, je weniger abgestuft ein Korngemisch ist. Dieser Zusammenhang ist in Bild 28 (rechts) am Beispiel der maximalen und minimalen Porenzahlen verschiedener Proben über die Ungleichförmigkeitszahl C_u dargestellt.

Die Porenzahl eines Korngemisches ist in Zusammenhang mit dem Last-Verformungsverhalten und damit der Tragfähigkeit insofern von Bedeutung, als dass sich hohlraumreiche Korngemische bei Belastung stärker verformen können als hohlraumarme Korngemische und damit eine geringere Steifigkeit und Tragfähigkeit besitzen. Der Zusammenhang zwischen der Porenzahl eines Korngemisches und seinem Last-Verformungsverhalten (d. h. seiner Steifigkeit und Tragfähigkeit) wird in Bild 30 am Beispiel der Kompressionskurven eines eng- und eines

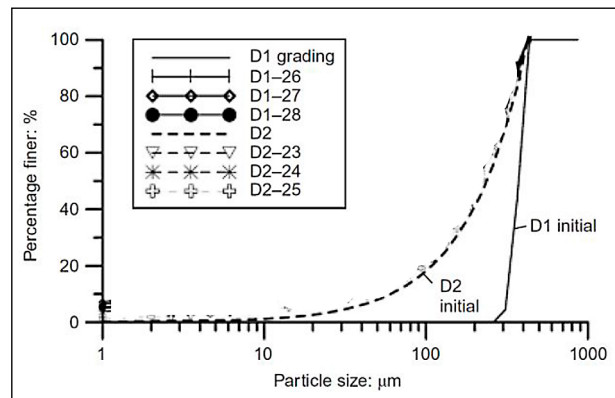


Bild 29: Sieblinien eines eng- und eines weitgestuften Sandes, adaptiert nach ALTUHAFI & COOP (2011)

weitgestuften Sandes karbonatischen Ursprungs (Dog Bay Sand) verdeutlicht (Kornverteilungskurven der beiden Sande s. Bild 29). So besitzen die Proben aus dem Material mit der enggestuften Kornverteilungskurve (Material D1) zu Beginn der Kompressionsbeanspruchung nicht nur deutlich größere Porenzahlen als die Proben aus dem Material mit der gut abgestuften Kornverteilungskurve (D2), sondern erfahren bei der Kompressionsbeanspruchung auch deutlich größere Porenzahländerungen (vgl. Bild 30 (links) und (rechts)). Die Proben aus dem weitgestuften Material D2 reagieren bei Kompressionsbelastung zudem deutlich steiler, was an dem deutlich flacheren Verlauf der Kompressionskurven sowie der deutlich flacheren Neigung ihrer Normal Compression Line (NCL) ersichtlich ist.

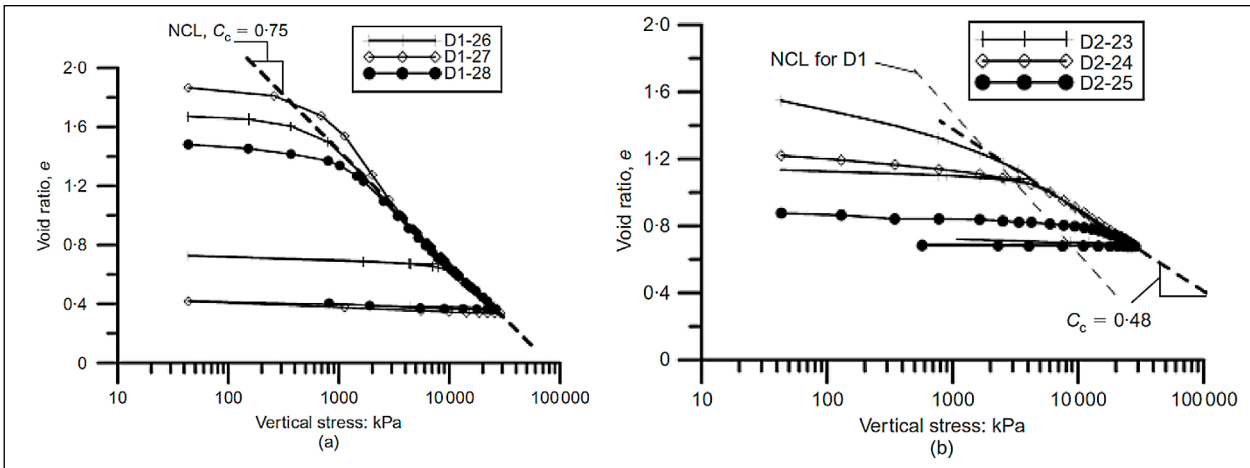


Bild 30: Vergleich der Kompressionskurven der Sieblinien D1 und D2 (s. Bild 29), aus ALTUHAFI & COOP (2011)

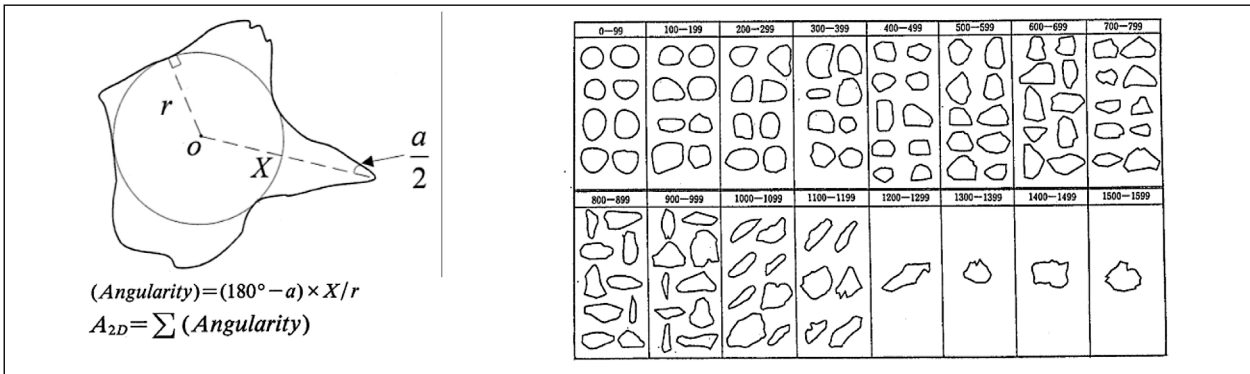


Bild 31: Definition der Angularität eines Einzelkorns (links) und Tafeln zur einfachen Bestimmung der Kantigkeit A_{2D} , aus MIURA et al. (1997)

Die Form der Einzelkörner beeinflusst ebenfalls die Grenzen der Lagerungsdichte (e_{max} , e_{min}) und damit das Verformungsverhalten nichtbindiger Erdbaustoffe. In der Literatur existieren dabei unterschiedliche Parameter zur Beschreibung der Kornform, die häufig als Formfaktoren oder Deskriptoren bezeichnet werden. Die folgenden Ausführungen beschränken sich auf die Formfaktoren Aspect Ratio AR, Convexity C_X und Sphericity S. Der Formfaktor AR bezeichnet dabei das Seitenverhältnis eines Kornes und ist ein Maß für seine Längung. ALTUHAFI, COOP & GEORGIANNOU (2016) definieren AR als das Verhältnis zwischen dem minimalen und dem maximalen Feret-Durchmesser. Der minimale bzw. maximale Feret-Durchmesser bezeichnet dabei den minimalen bzw. maximalen Abstand zweier an ein Partikel gelegter paralleler Tangenten. AR nimmt Werte zwischen 0 und 1 an, wobei ein Wert von 0 ein unendlich langes bzw. infinitesimal dünnes Einzelkorn beschreibt. Der Formfaktor C_X ist ein Maß für die Kompaktheit eines Kornes und wird von ALTUHAFI, COOP & GEORGIANNOU (2016) als das Verhältnis aus der tatsächlichen Partikelfläche zur Nettofläche der Projektion des Parti-

kels inklusive konkaver Einwölbungen beschrieben. C_X nimmt ebenfalls Werte zwischen 0 und 1 an. Beträgt der Wert von C_X 1, bedeutet dies, dass ein Einzelkorn keine konkaven, nach innen gerichteten Einwölbungen aufweist. Der Formfaktor S nimmt ebenfalls Werte zwischen 0 und 1 an und beschreibt im zweidimensionalen die Ähnlichkeit der Kornform zur Form eines Kreises. S wird von ALTUHAFI, COOP & GEORGIANNOU (2016) als das Verhältnis des Umfangs eines Kreises, dessen Fläche der Fläche der zweidimensionalen Projektion eines Einzelkorns entspricht, zum tatsächlichen Umfang des Kornes definiert. Nimmt S den Wert 1 an, so gleicht die globale Form des Kornes der eines idealen Kreises. Zu beachten ist, dass in der Literatur unterschiedliche Definitionen der aufgeführten Formfaktoren verwendet werden. Darüberhinaus existieren auch weitere Kornfaktoren wie beispielsweise die Angularität, die ein Maß für die Kantigkeit der Einzelkörner darstellt (s. Bild 31).

Die Bestimmung der Formfaktoren kann dabei durch bildgebende Verfahren mittels hochleistungsfähiger Kamerasysteme in Verbindung mit digitaler

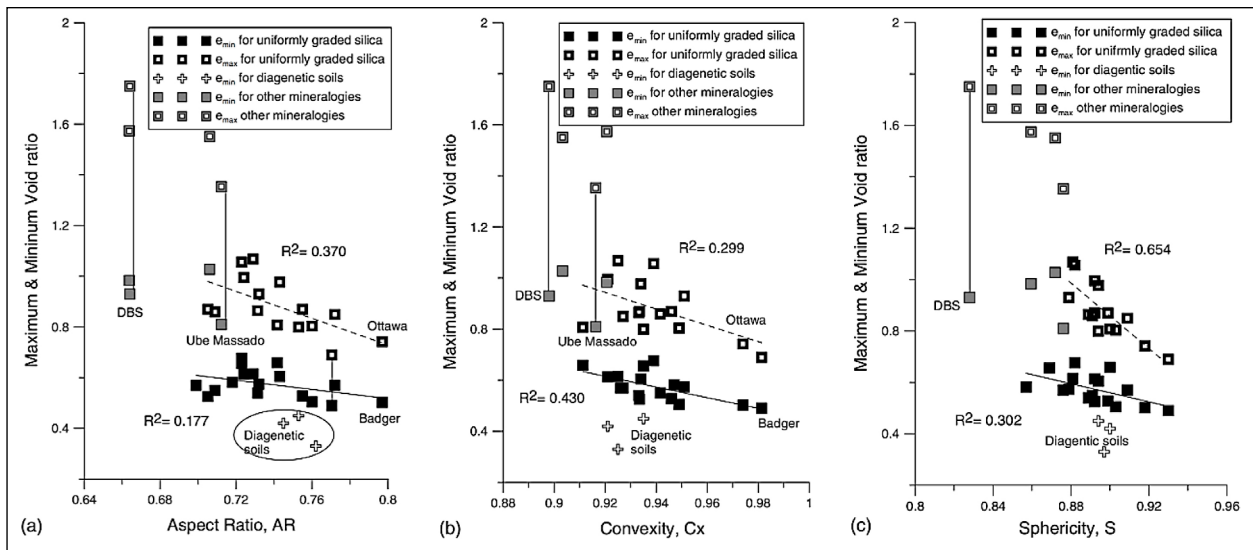


Bild 32: Abhängigkeit der maximalen und minimalen Porenzahl (e_{max} , e_{min}) von der Längung (Aspect Ratio), Konvexität (Convexity) und Sphärität (Sphericity) der Einzelkörner, aus ALTUHAFI, COOP & GEORGIANNOU (2016)

dreidimensionaler Partikelanalyse (z. B. ALTUHAFI, O'SULLIVAN, & CAVARRETTA, 2013) erfolgen. Alternativ können auch Tafeln (z. B. KRUMBEIN & SLOSS, 1963) verwendet werden, anhand derer eine ausreichend große Anzahl an Einzelkörnern hinsichtlich bestimmter Kornfaktoren beurteilt wird (z. B. zur Bestimmung der Kantigkeit, vgl. Bild 31). Die Bestimmung der Formfaktoren anhand von Tafeln ist jedoch stark subjektiv und mit Unsicherheiten verbunden (HRYCIW, ZHENG, & SHETLER, 2016).

Der Einfluss der Kornform auf die Grenzen der Lagerungsdichte (e_{max} und e_{min}) ist beispielhaft in Bild 32 für unterschiedliche Materialien dargestellt. Insgesamt zeigt sich, dass die maximal und minimal möglichen Porenzahlen der von ALTUHAFI, O'SULLIVAN & CAVARRETTA (2013) untersuchten Sande jeweils mit AR, C_x und S korrelieren und sie mit Zunahme der Formfaktoren abnehmen. Das bedeutet, dass die möglichen Porenzahlen eines Korngemisches umso größer sind, je unregelmäßiger geformt und länglicher seine Einzelkörner sind und je mehr konkave Wölbungen sie aufweisen.

Der Einfluss der Kornfestigkeit auf das Verformungsverhalten nichtbindiger Baustoffe wurde beispielsweise von Cavarretta, COOP & O'SULLIVAN (2010), LELEU & VALDES (2007) und COOP & LEE (1993) aufgezeigt. Ihre Untersuchungen zeigen, dass Kornbruch ebenfalls Einfluss auf der Verformungsverhalten von nichtbindigen Baustoffen besitzt. Bei natürlichen, überwiegend quarzitären Materialien, die eine hohe Kornfestigkeit aufweisen,

kommt es allerdings erst ab Spannungen zu signifikantem Kornbruch, die deutlich oberhalb der im Erdbau üblichen Spannungsniveaus liegen. Karbonatische Sande mit vergleichsweise weichen Einzelkörnern neigen dagegen schon bei deutlich geringeren Spannungsniveaus zum Kornbruch (z. B. LELEU & VALDES, 2007; COOP & LEE, 1993). Kornbruch ist insofern von Relevanz, als dass der Bruch von Einzelkörnern zu zusätzlichen Verformungen neben denjenigen aus der Kornumlagerung führt.

Der Einfluss der Kornfestigkeit auf das Last-Verformungsverhalten von nichtbindigen Baustoffen ist am Beispiel der Kompressionskurven eines reinen karbonatischen Sandes ($F_q = 0$) bzw. eines reinen Quarzsandes ($F_q = 1,0$) mit jeweils unterschiedlichen Anteilen an quarzitären (10 M.-% bzw. 30 M.-% Anteil an quarzitären Sand: $F_q = 0,1$ bzw. $F_q = 0,3$) bzw. karbonatischen Sand (10 M.-% bzw. 30 M.-% an karbonatischem Sand: $F_q = 0,9$ bzw. $F_q = 0,7$) in Bild 33 dargestellt. Bild 33 (links) zeigt die Kompressionskurven des reinen karbonatischen Sandes bzw. der Sande mit vergleichsweise geringen Anteilen an quarzitären Sand und Bild 33 (rechts) die Kompressionskurven des quarzitären Sandes bzw. der Sande mit vergleichsweise geringen Anteilen an karbonatischem Sand. Aus Bild 33 geht hervor, dass vergleichsweise geringe Anteile an harten Einzelkörnern in Korngemischen aus vergleichsweise weichen Einzelkörnern das Kompressionsverhalten nicht maßgeblich beeinflussen (s. Bild 33 (links)), während vergleichsweise geringe Anteile an weichen Einzelkörnern in Korn-

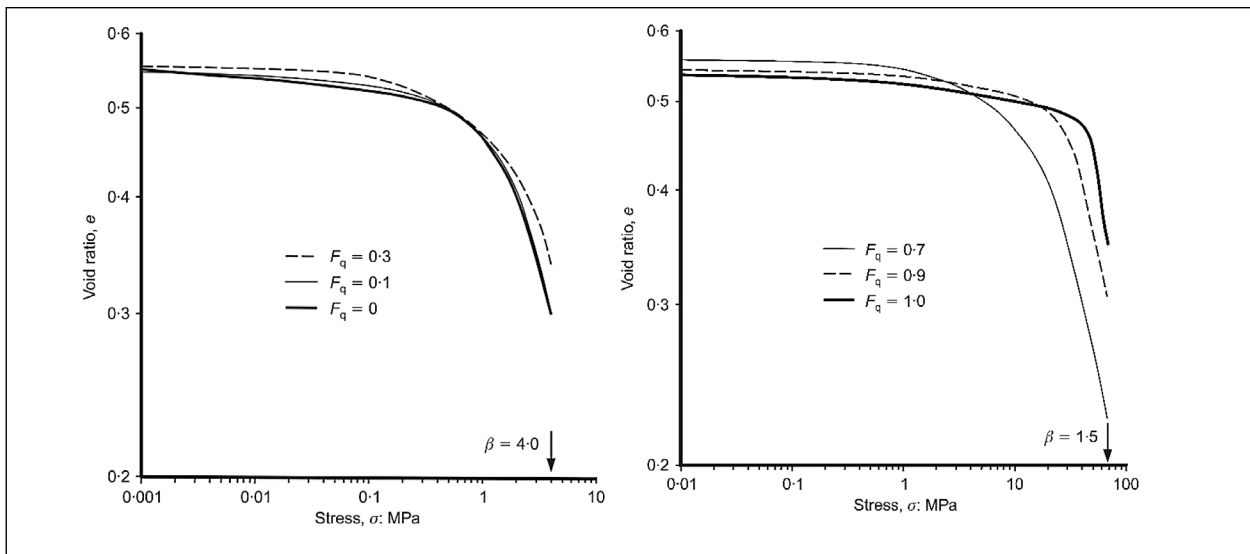


Bild 33: Kompressionskurven eines links: reinen karbonatischen Sandes sowie mit unterschiedlichen Anteilen an Quarzsand (10 M.-% - $F_q = 0,1$; 30 M.-% - $F_q = 0,3$) sowie rechts: reinen Quarzsandes mit unterschiedlichen Anteilen an karbonatischem Sand (10 M.-% - $F_q = 0,9$; 30 M.-% - $F_q = 0,7$), aus LELEU & VALDES (2007)

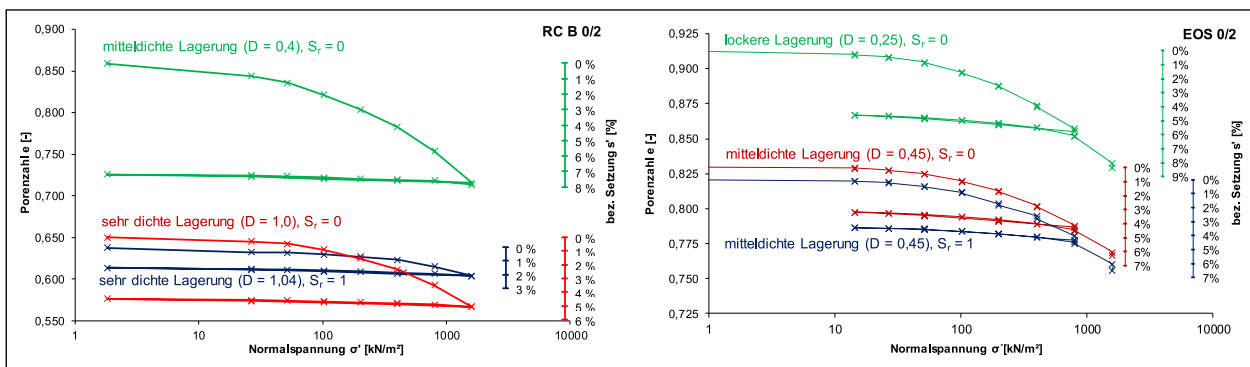


Bild 34: Kompressionskurven von RC B 0/2 mm und EOS 0/2 mm, aus HUBER (2018) und HUBER & HEYER (2018b)

gemischen aus überwiegend harten Einzelkörnern das Last-Verformungsverhalten deutlich beeinflussen.

3.3.4.2 Verformungsverhalten mineralischer Sekundärbaustoffe

Eigene Ergebnisse zu Untersuchungen zum Last-Verformungsverhalten eines reinen Betonbruchs (RC B, Korngrößenbereich 0/2 mm, Bodengruppe SU nach DIN 18196 (DIN, 2011b)) und einer Elektroofenschlacke (EOS, Korngrößenbereich 0/2 mm, Bodengruppe SE nach DIN 18196 (DIN, 2011b)) infolge oedometrischer Kompression sind beispielhaft in Bild 34 dargestellt. Beide Materialien zeigen ein für nichtbindige Erdbaustoffe typisches Kompressionsverhalten und erfahren im Zuge der Erstbelastung große plastische Verformungen, während das Verformungsverhalten beider Materialien bei der Wiederbelastung, bei welcher zwar noch geringe plastische Verformungsanteile auftreten, nahezu

elastisch ist. Deutlich ersichtlich ist auch der Einfluss der Lagerungsdichte auf die Verformbarkeit beider Materialien. So nimmt die Verformbarkeit mit zunehmender Lagerungsdichte deutlich ab. Anhand der Versuche an Betonbruch bei sehr dichter Lagerung ist auch der potentielle Einfluss sekundärer Verfestigungsprozesse infolge hydraulisch aktiver Bestandteile auf die Verformbarkeit klar erkenntlich. So erfährt die Probe, die trocken belastet wurde ($S_r = 0$) trotz vergleichbarer Anfangsporenzahl und identischer Belastung deutlich größere plastische Verformungen im Zuge der Erstbelastung als die bei Anwesenheit von Wasser belastete Probe ($S_r = 1$). Der Effekt sekundärer Verfestigungsprozesse ist in den Versuchen an der Elektroofenschlacke nicht zu erkennen und die trocken belastete Probe bei mitteldichter Lagerung zeigt ein vergleichbares Verformungsverhalten wie die bei Anwesenheit von Wasser belastete Probe bei mitteldichter Lagerung.

Ein direkter Vergleich des Verformungsverhaltens der beiden Materialien, die zwar ein identisches Größtkorn aufweisen, ist aufgrund bestehender granulometrischer Unterschiede allerdings schwierig. So besitzen beide Materialien eine unterschiedliche Kornabstufung und die Einzelkörner beider Materialien weisen Unterschiede in ihrer Kornbeschaffenheit (z. B. Korndichte, Kornform) auf.

In Zusammenhang mit Erdbauwerken im Kontext des Verkehrswegebbaus wird in der Literatur häufig der Resilient Modulus M_R als der Parameter erachtet, der das Last-Verformungsverhalten eines Erdbaustoffes am treffendsten beschreibt, da er ein Maß für das Last-Verformungsverhalten eines Materials nach vielen Lastzyklen darstellt (vgl. Bild 36). Der Resilient Modulus M_R eines Materials wird in zyklischen Triaxialversuchen bestimmt, in denen eine Probe viele Lastzyklen durchläuft. Bezüglich des Resilient Modulus M_R von rezyklierten Baustoffen liegen in der Literatur bereits umfangreiche Erfahrungen vor (z. B. BASSANI & TEFA, 2018; JITSAN-

GIAM et al., 2015; ARULRAJAH et al., 2013b; BOZYURT et al., 2012; SAEED, 2008; NATAATMADJA & TAN, 2001; BENNERT et al., 2000; PAPP et al., 1998).

Allerdings besteht in der Literatur keine Einigkeit darüber, wie Anteile an rezyklierten Baustoffen den Resilient Modulus von Erdbaustoffen beeinflussen. So berichten einige Autoren davon, dass der Resilient Modulus M_R von rezyklierten Baustoffen vergleichbar oder gar höher ist, als der von natürlichen Baustoffen (z. B. CARDOSO et al., 2016; ARULRAJAH et al., 2014; LEITE et al., 2011, ARM, 2003; BENNERT et al., 2000; PAPP et al. 1998), während andere Autoren berichten, dass rezyklierte Baustoffe im Vergleich zu natürlichen Baustoffen zu einem geringeren Resilient Modulus M_R führen (z. B. SAEED, 2008). Diese widersprüchlichen Angaben in der Literatur ist vermutlich eine Folge der jeweiligen stofflichen Zusammensetzung der untersuchten Baurestmassen sowie der Beschaffenheit des natürlichen Vergleichsmaterials. Dies ist beispielhaft in Bild 35 dargestellt, welche die Entwicklung der Dehnungen eines rezyklierten Baustoffes (Mixture C&D) über die Anzahl an Lastzyklen im Vergleich zu zwei natürlichen Baustoffen (reiner Kalksteinbruch (Mixture A) und Kalksteinbruch, dessen Kornanteile $< 0,063$ mm durch schluffigen Ton ersetzt wurden (Mixture B)), zeigt. So liegen die bleibenden plastischen Verformungen des rezyklierten Baustoffes zwar geringfügig höher als die des reinen Kalksteinbruches, doch deutlich unterhalb des Kalksteinbruches, dessen Anteile $< 0,063$ mm durch schluffigen Ton ersetzt wurden. Für rezyklierte Baustoffe wird überdies von einem Einfluss von sekundären Verfestigungsprozessen infolge hydraulisch aktiver Bestandteile berichtet, der zu einem Anstieg des Resilient Modulus M_R über die Zeit führen kann (ARM, 2001).

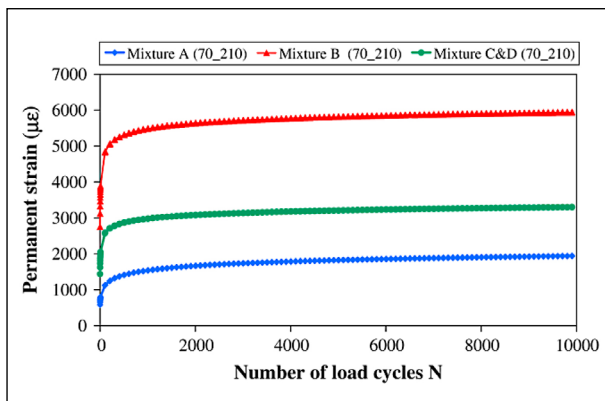


Bild 35: Bleibende Dehnungen eines rezyklierten Baustoffes (Mixture C&D) und zweier natürlicher Baustoffe (Mixture A und B) infolge zyklischer Belastung im Triaxialversuch, aus CERNI, COLAGRANDE & BOCCI (2012)

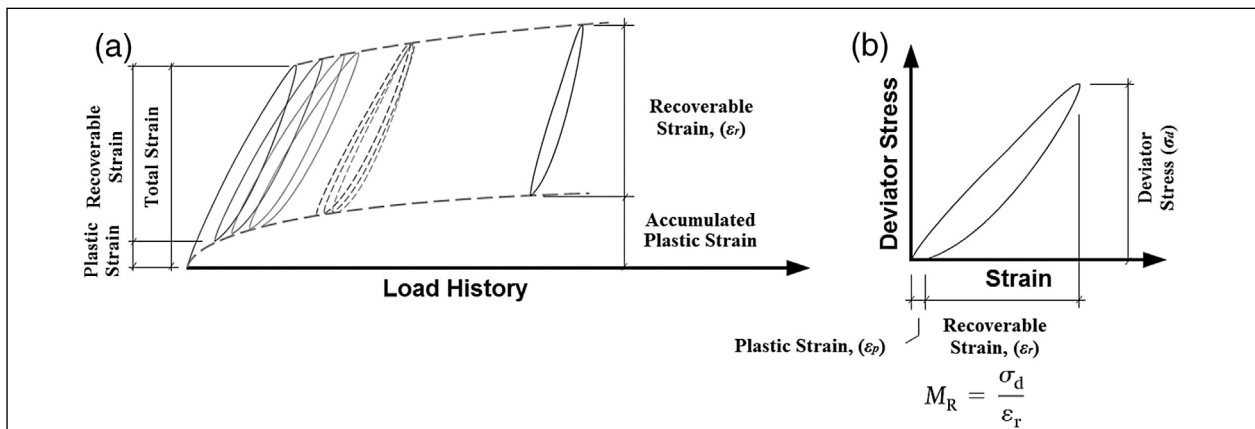


Bild 36: Dehnungsverhalten nichtbindiger Materialien unter zyklischer Belastung (a) und Definition des Resilient Modulus M_R (b), aus SALOUR, ERLINGSSON & ZAPATA (2014)

Zyklische Triaxialversuche an Hausmüllverbrennungsasche und Hochofenschlacke wurden von ARM (2003) durchgeführt. Bei zyklischer Beanspruchung war das elastische Verformungsverhalten der von ihr untersuchten Hausmüllverbrennungsaschen vergleichbar zu dem von natürlichen Sanden und Kiesen, allerdings erfuhren die Hausmüllverbrennungsaschen geringere bleibende Verformungen als natürliche Kiese, was ARM (2003) mit den kantigeren Partikeln der Hausmüllverbrennungsaschen im Vergleich zu den natürlichen Kiesen begründete. Die kantigeren Partikel führten überdies dazu, dass die Hausmüllverbrennungsaschen im Vergleich zu natürlichen Sanden und Kiesen eine höhere maximale Vertikalspannung aufnehmen konnten. ARM (2003) beobachtete ebenfalls, dass unverbrannte Bestandteile und ein damit einhergehender höherer Organikanteil in den Hausmüllverbrennungsaschen deren Steifigkeit herabsetzen kann. Zudem können Verfestigungsprozesse zu einem Anstieg des Resilient Modulus führen. Die von ARM (2003) untersuchte ungealterte Hochofenschlacke wies einen Resilient Modulus auf, der ähnlich zu dem eines gebrochenen Granit mit vergleichbarer Korngrößenverteilung war. Allerdings erfuhren die ungealterte Hochofenschlacke infolge der zyklischen Beanspruchung größere bleibende Verformungen als der gebrochene Granit.

Nach einer beschleunigten Alterung der Hochofenschlacke im Labor konnten allerdings sowohl ein besseres elastisches als auch plastisches Verformungsverhalten festgestellt werden.

BEHIRY (2013) untersuchte, inwieweit gebrochener Kalkstein durch die Zugabe von Stahlwerksschlacke im Hinblick auf die Verwendung der Gemische im Unterbau von Verkehrswegen vergütet werden kann. In seinen Untersuchungen stellte er fest, dass die Zugabe von Stahlwerksschlacke zu einer Verbesserung des Resilient Modulus M_R sowie zu einer höheren Dichte und einem höherem CBR-Wert führte, wobei die höchsten Werte bei einem Anteil 70 M.-% Stahlwerksschlacke erreicht wurden.

3.3.4.3 Tragfähigkeit mineralischer Sekundärbaustoffe

Der Begriff Tragfähigkeit wird im Erdbau häufig ohne klare Definition des Begriffes verwendet. Nach TERZAGHI & JELINEK (1954) bezeichnet die Tragfähigkeit eines Bodens (oder eines anderen Erdbaustoffes) diejenige Spannung, die auf den Boden beim Erreichen des Bruchzustandes infolge einer aufgetragenen Last (Grenzlast) einwirkt. Der Bruch bzw. das Versagen wird dabei nicht nur durch eine deviatorische Spannungskomponente (wie z. B. im Triaxialversuch), sondern durch Kompression und

Material	CBR ₀ -Wert [%]	Größtkorn [mm]	Korndichte ρ_s [g/cm ³]	Quelle
Typisches Brechkorn	> 80	k.A.	> 2,0	ARULRAJAH et al. (2014)
Betonbruch	118 – 160	20	2,60 – 2,71	
Ziegelbruch	123 – 138	20	2,58 – 2,62	
Natürliches Brechkorn	85	40	2,492 – 2,644	POON & CHAN, 2006b
Betonbruch	38 – 66	40	2,093 – 2,523	
75 % Betonbruch + 25 % Ziegelbruch	40 – 62	40	k.A.	
50 % Betonbruch + 50 % Ziegelbruch	35 – 43	40	k.A.	
Betonbruch	50 – 60	4	2,683	HENZINGER et al. (2016)
Betonbruch	80 – 120	32	2,659	
Bauschuttgemisch	40 – 60	4	2,701	
Bauschuttgemisch	80 – 120	32	2,651	
50 % Betonbruch + 50 % Ziegelbruch	60 – 70	4	2,680	
50 % Betonbruch + 50 % Ziegelbruch	100 – 110	32	2,641	
HMVA A	30 – 50	4	k.A.	
HMVA A	40 – 80	32	k.A.	
HMVA B	50 – 70	4	k.A.	
HMVA B	80 – 90	32	k.A.	
LDS 1	80 – 120	32	3,390	DEMOND et al. (2018)
LDS 2	80 – 110	16	3,520	
LDS 3	80 – 120	32	3,610	
EOS 1	130 – 170	32	3,620	
EOS 2	50 – 80	16	3,673	
EOS 3	50 – 80	32	3,670	
EOS 4	100 – 130	22	3,730	
GPS 1	70 – 80	18	2,835	
GPS 2	80 – 120	11	3,050	

Tab. 12: Beispiele für typische CBR₀-Werte von mineralischen Sekundärbaustoffen

eine Deviatorspannung hervorgerufen. Die Tragfähigkeit bezeichnet somit eine Spannung, die der Boden einer aufgetragenen Belastung beim Erreichen des Bruchzustandes entgegengesetzt. Je nach Materialverhalten kann der Bruchzustand dabei klar gekennzeichnet sein (z. B. plötzliche Zunahme der Verformungen oder plötzlicher Abfall der Spannungen bei sprödem Materialverhalten) oder muss willkürlich festgelegt werden (z. B. als Verformungskriterium bei duktilem Materialverhalten). Als Maß für die Tragfähigkeit eines Bodens werden in der Literatur z. B. häufig der Verformungsmodul E_V , der Resilient Modulus M_R oder der CBR-Wert herangezogen.

Hinsichtlich der Tragfähigkeit von Korngemischen ist aus der Literatur bekannt, dass Materialien mit einer höheren Korndichte im Allgemeinen eine höhere Festigkeit der Einzelkörner und eine höhere Tragfähigkeit aufweisen (Cardos et al., 2016). Die Beurteilung der Tragfähigkeit erfolgt in der Literatur dabei wie bereits erwähnt häufig anhand des CBR-Wertes. Da Betonbruch in der Regel höhere Korndichten aufweist als Ziegelbruch (z. B. DEBIEB & KENAI, 2008; DHIR, PAINE & HALLIDAY, 2008), nehmen die CBR-Werte von rezyklierten Baustoffen dabei typischerweise mit zunehmendem Anteil an Betonbruch zu und mit zunehmendem Anteil an Ziegelbruch ab (z. B. CARDOSO et al., 2016; ARULRAJAH et al., 2014; ARULRAJAH et al., 2012a; ARULRAJAH, JEATHEESAN & BO, 2012a, ARULRAJAH, JEATHEESAN & BO, 2012b; ARULRAJAH et al., 2011; POON & CHAN, 2006a; POON & CHAN, 2006b). Für rezyklierte Baustoffe, die zu großen Teilen aus Betonbruch bestehen, wird in der Literatur eine gegenüber natürlichen Baustoffen vergleichbare Tragfähigkeit berichtet (z. B. POON & CHAN, 2006a; POON, QIAO & CHAN, 2006; JIMÉNEZ et al., 2011; LEITE et al., 2011), während sie für rezyklierte Baustoffe, welche signifikante Anteile an Ziegelbruch oder weiteren Bestandteilen mit einer vergleichsweise geringen Korndichte (z. B. Mörtel, Putz) aufweisen, geringer angegeben wird (z. B. POON & CHAN, 2006b, O'MAHONY & MILLIGAN, 1991).

Dass die Tragfähigkeit allerdings nicht nur von der Korndichte abhängt, zeigen Ergebnisse von CBR-Versuchen an diversen Schlacken (z. B. LDS, EOS, GPS, EDS), die meist höhere Korndichten aufweisen als rezyklierte Baustoffe oder natürliche Baustoffe (z. B. DEMOND et al., 2018; BIALUCHA & SPANKA, 2014; DRISSEN & MUDERSBACH, 2012). So weisen sowohl die Angaben für die CBR-Werte von Schlacken aus einem vergleichbaren Herstellungsprozess (z. B. für LDS, s. DEMOND et

al., 2018), als auch für Schlacken aus unterschiedlichen Herstellungsprozessen (z. B. für LDS und GPS) vergleichsweise große Unterschiede auf, wobei die angegebenen CBR-Werte kleiner und auch größer sind als für rezyklierte Baustoffe. Großen Einfluss auf die CBR-Werte scheint hier u. a. insbesondere die Abstufung der jeweiligen Kornverteilungskurve zu besitzen, die großen Einfluss auf den minimal erreichbaren Porenanteil eines Baustoffes besitzt (z. B. MIURA et al., 1997). Für Hausmüllverbrennungsrückstände, die typischerweise deutlich geringere Korndichten aufweisen als natürliche Baustoffe, rezyklierte Baustoffe und industrielle Nebenprodukte aus der Stahlherzeugung (s. SEALS, MOULTON & RUTH, 1972), werden in der Literatur wiederum geringere CBR-Werte berichtet als für natürliche Baustoffe, rezyklierte Baustoffe und industrielle Nebenprodukte aus der Stahlherzeugung (z. B. HENZINGER et al., 2016; IZQUIERDO et al., 2001; VEGAS et al., 2008; FORTEZA et al., 2004). Eine Übersicht über typische CBR-Werte der aufgeführten Baustoffe ist beispielhaft in Tabelle 12 gegeben. Bei der Bewertung der dargestellten CBR-Werte ist neben der Materialart zu berücksichtigen, dass auch die Korngröße die Tragfähigkeit beeinflusst und Korngemische mit größeren Einzelkörnern eine höhere Tragfähigkeit aufweisen als Korngemische mit kleineren Einzelkörnern.

3.3.5 Scherfestigkeit

3.3.5.1 Einflussgrößen auf die Scherfestigkeit nichtbindiger Erdbaustoffe

Wie das Verformungsverhalten hängt auch die Scherfestigkeit nichtbindiger Erdbaustoffe von einer Vielzahl an Einflussfaktoren ab. So beeinflussen u. a. der Spannungszustand, die Art und Geschwindigkeit der Belastung, die Lagerungsdichte oder die Kornform die Scherfestigkeit nichtbindiger Erdbaustoffe (z. B. ALTUHAFI, COOP & GEORGIANNOU, 2016; MIURA et al., 1998; MIURA et al., 1997; LAMBE & WHITMAN, 1969). Bei einigen mineralischen Sekundärbaustoffen können zudem chemische Ein-

Kornform	Abstufung der Kornverteilung	Lockere Lagerung [°]	Dichte Lagerung [°]
Gerundet	Gleichförmig	30	37
Gerundet	Gut abgestuft	34	40
Kantig	Gleichförmig	34	43
Kantig	Gute abgestuft	39	45

Tab. 13: Einfluss der Kornform und der Abstufung der Kornverteilungskurve auf den Peakreibungswinkel, nach SOWERS & SOWERS (1951)

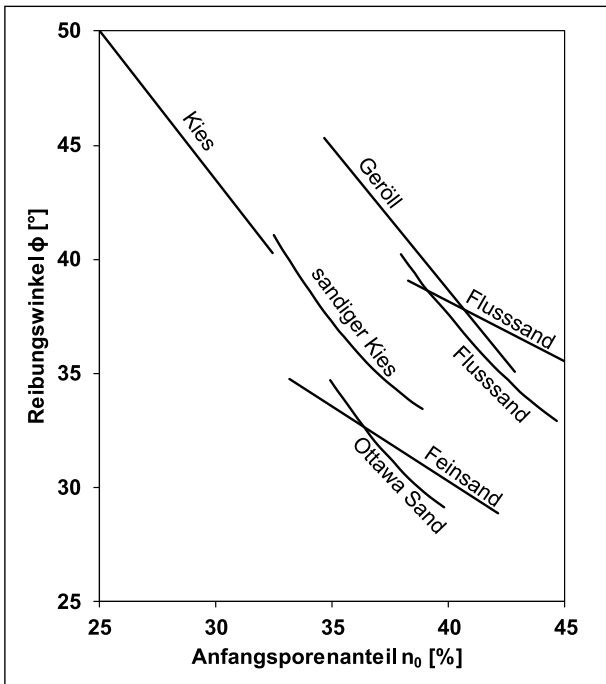


Bild 37: Abhängigkeit des Reibungswinkels unterschiedlicher nichtbindiger Baustoffe von der Porenzahl nach LAMBE & WHITMAN (1969), aus HUBER (2021)

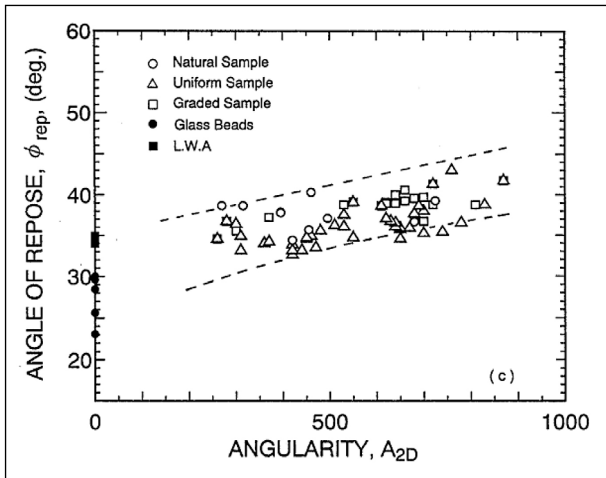


Bild 38: Abhängigkeit des Schüttkegelwinkels ϕ_{rep} von der Kantigkeit A_{2D} , aus MIURA et al. (1997)

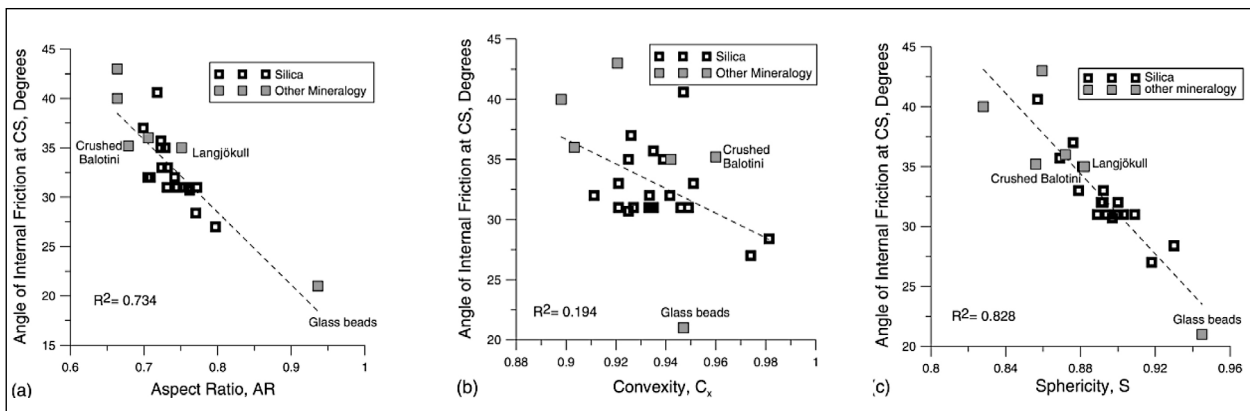


Bild 39: Abhängigkeit des kritischen Reibungswinkels von den Kornformparametern Aspect Ratio AR, Convexity C_x und Sphericity S, aus ALTUHAFI, COOP & GEORGIANNOU (2016)

flussfaktoren die Scherfestigkeit beeinflussen (z. B. HUBER, 2021; HUBER, 2018; RATHJE et al., 2006; ARM, 2001).

Der Reibungswinkel nichtbindiger Erdbaustoffe nimmt mit zunehmender Lagerungsdichte (Verdichtungsgrad) bzw. abnehmender Porenzahl (Porenanteil) zu. Dies ist insbesondere darauf zurückzuführen, dass die Einzelkörner eines Korngefüges umso besser miteinander verzahnt sind, je dichter das Korngefüge gelagert ist. Wird ein dicht gelagertes Korngefüge abgeschert, muss die Verzahnung des Korngefüges überwunden werden, indem die Einzelkörner aneinander aufgleiten (Dilatanz). Der Verzahnungseffekt und damit der Widerstand gegenüber der Scherbeanspruchung ist dabei umso größer, je höher die Lagerungsdichte des Korngemisches ist. Bei locker gelagerten Erdbaustoffen ist diese starke Verzahnung nicht vorhanden und die Scherbeanspruchung führt lediglich zu Kornumlagerungen, wobei es in der Regel zu einer Volumenverringerung des Korngefüges kommt (Kontraktion). Der Einfluss der Lagerungsdichte (Verdichtungsgrad) auf die Scherfestigkeit nichtbindiger Erdbaustoffe ist in Bild 37 anhand der Abhängigkeit des Reibungswinkels einiger natürlicher nichtbindiger Materialien von dem Porenanteil bzw. der Porenzahl dargestellt. Er ist überdies aus Tabelle 13 ersichtlich, die für dichter gelagerte Materialien größere Reibungswinkel ausweist als für locker gelagerte Materialien.

Da sich kantige Einzelkörner untereinander besser verzahnen können als rundkörnige Einzelkörner, ist es naheliegend, dass Korngemische mit überwiegend kantigen Einzelkörnern gegenüber Korngemischen mit überwiegend abgerundeten Einzelkörnern höhere Reibungswinkel aufweisen (vgl. Tabelle 13). Dies Abhängigkeit des Reibungswinkels von

der Kantigkeit der Einzelkörner wurde beispielsweise von MIURA et al. (1997) aufgezeigt, die den Schüttkegelwinkel (angle of repose, ϕ_{rep}) unterschiedlicher granularer Materialien über die Kantigkeit A_{2D} (vgl. Bild 31) darstellten (s. Bild 38). Ihre Ergebnisse zeigen deutlich, dass der Schüttkegelwinkel mit zunehmender Kantigkeit der Einzelkörner ansteigt. Die Abhängigkeit des Reibungswinkels von der Kornform wurde auch von ALTUHAFI, COOP & GEORGIANNOU (2016) untersucht, die den Reibungswinkeln verschiedener Sande im kritischen Zustand über die Kornformparameter Aspect Ratio AR, Convexity C_X und Sphericity S der jeweiligen Sande darstellten (s. Bild 39). Auch ihre Ergebnisse zeigen, dass der Reibungswinkel mit zunehmender Ungleichförmigkeit der Einzelkörner ansteigen.

3.3.5.2 Scherfestigkeit von mineralischen Sekundärbaustoffen

Für mineralische Sekundärbaustoffe werden in der Literatur meist hohe Scherparameter (Reibungswinkel und Kohäsion) berichtet. Die hohen Reibungswinkel sind dabei meist eine Folge kantiger Einzelkörner infolge des Brechvorganges während der Aufbereitung von mineralischen Sekundärbaustoffen. Die Werte für die Kohäsion, die bei nichtbindigen Erdbaustoffen eigentlich Null sein sollte, können einerseits die Folge der Annahme eines linearen Zusammenhanges zwischen Normalspannung

und Scherspannung sein, andererseits kann es bei einigen mineralischen Sekundärbaustoffen infolge von sekundären Verfestigungsprozessen (z. B. durch hydraulisch aktive Bestandteile oder durch Karbonatisierung) tatsächlich zu Kornver kittungen kommen, die als Kohäsion interpretiert werden können.

Typische Ergebnisse von drainierten Triaxialversuchen an mineralischen Sekundärbaustoffen sind in Bild 40 am Beispiel eines reinen Betonbruches (RC B, Korngrößenbereich 0/2 mm) und einer Elektroofenschlacke (EOS, Korngrößenbereich 0/2 mm) dargestellt. Die Versuche wurden im trockenen sowie im gesättigten Zustand (Dauer der Sättigungs- und Konsolidationsphase 6 Tage) und bei unterschiedlichen Radialspannungen σ'_3 (50, 100, 200, 300 kN/m²) durchgeführt. Die trocken abgescherten Proben des Betonbruches sowie die Proben der Elektroofenschlacke (trocken und gesättigt) zeigen ein für nichtbindige Erdbaustoffe typisches Verhalten im Triaxialversuch. So steigen die maximal aufnehmbaren Deviatorspannungen q für dichtgelagerte Proben zunächst mit zunehmender axialer Dehnung bis zu einem Maximum an (Peak) und fallen schließlich auf einen konstanten Restwert ab (kritische Scherfestigkeit, s. Bild 40, oben), wobei mit höheren Radialspannungen σ_3 höhere Deviatorspannungen q aufgenommen werden können. Locker gelagerte Proben bilden hingegen keinen Peak aus, sondern nähern sich mit zunehmender axialer

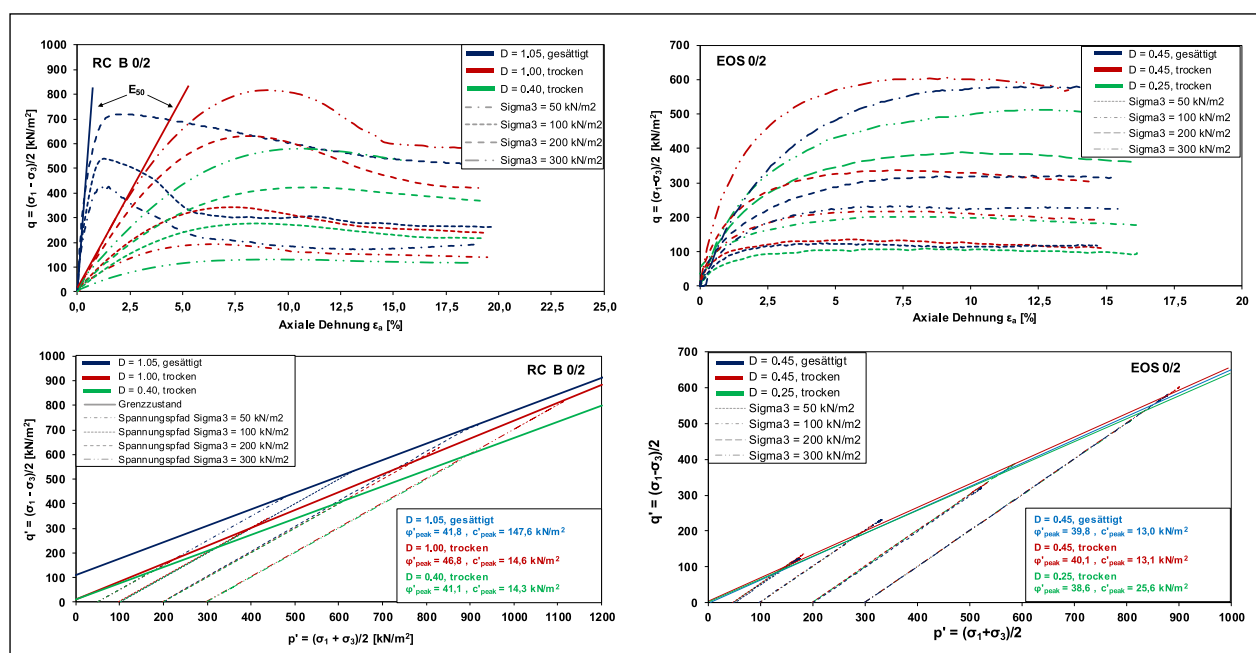


Bild 40: Ergebnisse von Triaxialversuche – oben: Deviatorspannung q über die axiale Dehnung ϵ_a ; unten: Spannungspfade im p' - q -Diagramm am Beispiel eines Betonbruchs 0/2 mm (links) und einer Elektroofenschlacke 0/2 mm (rechts), aus HUBER (2018) und HUBER & HEYER (2018b)

Material	$\varphi_{\text{peak}} \text{ [}^\circ\text{]}$	$c_{\text{peak}} \text{ [kN/m}^2\text{]}$	Quelle
RC Beton 0/20	49	45	ARULRAJAH, JEGATHEESAN & BO (2012a)
RC Ziegel 0/20	49	41	ARULRAJAH et al. (2011)
RC Beton 0/20	53	0	ARULRAJAH et al. (2014)
RC Ziegel 0/20	52	0	
RC Beton 0/19	58	60	AQIL et al. (2005)
RC Gleisschotter 0/19	63	39	
RC Beton 0/4	43	35	HENZINGER et al. (2016)
RC Beton 0/32	45	28	
RC Bauschuttgemisch 0/4	38	56	
RC Bauschuttgemisch 0/32	41	69	
SWS 0/50	45	-	BEHIRY (2013)
HMVA 0/20	59	k.A.	BECQUART et al. (2009)
HMVA + 1 M.-% Zement 0/20	62	k.A.	
HMVA + 2 M.-% Zement 0/20	71	k.A.	
HMVA + 3 M.-% Zement 0/20	76	k.A.	
HMVA 0/20	50 – 51	8 – 10	MUHUNTHAN, TAHA & SAID (2012)
HMVA 0/40	45	52	ZEKKOS et al. (2013)

Tab. 14: Scherparameter von Sekundärbaustoffen aus der Literatur

Dehnung direkt der kritischen Scherfestigkeit an. Deutliche Unterschiede zwischen Proben, die im trockenen und gesättigten Zustand abgeschert wurden, treten bei den Proben aus Betonbruch auf. So können die im gesättigten Zustand abgescherten Proben bei vergleichbarer Radialspannung σ_3 aufgrund sekundärer Verfestigungsprozesse deutlich höhere Deviatorspannungen aufnehmen als die trocken abgescherten Proben. Die im gesättigten Zustand abgescherten Proben reagieren zudem deutlich steifer als die trocken abgescherten Proben (s. an E_{50} in Bild 40, links oben). Bei den Elektroofenschlacken ist ein Einfluss des Wassergehaltes hingegen nicht zu erkennen. Die resultierenden Scherparameter sind in Bild 40 (unten) dargestellt. Die sekundären Verfestigungsprozesse bei den im gesättigten Zustand abgescherten Proben führen dabei zu einer deutlichen Kohäsion, während die Werte für die Kohäsion bei den trockenen Proben größtenteils auf die Annahme eines linearen Zusammenhangs zwischen Scherfestigkeit und Normalspannung zurückzuführen sind.

Weitere Scherparameter von mineralischen Sekundärbaustoffen aus der Literatur sind abschließend in Tabelle 14 aufgeführt.

4 Umfrage bei am Bau Beteiligten

4.1 Konzeptionierung und Durchführung der Umfrage

Durch die Umfrage bei am Bau Beteiligten sollten aus der Praxis bekannte Auffälligkeiten und Schwierigkeiten, die bei der Prüfung von mineralischen Sekundärbaustoffen im Rahmen der Eignungs- und Kontrollprüfung im Labor und im Feld auftreten, in Erfahrung gebracht werden. Zudem sollte geklärt werden, inwieweit die genannten Aspekte auch bei natürlichen Primärbaustoffen bekannt sind, worauf sie zurückgeführt werden und wie mit ihnen in der Praxis verfahren wird.

Für die Umfrage bei am Bau Beteiligten wurde durch das Zentrum Geotechnik der TU München zusammen mit dem FEhS – Institut für Baustoff-Forschung e.V. ein Fragenkatalog erarbeitet (s. Anlage 1). Mit dem Fragenkatalog sollten zunächst in jeweils eigenen Abschnitten Auffälligkeiten und Schwierigkeiten bei der Eignungsprüfung im Labor sowie bei der Kontrollprüfung im Feld, die bei mineralischen Sekundärbaustoffen auftreten und bekannt sind, identifiziert werden. Falls Auffälligkeiten und/oder Schwierigkeiten genannt wurden, sollten diese sowie diejenigen mineralischen Sekundärbaustoffe, bei denen diese auftreten, benannt werden. Überdies wurde abgefragt, ob sich die angeführten Aspekte auf mineralische Sekundärbaustoffe beschränken oder auch von natürlichen Baustoffen mit vergleichbaren Eigenschaften (z. B. Korn-

verteilung, Kornform, Porosität der Einzelkörner) bekannt sind. Zudem sollte angegeben werden, wofür die Ursachen für die angeführten Aspekte zurückgeführt werden, wie mit Ihnen in der Praxis verfahren wird und ob sich hieraus das Erfordernis für die Weiterentwicklung des erdbautechnischen Regelwerkes ergibt.

Nach der Erstellung des Fragenkataloges wurden mögliche Teilnehmer an der Umfrage identifiziert. Hierbei sollte es sich um Unternehmen des Erd- und Straßenbaus, um Baustoffaufbereiter und Vermarkter von mineralischen Sekundärbaustoffen, Behörden und Behördenvertreter sowie allen voran um Prüfinstitute (RAP Stra Prüfstellen⁴), die Erfahrungen mit der Prüfung von mineralischen Sekundärbaustoffen im Bereich des Erdbaus besitzen, handeln. Bedingt durch die geografische Lage der beiden die Umfrage durchführenden Forschungsinstitute stammten die meisten der identifizierten Institutionen aus Süd- (Bayern, Baden-Württemberg) und Westdeutschland (Nordrhein-Westfalen).

Die möglichen Teilnehmer wurden zunächst telefonisch kontaktiert, wobei die Hintergründe der Umfrage erläutert wurden. Nachdem die Teilnehmer ihre Bereitschaft zur Unterstützung des Projektes erklärt hatten, wurde ihnen der Fragenkatalog per E-Mail zugesandt. Soweit möglich, sollte die Diskussion der Problemstellung und des Inhaltes des Fragenkataloges nach dem Durcharbeiten durch die jeweilige teilnehmende Institution bevorzugt im Rahmen eines persönlichen Einzelgespräches erfolgen. Dies war gegenüber dem bloßen Ausfüllen des Fragenkataloges zwar deutlich zeitaufwändiger, ermöglichte allerdings einen wesentlich intensiveren und detaillierteren Austausch über die Thematik. In Fällen, in denen kein persönliches Gespräch zustande kam (z. B. Termenschwierigkeiten, große Entfernungen), wurde der Fragenkatalog von den Institutionen ausgefüllt und zurückgesandt. Es konnten vier persönliche Einzelgespräche geführt werden. Darüberhinaus liegen fünf Rückmeldungen vor, bei denen der Fragebogen umfassend ausgefüllt wurde. Weitere Einzelgespräche waren bereits vereinbart, konnten jedoch aufgrund der Einschränkungen bedingt durch das Coronavirus nicht weiter stattfinden. In diesen Fällen erfolgte der Austausch über die Problemstellung lediglich telefonisch. Insgesamt liegen der Umfrage Erfahrungen von 16 Institutionen zugrunde.

Insgesamt stimmen die Erfahrungen der befragten Institutionen weitgehend miteinander überein. Viele der angeführten Aspekte waren zudem schon bekannt und wurden bereits in Kapitel 3 genannt. Allerdings wurden im Rahmen der Umfrage auch Punkte aufgeführt, die den durchführenden Forschungsinstituten (Zentrum Geotechnik/TUM, FEHS-Institut) bisher unbekannt waren. Die Ergebnisse der durchgeführten Umfrage werden nachfolgend dargestellt.

4.2 Auffälligkeiten und Schwierigkeiten bei der Prüfung mineralischer Sekundärbaustoffe im Labor

4.2.1 Kurzdarstellung der Ergebnisse

Die Laborprüfverfahren, bei denen nach den Erfahrungen aus der Praxis Auffälligkeiten und Schwierigkeiten auftreten können, sowie die wesentlichen Schwierigkeiten, Ursachen und Materialien, bei denen die angeführten Punkte bekannt sind, sind in Tabelle 15 zusammenfassend aufgeführt. Die Schwierigkeiten können dabei sowohl auf materialcharakteristische Eigenschaften der zu prüfenden Baustoffe als auch auf verfahrensspezifische Unsicherheiten und Fehler in der Versuchsdurchführung zurückgeführt werden.

Nachfolgend werden die in Tabelle 15 aufgeführten Aspekte getrennt für die einzelnen Prüfverfahren eingehender erläutert. Zudem werden einige weitere Punkte, die zu Schwierigkeiten oder Unsicherheiten führen können, angeführt.

4.2.2 Bestimmung der stofflichen Zusammensetzung heterogener Korngemische

Die Bestimmung der stofflichen Zusammensetzung von mineralischen Sekundärbaustoffen besitzt insbesondere für mineralische Sekundärbaustoffe mit einer heterogenen stofflichen Zusammensetzung grundlegende Bedeutung. Hierzu zählen in besonderem Maße rezyklierte Baustoffe aus aufbereiteten Bauschuttgemischen oder Hausmüllverbrennungsaschen, deren stoffliche Zusammensetzung zeitlichen und räumlichen Schwankungen unterliegt. Für industrielle Nebenprodukte, die in der Regel im Rahmen eines kontinuierlichen industriellen Prozesses mit weitgehend konstanten Prozessparametern anfallen und dadurch eine gleichbleibend

⁴ RAP Stra: Richtlinien für die Anerkennung von Prüfstellen für Baustoffe und Baustoffgemische im Straßenbau

Prüfverfahren	Schwierigkeit	Ursache	tritt auf bei
Bestimmung der stofflichen Zusammensetzung	Repräsentativität des Prüfergebnisses	<ul style="list-style-type: none"> • Zeitliche und räumliche Varianz der stofflichen Zusammensetzung eines Korngemisches • Nicht ausreichende Größe der Messprobe • Subjektive Zuordnung der Einzelkörner durch den Laboranten • Korrekte Zuordnung kleiner Einzelkörner (Fraktion 4/8 mm) schwierig • Keine Berücksichtigung von Korngrößen < 4 mm • Korrekte Zuordnung von Einzelkörnern mit mehreren Stoffanteilen (z. B. Zuschlag + Beton) nicht eindeutig geklärt 	Korngemischen mit heterogener stofflicher Zusammensetzung (insbesondere rezyklierte Baustoffe aus aufbereiteten Bauschuttgemischen, Hausmüllverbrennungssasche)
Bestimmung der Korngrößenverteilung (KV)	Korrekte Ermittlung der KV bei maschineller Siebung von Korngemischen mit weichen Einzelkörnern	Zerfall weicher Einzelkörner durch mechanische Beanspruchung beim maschinellen Sieben	Korngemischen mit abrasiven/weichen Einzelkörnern (z. B. Ziegel, Putz, Mörtel, Hausmüllverbrennungssasche), kantige Einzelkörner verstärken den Effekt
	Ermittlung der Verteilung des Feinkornanteils $d < 0,063$ mm durch Sedimentation	Ausflocken der Suspension auch bei Verwendung von Antikoagulationsmittel	Rezyklierten Baustoffen, industriellen Nebenprodukten, natürlichen Baustoffen (vergleichsweise selten)
	Repräsentativität des Prüfergebnisses	Nicht ausreichende Größe der Messprobe	Mineralischen Sekundärbaustoffen und natürlichen Baustoffen
	Unvollständige Auftrennung der einzelnen Korngrößenfraktionen	Überladung der Siebe	
Bestimmung der Korndichte	Eindeutige Ermittlung der Korndichte	Ermittelte Korndichte aufgrund der Porosität der Einzelkörner abhängig von Versuchsart (verwendetes Messfluid, Versuchsrandbedingungen und -durchführung)	Korngemischen mit porösen Einzelkörnern (insb. Rezyklierte Baustoffe, industrielle Nebenprodukte, Hausmüllverbrennungssasche, natürliche Baustoffe mit porösen Einzelkörnern wie z. B. Bims)
Bestimmung der Verdichtungskennwerte im Proctorversuch	Eindeutige Angabe der Proctordichte und des Proctorwassergehaltes häufig nicht möglich	Trockendichte zeigt bedingt durch die Wasseraufnahme poröser Einzelkörner keine eindeutige Abhängigkeit vom Wassergehalt	

Tab. 15: Laborprüfverfahren und wesentliche bei der Prüfung von mineralischen Sekundärbaustoffen im Labor auftretende Schwierigkeiten und Ursachen

hohe stoffliche Homogenität aufweisen, ist die Bestimmung ihrer stofflichen Zusammensetzung meist weniger relevant. Die stoffliche Zusammensetzung von rezyklierten Baustoffen und Hausmüllverbrennungssaschen ist nicht nur hinsichtlich der in den TL BuB-E StB 20 (FGSV, 2020) formulierten Anforderungen an die stoffliche Zusammensetzung von Relevanz, sondern besitzt auch dadurch Bedeutung, als dass die stoffliche Zusammensetzung von zentraler Bedeutung für die erdbautechnischen Eigenschaften eines heterogenen Korngemisches ist.

Die stoffliche Zusammensetzung von rezyklierten Baustoffen und Hausmüllverbrennungssaschen unterliegt, wie bereits erwähnt, zeitlichen und regionalen Schwankungen. Für die Praxis stellt sich daher häufig die Frage, inwieweit das Ergebnis der Bestimmung einer stofflichen Zusammensetzung tatsächlich repräsentativ für den jeweiligen minerali-

schen Sekundärbaustoff ist. Diesbezüglich liegen den im Rahmen der Umfrage befragten Institutionen vor allem Erfahrungen für rezyklierte Baustoffe aus aufbereiteten Bauschuttgemischen vor. Ihre Erfahrungen zeigen, dass die stoffliche Zusammensetzung eines rezyklierten Baustoffes innerhalb einer Charge (z. B. Haufwerk oder Halde), die im Rahmen eines Aufbereitungsvorganges aufbereitet wurde, in sich vergleichsweise homogen ist. Zwischen mehreren Chargen aus unterschiedlichen Aufbereitungsvorgängen bestehen jedoch erfahrungsgemäß mehr oder weniger große Inhomogenitäten hinsichtlich der stofflichen Zusammensetzung, auch wenn der regional anfallende Bauschutt zumeist eine vergleichbare Beschaffenheit besitzt. Auf der Baustelle kann dies insbesondere bei großen Liefermengen, die aus unterschiedlichen Aufbereitungschargen stammen, dazu führen, dass die angelieferten rezyklierten Baustoffe selbst dann Un-

TP Gestein-StB Teil 3.1.4		TP Gestein-StB Teil 3.1.5		DIN EN 933-11	
Maximale Korngröße d_{\max} [mm]	Mindestmasse der Messprobe [kg]	Maximale Korngröße d_{\max} [mm]	Mindestmasse der Messprobe [kg]	Maximale Korngröße d_{\max} [mm]	Mindestmasse der Messprobe [kg]
Keine Angabe	5	63	20	63	50
		45	15		
		31,5	10	≤ 32	20
		16	2		
		8	0,5		

Anmerkung: Größere Massen der Messproben können erforderlich sein, um eine ausreichende Genauigkeit bei der Bestimmung geringer Anteile festgelegter Stoffgruppen sicherzustellen

Tab. 16: Mindestmassen der Messprobe zur Bestimmung der stofflichen Zusammensetzung in Abhängigkeit vom Größtkorn d_{\max} nach TP Gestein StB Teil 3.1.4, TP Gestein StB Teil 3.1.5 und DIN EN 933-11

terschiede in ihrer stofflichen Zusammensetzung aufweisen, wenn sie von demselben Baustoffaufbereiter stammen und der bei der Aufbereitung verwendete Bauschutt aus derselben Region stammt.

Hingewiesen wurde im Zusammenhang mit der Bestimmung der stofflichen Zusammensetzung von mineralischen Sekundärbaustoffen auch des Öfteren auf die Notwendigkeit einer repräsentativen und ausreichend großen Messprobe (Probe, an der im Labor die stoffliche Zusammensetzung bestimmt wird). Die diesbezüglichen Vorgaben der TP Gestein-StB Teil 3.1.4 (FGSV, 2008) sowie der TP Gestein-StB Teil 3.1.5 (FGSV, 2012a), die zur Ermittlung der stofflichen Zusammensetzung von Hausmüllverbrennungsasche bzw. von rezyklierten Baustoffen zu beachten sind, sind in Tabelle 16 aufgeführt und werden in der Praxis erfahrungsgemäß häufig nicht eingehalten. Zum Vergleich enthält Tabelle 16 überdies die Vorgaben bezüglich der Mindestmasse der Messprobe nach DIN EN 933-11 (DIN, 2011), die zur Ermittlung der stofflichen Zusammensetzung in den ungebundenen Schichten des Straßenoberbaus zu beachten sind.

Die Varianz der stofflichen Zusammensetzung mineralischer Sekundärbaustoffe kann zudem dazu führen, dass die stoffliche Zusammensetzung eines mineralischen Sekundärbaustoffes, die gemäß den TL BuB-E StB 20 (FGSV, 2020) einmal wöchentlich durch den Hersteller (Eigenüberwachung) bzw. einmal je Quartal durch einen Fremdüberwacher zu bestimmen ist, nicht unbedingt mit der tatsächlichen stofflichen Zusammensetzung eines auf der Baustelle angelieferten mineralischen Sekundärbaustoffes übereinstimmt. Dies kann nach Auskunft einer der an der Umfrage beteiligten Person in der

Praxis insofern zu Schwierigkeiten führen, als dass Abweichungen der tatsächlichen stofflichen Zusammensetzung eines auf der Baustelle angelieferten mineralischen Sekundärbaustoffes von der im Rahmen der Eignungsprüfung erstellten stofflichen Zusammensetzung zur Zurückweisung des angelieferten Baustoffes führen können, auch wenn der angelieferte Baustoff die Vorgaben der TL BuB-E StB 20 (FGSV, 2020) erfüllt. In diesem Zusammenhang sei darauf hingewiesen, dass bei Vereinbarung der TL BuB-E StB 20 (FGSV, 2020) als Bestandteil des Bauvertrages Abweichungen von der im Zuge der Eignungsprüfung bzw. der Güteüberwachungen erstellten stofflichen Zusammensetzung zulässig sind, sofern die Vorgaben der TL BuB-E StB 20 (FGSV, 2020) hinsichtlich der stofflichen Zusammensetzung eingehalten werden.

Im Hinblick auf die Bestimmung der stofflichen Zusammensetzung nach TP Gestein-StB Teil 3.1.4 (FGSV, 2008) sowie TP Gestein-StB Teil 3.1.5 (FGSV, 2012a) wird von den Gesprächspartnern als weitere Unsicherheit angeführt, dass die Auszählung händisch und nach Augenschein erfolgt und damit stark von der subjektiven Zuordnung der Einzelkörner zu den einzelnen Stoffgruppen geprägt ist. Eine stoffliche Zusammensetzung ist damit stark subjektiv geprägt und hängt stark von dem jeweiligen Versuchsdurchführenden ab⁵. Zudem wurde im Rahmen der Umfrage des Öfteren genannt, dass insbesondere die korrekte Zuordnung der Einzelkörner der Kornfraktion 4/8 mm besonders schwierig und mühselig ist und dass die Kornanteile < 4 mm, die hinsichtlich der Porosität oder hydraulisch aktiver Bestandteile besondere Relevanz besitzen, in der stofflichen Zusammensetzung nicht berücksichtigt werden. Weitere Schwierigkeiten be-

⁵ In Zusammenhang mit der möglichst eindeutigen Bestimmung der stofflichen Zusammensetzung eines mineralischen Sekundärbaustoffes sei auf das Arbeitspapier „Bestimmung der stofflichen Kennzeichnung von RC-Baustoffen nach Augenschein“ (FGSV, 2014) hingewiesen. Dieses dient bei der Bestimmung der stofflichen Zusammensetzung als Hilfe für die korrekte Zuordnung der einzelnen Partikel eines Korngemisches zu den jeweiligen Stofffraktionen.

stehen darüberhinaus in Bezug auf die eindeutige Zuordnung von Partikeln mit Anteilen an mehreren Stofffraktionen, beispielsweise natürliche, rezyklierte oder industrielle Gesteinskörnungen mit anhaftenden Beton-, Putz-, Mörtel- oder Asphaltresten. Die Zuordnung dieser Einzelkörner im Zuge der Bestimmung der stofflichen Zusammensetzung ist nicht geregelt und erfolgt nach subjektivem Ermessen des Durchführenden.

Hinsichtlich der in der Regel geringen Anteile an Fremdstoffen und Fremdbestandteilen wurde auch darauf hingewiesen, dass die Größe der Messprobe trotz Einhaltung der Mindestmassen nach Tabelle 16 oftmals zu gering ist, um die Anteile an Fremdstoffen und Fremdbestandteilen repräsentativ und ausreichend genau bestimmen zu können.

Desweiteren wurde im Rahmen der Umfrage angeführt, dass in den Baustoffen enthaltene Metalle oder Glaspartikel mit spitzen Kanten bei der händischen Auszählung – in seltenen Fällen – zu Verletzungen an den Händen führen können. Wie bei allen Laborarbeiten ist daher auch bei der Bestimmung der stofflichen Zusammensetzung die Arbeitssicherheit zu beachten.

4.2.3 Bestimmung der Korngrößenverteilung

Die Korngrößenverteilung ist von entscheidender Bedeutung für die erdbautechnischen Eigenschaften eines Baustoffes und damit für seine erdbautechnische Eignung. Zudem erfolgt die Klassifikation für bautechnische Zwecke nach DIN 18196 (DIN, 2011b) im Erdbau ebenfalls primär anhand der Abstufung der Kornverteilungskurve des Baustoffes (bei fein- und gemischtkörnigen Böden kommt die Plastizität als weiteres Klassifikationskriterium hinzu). Dabei werden die Erdbaustoffe zur einfachen Beschreibung ihrer erdbautechnischen Eigenschaften und Eignung in Bodengruppen mit annähernd gleichem stofflichen Aufbau und Verhalten eingeteilt (FLOSS, 2019). Diese Ausführungen zeigen, dass die korrekte und objektive Ermittlung der Korngrößenverteilung im Erdbau große Bedeutung besitzt.

Problematisch im Zusammenhang mit der Bestimmung der Korngrößenverteilung von mineralischen Sekundärbaustoffen, die in DIN EN ISO 17892-4 (DIN, 2017a) genormt ist, sind aus Sicht der Praxis mehrere Aspekte. So kann die mechanische Beanspruchung der Einzelkörner bei der Siebung mit einer mechanischen Siebmaschine im Zuge der Trockensiebung zum Zerfall von Einzelkörnern führen

und damit das Ergebnis der Trockensiebung verfälschen. Davon besonders betroffen sind vergleichsweise weiche Einzelkörner sowie Einzelkörner mit Ecken und Kanten, die durch das Sieb mechanisch besonders beansprucht werden. Die Problematik betrifft damit insbesondere rezyklierte Baurestmassen mit vergleichsweise großen Anteilen an z. B. weichgebrannten Ziegeln, Mörtel, Putz und weiteren weichen Einzelkörnern sowie Hausmüllverbrennungsgaschen.

Neben der Festigkeit der Einzelkörner bzw. ihrem Widerstand gegenüber mechanischer Beanspruchung, ihrer Geometrie und der Materialmenge auf einem einzelnen Sieb hängt der Grad des Zerfalls vor allem von den Parametern Siebzeit, Siebfrequenz und der Amplitude des Siebes ab. DIN EN ISO 17892-4 (DIN, 2017a), die im Erdbau bei der Ermittlung der Korngrößenverteilung zu beachten ist, gibt diesbezüglich für die mechanische Siebung derzeit lediglich vor, die Proben mindestens zehn Minuten zu schütteln. Aus Vergleichbarkeitsgründen wäre es daher sinnvoll, konkrete Vorgaben für die maschinelle Siebung hinsichtlich der Siebzeit sowie der Siebparameter Frequenz und Amplitude in die Normung mitaufzunehmen. Die Problematik im Zusammenhang mit dem Zerfall weicher Einzelkörner beruht in erster Linie auf qualitativen Beobachtungen von Laboranten, eine quantitative Beurteilung, inwieweit das beobachtete Phänomen zu einer Verfälschung der Kornverteilungskurve führt oder gar eine Änderung der Bodengruppe des Materials nach sich zieht, ist nicht möglich. Die Konsequenzen für die erdbautechnische Verwendung von mineralischen Sekundärbaustoffen dürften vermutlich vergleichsweise gering sein. Für konkrete Aussagen wären allerdings Vergleichsversuche erforderlich.

Schwierigkeiten treten oftmals auch bei der Ermittlung der Abstufung des Feinkornanteils ($d < 0,063$ mm) von mineralischen Sekundärbaustoffen durch Sedimentationsanalyse auf. Dies wird nach DIN EN ISO 17892-4 (DIN, 2017a) erforderlich, wenn ein Baustoff einen Feinkornanteil von mehr als 10 M.-% aufweist. Problematisch ist, dass es bei mineralischen Sekundärbaustoffen bei der Sedimentationsanalyse häufig zu einem Ausflocken der Suspension kommt, was auch mittels Antikoagulationsmittel nicht in den Griff zu bekommen ist. Eine Bestimmung der Abstufung des Feinkornanteils ist in solchen Fällen nicht möglich. Aufgrund der erdbautechnisch in der Regel unbedeutenden Anteile an Feinkorn ($d \leq 0,063$ mm) in mineralischen

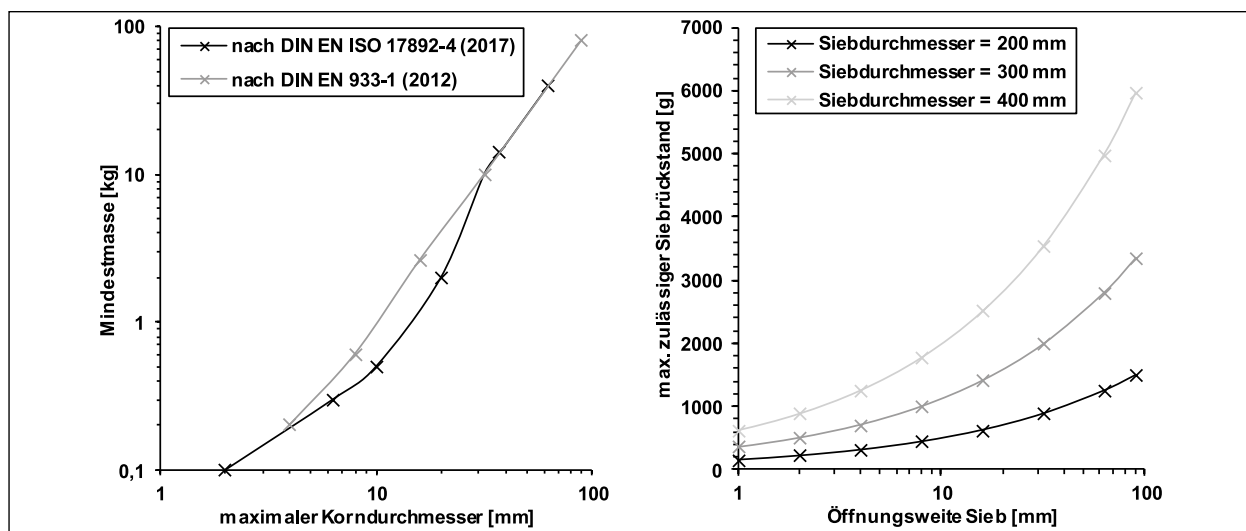


Bild 41: Erforderliche Mindestmassen bei der Ermittlung der Korngröße nach DIN EN ISO 17892-4 bzw. DIN EN 933-1 (links) sowie maximal zulässige Siebrückstände gemäß DIN EN 933-1 (rechts)

Sekundärbaustoffen bleibt diese Problematik in der Praxis allerdings meist irrelevant. Sollten in einem mineralischen Sekundärbaustoff relevante Feinanteile enthalten sein und soll ihre Massenverteilung ermittelt werden, müsste auf alternative Verfahren zurückgegriffen werden (z. B. Laser Particle Sizer). In der Erdbaupraxis liegen mit alternativen Verfahren bisher allerdings keine Erfahrungen vor.

Eine weitere Schwierigkeit, über die berichtet wurde, betrifft die Nassvorbereitung mineralischer Sekundärbaustoffe. So ist es bei einem Feinkornanteil von mehr als 10 M.-% notwendig, vor der Durchführung der Trockensiebung die Anteile $d < 0,063$ mm von den Anteilen $d \geq 0,063$ mm im Zuge der Nassvorbereitung abzutrennen. Dies geschieht, indem die Messprobe durch ein Sieb mit einer Maschenweite von 0,063 mm gewaschen wird. DIN EN ISO 17892-4 (DIN, 2017a) gibt diesbezüglich vor, dass die Probe solange zu Waschen ist, bis das Wasser klar ist. Der Zeitpunkt, ab dem das Wasser als klar zu beurteilen ist, ist für einen Laboranten jedoch häufig schwer zu erkennen und wird nach subjektiver Wahrnehmung festgelegt. Zudem ist das Wasser auch nach langem Waschen häufig noch getrübt.

Deutlich relevanter für die repräsentative und genaue Ermittlung der Korngrößenverteilung als die bisher angeführten Aspekte erscheinen nach den Erfahrungen aus der Praxis die Verwendung einer ausreichend großen und damit repräsentativen Messprobe sowie die Vermeidung der Überladung einzelner Siebe, durch die eine vollständige Auftrennung der einzelnen Korngrößenbereiche nicht mehr gewährleistet ist. Zur Gewährleistung einer

ausreichend großen und damit repräsentativen Probenmenge ist es erforderlich, die in DIN EN ISO 17892-4 (DIN, 2017a) in Abhängigkeit vom maximalen Korndurchmesser der Probe aufgeführten Mindestmassen einzuhalten. Die im Erdbau zu beachtenden Mindestmassen nach DIN EN ISO 17892-4 (DIN, 2017a) sind in Bild 41 (links) grafisch aufgetragen. Zu Vergleichszwecken enthält Bild 41 zudem die erforderlichen Mindestmassen zur Bestimmung der Korngrößenverteilung von Gesteinskörnungen nach DIN EN 933-1 (DIN, 2012).

Hinsichtlich der Vermeidung einer potentiellen Überladung der einzelnen Siebe weist DIN EN ISO 17892-4 (DIN, 2017a) zwar darauf hin, dass eine erste Abtrennung von grobem Kies oder von Felsblöcken notwendig sein kann (vgl. Punkt 5.2.2.7 der DIN EN ISO 17892-4 (DIN, 2017a) sowie dass die Probe zu einem beliebigen Zeitpunkt während der Siebanalyse durch Probenteilung oder ähnliche Mittel reduziert werden darf (vgl. Punkt 5.2.3.1 der DIN EN ISO 17892-4 (DIN, 2017a)). Weitere Konkretisierungen sind im Erdbau in DIN EN ISO 17892-4 (DIN, 2017a) allerdings nicht enthalten. Im Gegensatz zum Erdbau enthält die zur Bestimmung der Korngrößenverteilung von Gesteinskörnungen für den Straßenoberbau zu beachtende DIN EN 933-1 (DIN, 2012) konkrete Vorgaben zur Vermeidung der Überlastung von Sieben. Demnach sollte nach Abschluss des Siebvorganges der auf jedem Sieb verbleibende Anteil einer Gesteinskörnung (angegeben in Gramm) nicht größer sein als

$$m_{max} = \frac{A \cdot \sqrt{d}}{200}$$

Dabei stellt m_{\max} die nach Abschluss des Siebvorganges höchstens zulässige Masse auf einem Sieb mit der Öffnungsweite d [mm] dar und A bezeichnet die Grundfläche des Siebes [mm²]. Eine grafische Auswertung der Formel ist für Siebdurchmesser von 200 mm, 300 mm und 400 mm in Bild 41 (rechts) dargestellt.

4.2.4 Bestimmung der Korndichte

Die Korndichte ist eine wesentliche physikalische Eigenschaft eines Korngemisches und wird nach DIN EN ISO 17892-3 (DIN, 2016a) definiert als die Trockenmasse der Kornteilchen bezogen auf ihr Volumen. Sie korreliert in der Regel mit der Festigkeit der Einzelkörner, wobei Materialien mit einer höheren Korndichte im Allgemeinen eine höhere Festigkeit der Einzelkörner und eine höhere Tragfähigkeit aufweisen (vgl. Kapitel 3.3.4.3). Zudem ist die Korndichte eine Eingangsgröße bei der Bestimmung des (Luft-)Porenanteils, der Schrumpfgrenze, der Bestimmung der Korngrößenverteilung mittels Sedimentationsanalyse sowie bei der Auswertung des Proctorversuches (Errechnung der Sättigungslinie, Überkornkorrektur) und des Kompressionsversuches.

Die Korndichte kann im Erdbau anhand unterschiedlicher Prüfverfahren ermittelt werden. So kann die Bestimmung der Korndichte mit dem Kapillar- oder dem Gaspyknometer (s. DIN EN ISO 17892-3 (DIN, 2016a), mit dem Tauchgefäß nach Dr.-Ing. HAAS nach TP BF-StB Teil B 3.2 (FGSV, 1988c) oder mit dem Luftpyknometer nach TP BF-StB Teil B 3.3 (FGSV, 1988d) erfolgen. Die einzelnen Prüfverfahren unterscheiden sich dabei jeweils in dem zu verwendenden Messfluid sowie den Versuchsrandbedingungen. Problematisch bei mineralischen Sekundärbaustoffen mit porösen Einzelkörnern ist, dass je nach Prüfverfahren und den dabei zu verwendenden Messfluiden und Versuchsrandbedingungen (aufzubringender Druck, Prüfzeit) ein unterschiedlich großer Anteil der zugänglichen Porenräume der Einzelkörner durch das Prüffluid erfasst wird. Dadurch hängt das ermittelte Volumen der festen Einzelbestandteile und damit die ermittelte Korndichte u. a. von den drei aufgeführten Einflussgrößen ab (s. a. HENZINGER, 2017) und eine eindeutige und korrekte Ermittlung der Korndichte ist aufgrund der unterschiedlichen Versuchsrandbedingungen der einzelnen Prüfverfahren nicht möglich.

So wird bei dem in DIN EN ISO 17892-3 (DIN, 2016a) beschriebenen Kapillarpyknometer-Verfahren, das für Bodenarten mit einem Korndurchmesser < 4 mm bzw. für Bodenarten, deren Körner auf < 4 mm zerkleinert wurden, anwendbar ist (dabei wird ein Pyknometer mit 50 ml Inhalt verwendet; bei größeren Materialien können nach DIN EN ISO 17892-3 (DIN, 2016a) auch größere Pyknometer eingesetzt werden), in der Regel destilliertes, entmineralisiertes oder deionisiertes Wasser als Messfluid verwendet. Nach dem Füllen des Pyknometers mit Wasser ist es für die Genauigkeit des Versuchsergebnisses nach DIN EN ISO 17892-3 (DIN, 2016a) entscheidend, dass jegliche in der Probe eingeschlossene Luft durch z. B. mechanisches Bewegen, behutsames Erwärmen oder durch die Anwendung eines Vakuums entfernt wird. Detaillierte Ausführungen, ab wann jegliche in der Probe eingeschlossene Luft aus der Probe entfernt wurde, sind in DIN EN ISO 17892-3 (DIN, 2016a) nicht enthalten. Dabei ist von rezyklierten Baustoffen beispielsweise bekannt, dass auch nach dem Aufbringen eines Vakuums von mehr als einer Stunde noch entweichende Luftblasen beobachtet werden können. DIN EN ISO 17892-3 (DIN, 2016a) weist in diesem Zusammenhang auch darauf hin, dass bei Böden mit eingeschlossenen Hohlräumen eine zu geringe Korndichte ermittelt werden kann, da das Volumen der in diesen Hohlräumen eingeschlossenen Luft in das Kornvolumen miteinbezogen wird. In diesen Fällen empfiehlt es sich nach DIN EN ISO 17892-3 (DIN, 2016a), die Probe zu zerkleinern, um die Einschlüsse zu entfernen.

Bei dem ebenfalls in DIN EN ISO 17892-3 (DIN, 2016a) genormten Gaspyknometer-Verfahren wird als Messfluid anstatt Wasser ein Messgas verwendet. Nach DIN EN ISO 17892-3 (DIN, 2016a) ist Helium mit einer Reinheit von mehr als 99,5 % als Messfluid bevorzugt zu verwenden, es können aber auch andere geeignete Messgase verwendet werden. Dadurch, dass ein Messgas gegenüber dem Messfluid Wasser eine geringere Viskosität besitzt und dadurch, dass beim Gaspyknometer ein in DIN EN ISO 17892-3 (DIN, 2016a) nicht näher spezifizierter Druck aufgebracht wird, werden mit dem Gaspyknometer mehr (auch kleinere) zugängliche Porenräume erfasst als beim Kapillarpyknometer-Verfahren, wodurch im Vergleich zum Kapillarpyknometer ein geringeres Feststoffvolumen ermittelt und in der Folge eine höhere Korndichte bestimmt wird. Überdies weist DIN EN ISO 17892-3 (DIN, 2016a) auch in Zusammenhang mit dem Gaspyk-

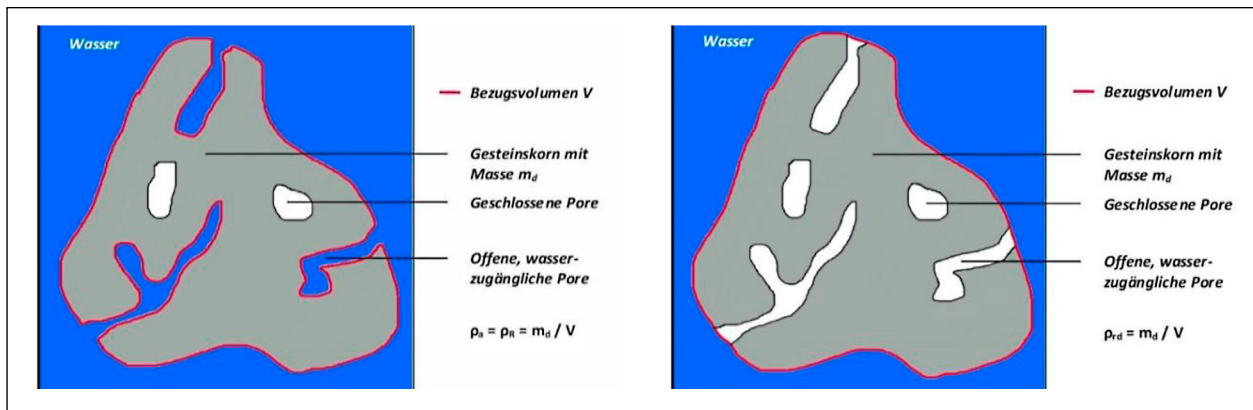


Bild 42: Bezugsvolumen bei der scheinbaren Rohdichte ρ_a (links) und der Rohdichte auf ofentrockener Basis ρ_{rd} nach DIN 1097-6 (DIN, 2013), aus SCHÜLEN (2014)

nometer-Verfahren darauf hin, dass die Korndichte bei Stoffen mit eingeschlossenen Hohlräumen zu gering bewertet werden kann, da das Volumen der in diesen Hohlräumen eingeschlossenen Luft in das Kornvolumen einbezogen wird. Auch hier gibt die Normung vor, die Proben zur Entfernung von Einschlüssen gegebenenfalls vorab zu zerkleinern.

Die Bestimmung der Korndichte bei grob- und gemischtkörnigen Böden mit einem Größtkorn bis 63 mm kann mit dem Tauchwägegefäß nach Dr.-Ing. HAAS erfolgen. Die Versuchsdurchführung ist in den TP BF-StB Teil B 3.2 (FGSV, 1988c) geregelt. Als Messfluid kommt Wasser (ohne weitere Spezifikationen) zur Anwendung und die Entlüftung der Probe erfolgt durch das Anlegen eines Unterdruckes von höchstens 13,33 hPa über einen Zeitraum von etwa fünf Minuten.

Ein weiteres Prüfverfahren zur Ermittlung der Korndichte ist das Luftpyknometer-Verfahren nach TP BF-StB Teil B 3.3 (FGSV, 1988d), das zur überschlüssigen Schnellprüfung bei allen Böden angewendet werden kann. Beim Luftpyknometer-Verfahren wird Luft als Messfluid verwendet, wobei ein Druck von 2,3 bar aufgebracht wird.

Die Ausführungen zeigen, dass zur korrekten und eindeutigen Ermittlung der Korndichte die Festlegung eines eindeutig definierten Bezugsvolumens notwendig ist. Die Definition der Korndichte nach DIN EN ISO 17892-3 (DIN, 2016a) als Verhältnis der Trockenmasse der Kornteilchen bezogen auf ihr Volumen stellt gegenüber der nicht mehr gültigen DIN 18124 (DIN, 2011), welche die Korndichte als das Verhältnis der Trockenmasse der festen Einzelbestandteile (Körner) des Bodens nach Trocknung bei 105°C zum Volumen der festen Einzelbestandteile des Bodens einschließlich ihrer von der Mess-

flüssigkeit bzw. vom Messgas (im Folgenden Messfluid) nicht berührten Hohlräume definierte, jedoch eine weniger eindeutige Definition dar. Dies ist für natürlichen Gesteinskörnungen, die in den meisten Fällen nicht-poröse Einzelkörner mit einer geschlossenen Oberfläche aufweisen, weniger relevant, bei Korngemischen mit porösen Einzelkörnern besitzt die möglichst eindeutige Definition des Bezugsvolumens zur eindeutigen Bestimmung der Korndichte eine besondere Bedeutung. Zwei Definition aus DIN EN 1097-6 (DIN, 2013), die sich in ihrem jeweiligen Bezugsvolumen unterscheiden (vgl. Bild 42), bieten sich beispielsweise zur Definition der Korndichte bei mineralischen Sekundärbaustoffen mit porösen Einzelkörnern an:

- Scheinbare Rohdichte ρ_a :
Verhältnis, ermittelt durch Dividieren der ofentrockneten Masse einer Gesteinskörnungsprobe durch das Volumen, das sie in Wasser einnimmt, einschließlich des Volumens innerer geschlossener Hohlräume, aber ausschließlich des Volumens wasserzugänglicher Hohlräume.
- Rohdichte auf ofentrockener Basis ρ_{rd} :
Verhältnis, ermittelt durch Dividieren der ofentrockneten Masse einer Gesteinskörnungsprobe durch das Volumen, das sie in Wasser einnimmt, einschließlich des Volumens innerer geschlossener Hohlräume und des Volumens wasserzugänglicher Hohlräume.

Abschließend sei darauf hingewiesen, dass die an heterogenen Stoffgemischen (z. B. aufbereitete Bauschuttgemische) ermittelte Korndichte jeweils nur einen Mittelwert der Korndichten der enthaltenen Stofffraktionen darstellt und von den jeweiligen Stoffanteilen abhängt.

4.2.5 Bestimmung der Verdichtungskennwerte Proctordichte und optimaler Wassergehalt im Verdichtungsversuch nach Proctor

Die in Kapitel 3.3.3 angeführten Schwierigkeiten in Zusammenhang mit der Bestimmung der Verdichtungskennwerte Proctordichte und optimaler Wassergehalt im Verdichtungsversuch nach Proctor sind auch in der Praxis bekannt. So weisen die Verdichtungskurven mineralischer Sekundärbaustoffe nach Auskunft des überwiegenden Anteils der befragten Prüfinstitute, die Erfahrungen mit Verdichtungsversuchen nach Proctor an rezyklierten Baustoffen oder industriellen Nebenprodukten besitzen, statt des von natürlichen Baustoffen bekannten parabolischen Verlaufes mit einem klaren Verdichtungsoptimum häufig lineare Anstiege oder konkave und konvexe Krümmungen auf, wodurch die Festlegung einer Proctordichte und eines optimalen Wassergehaltes nicht mehr eindeutig möglich ist. Dieser Effekt tritt nach Aussage der befragten Institutionen vor allem bei solchen mineralischen Sekundärbaustoffen auf, die poröse und damit wasseraufnahmefähige Einzelkörner besitzen. Als eine Ursache für diese Auffälligkeit wurde angeführt, dass ein Teil des zugegebenen Porenwassers im Inneren der porösen Einzelkörner gespeichert wird und damit nicht verdichtungsbegünstigend an der Kornoberfläche zur Verfügung steht.

Als weitere Ursache dafür, dass die Trockendichte im Proctorversuch keine eindeutige Abhängigkeit vom Wassergehalt zeigt, wurde ein niedriger Fein- und/oder Sandkornanteil mancher grobkörniger mineralischer Sekundärbaustoffe angeführt. Dabei weisen vor allem industrielle Nebenprodukte, wie Hochofen- oder Elektroofenschlacken, häufig geringe Fein- und/oder Sandkornanteile auf. Ein geringer Feinkornanteil wird oftmals aber auch aus Gründen der Frostsicherheit angestrebt. Ein geringer Fein- und/oder Sandkornanteil kann dazu führen, dass ein grobkörniger Baustoff ein dränierendes Materialverhalten aufweist und während des Verdichtungsversuches entwässert. Der Verlauf der resultierenden Proctorkurve ist in solchen Fällen vergleichbar zu demjenigen dränierender Baustoffe (vgl. Bild 3) und die eindeutige Festlegung der Verdichtungskennwerte nicht ohne weiteres möglich.

In Zusammenhang mit der Wasseraufnahme der Einzelkörner von mineralischen Sekundärbaustoffen sei angeführt, dass diese von mehreren an der Umfrage teilnehmenden Institutionen, die derartige

Baustoffe in der Praxis einsetzen, durchaus als Vorteil von mineralischen Sekundärbaustoffen gegenüber natürlichen Baustoffen aufgefasst wird. So ermöglicht die Wasseraufnahmefähigkeit, dass mineralische Sekundärbaustoffe mit porösen Einzelkörnern über einen relativ großen Wassergehaltsbereich gleich gut verdichtbar sind. Damit sind ein Einbau und die Verdichtung auch bei Niederschlägen bis zu einem gewissen Grad ohne Einschränkungen möglich. Zudem wurde berichtet, dass Erdplanken, die aus mineralischen Sekundärbaustoffen mit porösen Einzelkörnern hergestellt wurden, erst deutlich später vernässen oder aufweichen als vergleichbare natürliche Primärbaustoffe, wodurch die Befahrbarkeit des Planums auch bei starken Niederschlagsereignissen deutlich länger gegeben ist.

Ebenfalls wurde von einigen der befragten Prüfinstitute, die Erfahrungen mit dem Proctorversuch besitzen, angeführt, dass das Ergebnis des Proctorversuches bei mineralischen Sekundärbaustoffen mit porösen Einzelkörnern durch die Wasseraufnahme entscheidend von der Homogenisierungszeit nach der Wasserzugabe abhängt. Während die meisten Prüfinstitute angaben, entsprechend DIN 18127 (DIN, 2012b) eine für Böden ohne plastische Eigenschaften als genügend angegebene Homogenisierungszeit von zehn Minuten abzuwarten, berichtete ein Prüfinstitut davon, in Proctorversuchen an rezyklierten Baustoffen (insbesondere an Betonbruch) nach der Wasserzugabe grundsätzlich eine Homogenisierungszeit von 24 Stunden abzuwarten, bevor die eigentliche Verdichtung durchgeführt wird. Dadurch würde man trotz der Wasseraufnahme der porösen Einzelkörner den bekannten parabelförmigen Kurvenverlauf erhalten und könnte eindeutige Verdichtungsparameter ableiten. Eigene Erfahrungen oder Ergebnisse, die dies bestätigen, liegen den Verfassern des Berichtes derzeit allerdings noch nicht vor. Dies zeigt jedoch, dass die Homogenisierungszeit das Ergebnis eines Proctorversuches möglicherweise beeinflusst und dass aus Vergleichsgründen konkretere Zeitvorgaben hinsichtlich der Homogenisierungszeit nach der Wasserzugabe erforderlich wären.

Für den Fall, dass die Verdichtungskurven von mineralischen Sekundärbaustoffen kein eindeutiges Optimum aufweisen, ist aus den Gesprächen kein systematisches Vorgehen zur Festlegung der Verdichtungskennwerte bekannt. Häufig erfolgt die Festlegung der Verdichtungskennwerte in der Art, als dass der Laborant versucht, eine sinnvolle Proctorkurve, anhand derer die Verdichtungskennwerte

eindeutig abgeleitet werden können, durch die im Proctorversuch erhaltenen Punkte zu konstruieren. Hierbei kommt es nicht selten vor, dass tatsächliche Punkte verschoben oder Hilfspunkte eingefügt werden. Die Verdichtungskurve und damit die Festlegung der Verdichtungskennwerte ist in solchen Fällen somit von der subjektiven Einschätzung der Versuchsergebnisse durch den Auswertenden abhängig.

Ein weiteres Vorgehen zur Festlegung der Verdichtungskennwerte wurde in Zusammenhang mit dränierenden mineralischen Sekundärbaustoffen angeführt. Zeigen die Trockendichten im Verdichtungsversuch aufgrund der entwässernden Eigenschaften des Probematerials keine eindeutige Abhängigkeit vom Wassergehalt, wird zur Festlegung der Verdichtungskennwerte behelfsmäßig der Schnittpunkt der Sättigungslinie bei einer Sättigung $S_r < 1$ mit der Verdichtungskurve herangezogen. Das Prüfinstitut, von dem dieses Vorgehen genannt wurde, verwendet dabei gemäß dem Hinweis in FGSV (1980) die Sättigungslinie bei einem Sättigungsgrad von $S_r = 2/3$.

In diesem Zusammenhang sei darauf hingewiesen, dass die Festlegung der Verdichtungskennwerte auch bei natürlichen Böden mit einer parabelförmigen Verdichtungskurve in der Regel von der subjektiven Einschätzung der Versuchsergebnisse durch den Durchführenden abhängt. So gibt DIN 18127 (DIN, 2012b) zur Bestimmung der Proctorkurve lediglich vor, eine Ausgleichskurve mit möglichst großem Krümmungsradius im Scheitel an die Messpunkte anzupassen. Zwar verdeutlicht DIN 18127 (DIN, 2012b) die Anpassung der Ausgleichskurve an die Messpunkte anhand von beispielhaften Darstellungen (z. B. Bild 43), konkrete Ausführungen dazu, wo und wie der Scheitel der Ausgleichskurve genau anzuordnen ist, sind allerdings nicht enthalten. Insbesondere fällt in den Darstellungen in DIN 18127 (DIN, 2012b) auf, dass der Scheitel in allen Darstellungen oberhalb der höchsten im Proctorversuch konkret ermittelten Trockendichten angeordnet ist (vgl. rote Markierung in Bild 43). Somit stellt diese Vorgehensweise zur Bestimmung der gesuchten Versuchsergebnisse keine messtechnisch festgestellte Größe, sondern ein interpoliertes Wertepaar dar.

Ein weiterer Aspekt, der bei der Verdichtungsprüfung im Proctorversuch vor allem in Zusammenhang mit mineralischen Sekundärbaustoffen mit vergleichsweise weichen Einzelkörnern zu Unsi-

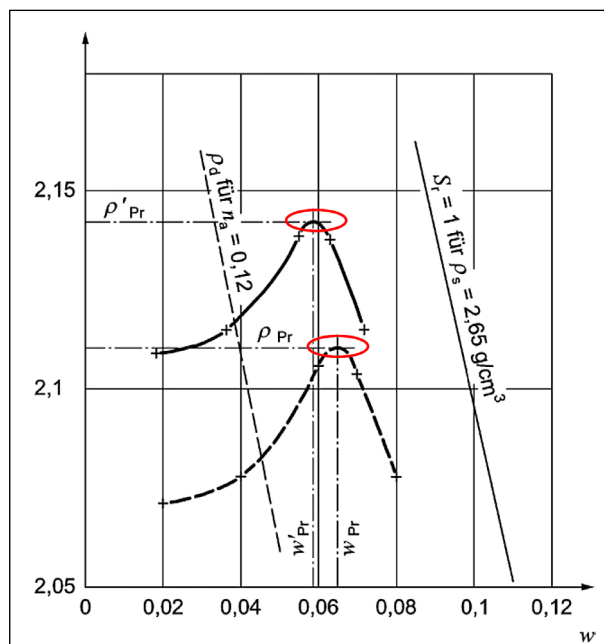


Bild 43: Beispiel aus DIN 18127 (DIN, 2012b) zur Eintragung einer Ausgleichskurve in die Messpunkte eines Proctorversuches

cherheiten führt, ist, dass die schlagende Verdichtung im Proctorversuch und der damit verbundene auf eine vergleichsweise kleine Fläche konzentrierte Energieeintrag vermehrt zum Bruch insbesondere von weichen Einzelkörnern führt. Dieser im Proctorversuch auftretende Kornbruch ist bedingt durch den konzentrierten Energieeintrag und durch die steife Umrandung der Probe im Proctorzylinder im Vergleich zum Kornbruch, der durch die Verdichtung im Feld auftritt, erfahrungsgemäß größer. Durch den Bruch von Einzelkörnern kann sich eine größere Lagerungsdichte und damit eine größere Trockendichte einstellen, als wenn die Einzelkörner nicht brechen würden. Die im Verdichtungsversuch ermittelte Proctordichte liegt damit für die Praxis zwar auf der sicheren Seite, sie ist aber möglicherweise nicht mehr repräsentativ für das im Feld verdichtete Material. Während Materialien mit vergleichsweise weichen Einzelkörnern (z. B. rezyklierte Baustoffe, insbesondere mit Anteilen an Ziegeln, und Hausmüllverbrennungsrückständen) hiervon eher betroffen sind, ist der Effekt bei Materialien mit vergleichsweise festen Einzelkörnern (bspw. Betonbruch und hartkörnige Schlacken) nur von nachrangiger Bedeutung.

Als weitere Schwierigkeit für heterogene Korngemische (z. B. rezyklierte Baustoffe aus aufbereiteten Bauschuttgemischen) wurde in den Gesprächen mit den Prüfinstituten überdies angeführt, dass die Überkornkorrektur (s. Punkt 9.3 in DIN 18127 (DIN, 2012b)) aufgrund unterschiedlicher Kornrohdichten

der Überkörner verschiedener Stofffraktionen insofern mit Schwierigkeiten verbunden ist, als dass die Bestimmung einer repräsentativen mittleren Kornrohichte des Überkornanteils aufgrund der Heterogenität der stofflichen Zusammensetzung nicht möglich ist.

4.3 Auffälligkeiten und Schwierigkeiten bei der Prüfung mineralischer Sekundärbaustoffe im Feld

4.3.1 Kurzdarstellung der Ergebnisse

Die Erfahrungen der befragten Institutionen in Zusammenhang mit der Prüfung von mineralischen Sekundärbaustoffen im Feld sind in nachfolgender Tabelle 17 zusammenfassend aufgeführt. Da im Erdbau nach dem Einbau und dem Verdichten in erster Linie Anforderungen an den mindestens zu erreichenden Verdichtungsgrad D_{Pr} bestehen, liegen bei den an der Umfrage teilnehmenden Institutionen in erster Linie Erfahrungen mit den Prüfver-

fahren zum Nachweis des Verdichtungsgrades vor. Die Erfahrungen der befragten Institutionen decken sich dabei weitgehend mit den in den Kapiteln 3.2.3 und 3.2.4 bereits aufgeführten Erfahrungen in Zusammenhang mit der Prüfung des im Feld erreichten Verdichtungsgrades D_{Pr} .

Die in Tabelle 17 aufgeführten Aspekte in Zusammenhang mit der Prüfung des im Feld erreichten Verdichtungsgrades D_{Pr} werden nachfolgend eingehender erläutert. Darüberhinaus werden weitere Punkte, die von den befragten Institutionen als beachtenswert genannt wurden und sowohl bei mineralischen Sekundärbaustoffen als auch natürlichen Primärbaustoffen zu berücksichtigen sind, angeführt.

4.3.2 Direkte Prüfverfahren – Volumenersatzverfahren

Hinsichtlich der direkten Prüfverfahren liegen in der Erdbaupraxis vor allem Erfahrungen mit den Volumenersatzverfahren nach DIN 18125-2 (DIN, 2020)

Prüfverfahren	Schwierigkeit	Ursache	tritt auf bei
Volumenersatzverfahren	Herstellung standfester Prüfgruben schwierig	Geringe Fein- und Sandkornanteile	Insbesondere industrielle Nebenprodukte
	Korrekte Ermittlung des Volumens der ausgehobenen Prüfgrube	Verfahrensspezifische Unsicherheiten der einzelnen Volumenersatzverfahren	Mineralischen Sekundärbaustoffen und natürlichen Baustoffen
	Großer zeitlicher Aufwand	Ermittlung des Wassergehaltes durch Ofentrocknung	
	Große Streuung der Prüfergebnisse	Volumenersatzverfahren als punktuelles Prüfverfahren	
	Repräsentativität des Volumens der Prüfgrube	Zu kleine ausgehobene Prüfgrube	
Statischer Plattendruckversuch	Anwendbarkeit der Tabellenwerte der ZTV E-StB 17 für grobkörnige Böden auf mineralische Sekundärbaustoffe häufig nicht gegeben	Trotz ausreichender Verdichtung hohe Verhältnisse E_{V2}/E_{V1} oberhalb der zulässigen Richtwerte aufgrund niedriger E_{V1} -Werte, Ursache nicht geklärt	Mineralischen Sekundärbaustoffen und natürlichen Baustoffen, Schwierigkeiten treten bei mineralischen Sekundärbaustoffen allerdings deutlich häufiger auf
	Kalibrierung zwischen statischen Verformungsmoduln E_{V1} , E_{V2} und E_{V2}/E_{V1} mit direkten Prüfmerkmalen (D_{Pr} , E_{Vd}) schwierig	Brauchbare Zusammenhänge zwischen indirekten und direkten Prüfmerkmalen mit ausreichend hohem Bestimmtheitsmaß schwierig zu erreichen	
Dynamischer Plattendruckversuch	Anwendbarkeit der Tabellenwerte der ZTV E-StB 17 für grobkörnige Böden auf mineralische Sekundärbaustoffe häufig nicht gegeben	Trotz ausreichender Verdichtung zu niedrige Verformungsmoduln E_{Vd} unterhalb der geforderten Richtwerte, Ursache nicht geklärt	
	Kalibrierung zwischen dynamischen Verformungsmodul E_{Vd} mit direkten Prüfmerkmalen (D_{Pr} , E_{V2} , E_{V1} , E_{V2}/E_{V1}) schwierig	Brauchbare Zusammenhänge zwischen indirekten und direkten Prüfmerkmalen mit ausreichend hohem Bestimmtheitsmaß schwierig zu erreichen	

Tab. 17: Prüfverfahren zum Nachweis des Verdichtungsgrades und wesentliche bei der Prüfung von mineralischen Sekundärbaustoffen im Feld auftretende Schwierigkeiten und Ursachen

vor. Die radiometrische Sonde spielt aufgrund ihrer Radioaktivität und den damit verbundenen strahlenschutztechnischen Vorgaben im Hinblick auf den Umgang und die Verwendung von radiometrischen Messgeräten (s. hierzu Punkt 8 und Anhang 1 der TP BFStB Teil B 4.3 (FGSV, 1988) in der Erdbaupraxis hingegen nur eine nachrangige Rolle und wird von keinem der befragten Institutionen zur Verdichtungsprüfung eingesetzt (bekannte Schwierigkeiten bei der Prüfung der Verdichtung mineralischer Sekundärbaustoffe mit der radiometrischen Sonde werden in Kapitel 3.2.3.2 behandelt).

Nach den Erfahrungen der an der Umfrage teilnehmenden Institutionen sind die Volumenersatzverfahren in der Erdbaupraxis bei mineralischen Sekundärbaustoffen grundsätzlich anwendbar und liefern ähnlich verlässliche Werte wie bei natürlichen Baustoffen mit vergleichbarer Korngrößenverteilung und Kornform. Als materialcharakteristische Schwierigkeit wird lediglich für mineralische Sekundärbaustoffe mit geringem Feinkorn- und/oder Sandkornanteil über eine im Vergleich zu natürlichen Baustoffen erschwerte Herstellung standfester Prüfgruben berichtet, wobei diese Schwierigkeit vor allem bei industriellen Nebenprodukten bekannt ist. Die weiteren Schwierigkeiten im Zusammenhang mit den Volumenersatzverfahren sind hingegen verfahrensspezifischer Natur.

Ein verfahrensspezifischer Aspekt, der den befragten Prüfinstituten und in der Erdbaupraxis allerdings wohlbekannt ist, sind die Prüfgenauigkeiten der einzelnen Volumenersatzverfahren. So wird die mit dem Densitometerverfahren (Ballonverfahren) ermittelte Trockendichte insbesondere bei grobkörnigen Baustoffen in der Regel überschätzt, da das ausgehobene Prüfvolumen infolge der Elastizität des Ballons nicht vollständig erfasst und damit als zu niedrig bestimmt wird. Wird das ausgehobene Prüfvolumen mittels dem Flüssigkeitersatz-Verfahren unter Verwendung von Bentonitschlämme ermittelt, so wird die Trockendichte hingegen häufig unterschätzt, da ein Teil des Bentonits in die Wandung der ausgehobenen Prüfgrube eindringt und der Bentonitverbrauch und damit das Volumen der Prüfgrube damit als zu hoch ermittelt werden.

Am genauesten, aber auch am aufwändigsten, wird in der Praxis das Gips-Ersatzverfahren erachtet, bei dem das ausgehobene Prüfvolumen mittels eines Gipskörpers bestimmt wird. Von entscheidender Bedeutung für die Genauigkeit des Prüfverfahrens ist allerdings, dass an die Wandung der Prüfgrube,

wie in DIN 18125-2 (DIN, 2020) vorgegeben, in Öl getränkte Zellstoffstreifen angelegt werden, die einerseits ein Eindringen von Gips in die Wandung der Prüfgrube, und andererseits das Anhaften von Bodenteilchen an dem Gipskörper, verhindern. Die Bedeutung der Zellstoffstreifen zur möglichst korrekten Ermittlung des Prüfvolumens wird am Beispiel der in Bild 44 dargestellten Gipskörper, die aus Versuchen mit dem Gipsersatz-Verfahren mit (links) und ohne (rechts) Verwendung von Zellstoffstreifen stammen, verdeutlicht. Dabei bildet der Gipskörper, der unter Verwendung von Zellstoffstreifen erstellt



Bild 44: Gipskörper zur Volumenermittlung mit dem Gipsersatzverfahren nach DIN 18125-2 mit (links) und ohne (rechts) Verwendung von in Öl getränkten Zellstoffstreifen

	Durchmesser d_i der Prüfgrube	Tiefe a der Prüfgrube
Sandersatz-Verfahren	$d_i > 4 \cdot D_{\max, \text{Boden}}$	$a = 1$ bis $1,5 \cdot d_i$
Ballonersatz-Verfahren	keine Vorgaben, gewöhnlich sind Durchmesser d_i von ca. 200 mm oder 300 mm	$a = 1$ bis $1,5 \cdot d_i$
Flüssigkeitersatz-Verfahren	keine Vorgaben ¹⁾	$a = 1$ bis $1,5 \cdot d_i$
Gipsersatz-Verfahren	keine Vorgaben ¹⁾	$a = 1$ bis $1,5 \cdot d_i$

¹⁾ Hinweis in DIN 18125-2: Bei Böden mit großen Poren wie Schotter, Hangschutt mit geringem Feinkornanteil oder Grobkies würde sich bei der Verwendung von Bentonitschlämme ein zu großes Volumen ergeben, weil die Flüssigkeit in die vorhandenen Hohlräume eindringt. Hier kann eine dünne Kunststoffolie oder Weichgummihaut in die ausgehobene Grube eingelegt und dann mit Wasser bis zur Messmarke aufgefüllt werden. Mit Rücksicht auf die Grobkörnigkeit solcher Böden sollte das entnommene Bodenvolumen etwa 10 l betragen (Innendurchmesser der Stahlringplatte mindestens 250 mm).

Tab. 18: Vorgaben zum Durchmesser sowie zur Tiefe der Prüfgrube bei den Volumenersatzverfahren nach DIN 18125-2 (DIN, 2020)

wurde, das tatsächliche Prüfvolumen wesentlich genauer ab, als der Gipskörper, der ohne Verwendung von Zellstoffstreifen erstellt wurde und bei dem das tatsächliche Volumen durch anhaftende Bodenteilchen verfälscht wird.

Für die Erdbaupraxis ergibt sich hieraus, dass in Fällen, in denen eine große Genauigkeit des Prüfergebnisses erforderlich ist (z. B. Schiedsuntersuchungen), auf Volumenersatzverfahren mit einer möglichst hohen Genauigkeit (z. B. Gipsersatz-Verfahren) zurückzugreifen ist. In anderen Fällen, z. B. im Rahmen der Eigen- oder Kontrollprüfung, können hingegen auch weniger aufwändige Volumenersatz-Verfahren (z. B. Ballon- oder Bentonitersatz-Verfahren) angewendet werden.

Weitere verfahrensspezifische Aspekte, die mehrfach als Nachteil der Volumenersatzverfahren angeführt wurden, sind der bedingt durch das Erfordernis der Wassergehaltsbestimmung durch Trocknung im Trockenofen sowie der Durchführung des Proctorversuches zur Bestimmung des Bezugsdichte für das Feld große zeitliche Aufwand, der mit einer Unterbrechung des Arbeitsablaufes auf der Baustelle verbunden ist, sowie die vergleichsweise große Streuung der ermittelten Trockendichten. Zudem wurde berichtet, dass die Repräsentativität des Prüfvolumens in Bezug auf das Größtkorn der zu prüfenden Schicht im Hinblick auf eine ausreichende Genauigkeit des Ergebnisses des Öfteren nicht eingehalten wird. Diesbezüglich sind die in DIN 18125-2 (DIN, 2020) enthaltenen und in Tabelle 18 für einige Volumenersatzverfahren aufgeführten Vorgaben zu beachten.

Überdies wurde in den Gesprächen des Öfteren darauf hingewiesen, dass darauf zu achten ist, mit den Volumenersatzverfahren die Trockendichte über die gesamte Stärke einer verdichteten Schicht und nicht nur die Trockendichte des oberen Bereiches zu erfassen. Dem liegt zugrunde, dass die jeweiligen Verdichtungsanforderungen für die gesamte Schichtstärke einzuhalten sind.

4.3.3 Indirekte Prüfverfahren – statischer und dynamischer Plattendruckversuch

Die Erfahrungen der im Rahmen der Umfrage befragten Institutionen zur Verdichtungskontrolle von mineralischen Sekundärbaustoffen mittels statischen und dynamischen Plattendruckversuchen decken sich weitgehend mit den in den Kapiteln 3.2.4.3 und 3.2.4.4 formulierten Schwierigkeiten.

So wurden in Zusammenhang mit dem statischen Plattendruckversuch trotz ausreichender Verdichtung sowohl für rezyklierte Baustoffe als auch industrielle Nebenprodukte (z. B. EOS, HMVA) hohe Verhältniswerte E_{V2}/E_{V1} berichtet, die auf vergleichsweise niedrige Verformungsmoduln E_{V1} zurückzuführen sind. Dies ist insbesondere bei kleineren und mittleren Bauvorhaben, bei denen in der Erdbaupraxis meist keine Kalibrierversuche zur Zuordnung der statischen Verformungsmoduln E_{V1} und E_{V2} sowie des Verhältniswertes E_{V2}/E_{V1} zum Verdichtungsgrad D_{Pr} durchgeführt werden, sondern meist die Tabellenwerte der ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017) zur Zuordnung des statischen Verformungsmoduls E_{V2} zum Verdichtungsgrad D_{Pr} zur Beurteilung des Verdichtungszustandes Anwendung finden, problematisch. Die ermittelten Verhältniswerte E_{V2}/E_{V1} liegen demnach trotz eines ausreichenden Verdichtungsgrades D_{Pr} häufig oberhalb des höchstens zulässigen Verhältniswertes E_{V2}/E_{V1} von 2,3 (für $D_{Pr} \geq 100\%$) bzw. 2,5 (für $D_{Pr} \geq 98\%$), welcher neben dem Absolutwert des E_{V2} -Wertes bei der Verdichtungskontrolle mittels statischen Plattendruckversuch und Verwendung der Tabellenwerte zu beachten ist. Dieser Effekt tritt nach Auskunft einiger Prüfinstitute nochmals deutlicher auf, wenn der mineralische Sekundärbaustoff vor der Prüfung mit dem statischen Plattendruckversuch längere Zeit offen liegt und dabei etwas austrocknet.

Wird der dynamische Plattendruckversuch in Verbindung mit den Tabellenwerten der ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017) zum indirekten Nachweis des Verdichtungsgrades D_{Pr} grobkörniger Böden herangezogen, werden nach Auskunft der befragten Institutionen häufig niedrigere E_{Vd} -Werte als bei vergleichbaren natürlichen Baustoffen erreicht, die überdies trotz ausreichender Verdichtung unterhalb der geforderten Richtwerte der ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017) liegen. Derartige Auffälligkeiten sind sowohl bei rezyklierten Baustoffen als auch bei industriellen Nebenprodukten bekannt.

Die genannten Auffälligkeiten in Zusammenhang mit den hohen Verhältniswerten E_{V2}/E_{V1} werden bei den rezyklierten Baustoffen von einigen der befragten Institutionen auf die Eigenschaften der Einzelkörner (Kornform, Kornfestigkeit) zurückgeführt. So bestehen rezyklierte Baustoffe infolge des Brechens während der Aufbereitung in der Regel aus kantigen und eckigen Einzelkörnern mit einer im Vergleich zu natürlichen Baustoffen häufig geringeren Kornfestigkeit. Während der Erstbelastung bre-

chen die Kanten und Ecken der Einzelkörner an den Korn-zu-Korn-Kontakten vergleichsweise schnell und führen dadurch zu einer vergleichsweise großen Verformung und damit zu einem vergleichsweise niedrigen Verformungsmodul E_{V1} . Dieser Effekt tritt umso mehr hervor, je stärker ausgeprägt die Kantigkeit der Einzelkörner und je geringer ihre Kornfestigkeit ist. Der Bruch der Ecken und Kanten führt dazu, dass der überwiegende Anteil der Verformungen während der Erstbelastung als plastische Verformungen auftritt, während nur ein vergleichsweise geringer Anteil als elastische Verformung bei der Entlastung rekompensiert wird. Bei der Wiederbelastung können die durch die Lastplatte aufgebrachten Spannungen bis zum Erreichen der maximalen während der Erstbelastung aufgebrachten Spannungen nahezu ohne weitere Kornbrüche und zusätzliche plastische Verformungen abgetragen werden. Hieraus ergeben sich vergleichsweise hohe Verformungsmoduln E_{V2} und in der Folge hohe Verhältniswerte E_{V2}/E_{V1} .

Bei industriellen Nebenprodukten, die Einzelkörner mit einer vergleichsweise hohen Kornfestigkeit besitzen, werden die hohen Verhältniswerte E_{V2}/E_{V1} hingegen auf vergleichsweise geringe Sand- und Feinkornanteile sowie eine relativ enge Abstufung der Kornverteilungskurve zurückgeführt. Beide Aspekte bewirken, dass industrielle Nebenprodukte vergleichsweise große Porenräume zwischen ihren Einzelkörnern aufweisen, wodurch sie während der Erstbelastung vergleichsweise große Verformungen erfahren, die zu niedrigen Verformungsmoduln E_{V1} führen. Da ein Großteil der Verformungen bereits bei der Erstbelastung auftritt, regiert das Material bei der Wiederbelastung deutlich steifer und erreicht dadurch vergleichsweise hohe Verformungsmoduln E_{V2} , was in der Konsequenz schließlich zu hohen Verhältniswerten E_{V2}/E_{V1} führt.

Neben materialcharakteristischen Ursachen wurden in Zusammenhang mit hohen Verhältniswerten E_{V2}/E_{V1} von einigen der befragten Institutionen auch weitere Gründe angeführt. So kann ein nicht sattes Anliegen der Lastplatte auf der Oberfläche der zu prüfenden Schicht zu vergleichsweise großen Verformungen bei der Erstbelastung und damit zu niedrigen Verformungsmoduln E_{V1} (und in der Folge zu hohen Verhältniswerten E_{V2}/E_{V1}) führen. Erfolgt die Verdichtung mittels Verdichtungswalze lediglich dynamisch und wird aus Kosten- oder Zeitgründen auf eine abschließende statische Überfahrt verzichtet, kann dies zudem dazu führen, dass die Oberfläche aufgelockert zurückbleibt. Die Prü-

fung einer aufgelockerten Oberfläche kann ebenfalls zu niedrigen Verformungsmoduln E_{V1} und bedingt durch die geringen Verformungsmoduln E_{V1} in der Folge zu hohen Verhältniswerten E_{V2}/E_{V1} führen. Darüberhinaus können geringe Dicken der zu prüfenden Schicht dazu führen, dass Verformungen des Untergrundes mitgemessen werden, die zu niedrigen Verformungsmoduln E_{V1} führen.

Eine weitere mögliche Erklärung ist eine zu geringe Ruhezeit des Materials zwischen Einbau und Prüfung. Dabei ist aus der Praxis bekannt, dass die ermittelten Verformungsmoduln nach einer gewissen Liegezeit des verdichteten Materials deutlich höher sind als unmittelbar nach dem Einbau. Eine abschließende und wissenschaftlich fundierte Begründung für dieses Phänomen existiert derzeit allerdings noch nicht. Die Ursache liegt vermutlich in der Verteilung des in den Poren enthaltenen Porenwassers, das sich mit der Liegezeit zunehmend in den Zwickeln an den Kontaktpunkten der Einzelkörner anordnet und dort zu einem Anstieg der Kapillarkräfte und damit zu einem Anstieg der Festigkeit des Korngemisches führt. Weitere mögliche Ursachen könnten sein, dass das zu prüfende Material zu feucht ist, tatsächlich unzureichend verdichtet ist oder im Zuge der Verdichtung entmischt wurde, was wiederum zu fehlendem Fein-/Sandkornanteilen und damit zu einer vergleichsweise hohen Verformbarkeit führt.

Im Gegensatz zu den Auffälligkeiten in Zusammenhang mit den Verhältniswerten E_{V2}/E_{V1} wurden für die, bei mineralischen Sekundärbaustoffen in vielen Fällen niedrigen dynamischen Verformungsmoduln E_{Vd} keine möglichen Ursachen genannt.

Können die jeweils geforderten Richtwerte (E_{V2} , E_{V2}/E_{V1} , E_{Vd}) trotz ausreichender Verdichtung nicht erreicht werden, kann dies dazu führen, dass die mineralischen Sekundärbaustoffe aufgrund einer Verletzung der vertraglich vereinbarten Verdichtungsanforderungen abgelehnt werden oder dass nachverdichtet werden muss, ohne dass hierfür tatsächlich eine Notwendigkeit besteht. Ein Vertreter eines Erdbau- und Aufbereitungsunternehmens führte in Zusammenhang mit dieser Problematik an, dass die Probleme in der Praxis weitgehend bekannt seien. Dem betreffenden Unternehmen sind daher auch keine Fälle bekannt, in denen ein gelieferter mineralischer Sekundärbaustoff aufgrund zu hoher Verhältniswerte E_{V2}/E_{V1} abgelehnt oder Nachverdichtungsmaßnahmen gefordert wurden. Vielmehr konnten die bestehenden Schwierigkeiten

in Gesprächen mit den jeweiligen Bauherren geklärt werden. Andere Prüfinstitute berichten hingegen, dass in Fällen, in denen die geforderten Richtwerte nicht erreicht werden können, zusätzliche Dichtebestimmungen mit einem direkten Prüfverfahren durchgeführt werden.

Die Ausführungen zeigen, dass eine Kalibrierung von indirektem und direktem Prüfmerkmal vor der Verdichtungsprüfung mittels indirektem Prüfverfahren vor allem für mineralische Sekundärbaustoffe sinnvoll ist. Wie bereits erwähnt, findet eine Kalibrierung im Rahmen von Probeverdichtungen auf Basis der im Rahmen der Umfrage geführten Gespräche jedoch meist nur bei größeren Bauvorhaben statt, bei denen der zur Kalibrierung erforderliche Aufwand gerechtfertigt scheint. Bei kleinen und mittleren Bauvorhaben sei der für eine Kalibrierung im Rahmen eines Probefeldes erforderliche Aufwand – insbesondere sofern dieser tatsächlich nach den Vorgaben gemäß TP BF-StB Teil E4 (FGSV, 2003) erfolgt – zu hoch. Einige Prüfinstitute wiesen in diesem Zusammenhang auch darauf hin, dass sie auch bei kleinen und mittleren Bauvorhaben eine Kalibrierung zwischen direkten und indirekten Prüfmerkmalen vornehmen. Die Kalibrierung erfolgt dabei allerdings in einem deutlich geringeren Umfang als in TP BF-StB Teil E4 (FGSV, 2003) vorgegeben.

Im Hinblick auf die Korrelation eines beliebigen Verformungsmoduls als indirektem Prüfmerkmal (E_{V2} , E_{V1} , E_{Vd}) zum Verdichtungsgrad D_{Pr} als direktem Prüfmerkmal wurde von den meisten der befragten Institutionen allerdings eingewandt, dass häufig kein eindeutiger Zusammenhang zwischen den einzelnen Prüfmerkmalpaaren ($E_{V2} - D_{Pr}$, $E_{V1} - D_{Pr}$, $E_{V2}/E_{V1} - D_{Pr}$, $E_{Vd} - D_{Pr}$, $E_{V2} - E_{Vd}$) zu erkennen ist. Dies zeigen auch die in Kapitel 3.2.4.3 angeführten Untersuchungsergebnisse von HUBER, HENZINGER & HEYER (2019). Obwohl derartige Schwierigkeiten auch von natürlichen Baustoffen bekannt sind, treten diese nach den Erfahrungen der befragten Institutionen bei mineralischen Sekundärbaustoffen (rezyklierte Baustoffe, industrielle Nebenprodukte) deutlich häufiger auf. Als eine Ursache für die Schwierigkeiten bei der Kalibrierung zwischen indirektem und direktem Prüfmerkmal wurde von einigen der befragten Institutionen die heterogene stoffliche Zusammensetzung mancher mineralischen Ersatzbaustoffe angeführt. Da die Schwierigkeiten aber auch bei homogenen mineralischen Ersatzbaustoffen auftreten, müssen hierfür weitere Ursachen verantwortlich sein.

In den Gesprächen wurde zudem darauf hingewiesen, dass vor allem bei rezyklierten Baustoffen, die Anteile an Betonbruch enthalten, das Prüfergebnis von statischen und dynamischen Plattendruckversuchen auch vom Zeitpunkt nach dem Einbau abhängt. Ursächlich hierfür ist, dass hydraulisch aktive Bestandteile zu Verfestigungsprozessen führen, wodurch die Materialsteifigkeit und damit der statische und dynamische Verformungsmodul über die Zeit zunehmen. Für Anwendungsgebiete, in denen Anforderungen an die Tragfähigkeit einer verdichteten Schicht bestehen, ist diese Eigenschaft als positiv zu werten.

4.4 Anmerkungen zu den umweltrelevanten Merkmalen von mineralischen Sekundärbaustoffen

Neben den Auffälligkeiten und Schwierigkeiten, die bei der Prüfung von mineralischen Sekundärbaustoffen im Labor und im Feld auftreten, wurde im Rahmen der Umfrage bei am Bau Beteiligten auch abgefragt, ob und inwieweit die umweltrelevanten Merkmale von mineralischen Sekundärbaustoffen sowie die umwelttechnischen Rahmenbedingungen ein Problem für die Verwendung derartiger Baustoffe im Erdbau darstellen.

Diesbezüglich führten die befragten Institutionen weitgehend übereinstimmend an, dass die umwelttechnischen Merkmale von mineralischen Sekundärbaustoffen in den meisten Fällen das im Vergleich zu ihren bautechnischen und physikalischen Eigenschaften entscheidendere Kriterium hinsichtlich ihrer Verwendung als Baustoffe im Erdbau darstellen. Dabei werden mineralische Sekundärbaustoffe häufig nur dann eingesetzt, sofern ihre umwelttechnischen Merkmale den Anforderungen für einen uneingeschränkten (offenen) Einbau entsprechen (z. B. Einhaltung der Z0-Werte, sofern LAGA M20 beachtet werden muss). Überdies wurde in diesem Zusammenhang von einer der befragten Institutionen angeführt, dass mineralische Sekundärbaustoffe, für die ein uneingeschränkter (offener) Einbau zulässig ist, aufgrund von Vorgaben der zuständigen Behörden häufig nur in der Konfiguration für einen eingeschränkten Einbau verwendet werden dürfen. Dies bedeutet, dass mineralische Sekundärbaustoffe, die nach LAGA M20 die Z0-Werte erfüllen und damit für einen uneingeschränkten offenen Einbau zulässig wären, nur in der Konfiguration

für einen eingeschränkten offenen Einbau nach Z1.1 verwendet werden.

Als zusätzliche Erschwernis in Zusammenhang mit der Beurteilung der umwelttechnischen Eignung von mineralischen Sekundärbaustoffen wurde angeführt, dass je nach Bundesland unterschiedliche Regelwerke zu berücksichtigen sind, was zu mehrfachem Beprobungsaufwand nach unterschiedlichen Regelwerken führen kann. Unter Berücksichtigung der mittlerweile verabschiedeten Ersatzbaustoffverordnung sollte dieser Umstand jedoch ab August 2023 ausgeschlossen sein.

Bezüglich der Bestimmung der umwelttechnischen Merkmale wurde von einigen Prüfinstituten genannt, dass der Zeitpunkt der Beprobung nach der Aufbereitung mineralischer Sekundärbaustoffe entscheidend für das Ergebnis der umweltchemischen Untersuchungen ist. Dabei sei es hinsichtlich der umwelttechnischen Einstufung des jeweiligen Sekundärbaustoffes häufig kritisch, wenn die Untersuchungen unmittelbar nach dem Brechvorgang an frisch gebrochenem Material durchgeführt werden. Ursächlich hierfür ist, dass frische Bruchflächen zu einer Erhöhung bestimmter Eluatwerte führen können. Als Beispiele wurden z. B. der pH-Wert, die elektrische Leitfähigkeit oder der Chlorid- und Sulfatgehalt von frisch gebrochenem Betonbruch genannt. Diese Parameter sind unmittelbar nach dem Brechen höher, als wie, wenn der Beton vor der Beprobung eine gewisse Zeit, in welcher chemische Reaktionen (z. B. Oxidationen, Karbonatisierungen) ablaufen können, auf Halde liegt. Ein Einfluss der Liegezeit auf umwelttechnisch als kritischer zu beurteilende Parameter, beispielsweise auf (Schwer-) Metallgehalte im Eluat, ist allerdings nicht bekannt.

Hinderlich für die Verwendung von mineralischen Sekundärbaustoffen im Erdbau ist nach Auskunft einiger der befragten Institutionen auch die Diskrepanz, wonach Untersuchungen hinsichtlich der umwelttechnischen Merkmale von mineralischen Sekundärbaustoffen zwingend vorgeschrieben sind, während für natürliche Baustoffe aus Gewinnungsbetrieben trotz möglicher geogener Belastungen keine umweltchemischen Untersuchungen notwendig sind. Dies führe zu Vorbehalten gegenüber den umwelttechnischen Eigenschaften von mineralischen Sekundärbaustoffen in der Praxis und beeinträchtigt dadurch die Akzeptanz derartiger Baustoffe. Die Kenntnis der umwelttechnischen Eigenschaften von mineralischen Sekundärbaustoffen stelle dabei vielmehr einen Vorteil gegenüber natür-

lichen Primärbaustoffen dar, bei denen aufgrund der Nichtnotwendigkeit von umweltchemischen Untersuchungen keinerlei Informationen über ihre umwelttechnischen Merkmale verfügbar sind.

Trotz der aufgeführten bestehenden Schwierigkeiten in Zusammenhang mit der Beurteilung der umwelttechnischen Zulässigkeit von mineralischen Sekundärbaustoffen bestand im Rahmen der Befragung weitgehend Einigkeit darüber, dass die derzeit in Deutschland geltenden, vielfältigen Regelungen in vielen Fällen einen Kompromiss darstellen und die Verwendung von mineralischen Sekundärbaustoffen als Baustoffe im Erdbau grundsätzlich ermöglichen, sofern hierzu der Wille der an einem Bauvorhaben Beteiligten vorhanden ist.

4.5 Zusammenfassung und praktische Folgerungen

Die Erfahrungen in Zusammenhang mit der Prüfung von mineralischen Sekundärbaustoffen im Rahmen der Eignungs- und Kontrollprüfung im Labor sowie im Feld zeigen, dass bei vielen Prüfverfahren gegenüber vielen natürlichen Primärbaustoffen Unterschiede auftreten, die auf materialcharakteristische Eigenschaften von mineralischen Sekundärbaustoffen zurückgeführt werden und bei ihrer Prüfung berücksichtigt werden sollten. Dabei sind die beschriebenen Auffälligkeiten und Schwierigkeiten zum Teil auch bei natürlichen Baustoffen bekannt, sie treten gegenüber mineralischen Sekundärbaustoffen allerdings deutlich seltener auf. Dennoch herrscht weitgehend Einigkeit darüber, dass mineralische Sekundärbaustoffe aus rezyklierten Baustoffen und industriellen Nebenprodukten erdbautechnisch geeignet sind und entsprechend den Erfordernissen des KrWG eine ökonomisch und ökologisch sinnvolle Alternative zu natürlichen Primärbaustoffen im Erdbau darstellen. Ihr Einsatz kann aufgrund materialcharakteristischer Eigenschaften und Auffälligkeiten bezüglich der einzusetzenden Prüfverfahren jedoch mit einem höheren Prüfaufwand verbunden sein.

Einen zentralen Unterschied etlicher mineralischer Sekundärbaustoffe gegenüber vielen natürlichen Primärbaustoffen stellt häufig die Porosität ihrer Einzelkörner dar, welche die Ursache für mehrere der im Rahmen der Umfrage genannten Auffälligkeiten und Schwierigkeiten, die in Zusammenhang mit der Prüfung von mineralischen Sekundärbau-

stoffen im Labor auftreten, ist. Die Auffälligkeiten sind dabei umso ausgeprägter, je stärker die Porosität der Einzelkörner ist. So führt die Porosität der Einzelkörner dazu, dass die Ermittlung der Korndichte abhängig von den jeweiligen Versuchsrandbedingungen (verwendetes Prüffluid, Prüfzeit, aufgebrachter Druck) ist. Eine weitere Folge der Porosität der Einzelkörner ist, dass die Proctorkurven vieler mineralischer Sekundärbaustoffe häufig keine eindeutige Abhängigkeit vom Wassergehalt aufweisen, da nur ein gewisser Anteil des zugegebenen Wassers verdichtungsbegünstigend an der Oberfläche der Einzelkörner zur Verfügung steht, während ein weiterer Anteil, dessen Größe von der Porosität der Einzelkörner, der Homogenisierungszeit vor der Verdichtung und der Eigenfeuchte der Einzelkörner abhängt, in den Porenräumen der Einzelkörner gespeichert wird. Die Auffälligkeiten, die bei mineralischen Sekundärbaustoffen in Zusammenhang mit ihrer Porosität auftreten, sind auch bei natürlichen Baustoffen mit vergleichbaren Eigenschaften der Einzelkörner bekannt. Hier wurde im Rahmen der Umfrage des Öfteren als Beispiel Bims angeführt.

Die Ausführungen in Zusammenhang mit der Porosität zeigen, dass Unterschiede in den Versuchsrandbedingungen (verwendetes Prüffluid, aufgebrachter Druck, Homogenisierungszeit...) zu unterschiedlichen Versuchsergebnissen führen können. Zur Einordnung der Ergebnisse einer Korndichtebestimmung oder eines Proctorversuches sowie aus Gründen der Wiederhol- und Vergleichbarkeit ist daher bis auf Weiteres sinnvoll, die jeweils verwendeten Versuchsrandbedingungen mit anzuführen. Gegebenenfalls ist es auch sinnvoll, eindeutige Vorgaben zu den Versuchsrandbedingungen in die Normung mit aufzunehmen. Dies können bei der Korndichtebestimmung beispielsweise ergänzende Vorgaben zum Prüfdruck und zur Prüfzeit sein. Beim Proctorversuch wären aus Wiederhol-/Vergleichbarkeitsgründen hingegen verbindliche Vorgaben zur Homogenisierungszeit sinnvoll. Zudem wären praktikable Maßgaben zur eindeutigen Ableitung der Verdichtungskennwerte hilfreich. Zur Angabe der Proctordichte ist etwa die ingenieurmäßige Beurteilung der Versuchsergebnisse und die Festlegung eines sinnvollen Optimums oder die Bildung von Mittelwerten denkbar (vgl. Kapitel 3.3.3). Hinsichtlich des Proctorwassergehaltes können Wassergehaltsspannen, innerhalb derer eine gute Verdichtbarkeit gegeben ist, angegeben werden.

Weitere Schwierigkeiten bei der Prüfung mineralischer Sekundärbaustoffe können auf eine gegenüber natürlichen Primärbaustoffen niedrigere Kornfestigkeit zurückgeführt werden. Problematisch sind dabei insbesondere weiche Einzelkörner mit einer vergleichsweise geringen Kornfestigkeit. So ist bekannt, dass Einzelkörner mit einer geringen Kornfestigkeit bei der maschinellen Siebung infolge der mechanischen Beanspruchung beim Sieben zerkleinert werden und damit die Abstufung der Kornverteilungskurve verfälschen können. Der Grad des Abriebs hängt dabei neben der Kornfestigkeit von den jeweiligen Maschinenparametern eines Siebs (z. B. Frequenz, Amplitude) sowie von der Dauer der Siebung ab. Bei der maschinellen Siebung sollte daher darauf geachtet werden, ob möglicher Abrieb zu einer Verfälschung des Ergebnisses geführt haben könnte. Zudem wären Ergänzungen zu den Siebparametern Siebzeit, Siebfrequenz und Sieb-amplitude aus Vergleichbarkeitsgründen hilfreich. Einzelkörner mit einer vergleichsweise geringen Kornfestigkeit neigen zudem auch bei der Verdichtung im Proctortopf vermehrt zum Kornbruch. Daher sollte bei mineralischen Sekundärbaustoffen im Proctorversuch für jeden Proctorpunkt unbedingt neues Probenmaterial verwendet werden.

Hinsichtlich einer stofflichen Zusammensetzung heterogener Korngemische (insbesondere rezyklierte Baustoffe aus aufbereiteten Bauschuttgemischen, aber auch Hausmüllverbrennungsasche) ist einerseits zu beachten, dass das Ergebnis der Bestimmung einer stofflichen Zusammensetzung mit gewissen Unsicherheiten verbunden und stets von der subjektiven Zuordnung der Einzelkörner zu den jeweiligen Stofffraktionen durch den Laboranten abhängig ist. Andererseits sollte berücksichtigt werden, dass die stoffliche Zusammensetzung von rezyklierten Baustoffen (aber auch Hausmüllverbrennungsasche) prozessbedingt gewissen Schwankungen unterliegt. Dadurch kann es vorkommen, dass die tatsächliche stoffliche Zusammensetzung eines auf die Baustelle gelieferten mineralischen Sekundärbaustoffes von der im Zuge seiner Eignungsprüfung ermittelten stofflichen Zusammensetzung abweicht. Soweit die Abweichungen keine signifikante Verschlechterung der bau- und umwelttechnischen Eigenschaften befürchten lassen und die stoffliche Zusammensetzung des tatsächlich gelieferten Baustoffes den Vorgaben der TL BuB-E StB 20 (FGSV, 2020) entspricht, sollten sie kein Ausschlusskriterium für die auf der Baustelle ange-

lieferten mineralischen Sekundärbaustoffe darstellen.

Im Hinblick auf die Prüfung der Verdichtung im Feld zeigen die Erfahrungen aus der Praxis, dass die Volumenersatzverfahren unter Berücksichtigung verfahrensspezifischer Prüffehler (exakte Ermittlung des ausgehobenen Prüfvolumen) weitgehend anwendbar sind. Allerdings sind die Volumenersatzverfahren bedingt durch die erforderliche Wassergehaltsbestimmung durch Ofentrocknung zeitintensiv und führen zu einer Unterbrechung des Arbeitsablaufes auf der Baustelle.

Bei grobkörnigen Baustoffen, bei denen die verfahrensspezifischen Prüffehler und Schwierigkeiten bei der Versuchsdurchführung (z. B. Herstellung standfester Prüfgruben) besonders ausgeprägt sind⁶, werden zur zeitnahen Beurteilung der Einbauqualität daher meist statische und dynamische Plattendruckversuche – häufig in Verbindung mit den Tabellenwerten der ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017) – verwendet. Die diesbezüglichen Erfahrungen der an der Umfrage teilnehmenden Institutionen zeigen jedoch, dass vor allem die Verwendung der Tabellenwerte der ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017) zum indirekten Nachweis des Verdichtungsgrades mittels statischen und dynamischen Plattendruckversuchen bei mineralischen Sekundärbaustoffen häufig mit Schwierigkeiten verbunden ist, da die jeweiligen Richtwerte trotz ausreichender Verdichtung nicht erreicht werden können.

Soll die Verdichtungskontrolle mittels statischen oder dynamischen Plattendruckversuchen erfolgen, empfiehlt es sich daher, das jeweilige Verformungsmodul (indirektes Prüfmerkmal) zunächst vorab im Rahmen von Kalibrierversuchen zum Verdichtungsgrad D_{Pr} zu kalibrieren. Dabei sollte allerdings berücksichtigt werden, dass die Kalibrierung zwischen den Verformungsmoduln und dem Verdichtungsgrad D_{Pr} häufig nicht eindeutig möglich ist. Von vielen im Rahmen der Umfrage befragten Institutionen wurde zudem der Wunsch geäußert, das erdbautechnische Regelwerk weiterzuentwickeln und die Tabellenwerte (Richtwerte E_{V2} , E_{V2}/E_{V1} , E_{Vd} zur Zuordnung zum Verdichtungsgrad D_{Pr}) der ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017) im Hinblick auf eine zeitnahe Beurteilung des Verdichtungszustandes für mineralische Sekundärbaustoffe anzupassen. Die Angabe allgemein gültiger Richtwerte für mineralische Sekundärbaustoffe scheint in Anbetracht der Vielfalt

derartiger Baustoffe allerdings schwierig. Hilfreicher wäre es, die baulich Beteiligten darüber aufzuklären, was die jeweiligen Verformungsmoduln konkret aussagen und was nicht, so dass diesen eine Beurteilung des Sachverhaltes jeweils im Anwendungsfall möglich ist.

5 Untersuchungen zu den erdbautechnischen und bodenmechanischen Eigenschaften von natürlichen und rezyklierten Erdbaustoffen im Labor und Feld

5.1 Konzept und Untersuchungsprogramm

5.1.1 Allgemeines

In diesem Kapitel werden Ergebnisse von Labor- und Felduntersuchungen dargestellt, die im Rahmen einer Untersuchungskampagne an zwei natürlichen (natürliches Rundkorn, natürliches Brechkorn) und zwei rezyklierten (RC Beton, RC Bauschuttgemisch) Erdbaustoffen gewonnen wurden. Die Untersuchungskampagne ermöglichte die Durchführung von Labor- und Felduntersuchungen an vier unterschiedlichen Erdbaustoffen, die sich bei ansonsten identischen Randbedingungen lediglich hinsichtlich ihrer Granulometrie (z. B. Kornform, Kornfestigkeit, Kornabstufung) unterscheiden.

Durch die in diesem Kapitel behandelten Untersuchungen an natürlichen und rezyklierten Erdbaustoffen sollen Gemeinsamkeiten und Unterschiede zwischen Primär- und Sekundärbaustoffen hinsichtlich ihrer erdbautechnischen und bodenmechanischen Eigenschaften herausgearbeitet werden. Die Interpretation der Versuchsergebnisse erfolgt unter besonderer Berücksichtigung der granulometrischen Eigenschaften der Versuchsmaterialien. Das Untersuchungsprogramm im Labor umfasste neben klassifizierenden Versuchen und Versuchen zu erdbautechnisch relevanten Eigenschaften (Wasserdurchlässigkeit, Verdichtungsverhalten) insbesondere Untersuchungen zum Last-Verformungs- und zum Scherverhalten. In den Felduntersuchungen wurden statische und dynamische Lastplattenversuche sowie Dichtebestimmungen mit dem Ballon-

⁶ Einige der befragten Prüfinstitute gaben an, die Volumenersatzverfahren aus den angeführten Gründen bei grobkörnigen Baustoffen grundsätzlich nicht anzuwenden.

verfahren und der radiometrischen Sonde durchgeführt.

Als Versuchsmaterialien wurden zwei natürliche Korngemische und zwei rezyklierte Korngemische verwendet, die hinsichtlich ihrer Kornverteilungskurven ähnlich abgestuft sind. Im Hinblick auf die Geometrie der Einzelkörner weisen eines der natürlichen und die rezyklierten Korngemische gebrochene Einzelkörner (Breckkorn) auf, wohingegen das zweite natürliche Korngemisch abgerundete Einzelkörner besitzt. Im Hinblick auf die Festigkeit der Einzelkörner bestehen zwischen den natürlichen und den rezyklierten Korngemischen ebenfalls Unterschiede. So weisen die Einzelkörner der natürlichen Korngemische im Vergleich zu den Einzelkörnern der rezyklierten Korngemische eine höhere Kornfestigkeit auf. Darüberhinaus bestehen auch zwischen den rezyklierten Korngemischen Unterschiede hinsichtlich der Festigkeit der Einzelkörner. So besitzt der RC Mix Anteile an gebrochenen Ziegeln, die eine vergleichsweise geringe Kornfestigkeit haben, wohingegen der RC Beton nahezu ausschließlich aus gebrochenem Beton mit einer vergleichsweise hohen Kornfestigkeit besteht.

5.1.2 Bestimmung der Kornformen

Die Kornformen der untersuchten Materialien wurden mit Hilfe unterschiedlicher Verfahren bestimmt. Hierbei wurden die Versuchsmaterialien in die Kornfraktionen 4/8, 8/16 und 16/D unterteilt und je Kornfraktion 20 repräsentative Einzelkörner untersucht. Bei den rezyklierten Baustoffen erfolgte überdies eine zusätzliche Unterscheidung nach der stofflichen Zusammensetzung, wobei jede der drei Stoffgruppen natürliche Gesteinskörnung, Betonbruch und Ziegelbruch in die Kornfraktionen 4/8, 8/16 und 16/D unterteilt wurde.

An jeder Kornfraktion wurde die Kornformkennzahl SI nach DIN EN 933-4 (DIN, 2008) ermittelt. Die Bestimmung der Kornformkennzahl stammt aus dem Bereich der Gesteinskörnungen. Die Kornformkennzahl SI gibt den gravimetrischen Anteil der Körner in einer Messprobe in Prozent an, deren Verhältnis ihrer Länge (L, größte Abmessung eines Kornes, definiert durch den größten Abstand zweier tangential zur Kornoberfläche liegender paralleler Ebenen) zu ihrer Breite (E, kleinste Abmessung eines Kornes, definiert durch den kleinsten Abstand zweier tangential zur Kornoberfläche liegender paralleler Ebenen) größer als 3 ($L/E > 3$) ist. Körner mit einem Verhältnis von $L/E > 3$ werden als nicht-

bisch und solche mit einem Verhältnis von $L/E \leq 3$ als kubisch bezeichnet. Die Kornformkennzahl SI ist damit ein Maß für den gravimetrischen Anteil an Einzelkörnern in einem Korngemisch mit einem Verhältnis $L/E > 3$ und damit an nicht-kubisch geformten Einzelkörnern.

Ebenfalls wurde an den Einzelkörnern der einzelnen Kornfraktionen der Anteil an gebrochenen Einzelkörnern nach DIN EN 933-5 (DIN, 2005) bestimmt. Mit dem Prüfverfahren, das ebenfalls aus dem Bereich der Gesteinskörnungen stammt, wird jeweils der Massenanteil an Körnern mit mehr als 90 % gebrochener Oberfläche (C_{tc}), an Körnern mit mehr als 50 % gebrochener Oberfläche (C_c), an Körnern mit weniger als 50 % gebrochener Oberfläche (C_r) sowie an Körnern mit mehr als 90 % gerundeter Oberfläche (C_{tr}) ermittelt.

Zur quantitativen Beschreibung der Kornformen wurde als weitere Kennzahl überdies das Seitenverhältnis AR (Aspect Ratio) ermittelt. Das Seitenverhältnis AR ist definiert als das Verhältnis zwischen dem minimalen und dem maximalen Feret-

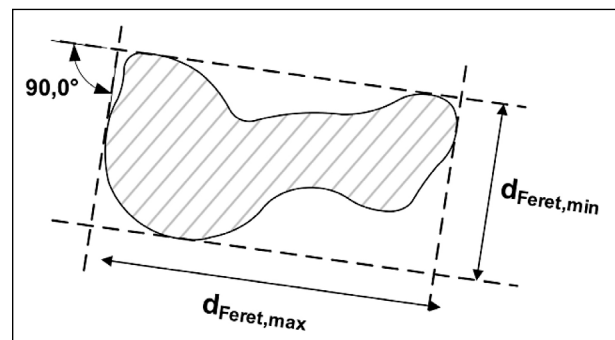


Bild 45: Definition des minimalen bzw. maximalen Feret-Durchmessers, aus HUBER (2021)

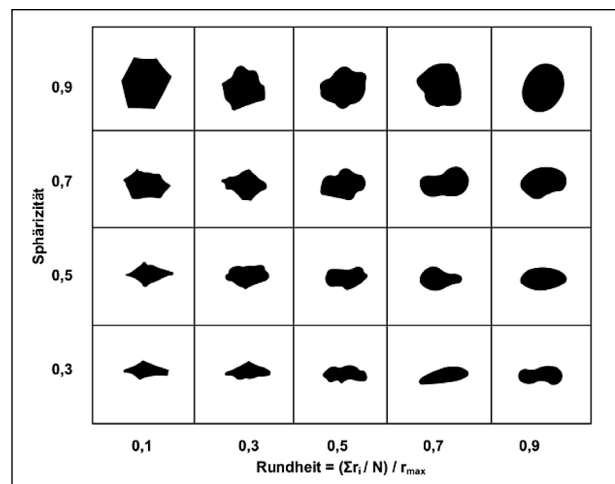


Bild 46: Tafel nach KRUMBEIN & SLOSS (1963) zur Ermittlung der Sphärizität und Rundheit von Einzelkörnern, aus HUBER (2021)

Durchmesser eines Einzelkornes (s. z. B. ALTUHA-FI, COOP & GEORGIANNOU (2016)). Der minimale ($d_{\text{Feret,min}}$) bzw. maximale Feret-Durchmesser ($d_{\text{Feret,max}}$) bezeichnet dabei den minimalen bzw. maximalen Abstand zweier an ein Partikel gelegter paralleler Tangenten (vgl. Bild 45). Das Seitenverhältnis AR ist damit ebenfalls eine Kennzahl für die Längung eines Partikels. Ein Seitenverhältnis von $AR = 1$ bedeutet, dass der minimale gleich dem maximalen Abstand zweier an ein Partikel gelegter paralleler Tangenten entspricht. Damit weist das Partikel keine Längung auf. Bei einem Seitenverhältnis von $AR \approx 0$ ist die Länge eines Partikels unendlich lang.

Als weitere Methode wurden die Sphärizität, ein Maß für die Ähnlichkeit der globalen Form eines Einzelkornes zu einem Kreis, sowie die Rundheit, ein Maß für die Ausgestaltung der Ecken und Kanten eines Einzelkornes, anhand der Tafel nach KRUMBEIN & SLOSS (1963) ermittelt (s. Bild 46). In diesem Zusammenhang wird darauf hingewiesen, dass die Ermittlung der Kornformen anhand von Tafeln stark von der subjektiven Wahrnehmung des Durchführenden beeinflusst wird (HRYCIW, ZHENG & SHETLER, 2016).

5.1.3 Zerfallsbeständigkeit

Die Zerfallsbeständigkeit der Versuchsmaterialien gegenüber mechanischem Abrieb sowie Wassergehalts- und Temperaturänderungen wurde mittels Siebtrommelversuch nach TP BF-StB Teil C 20 (FGSV, 2002) beurteilt. Die Zerfallsbeständigkeit wird durch den Index der Zerfallsbeständigkeit I_d ausgedrückt, der auch zur indirekten und vergleichenden Beurteilung der Kornfestigkeit herangezogen werden kann.

Zur Bestimmung der Zerfallsbeständigkeitsindizes I_d werden zehn repräsentative Einzelstücke eines Versuchsmaterials getrocknet (Trockenmasse je Einzelstück 40 g bis 60 g, Gesamttrockenmasse $m_{d,0}$ zwischen 450 g und 550 g) und in eine Siebtrommel, deren Mantelfläche als Maschensieb mit einer Öffnungsweite von 2 mm ausgebildet ist, gegeben. Anschließend wird die Siebtrommel zusammen mit dem gesamten trockenen Probenmaterial in die motorbetriebene Versuchsapparatur gestellt, wobei sich die Siebtrommel bis zur Hälfte in einem mit Wasser gefüllten Trog befindet, und der Versuch gestartet.

Ein Siebtrommelversuch besteht aus mehreren Versuchszyklen, wobei die Siebtrommel während eines Zyklus innerhalb von zehn Minuten 200 Mal um die eigene Achse rotiert. Dabei werden die Einzelkörner an der Mantelfläche der Siebtrommel auf mechanischen Abrieb beansprucht. Nach Beendigung des Zyklus i wird die Siebtrommel aus dem Versuchsgerät entnommen und zusammen mit den enthaltenen Partikeln bei 105°C getrocknet. Anschließend kann die Trockenmasse der in der Trommel enthaltenen Partikel nach dem Zyklus i ($m_{d,i}$) bestimmt werden und zusammen mit der Trockenmasse der Partikel vor Versuchsbeginn ($m_{d,0}$) der Zerfallsbeständigkeitsindex $I_{d,i}$ nach dem Zyklus i ermittelt werden:

$$I_{d,i} = \frac{m_{d,i}}{m_{d,0}} \quad [\%]$$

Zur Bewertung der Zerfallsbeständigkeit eines Materials wird nach TP BF-StB Teil C20 (FGSV, 2002) in der Regel der Index nach dem zweiten Zyklus ($I_{d,2}$), bei besonders zerfallsbeständigen Materialien der Index nach dem sechsten Zyklus ($I_{d,6}$), herangezogen. Die Beurteilung der Zerfallsbeständigkeit kann nach den TP BF-StB Teil C20 (FGSV, 2002) in Anlehnung an GAMBLE (1971) erfolgen (s. Tabelle 19).

Da mit den rezyklierten Baustoffen aufgrund der geringen Größen ihrer Einzelkörner mit zehn Einzelkörnern die nach TP BF-StB Teil C 20 (FGSV, 2002) geforderte Masse der Versuchsprobe von 450 g bis 550 g nicht erreicht werden konnte, wurden mit den rezyklierten Baustoffen jeweils zwei Siebtrommelversuche durchgeführt. Bei einem der beiden Versuche wurden zehn Einzelkörner mit einer Gesamtmasse von $m_{d0} < 450$ g in der Siebtrommel beansprucht. Bei dem zweiten Versuch wurden mehr als zehn Einzelkörner mit einer Gesamtmasse m_{d0} zwischen 450 g bis 550 g untersucht. Überdies wurden die scharfen Kanten der gebrochenen Einzelkörner (dies betrifft weitgehend alle Einzelkörner des RC Mix 0/22, des RC B 0/16 sowie des natürlichen

Zerfallsbeständigkeitsindex I_d [%]	Zerfallsbeständigkeit
> 98	zerfallsresistent
95 – 98	sehr hoch
85 – 95	hoch
60 – 85	mittel
30 – 60	niedrig
< 30	sehr niedrig

Tab. 19: Beurteilung der Zerfallsbeständigkeit nach GAMBLE (1971)

Brechkorns 0/32) entgegen den Vorgaben der TP BF-StB Teil C 20 (FGSV, 2002) vor Versuchsbeginn nicht abgerundet. Hierdurch sollte eine realitätsnähere Beanspruchung der gebrochenen Einzelkörner gewährleistet werden.

5.1.4 Verdichtungsversuche

Die Verdichtungsversuche wurden als Proctorversuche nach DIN 18127 (DIN, 2012b) mit einfacher Proctorenergie im Proctortopf mit einem Durchmesser von $d = 15$ cm durchgeführt. Die Verdichtung erfolgte bei aufgelegter Stahlplatte. Für jeden Einzelversuch eines Proctorversuches wurde neues Material verwendet, wobei die Einzelproben aus einer zuvor homogenisierten Probe mittels Probenteilung (Riffelteiler) gewonnen wurden.

Zur Erzielung der für die Verdichtungsversuche vorgesehenen Wassergehalte wurden die Einzelproben der unterschiedlichen Versuchsmaterialien jeweils vor der Verdichtung händisch mit Wasser vermischt. Die Verdichtungsversuche selbst erfolgten nach 24-stündiger Homogenisierungszeit der Einzelproben.

Sofern die Versuchsmaterialien Korngrößen $d > 32$ mm aufwiesen (dies betrifft lediglich das natürliche Rundkorn 0/45), wurde der Anteil $d > 32$ mm vor der Versuchsdurchführung abgesiebt. In den Ergebnissen in Kapiteln 5.2 und 5.3.3 werden die am Korngrößenbereich 0/32 mm erzielten Ergebnisse sowie die rechnerisch nach DIN 18127 (DIN, 2012b) um den Überkornanteil korrigierten Ergebnisse angeführt.

5.1.5 Versuche zur Wasserdurchlässigkeit

Die Versuche zur Durchlässigkeit der im Proctoroptimum verdichteten Proben wurden bei konstantem Druckgefälle im Proctortopf ($\varnothing 15$ cm) nach DIN EN ISO 17892 – 11 (DIN, 2021) durchgeführt.

5.1.6 Versuche zum Last-Verformungsverhalten – Großödometerversuche

Die Versuche zum Last-Verformungsverhalten der Versuchsmaterialien wurden als Großödometerversuche in Anlehnung an DIN EN ISO 17892-5 (DIN, 2017b) durchgeführt. Die Proben wiesen einen Durchmesser von $d = 30$ cm und eine Probenhöhe von $h = 8$ cm auf. Der Einbau erfolgte in zwei Schichten á 4 cm, die mit einem Proctorhammer (4,5 kg) verdichtet wurden. Dabei konnte der ursprünglich anvisierte Verdichtungsgrad von $D_{Pr} = 100$ % ohne übermäßigen Kornbruch bei keinem der Versuchsmaterialien erreicht werden. Die erzielten Verdichtungsgrade D_{Pr} lagen zwischen $D_{Pr} = 95$ % und $D_{Pr} = 97$ %.

Nach dem Einbau wurden die Proben auf eine Spannung von 12,5 kPa vorbelastet, schrittweise bis auf 800 kPa belastet, schrittweise bis auf 50 kPa entlastet und anschließend wieder schrittweise bis

	w_{Einbau} [%]	w_{Ausbau} [%]	$\rho_{d,\text{Einbau}}$ [g/cm ³]	$D_{Pr,\text{Einbau}}$ [%]
RC Mix 0/22	13,2	12,6	1,715	94,9
RC Beton 0/16	10,7	9,7	1,755	97,4
Nat. Rundkorn 0/32	4,8	3,5	2,219	96,6
Nat. Brechkorn 0/32	6,2	5,0	1,997	97,4

Tab. 20: Ein- und Ausbauwassergehalte sowie Einbaudichten der Versuchsmaterialien in den Großödometerversuchen

Erstbelastung	Stufe	[-]	0	1	2	3	4	5	6
	axiale Spannung σ'	[kPa]	12,5	25	50	100	200	400	800
	Spannungsrate	[kPa/min]	-	6,25	6,25	6,25	12,5	12,5	25
	Dauer je Laststufe	[h]	8						
Entlastung	Stufe	[-]	7	8	9				
	axiale Spannung σ'	[kPa]	200	50	25				
	Spannungsrate	[kPa/min]	-25,0	-25,0	-25,0				
	Dauer je Laststufe	[h]	4						
Wiederbelastung	Stufe	[-]	10	11	12	13	14		
	axiale Spannung σ'	[kPa]	50	100	200	400	800		
	Spannungsrate	[kPa/min]	6,25	6,25	12,5	12,5	25		
	Dauer je Laststufe	[h]	4						

Tab. 21: Erstbelastungs-, Entlastungs- und Wiederbelastungsstufen der Großödometerversuche

auf 800 kPa belastet. Anschließend wurde der Versuch beendet. Die Spannungen sowie die Dauer der einzelnen Laststufen sowie die Spannungsraten, mit der die jeweiligen Laststufen angefahren wurden, sind in Tabelle 21 wiedergegeben. Auf eine Wassersättigung der Proben während der Versuchsdurchführung wurde verzichtet und die Versuche teilgesättigt durchgeführt. Die Ein- und Ausbauwassergehalte der Versuchsmaterialien sowie ihre Einbaudichten und -verdichtungsgrade sind in Tabelle 20 aufgeführt.

5.1.7 Versuche zum Scherverhalten und zur Scherfestigkeit

Die Versuche zum Scherverhalten wurden als konsolidierte, dranierte Triaxialversuche (CD-Versuche) in Einzelstufen nach DIN EN ISO 17892-9 (DIN, 2018) mit Prüfkörpern durchgeführt, die auf 100 % der Proctordichte verdichtet wurden. Für die Versuchsdurchführung wurden die Versuchsmaterialien mit Korngrößen $d > 32$ mm auf ein Größtkorn von 32 mm abgeseibt (dies betrifft das natürliche Rundkorn 0/32 mm). Die Prüfkörper wiesen einen Durchmesser von etwa $d = 15$ cm und eine Höhe von etwa $h = 28$ cm auf ($h/d = 1,87$). Die Einbaudaten der Prüfkörper für die Triaxialversuche sind in Tabelle 22 aufgeführt.

Nach dem Einbau in die Triaxialzelle wurden die Prüfkörper für 24 h gesättigt, anschließend für 24 h konsolidiert und nach ca. 48 h schließlich mit einer Vorschubgeschwindigkeit von 0,05 mm/min bei Radialspannungen von $\sigma_3^i = 50$ kN/m², 100 kN/m² und 200 kN/m² abgeschert.

5.1.8 Feldversuche

5.1.8.1 Allgemeines

Für die Felduntersuchungen wurden auf dem Gelände der ehemaligen Bayernkaserne an der Heide mannstraße in München mit den Versuchsmaterialien Probefelder hergestellt und anschließend auf der obersten verdichteten Lage statische und dynamische Plattendruckversuche nach DIN 18134 (DIN, 2012a) bzw. TP BF-StB Teil B 8.3 (FGSV, 2012b) sowie Dichtebestimmungen mit dem Ballonersatzverfahren und einer radiometrischen Sonde nach DIN 18125-2 (DIN, 2020) bzw. nach TP BF-StB Teil B 4.3 (FGSV, 1988) durchgeführt.

5.1.8.2 Herstellung der Probefelder

Die Probefelder wurden am 05.08.2020 (RC Beton, RC Mix) und 06.08.2020 (nat. Rundkorn, nat. Brechkorn) bei hochsommerlichen Witterungsbedingun-

σ_3^i [kN/m ²]	RC M 0/22			RC B 0/16			Nat. Rundkorn 0/32			Nat. Brechkorn 0/32		
	50	100	200	50	100	200	50	100	200	50	100	200
h_0 [mm]	278,77	279,52	279,21	279,52	279,57	278,83	279,21	279,74	279,45	279,03	277,86	278,75
d_0 [mm]	150,50											
$\rho_{d,0}$ [g/cm ³]	1,812	1,809	1,808	1,801	1,800	1,802	2,304	2,304	2,306	2,052	2,056	2,046
$D_{Pr,0}$ [%]	100,3	100,1	100,1	100,0	99,9	100,1	100,3	100,3	100,4	100,1	100,3	99,9

Tab. 22: Einbaubedingungen der Prüfkörper in den Triaxialversuchen

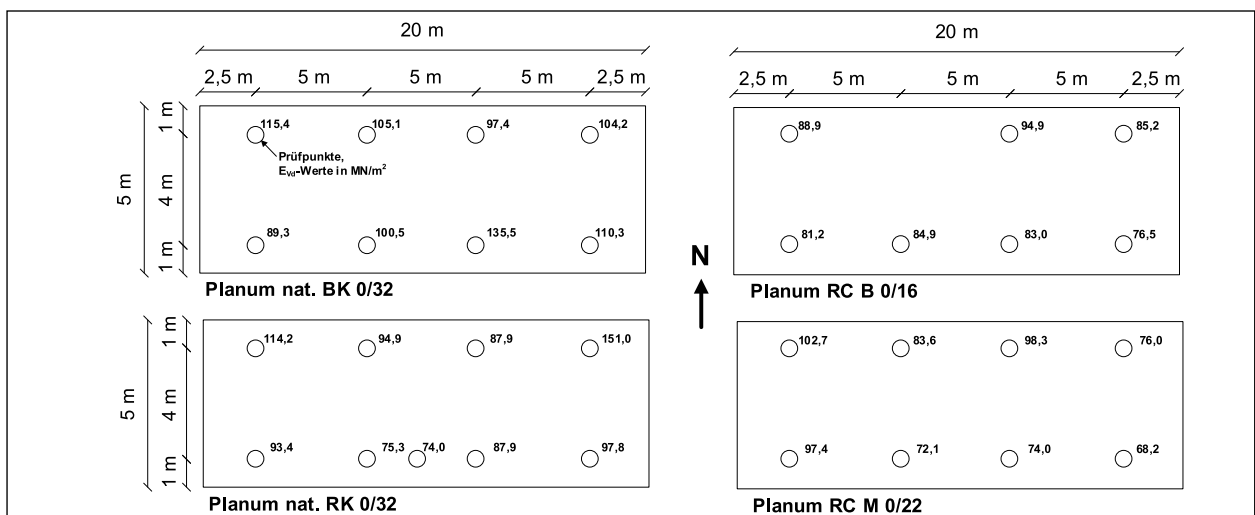


Bild 47: Ergebnisse der Beprobung der Planien der Probefelder mit dem leichten Fallgewichtgerät (dynamischer Plattendruckversuch), Ergebnisse in [MN/m²]

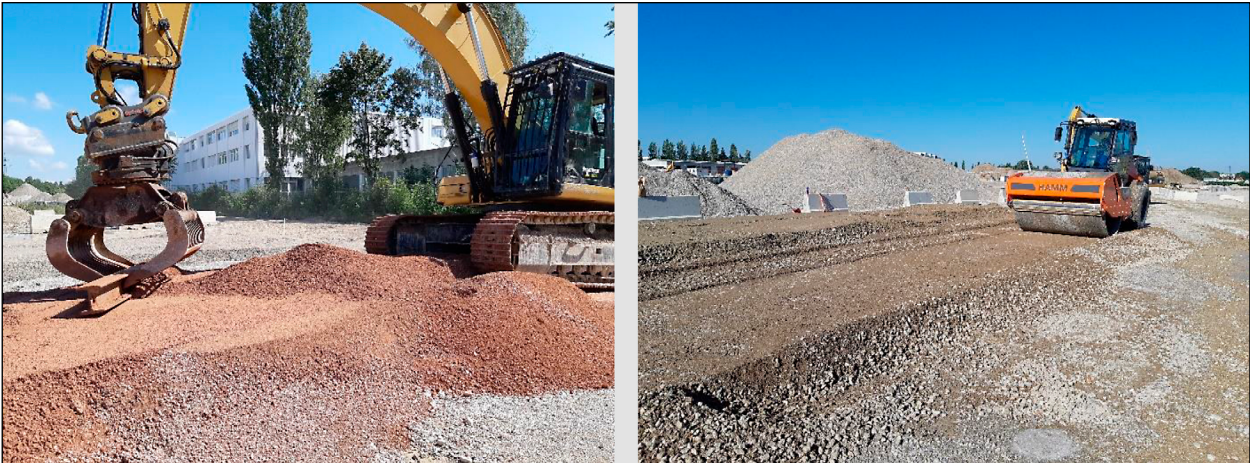


Bild 48: Ausbreiten der ersten Lage des Versuchsmaterials RC M 0/22 (links) und Verdichtung der ersten Lage des Versuchsmaterials natürliches Brechkorn 0/32 (rechts)



Bild 49: Probefelder aus natürlichem Rundkorn 0/45, RC B 0/16, RC Mix 0/22 und natürlichem Brechkorn 0/32 (ausgehend von oben links im Uhrzeigersinn) nach Beprobung

gen hergestellt, nachdem es die Tage vor Herstellung der Probefelder zu ergiebigen Regenschauern kam. Zur Herstellung der Probefelder wurde die zur Verfügung stehende Versuchsfläche in vier Teilbereiche mit Abmessungen von jeweils etwa 20 x 5 m unterteilt und in jedem Teilbereich ein Probefeld erstellt. Vor der Herstellung der Probefelder wurde die Steifigkeit des Planums eines jeden Teilbereiches mittels dynamischer Lastplatte erfasst, wobei je Teilbereich acht dynamische Plattendruckversuche durchgeführt wurden. Die Beprobung der vier Teilbereiche mit der dynamischen Lastplatte zeigte flächendeckend eine hohe Steifigkeit des Planums, wobei dynamische Verformungsmoduln zwischen 68 MN/m^2 und 151 MN/m^2 (Anzahl: 32, Mittelwert: 94 MN/m^2) erreicht wurden. Die Ergebnisse der dynamischen Plattendruckversuche auf den Planen der Probefelder sind in Bild 47 dargestellt.

Zur Herstellung der Probefelder wurden die Versuchsmaterialien jeweils mit Hilfe eines an einem Bagger befestigten H-Profiles auf einer Fläche von

etwa 20 x 5 m ausgebreitet (s. Bild 48, links). Die Lagenstärke der ersten Lage betrug im unverdichteten Zustand bei allen vier Versuchsmaterialien zwischen 32 und 38 cm. Im Anschluss an das Ausbreiten der ersten Lage eines Probefeldes wurde diese mittels einer Verdichtungswalze (Hamm 13i ViO) verdichtet (s. Bild 48, rechts). Die Verdichtung der ersten Lage eines jeden Probefeldes erfolgte bei einer Fahrgeschwindigkeit von 2,5 km/h, einer Anregung der Bandage von 29 Hz und mittels kleiner Amplitude. Die kleine Amplitude wurde aufgrund der hohen Steifigkeit des Planums gewählt. Jedes Probefeld wurde weiter in zwei Bereiche unterteilt, wobei der eine Bereich mit sechs Übergängen und der andere Bereich mit drei Übergängen verdichtet wurde. Ein Übergang bestand aus einer Vorwärtsfahrt mit dynamisch angeregter Bandage und einer Rückwärtsfahrt ohne Anregung der Bandage.

Nach der Herstellung der ersten Lage eines jeden Probefeldes wurde auf die jeweils verdichtete erste Lage mit Hilfe eines Radladers Material für eine

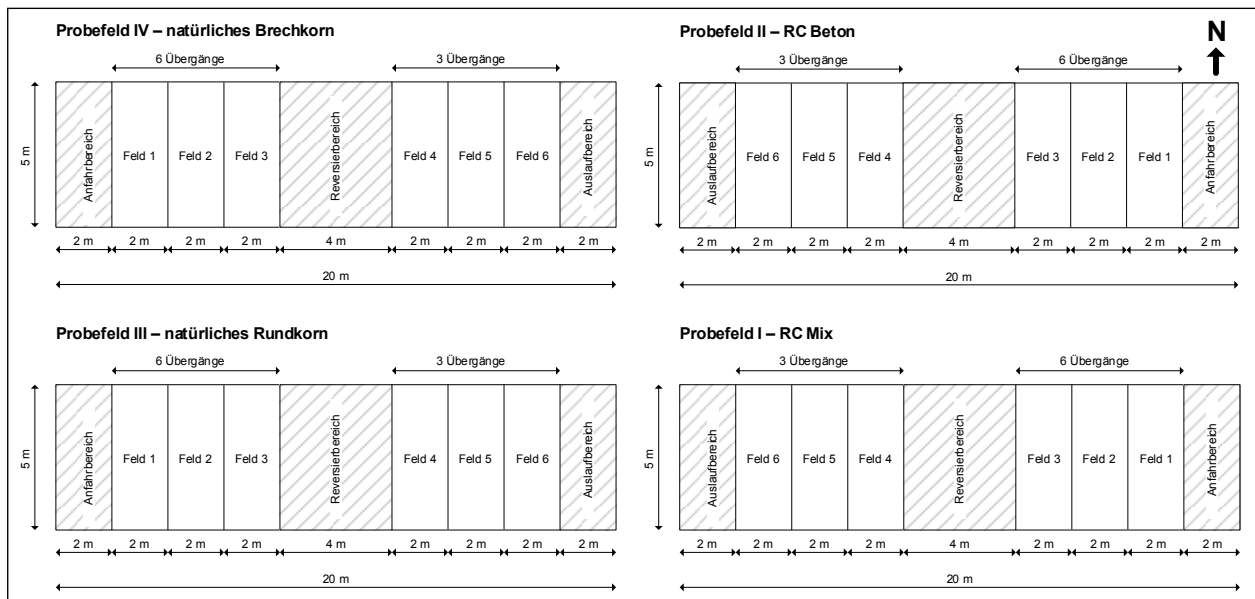


Bild 50: Schematische Darstellung der Probefelder

zweite Lage (Lagenstärke im unverdichteten Zustand 32 cm bis 38 cm) aufgeschüttet. Das Material zur Herstellung der zweiten Lage wurde erneut mit Hilfe eines an einem Bagger befestigten H-Profiles ausgebreitet und anschließend mit der Verdichtungswalze verdichtet. Dabei wurde erneut ein Teilbereich eines jeden Probefeldes mittels sechs Übergängen und ein Teilbereich mittels drei Übergängen verdichtet. Die Verdichtung erfolgte bei einer Fahrgeschwindigkeit von 2,5 km/h und einer Anregung der Bandage von 29 Hz. Im Gegensatz zur Verdichtung der ersten Lage wurde die zweite Lage bei jedem Probefeld mit großer Amplitude verdichtet. Die fertig hergestellten Probefelder sind in Bild 49 dargestellt. Bild 50 zeigt eine schematische Darstellung der hergestellten Probefelder.

5.1.8.3 Durchführung der Feldversuche

Die Probefelder wurden unmittelbar nach der Verdichtung der Versuchsmaterialien beprobt. Die Versuche wurden auf der verdichteten Oberfläche der zweiten Lage eines jeden Probefeldes durchgeführt. Es wurden statische und dynamische Plattendruckversuche nach DIN 18134 (DIN, 2012a) bzw. TP BF-StB Teil B 8.3 (FGSV, 2012b) sowie Dichtebestimmungen mit dem Ballonverfahren und der radiometrischen Sonde nach DIN 18125-2 (DIN, 2020) bzw. nach TP BF-StB Teil B 4.3 (FGSV, 1988) durchgeführt.

Zur Durchführung der Versuche wurde jeder der zwei unterschiedlich verdichteten Teilbereiche eines Probefeldes weiter in jeweils drei Teilfelder un-

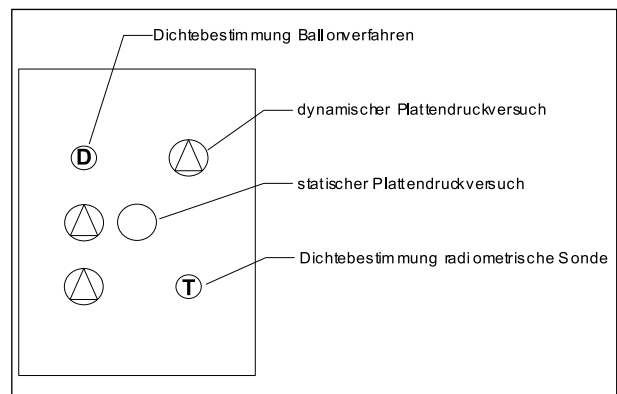


Bild 51: Schematische Darstellung der Anordnung der je Teilfeld unmittelbar nach Herstellung der Probefelder durchgeführten Felduntersuchungen

terteilt. Die drei Teilfelder der mittels sechs Übergängen verdichteten Teilbereiche wurden je Probefeld als Feld 1 bis Feld 3 bezeichnet und die drei Teilfelder der mittels drei Übergängen verdichteten Teilbereiche wurden je Probefeld als Feld 4 bis Feld 6 bezeichnet (s. Bild 50). In jedem Teilfeld wurden mittig ein statischer Plattendruckversuch ausgeführt und um diesen herum je drei dynamische Plattendruckversuche sowie eine Dichtebestimmung mit dem Ballonersatzverfahren und eine Dichtebestimmung mit der radiometrischen Sonde durchgeführt. Die Anordnung der Versuche ist in der schematischen Darstellung in Bild 51 wiedergegeben.

Neben den unmittelbar nach der Verdichtung der Versuchsmaterialien auf der obersten verdichteten Lage durchgeführten Felduntersuchungen wurden auf allen Probefeldern nach 24 Stunden (1 Tag) bzw. 48 Stunden (2 Tage) Liegedauer zusätzliche statische (jeweils 1-fach-Bestimmung) und dynami-

Material Eigenschaft	RC M 0/22	RC B 0/16	Nat. Rundkorn 0/32	Nat. Rundkorn 0/45	Nat. Brechkorn 0/32
Bodengruppe ¹⁾	GU	GW	GU	GI	GU
Größtkorn ²⁾ [mm]	22	16	32	45	32
≤ 31,5 mm ²⁾ [%]	100,0	100,0	100,0	90,0	100,0
≤ 2 mm ²⁾ [%]	33,9	24,0	19,1	17,2	22,6
≤ 0,06 mm ²⁾ [%]	8,4	3,8	5,4	4,9	6,5
C _U ³⁾	48,3	19,0	56,7	48,6	56,6
C _C ³⁾	3,5	2,3	4,9	6,6	4,6
ρ _S [g/cm ³]	2,647 ⁴⁾	2,629 ⁴⁾	2,705 ⁴⁾	2,636 ⁴⁾	2,653 ⁴⁾
ρ _{Pr} ⁶⁾ [g/cm ³]	1,807	1,801	2,297	2,305	2,049
k ₁₀ ⁷⁾ [m/s]	2,5 · 10 ⁻⁶	1,0 · 10 ⁻⁵	1,6 · 10 ⁻⁵	-	1,4 · 10 ⁻⁴

1) Bodengruppe nach DIN 18196 (DIN, 2011c)
2) Korngrößenverteilung nach DIN 18123 (DIN, 2011d)
3) nach DIN EN ISO 14688-2 (DIN, 2018)
4) bestimmt mit dem Luftpyknometer nach TP BF StB Teil B 3.3 (FGSV, 1988b)
5) bestimmt mit dem Gaspyknometer nach DIN 18124 (DIN, 2011a)
6) nach DIN 18127 (DIN, 2012a), Mittelwert der drei höchsten im Proctorversuch bestimmten Trockendichten
7) nach DIN EN ISO 17892-11 (DIN, 2021), ermittelt mit konstantem hydraulischen Gefälle im Proctortopf bei 100 % Proctordichte

Tab. 23: Bodenmechanische Kenngrößen der untersuchten Erdbaustoffe

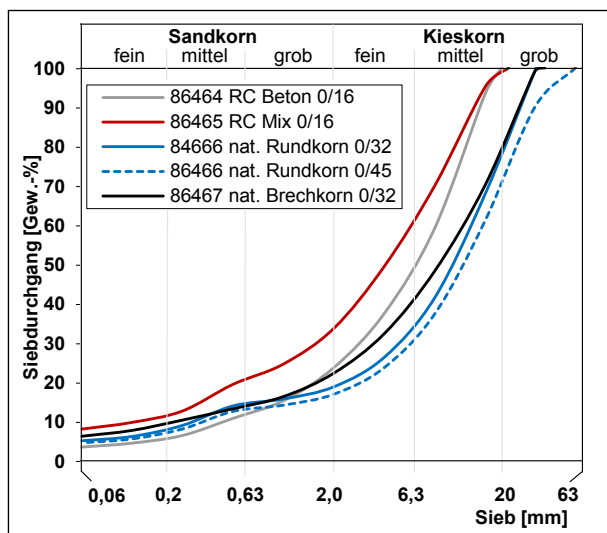


Bild 52: Korngrößenverteilungen der untersuchten Erdbaustoffe

Materialien	Massenanteil (M.-%) ⁵⁾	
	RC M 0/22	RC B 0/16
Beton, Mörtel ¹⁾	35,4	63,7
Natürliche Gesteinskörnung ²⁾	42,2	36,3
Klinker, Ziegel, Steinzeug	22,4	0,03
Min. Leicht-/Dämmbaustoffe ³⁾	0	0
Glas	0,01	0
Asphalt	0	0,01
Nicht-mineralische Anteile ⁴⁾	0,02	0
Eisen, Nichteisenmetalle	0	0

1) auch natürliche Körnung mit überwiegendem Anteil an Zement oder Mörtel
2) auch natürliche Körnung mit geringem Anteil an Zement oder Mörtel
3) u. a. Putz, Porenbeton, Bims, Kalksandstein, Gips
4) Holz, Plastik, Textilien, Papier/Pappe
5) Abweichungen von 100 % rundungsbedingt

Tab. 24: Stoffliche Zusammensetzung von RC M 0/22 und RC B 0/16

sche Plattendruckversuche (jeweils 2-fach-Bestimmung) durchgeführt, um einen etwaigen Einfluss der Liegezeit auf die Verformungsmoduln zu identifizieren.

5.2 Versuchsmaterialien

In den Versuchen zu den erdbautechnischen und bodenmechanischen Eigenschaften von natürlichen und rezyklierten Baustoffen wurden zwei natürliche Korngemische und zwei rezyklierte Korngemische untersucht. Bei den natürlichen Korngemischen handelt es sich um einen Kies 0/45 mm mit gerundeten Einzelkörnern (natürliches Rundkorn) sowie einen Kies 0/32 mm mit gebrochenen Einzelkörnern (natürliches Brechkorn). Beide Versuchsmaterialien fielen im Zuge der Baumaßnahmen auf dem Gelände der ehemaligen Bayernkaserne in München als Aushubmaterialien an. Das natürliche Brechkorn entstand durch das Brechen von größeren Partikeln (z. B. Steinen mit $d > 63$ mm). Mineralogisch handelt es sich daher um dasselbe Material wie das natürliche Rundkorn. Beide Korngemische wurden vor Ort durch die Arbeitsschritte Sieben und

schon handelt es sich um einen Kies 0/45 mm mit gerundeten Einzelkörnern (natürliches Rundkorn) sowie einen Kies 0/32 mm mit gebrochenen Einzelkörnern (natürliches Brechkorn). Beide Versuchsmaterialien fielen im Zuge der Baumaßnahmen auf dem Gelände der ehemaligen Bayernkaserne in München als Aushubmaterialien an. Das natürliche Brechkorn entstand durch das Brechen von größeren Partikeln (z. B. Steinen mit $d > 63$ mm). Mineralogisch handelt es sich daher um dasselbe Material wie das natürliche Rundkorn. Beide Korngemische wurden vor Ort durch die Arbeitsschritte Sieben und

Klassieren hergestellt. Das natürliche Rundkorn 0/45 wurde für die Laborversuche auf ein Größtkorn von 32 mm abgesiebt. Die beiden rezyklierten Baustoffe bestehen aus Bauschutt, der auf dem Gelände der ehemaligen Bayernkaserne aus dem Rückbau der anstehenden Gebäudesubstanz anfiel und vor Ort zu qualifizierten rezyklierten Baustoffen aufbereitet wurde. In Tabelle 23 sind einige bodenmechanische Kenngrößen der Versuchsmaterialien aufgeführt und in Bild 52 die Korngrößenverteilungen der Versuchsmaterialien dargestellt. Die stofflichen Zusammensetzungen der rezyklierten Baustoffe nach TP Gestein-StB Teil 3.1.5 (FGSV, 2012a) sind in Tabelle 24 wiedergegeben.

5.3 Ergebnisse der Laborversuche

5.3.1 Kornformbestimmung

Kornformkennzahl

Die Ergebnisse der Bestimmung der Kornformkennzahl SI nach DIN EN 933-4 (DIN, 2008) sowie des Anteils an gebrochenen Körnern nach DIN EN 933-5 (DIN, 2005) sind in Tabelle 25 für die einzelnen Versuchsmaterialien getrennt nach den einzelnen Kornfraktionen und Stoffgruppen sowie gewichtet

nach dem jeweiligen Massenanteil der Kornfraktionen und der Stoffgruppen aufgeführt.

Im Hinblick auf die Kornformkennzahl SI zeigen die Ergebnisse in Tabelle 25, dass das natürliche Brechkorn den größten Anteil an nicht-kubisch (Verhältnis von $L/E > 3$) geformten Einzelkörnern aufweist. Die RC Materialien (RC Beton, RC Mix) besitzen den geringsten Anteil an nicht-kubisch geformten Einzelkörnern und der Anteil an nicht-kubisch geformten Einzelkörnern des natürlichen Rundkorns liegt nur geringfügig höher als jener der RC Materialien.

Die Ergebnisse zur Bestimmung des Anteils an gebrochenen Körnern zeigen erwartungsgemäß, dass das natürliche Rundkorn nahezu ausschließlich aus ungebrochenen Körnern besteht, wohingegen die Einzelkörner des natürlichen Brechkorn nahezu alle gebrochen sind. Auch die RC Materialien weisen infolge des Brechvorganges im Zuge der Aufbereitung nur sehr geringe Anteile an Körnern auf, deren Oberfläche zu mehr als 90 % gerundet ist. Lediglich die Stofffraktion der Steine, die meist aus dem Zuschlag des Betons stammen, besitzt relevante Anteile an Körnern, deren Oberflächen zu mehr als 90 % bzw. 50 % gerundet sind. Bezogen auf das jeweilige Gesamtmaterial sind diese Anteile aller-

Material	Stofffraktion	Kornfraktion	Kornformkennzahl SI [%]		C _{tc} ²⁾ [%]	C _c ³⁾ [%]	C _r ⁴⁾ [%]	C _{tr} ⁵⁾ [%]	C _{tr} ⁶⁾ [%]
RC Mix	Steine	4/8	2,9	8,2 ⁶⁾	16,7	43,3	56,7	14,8	5,8
		8/22 ¹⁾	0,0		0,0	66,2	33,8	12,9	
	Beton	4/8	13,3		91,0	100,0	0,0	0,0	
		8/22 ¹⁾	7,3		87,3	100,0	0,0	0,0	
	Ziegel	4/8	3,9		100,0	100,0	0,0	0,0	
		8/22 ¹⁾	24,8		93,9	100,0	0,0	0,0	
RC Beton	Steine	4/8	32,6	7,2 ⁶⁾	56,1	75,1	24,7	3,6	0,5
		8/16	5,1		14,1	72,7	27,3	0,0	
	Beton	4/8	7,8		93,7	100,0	0,0	0,0	
		8/16	4,4		74,8	90,8	9,2	0,0	
Nat. Rundkorn	Steine	4/8	7,6	10,6 ⁶⁾	0,0	0,0	100,0	97,0	82,3
		8/16	27,2		0,0	0,0	100,0	100,0	
		16/D	3,6		0,0	0,0	100,0	89,1	
Nat. Brechkorn	Steine	4/8	34,1	25,3 ⁶⁾	85,7	100,0	0,0	0,0	1,3
		8/16	40,4		66,0	94,6	5,3	0,0	
		16/D	13,1		40,1	97,3	2,7	2,7	

1) aufgrund der geringen Anteile $d > 16$ mm wurde die Kornfraktion 16/22 nicht separat betrachtet
2) C_{tc}: Anteil in M.-% an Körnern, deren Oberfläche zu mehr als 90 % gebrochen ist
3) C_c: Anteil in M.-% an Körnern, deren Oberfläche zu mehr als 50 % gebrochen ist
4) C_r: Anteil in M.-% an Körnern, deren Oberfläche zu mehr als 50 % gerundet ist
5) C_{tr}: Anteil in M.-% an Körnern, deren Oberfläche zu mehr als 90 % gerundet ist
6) gewichtet nach den Anteilen der jeweiligen Korn- und Stofffraktionen bezogen auf die Anteile > 4 mm des gesamten Versuchsmaterials

Tab. 25: Ergebnisse zur Bestimmung der Kornformkennzahl SI sowie des Anteils an gebrochenen Körnern der jeweiligen Versuchsmaterialien

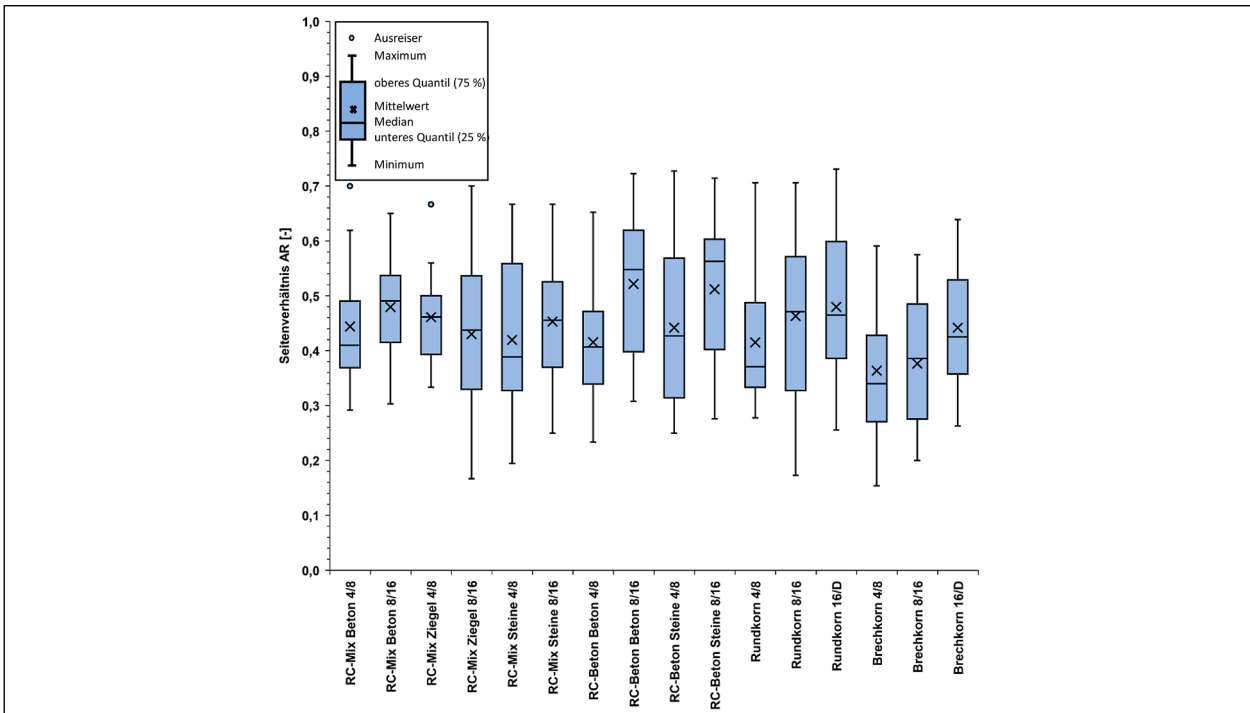


Bild 53: Ergebnisse zur Bestimmung des Seitenverhältnisses AR

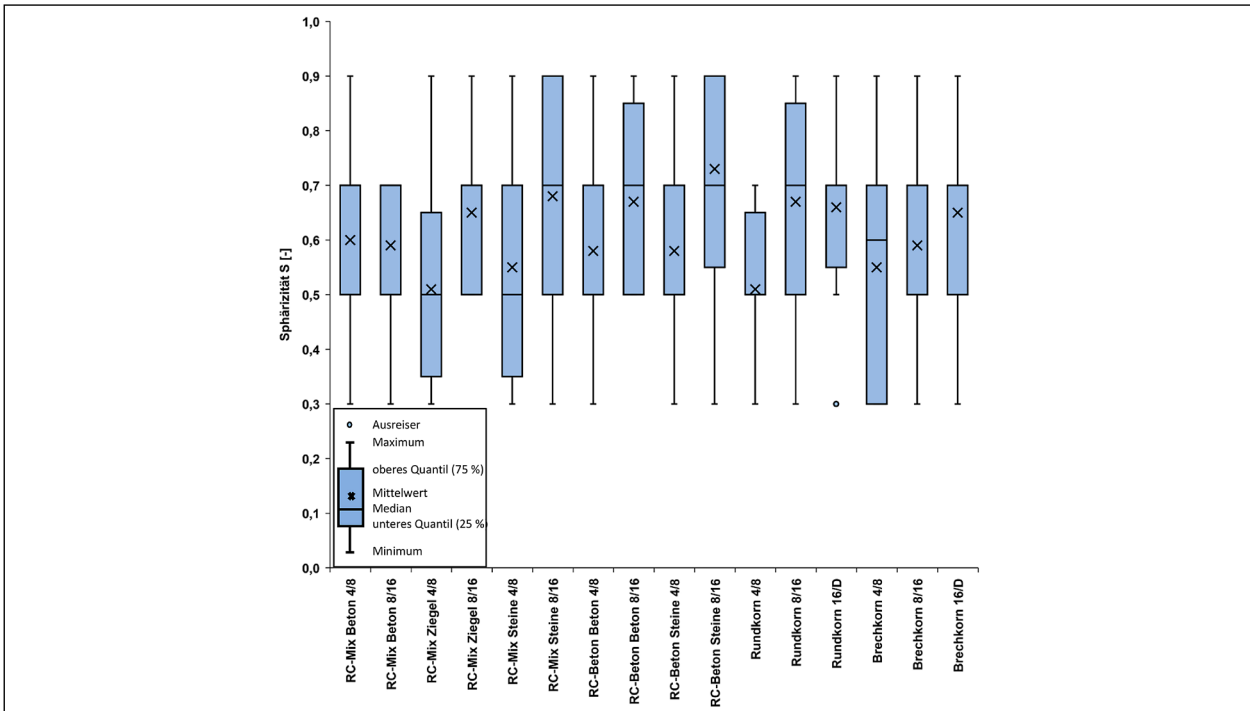


Bild 54: Ergebnisse zur Bestimmung der Sphärizität S

dings sehr gering. Die Ergebnisse zur Bestimmung des Anteils an gebrochenen Körnern werden am Beispiel von Bild 56 bis Bild 58, in der die untersuchten Einzelkörner der Versuchsmaterialien dargestellt sind, verdeutlicht.

Seitenverhältnis AR

Die Ergebnisse zur Bestimmung des Seitenverhältnisses AR sind in Bild 53 als Box-Plots wiedergege-

ben, wobei zwischen den verschiedenen Korn- und Stofffraktionen der Versuchsmaterialien unterschieden wird. Über alle Versuchsmaterialien und deren Korn- und Stofffraktionen hinweg liegen die Mittelwerte für das Seitenverhältnis AR zwischen 0,36 und 0,52. Damit liegt das Verhältnis der geringsten Ausdehnung eines Partikels zu seiner längsten Ausdehnung etwa zwischen 1/3 und 1/2. Deutliche Unterschiede zwischen den einzelnen Versuchsmaterialien

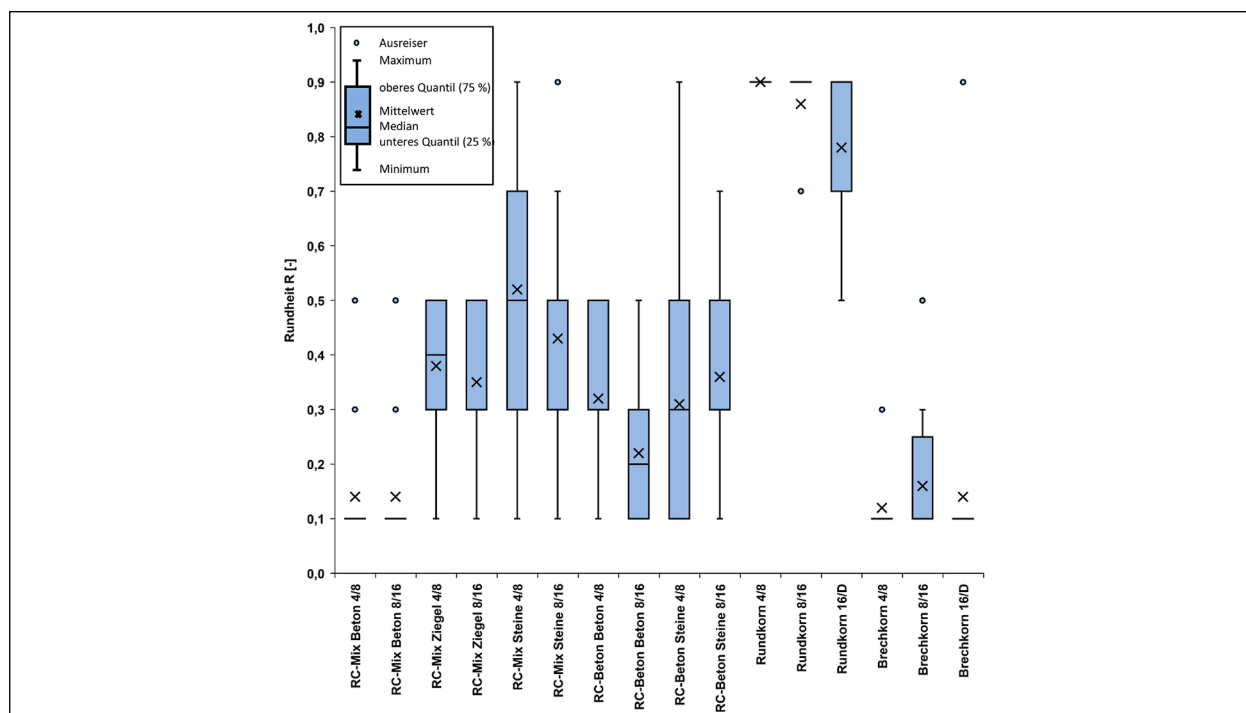


Bild 55: Ergebnisse zur Bestimmung der Rundheit R

terialien sowie den Korn- und Stofffraktionen können nicht festgestellt werden.

Sphärizität S

Die Ergebnisse zur Bestimmung der Sphärizität S der Einzelkörner der Versuchsmaterialien sind in Bild 54 ebenfalls als Box-Plots dargestellt. Die minimalen bzw. maximalen Werte der Sphärizität wurden beim überwiegenden Teil der untersuchten Korn- und Stofffraktionen zu 0,3 bzw. 0,9 bestimmt, wobei bei etwa der Hälfte der untersuchten Einzelkörner die ermittelte Sphärizität zwischen 0,5 und 0,7 liegt. Die Mittelwerte variieren zwischen 0,5 und 0,7. Maßgebliche Unterschiede hinsichtlich der Sphärizität der Einzelkörner können bei den untersuchten Materialien nicht festgestellt werden.

Rundheit R

Die Ergebnisse aus den Untersuchungen zur Bestimmung der Rundheit R der Einzelkörner sind in Bild 55 wie bereits beim Seitenverhältnis AR und der Sphärizität S als Box-Plots dargestellt. Die Ergebnisse zur Bestimmung der Rundheit zeigen im Gegensatz zu den Ergebnissen zur Bestimmung des Seitenverhältnisses AR sowie der Sphärizität S kein einheitliches Bild und die Mittelwerte für die Rundheit liegen über alle Korn- und Stofffraktionen zwischen etwa 0,1 und 0,9. Die größten Werte für die Rundheit weisen erwartungsgemäß die Kornfraktionen des natürlichen Rundkorns auf, wobei die Rundheit mit zunehmender Größe der Kornfrak-

tion etwas abnimmt. Dies bedeutet, dass größere Einzelkörner tendenziell eher einzelne Bruchflächen oder Kanten aufweisen als kleinere Einzelkörner. Das natürliche Brechkorn zeigt demgegenüber die geringsten Werte für die Rundheit, wobei zwischen den betrachteten Kornfraktionen keine wesentlichen Unterschiede festgestellt wurden. Bei den rezyklierten Baustoffen (RC Mix und RC Beton) variieren die ermittelten Werte bei den jeweiligen Stofffraktionen deutlich. Bei beiden rezyklierten Baustoffen weisen die Kornfraktionen der Stofffraktion Beton jeweils die geringsten Werte für die Rundheit auf. Dies bedeutet, dass die Einzelkörner, die vornehmlich aus Zementstein bestehen, damit den größten Anteil an scharfkantigen Bruchflächen aufweisen. Die Mittelwerte für die Rundheit der Stofffraktion Ziegel des RC Mix liegen deutlich oberhalb derjenigen des Betons. Die Kanten der Ziegelkörner sind damit insgesamt weniger scharfkantig ausgeprägt als die des Betons. Dies ist möglicherweise auf die im Vergleich zu den Einzelkörnern aus Zementstein geringere Kornfestigkeit der Partikel aus Ziegel zurückzuführen, die zu abgerundeteren Kanten führt. Die Werte für die Rundheit der Stofffraktion Steine liegen nochmals höher als die für die Stofffraktion Ziegel, sie streuen zudem am deutlichsten. Dies bedeutet, dass sowohl Einzelkörner mit einer ausschließlich abgerundeten Oberfläche (d. h. ungebrochene Einzelkörner) als auch solche mit ausschließlich scharfen Kanten (d. h. komplett gebrochene Einzelkörner) vorhanden sind.

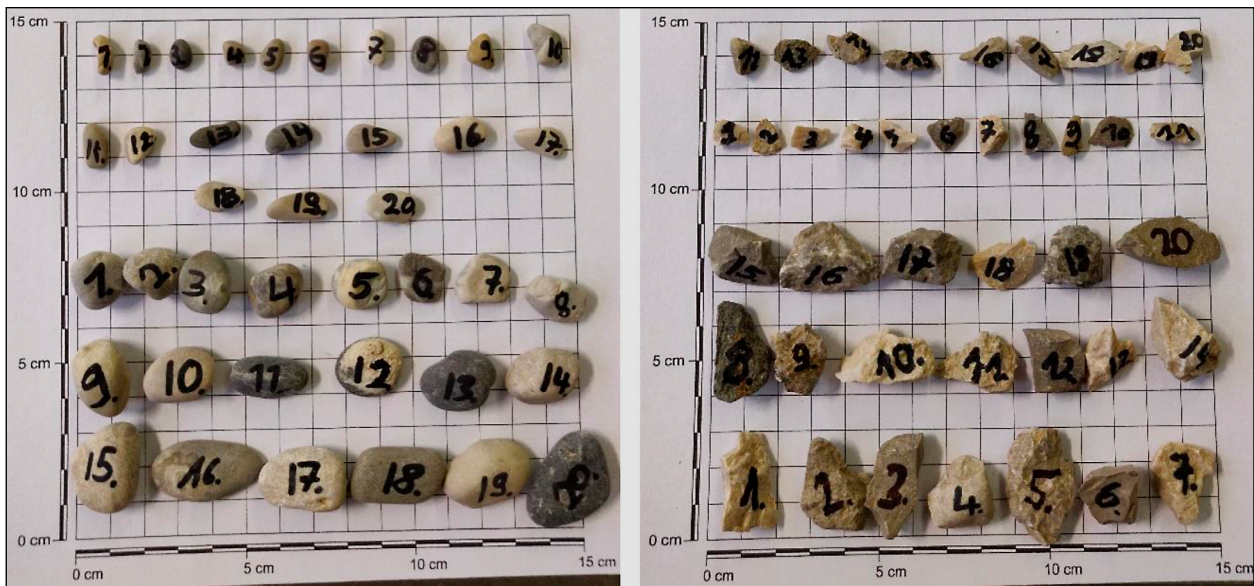


Bild 56: Fotodokumentation der untersuchten Einzelkörner des nat. Rundkorns (links) und des natürlichen Brechkorns (rechts)

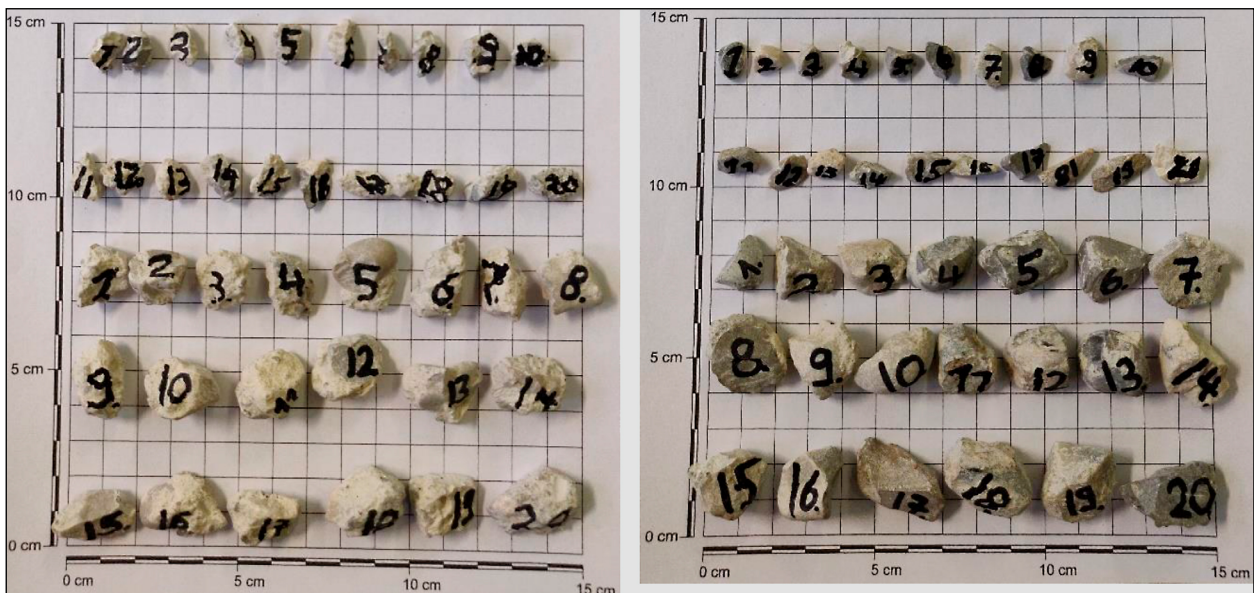


Bild 57: Fotodokumentation der untersuchten Einzelkörner des RC Beton – links: Stofffraktion Beton; rechts: Stofffraktion Steine

Die Einzelkörner, an denen die in diesem Kapitel aufgeführten Ergebnisse ermittelt wurden, sind nachfolgend in Bild 56 bis Bild 58 als Fotodokumentation getrennt für die unterschiedlichen Stofffraktionen wiedergegeben.

5.3.2 Ergebnisse zur Zerfallsbeständigkeit – Siebtrommelversuche

Die Ergebnisse der Siebtrommelversuche zur Zerfallsbeständigkeit der Versuchsmaterialien sind in Bild 59 dargestellt. Demnach weist das natürliche Rundkorn 0/45 nach sechs Zyklen einen Zerfallsbeständigkeitsindex von $I_{d,6} = 99,2 \%$ auf und ist somit als zerfallsresistent zu klassifizieren. Das natürliche Brechkorn 0/22 sowie der RC B 0/16 zeigen nach

sechs Zyklen etwas geringere Zerfallsbeständigkeitsindizes von $I_{d,6} = 98,6 \%$ (nat. Brechkorn) und $I_{d,6} = 98,7 \%$ (RC B, 10 Einzelkörner) bzw. $I_{d,6} = 98,3 \%$ ($m_{d,0} > 450 \text{ g}$). Beide Materialien sind damit ebenfalls als zerfallsresistent zu beurteilen. Der RC Mix hingegen weist mit Zerfallsbeständigkeitsindizes von $I_{d,6} = 97,0 \%$ (RC Mix, 10 Einzelkörner) bzw. $I_{d,6} = 96,4 \%$ ($m_{d,0} > 450 \text{ g}$) die geringste Zerfallsbeständigkeit aller Versuchsmaterialien auf. Seine Zerfallsbeständigkeit ist nach GAMBLE (1971) jedoch noch immer als sehr hoch zu beurteilen.

Entsprechend den Ergebnissen der Siebtrommelversuche weist das natürliche Rundkorn die größte und der RC M die geringste Beständigkeit der Ver-

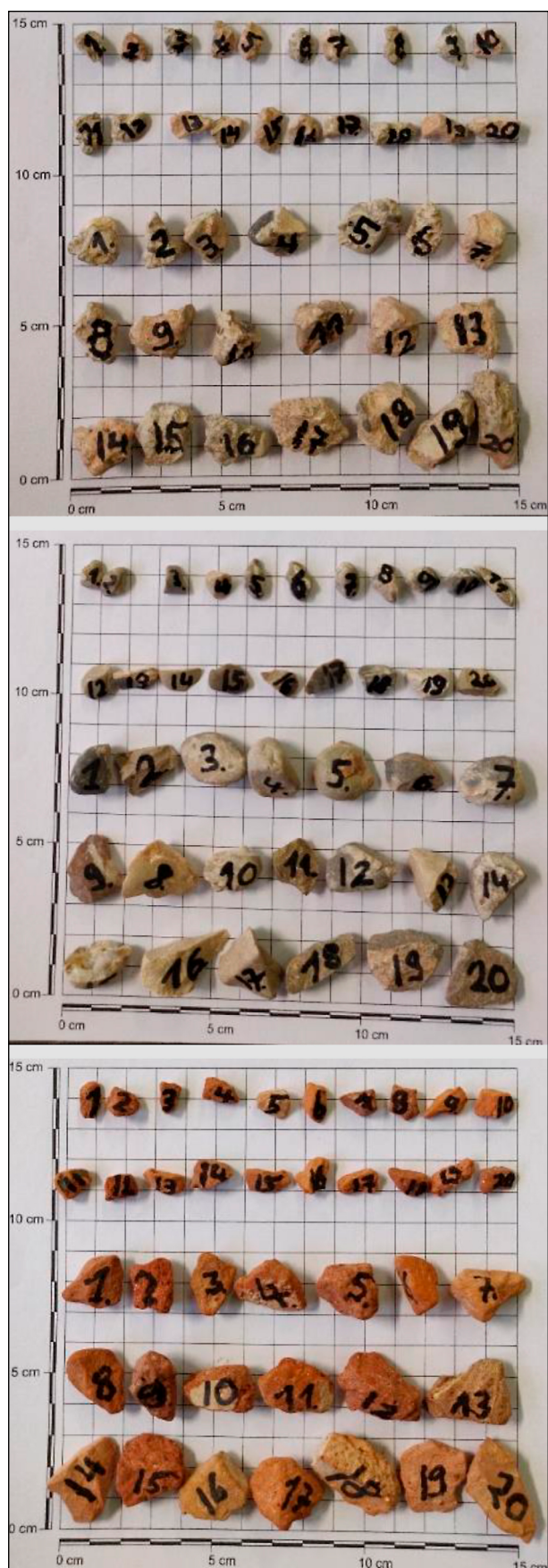


Bild 58: Fotodokumentation der untersuchten Einzelkörner des RC Mix – oben: Stofffraktion Beton; mitte: Stofffraktion Steine; unten Stofffraktion Ziegel

suchsmaterialien gegenüber mechanischen Beanspruchungen auf. Die Beständigkeit des natürlichen Brechkorns und des RC B ist in etwa vergleichbar und etwas geringer als die des natürlichen Rundkorns.

5.3.3 Verdichtungsversuche

Die Ergebnisse der Proctorversuche nach DIN 18127 (DIN, 2012b) sind in Bild 60 zusammen mit den Sättigungslinien der Versuchsmaterialien dargestellt. Bei allen Versuchsmaterialien stellt der Punkt mit dem höchsten Wassergehalt dabei denjenigen Versuch dar, bei dem es bei der Versuchsdurchführung gerade noch nicht zum Austritt von Wasser aus dem Proctortopf gekommen ist.

Das natürliche Rundkorn weist bei Verdichtung mit Proctorenergie die höchsten Trockendichten aller Versuchsmaterialien auf, wobei die Trockendichten mit zunehmendem Wassergehalt deutlich ansteigen und ein klar erkennbares Optimum ausbilden. Der Bereich der optimalen Verdichtungswassergehalte des natürlichen Rundkorns liegt gegenüber den übrigen Versuchsmaterialien dabei deutlich niedriger. Die Trockendichten des natürlichen Brechkorns sind deutlich niedriger als die des natürlichen Rundkorns, wobei sie mit zunehmendem Wassergehalt – wenngleich weniger deutlich ausgeprägt als beim natürlichen Rundkorn – ebenfalls ansteigen. Der Bereich der optimalen Verdichtungswassergehalte des natürlichen Brechkorns liegt höher als beim natürlichen Rundkorn.

Im Vergleich zu den natürlichen Kiesen liegen die Trockendichten der rezyklierten Baustoffe niedriger und die Wassergehalte, bei denen eine gute Verdichtbarkeit der Versuchsmaterialien gegeben ist, sind signifikant höher. Beide Gesichtspunkte sind auf die Porosität der Einzelkörner der rezyklierten Baustoffe zurückzuführen. Die Poren innerhalb der Einzelkörner können durch die Verdichtungsarbeit nicht verdichtet werden, wodurch ein gewisser Anteil des Bezugsvolumens aus nicht verdichtbaren Porenräumen besteht. Die hohen Wassergehalte resultieren daraus, dass zugegebenes Wasser zum Teil in den Poren innerhalb der Einzelkörner gespeichert wird, wodurch das Korngemisch mehr Wasser aufnehmen kann als wie, wenn dieses lediglich in den Poren zwischen den Einzelkörnern gespeichert werden kann. Im Hinblick auf den Verlauf der Verdichtungskurven zeigen die Trockendichten des RC B nahezu keine Abhängigkeit vom Wassergehalt und die Trockendichten steigen mit zunehmen-

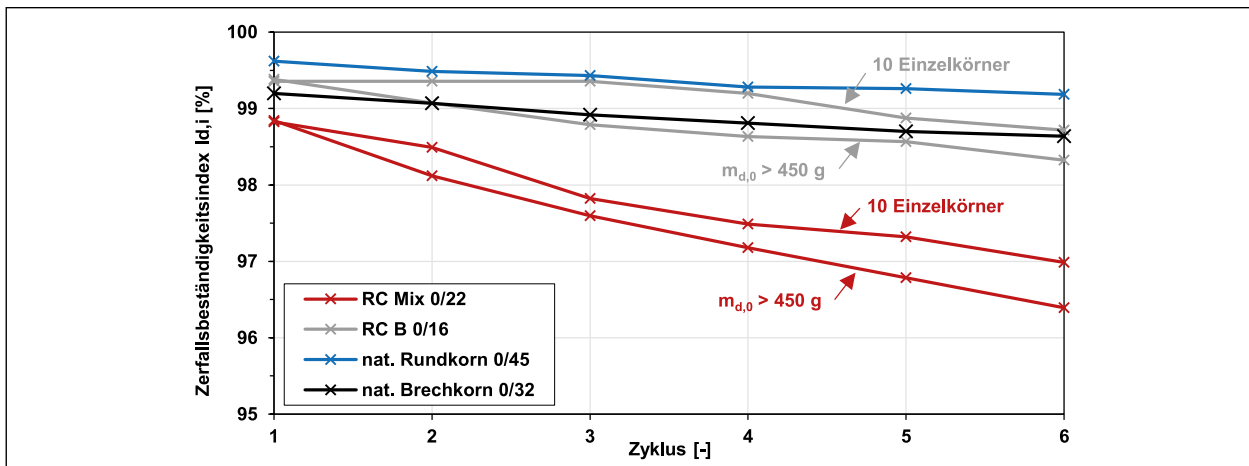


Bild 59: Ergebnisse der Siebtrommelversuche zur Zerfallsbeständigkeit der Versuchsmaterialien

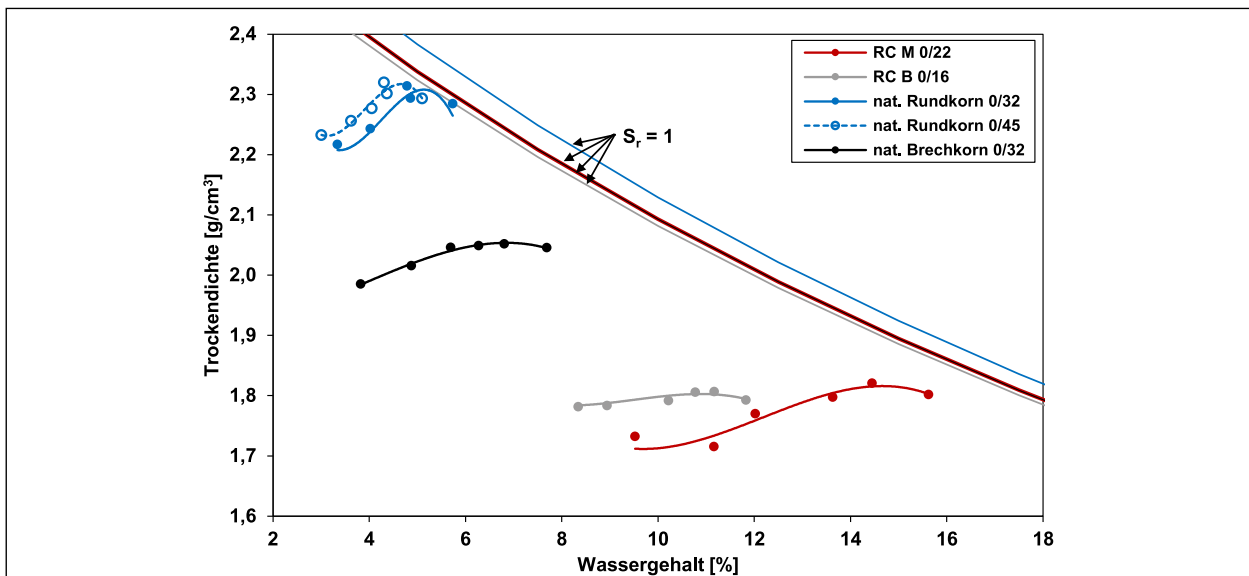


Bild 60: Ergebnisse der Proctorversuche an den Versuchsmaterialien

dem Wassergehalt nur sehr geringfügig an. Im Gegensatz dazu steigen die Trockendichten beim RC M mit zunehmendem Wassergehalt erkennbar an.

Bildet man die Proctordichte als Mittelwert der drei höchsten im Proctorversuche bestimmten Proctordichten, ergeben sich die Proctordichte für das natürliche Rundkorn 0/32 zu 2,297 g/cm³ (korrigiert um Korngrößen > 32 mm zu 2,305 g/cm³), für das natürliche Brechkorn 0/32 zu 2,049 g/cm³, für den RC B 0/16 zu 1,801 g/cm³ und für den RC M 0/22 zu 1,807 g/cm³ (vgl. Tabelle 23).

5.3.4 Last-Verformungsverhalten – Großödometerversuche

Die Ergebnisse der Großödometerversuche zum Last-Verformungsverhalten der Versuchsmateriali-

en bei behinderter Seitendehnung sind in Bild 61 bis Bild 64 wiedergegeben. Bild 61 zeigt die Entwicklung des Verdichtungsgrades D_{Pr} der Versuchsmaterialien über die Vertikalspannung σ' und verdeutlicht den unterschiedlichen Verdichtungsgrad der Versuchsmaterialien zu Versuchsbeginn. Die unterschiedlichen Verdichtungsgrade zu Versuchsbeginn beeinflussen zwar die Anfangsporenzahlen der Versuchsmaterialien zu Versuchsbeginn und erschweren die vergleichende Interpretation des Last-Verformungsverhaltens. Nach Ansicht der Verfasser sind die Unterschiede in den Verdichtungsgraden zu Versuchsbeginn allerdings gering und beeinflussen den Verlauf der Last-Verformungskurven der Versuchsmaterialien und damit deren Steifigkeit nur in untergeordnetem Maße. In Bild 62 ist das Last-Verformungsverhalten der Versuchsmaterialien darüber hinaus als Entwicklung der Porenzahlen der Versuchsmaterialien über die

Vertikalspannung σ' dargestellt, wobei in Bild 62 (oben) die Vertikalspannung σ' im linearen und in Bild 62 (unten) im logarithmischen Maßstab aufgetragen ist.

Bild 61 zeigt, dass der RC M während des Versuches sowohl den geringsten Verdichtungsgrad wie auch die größte Porenzahl aufweist. Die Porenzahlen des RC B, der während des Versuches den größten Verdichtungsgrad aufweist, sind zwar geringer als die des RC M, sie sind trotz größerem Verdichtungsgrad jedoch deutlich größer als die des natürlichen Rund- und Brechkorns. Das natürliche Brechkorn wiederum weist trotz höherem Verdichtungsgrad ebenfalls höhere Porenzahlen auf als das natürliche Rundkorn. Wie in Kapitel 5.3.3 erläutert beruhen die Unterschiede in der Porenzahl zwischen den einzelnen Materialien im Wesentlichen auf der unterschiedlichen Porosität der Einzelkörner. Dies wird insbesondere bei RC B deutlich, welcher trotz größerem Verdichtungsgrad deutlich größere Porenzahlen aufweist als die beiden natürlichen Baustoffe. Weitere Einflussgrößen auf die Größe der Porenzahl sind die Form der Einzelkörner sowie die Abstufung der Körnungslinie (vgl. Kapitel 3.3.4.1). Kantige Einzelkörner führen dabei tendenziell zu größeren Porenzahlen. Dies ist vermutlich ein wesentlicher Grund, weshalb das natürliche Brechkorn trotz größerem Verdichtungsgrad und weitgehend vergleichbarer Kornabstufung höhere Porenzahlen aufweist als das natürliche Rundkorn.

Im Hinblick auf die Verläufe der Spannungs-Porenzahl-Beziehungen zeigen die vier Versuchsmaterialien ein für granulare Baustoffe typisches Last-Verformungsverhalten. Sie reagieren bei der Erstbelastung relativ weich, wobei sie vergleichsweise große

Verformungen erfahren. Bei der Entlastung entspannen sich die Versuchsmaterialien und es verbleibt lediglich der plastische Verformungsanteil im Korngerüst bestehen. Dieser ist dabei deutlich größer als der elastische Verformungsanteil. Werden die Proben wiederbelastet, reagieren sie im Vergleich zur Erstbelastung signifikant steifer und der Wiederbelastungsast verläuft nahezu deckungsgleich entlang des Entlastungsastes. Zusätzliche plastische Verformungen stellen sich während der Wiederbelastung so gut wie keine ein.

Die Entwicklung der Ödometermoduln E_{Oed} der Versuchsmaterialien bei Erst- und Wiederbelastung als Kenngröße für die Steifigkeit ist in Bild 63 jeweils über die Vertikalspannung σ' dargestellt. Aufgrund der Kompression des Korngefüges im Zuge der Erstbelastung sind die Ödometermoduln bei der Wiederbelastung bei allen Versuchsmaterialien erwartungsgemäß größer als die Ödometermoduln bei der Erstbelastung. Die beiden natürlichen Baustoffe (natürliches Rund- und Brechkorn) weisen sowohl bei der Erst- als auch bei der Wiederbelastung größere Ödometermoduln auf als die beiden rezyklierten Materialien. Unter den rezyklierten Materialien besitzt der RC B bei Erst- und Wiederbelastung etwas höhere Ödometermoduln als der RC M. Bei den beiden natürlichen Materialien weist das natürliche Rundkorn bis zu Spannungen von 200 kN/m² sowohl bei der Erst- als auch der Wiederbelastung etwas höhere Ödometermoduln auf als das natürliche Brechkorn. Bei höheren Spannungen als 200 kN/m² hingegen besitzt das natürliche Brechkorn höhere Ödometermoduln als das natürliche Rundkorn. Diese Unterschiede sind bei der

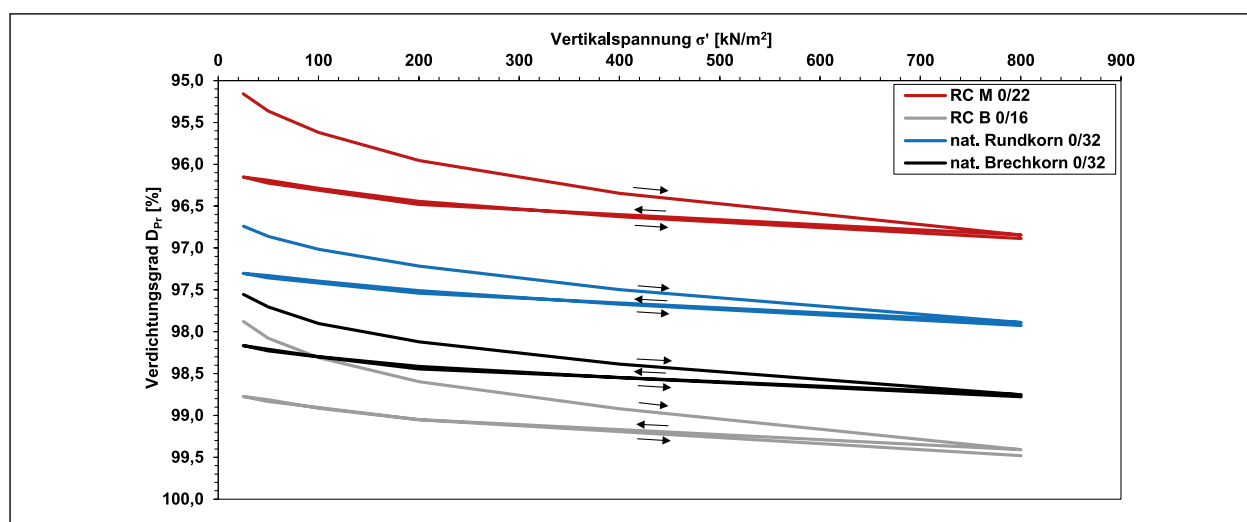


Bild 61: Entwicklung des Verdichtungsgrades D_{pr} über die Vertikalspannung σ'

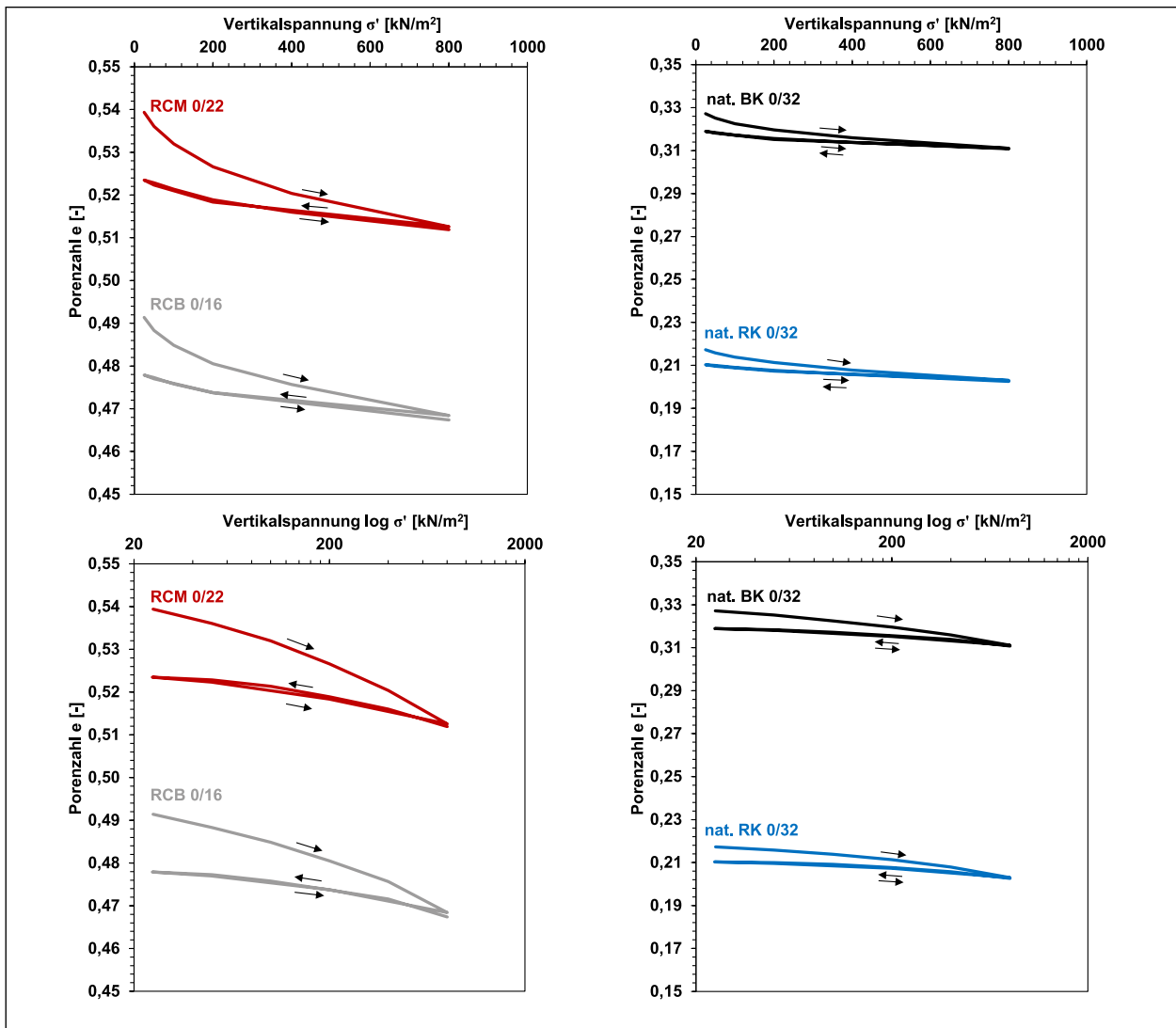


Bild 62: Entwicklung der Porenzahl e über die Vertikalspannung σ'_v – oben: Vertikalspannung σ'_v im linearen Maßstab; unten: Vertikalspannung σ'_v im logarithmischen Maßstab

Erstbelastung nur sehr gering und bei der Wiederbelastung deutlicher ausgeprägt.

Neben der Lagerungsdichte des Korngerüsts und damit dem Verdichtungsgrad beeinflussen weitere Faktoren wie die Kornfestigkeit, die Form der Einzelkörner oder die Kornabstufung die Steifigkeit eines granularen Materials. So sind die gegenüber den natürlichen Baustoffen etwas kleineren Ödometermoduln der rezyklierten Materialien vermutlich auch eine Folge der geringeren Festigkeit ihrer Einzelkörner. So führt die Kompressionsbeanspruchung an den Korn-zu-Korn-Kontakten bei Einzelkörnern mit einer vergleichsweise geringen Kornfestigkeit eher zum Kornbruch als bei Einzelkörnern mit einer vergleichsweise hohen Kornfestigkeit. Die rezyklierten Baustoffe, insbesondere RC M, besitzen erhebliche Anteile an Einzelkörnern, die gegenüber den natürlichen Baustoffen eine etwas geringere

Kornfestigkeit aufweisen. Hierauf lassen die Ergebnisse aus den Siebtrommelversuchen schließen (vgl. Kapitel 5.3.2).

Ein weiterer Einflussfaktor auf die Neigung zum Kornbruch und damit die Größe des Ödometermoduls ist die geometrische Beschaffenheit der Einzelkörner. Dabei kommt es bei Einzelkörnern mit spitzen Ecken und scharfen Kanten eher zum Bruch als an abgerundeten Oberflächen. Dies könnte eine weitere Ursache für die insbesondere gegenüber dem natürlichen Rundkorn deutlich kleineren Ödometermoduln der rezyklierten Baustoffe sein. Allerdings besteht auch das natürliche Brechkorn, welches zum Teil sogar größere Ödometermoduln aufweist als das natürliche Rundkorn, ausschließlich aus gebrochenen Einzelkörnern. Möglicherweise kommt es beim natürlichen Brechkorn aufgrund der gegenüber den rezyklierten Baustoffen höheren

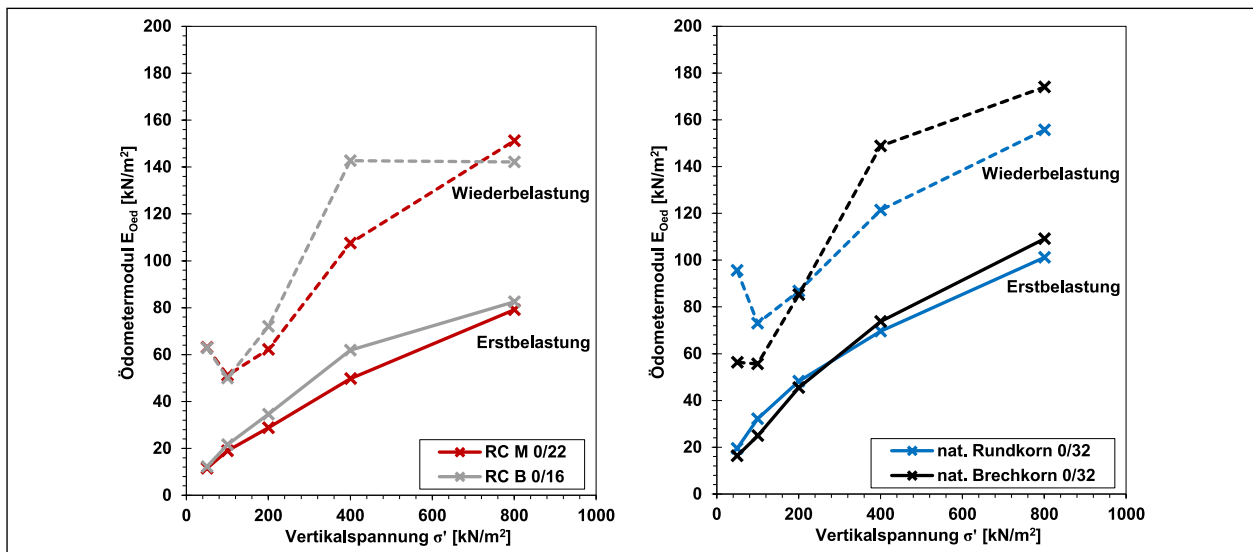


Bild 63: Entwicklung des Ödometermoduls E_{Oed} bei Erst- und Wiederbelastung über die Vertikalspannung σ' – links: RC M 0/22 und RC B 0/16; rechts: nat. Rundkorn 0/32 und nat. Brechkorn 0/32

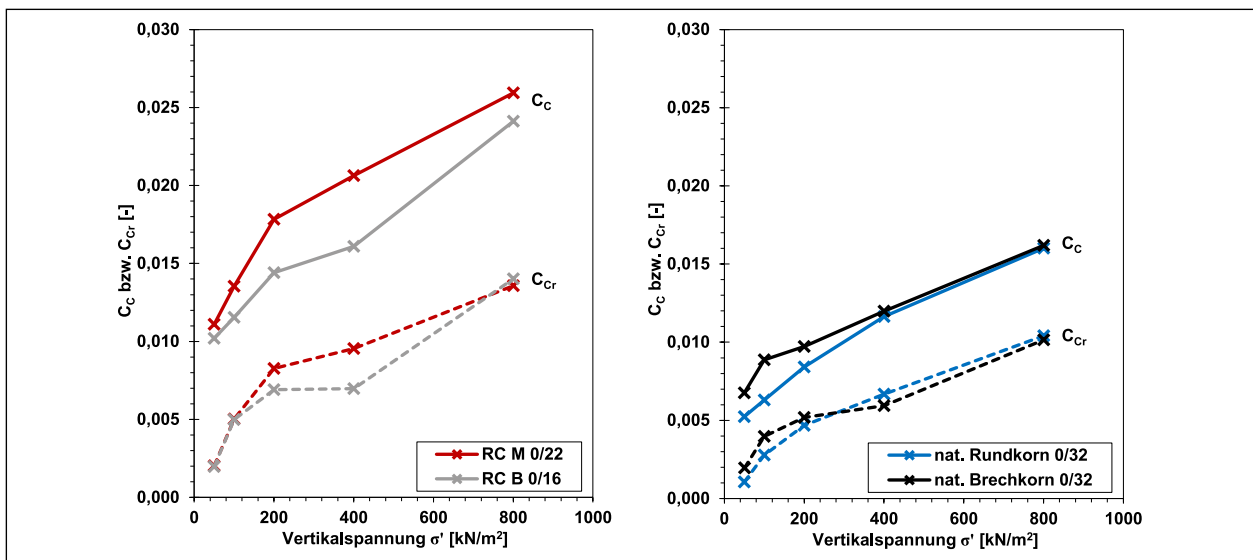


Bild 64: Entwicklung des Kompressions- und Rekompansionsbeiwertes über die Vertikalspannung σ' – links: RC M 0/22 und RC B 0/16; rechts: nat. Rundkorn 0/32 und nat. Brechkorn 0/32

Kornfestigkeit erst bei höheren Spannungen zu Abplatzungen und Brüchen an den Kornoberflächen.

Abschließend sind in Bild 64 die Kompressions- und Rekompansionsbeiwerte der Versuchsmaterialien dargestellt. Die Verläufe der Kompressions- und Rekompansionsbeiwerte spiegeln die Ausführungen zu den Last-Verformungskurven sowie den Ödometermoduln wider. So sind die Rekompansionsbeiwerte bei allen Versuchsmaterialien erwartungsgemäß deutlich niedriger als die jeweiligen Kompressionsbeiwerte. Die rezyklierten Baustoffe (RC M, RC B) besitzen sowohl größere Kompressionsbeiwerte C_c als auch größere Rekompansionsbeiwerte C_{Cr} als die natürlichen Baustoffe (natürliches Rundkorn, natürliches Brechkorn). Der RC M

besitzt in Übereinstimmung mit dem gegenüber RC B geringen Ödometermoduln bei der Erst- und Wiederbelastung (vgl. Bild 63) überdies größere Kompressions- wie auch Rekompansionsbeiwerte. Die Kompressions- und Rekompansionsbeiwerte bei den natürlichen Baustoffen sind wie auch ihre Ödometermoduln in etwa vergleichbar.

5.3.5 Scherverhalten und Scherfestigkeit

Die Ergebnisse der konsolidierten und dränierten Triaxialversuche an den Versuchsmaterialien sind in Bild 65 bis Bild 67 dargestellt. Bild 65 zeigt die Verläufe der Spannungspfade bei Radialspannungen von $\sigma'_3 = 50$ kN/m², 100 kN/m² und 200 kN/m² sowie die resultierenden Bruchgeraden der Ver-

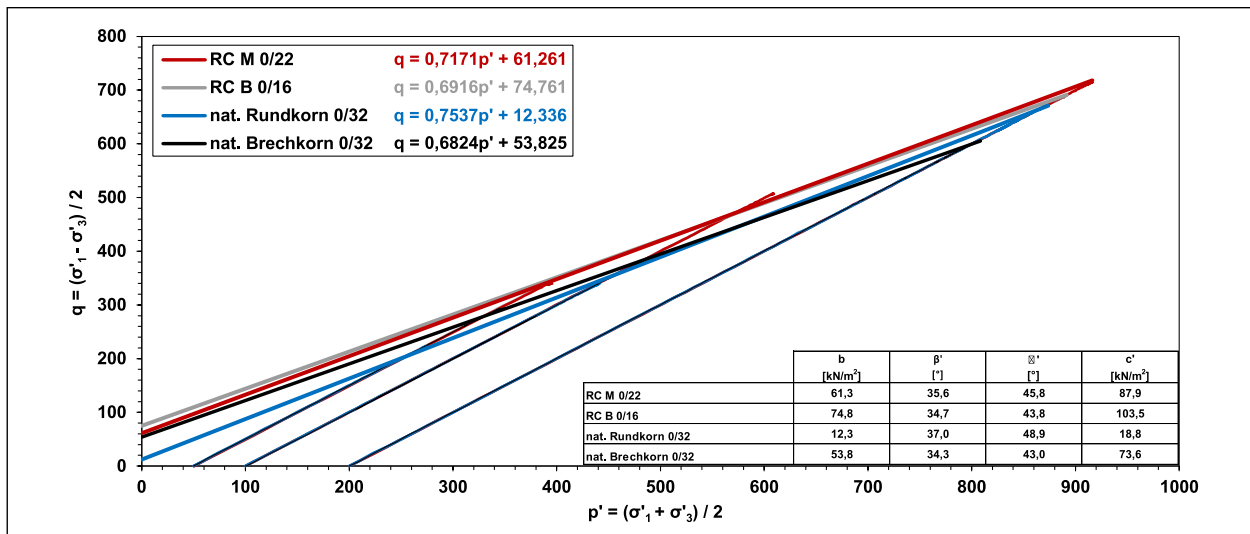


Bild 65: Spannungspfade und Bruchgeraden der Versuchsmaterialien

suchsmaterialien. Die mathematischen Beschreibungen der Bruchgeraden als lineare Funktionen sind in der Legende in Bild 65 aufgeführt. Die aus den Bruchgeraden abgeleiteten Scherparameter (Peakreibungswinkel und Kohäsion) der Versuchsmaterialien sind in Tabelle 26 aufgeführt. Bild 66 zeigt die Verläufe der Deviatorspannungen q über die axiale Dehnung ε_a und Bild 67 die Verläufe der volumetrischen Dehnungen ε_v über die axialen Dehnungen ε_a .

	b [kN/m ²]	α [°]	φ' _{peak} [°]	c' _{peak} [kN/m ²]
RC M 0/22	61,3	35,6	45,8	87,9
RC B 0/16	74,8	34,7	43,8	103,5
nat. Rundkorn 0/32	12,3	37,0	48,9	18,8
nat. Brechkorn 0/32	53,8	34,3	43,0	73,6

Tab. 26: Abszissenschnittpunkte b und Neigungen α der Bruchgeraden aus Bild 65 und daraus abgeleitete Scherparameter ϕ'_{peak} und c'_{peak} der Versuchsmaterialien

Betrachtet man die Bruchgeraden in Bild 65, so fällt auf, dass zwischen den Materialien mit gebrochenen Einzelkörnern und dem natürlichen Rundkorn mit abgerundeten Einzelkörnern vor allem im Hinblick auf die Schnittpunkte der Bruchgeraden mit der Ordinate Unterschiede bestehen. So schneidet die Bruchgerade des natürlichen Rundkorns die Hochwertachse nahe bei Null, wohingegen die Bruchgeraden der Materialien mit gebrochenen Einzelkörnern die Y-Achse in deutlichem Abstand vom Nullpunkt schneiden. Dies ist eine Folge der Form der Einzelkörner und darauf zurückzuführen, dass sich die gebrochenen Einzelkörner besser miteinander verzahnen als die abgerundeten Einzelkörner des natürlichen Rundkorns. Während des Abscherens muss neben den Reibungswiderständen an den Kontaktpunkten der Einzelkörner auch der Verzahnungswiderstand des Korngefüges überwunden werden, wobei es zur Dilatanz des Korngefüges kommt. Die Dilatanz ist bei den Korngemischen aus gebrochenen Einzelkörnern deutlich größer als bei dem natürlichen Rundkorn 0/32, was dazu führt, dass die Bruchgeraden dieser Materialien die Ordinate deutlich oberhalb der Bruchgeraden des natürlichen Rundkorns 0/32 schneidet.

Vergleicht man die Korngemische mit gebrochenen Einzelkörnern untereinander, so schneidet der RC B die Ordinate beim höchsten Wert ($b_{\text{RCB}} = 74,8 \text{ kN/m}^2$, s. Tabelle 26) und das natürliche Brechkorn die Ordinate beim niedrigsten Wert ($b_{\text{nat.BK}} = 53,8 \text{ kN/m}^2$, s. Tabelle 26). Der RC M liegt hinsichtlich des Schnittpunktes seiner Bruchgeraden mit der Y-Achse zwischen diesen beiden Materialien ($b_{\text{RCM}} = 61,3 \text{ kN/m}^2$, s. Tabelle 26). Dass beide RC Materialien die Ordinate oberhalb des natürlichen Brechkorns schneiden, ist höchstwahrscheinlich eine Folge sekundärer Verfestigungsprozesse, die bei Baustoffen mit Anteilen an hydraulisch aktiven Bestandteilen (Betonbruch) auftreten. Entsprechend der Schnittpunkte der Bruchgeraden mit der Abszisse ergibt sich für den RC B 0/16 eine Kohäsion von $103,5 \text{ kN/m}^2$, für den RC M 0/22 von $87,9 \text{ kN/m}^2$ und für das natürliche Brechkorn 0/32 von $73,6 \text{ kN/m}^2$. Das natürliche Rundkorn 0/32 besitzt mit $18,8 \text{ kN/m}^2$ die niedrigste Kohäsion der vier Versuchsmaterialien.

Im Hinblick auf den Reibungswinkel weist die Bruchgerade des natürlichen Rundkorns die stärkste Neigung gegenüber der Horizontalen ($\alpha = 37,0^\circ$) auf,

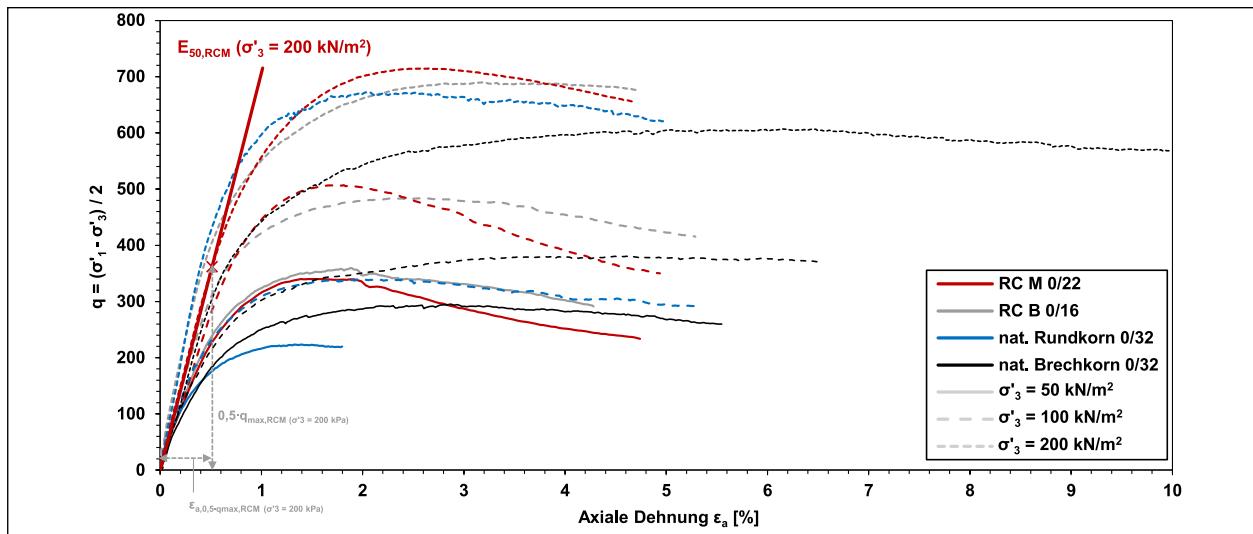


Bild 66: Verläufe der Deviatorspannungen über die axiale Dehnung

womit das natürliche Bruchkorn auch den größten Peakreibungswinkel besitzt ($\varphi'_{peak} = 48,9^\circ$). Die Bruchgeraden der Materialien mit gebrochenen Einzelkörnern unterscheiden sich hinsichtlich der Neigung ihrer Bruchgeraden untereinander nur gering, wobei die Bruchgerade des natürlichen Brechkorns die geringste ($\alpha = 34,3^\circ$ bzw. $\varphi'_{peak} = 43,0^\circ$) und die des RC M die größte Neigung ($\alpha = 35,6^\circ$ bzw. $\varphi'_{peak} = 45,8^\circ$) aufweist. Die Neigung der Bruchgeraden des RC B ($\alpha = 34,7^\circ$ bzw. $\varphi'_{peak} = 43,8^\circ$) liegt zwischen der des natürlichen Brechkorns und des RC M.

Die Verläufe der Deviatorspannungen q sind in Bild 66 jeweils über die axiale Dehnung ϵ_a aufgetragen. Im Hinblick auf die Größe der maximalen Deviatorspannungen zeigen die Kurven in Bild 66, dass die rezyklierten Baustoffe (RC M, RC B) bei allen drei untersuchten Radialspannungen σ'_3 ($\sigma'_3 = 50 \text{ kN/m}^2$, 100 kN/m^2 und 200 kN/m^2) die höchsten Deviatorspannungen q der vier Versuchsmaterialien abtragen können. Auffällig ist, dass der RC M 0/22 trotz seiner vergleichsweise weichen Einzelkörner bei Radialspannungen von $\sigma'_3 = 100 \text{ kN/m}^2$ und $\sigma'_3 = 200 \text{ kN/m}^2$ sogar höhere Deviatorspannungen aufnehmen kann als der RC B. Bei einer Radialspannung von $\sigma'_3 = 50 \text{ kN/m}^2$ kann RC B hingegen eine höhere Deviatorspannung abtragen als RC M.

Das natürliche Rundkorn trägt bei Radialspannungen von $\sigma'_3 = 50 \text{ kN/m}^2$ und $\sigma'_3 = 100 \text{ kN/m}^2$ jeweils die geringste Deviatorspannung q ab, während es bei einer Radialspannung von $\sigma'_3 = 200 \text{ kN/m}^2$ eine Deviatorspannung q vergleichbar zu derjenigen des RC B aufnehmen kann. Die Deviatorspannung q des natürlichen Rundkorns liegt bei einer

Radialspannung von $\sigma'_3 = 200 \text{ kN/m}^2$ zudem nur geringfügig unterhalb derjenigen des RC M und deutlich oberhalb derjenigen des natürlichen Brechkorns.

Die maximale Deviatorspannung q des natürlichen Brechkorns liegt bei einer Radialspannung von $\sigma'_3 = 50 \text{ kN/m}^2$ deutlich oberhalb derjenigen des natürlichen Rundkorns. Bei einer Radialspannung von $\sigma'_3 = 100 \text{ kN/m}^2$ trägt das natürliche Brechkorn nur mehr eine geringfügig höhere Deviatorspannung q ab als das natürliche Rundkorn und bei einer Radialspannung von $\sigma'_3 = 200 \text{ kN/m}^2$ kann das natürliche Brechkorn schließlich nur die geringste maximale Deviatorspannung der vier Versuchsmaterialien aufnehmen. Im Vergleich zu den beiden rezyklierten Baustoffen kann das natürliche Brechkorn bei allen drei untersuchten Radialspannungen deutlich geringere Deviatorspannungen aufnehmen.

Die Kurven der rezyklierten Baustoffe in Bild 66 weisen gegenüber den natürlichen Baustoffen insbesondere bei Radialspannungen von $\sigma'_3 = 50 \text{ kN/m}^2$ und $\sigma'_3 = 100 \text{ kN/m}^2$ ein relativ deutlich ausgeprägtes Maximum (Peak) auf, ab dessen Überschreitung die Deviatorspannungen wieder merklich abfallen. Der Peak ist bei RC M deutlicher ausgeprägt als bei RC B.

Bei den natürlichen Materialien ist der Peak der Deviatorspannungen im Vergleich zu den rezyklierten Baustoffen weniger stark ausgeprägt. Vor allem das natürliche Brechkorn zeigt bei allen Radialspannungen σ'_3 ein duktileres Materialverhalten ohne deutlich ausgeprägtes Maximum, wobei der Abfall der Deviatorspannungen q über einen großen Dehnungsbereich ϵ_a stattfindet. Das natürliche Rundkorn ver-

hält sich weniger duktil als das natürliche Brechkorn und die Maxima der Deviatorspannungen q sind deutlicher ausgeprägt als beim natürlichen Brechkorn. Bei einer Radialspannung von $\sigma'_3 = 50 \text{ kN/m}^2$ reicht die erfasste Dehnung ε_a allerdings nicht aus, um diesbezüglich eine konkrete Aussage zu treffen.

Auf die Steifigkeit der Materialien während des Abscherens kann anhand der Steigung der Deviatorspannungen q in Bild 66 geschlossen werden. Ein Material besitzt dabei eine umso größere Steifigkeit, je steiler der Anstieg der Deviatorspannungen verläuft. Qualitativ sind hinsichtlich der Materialsteifigkeit in Bild 66 insbesondere zwischen den rezyklierten Baustoffen und dem natürlichen Rundkorn keine deutlichen Unterschiede zu erkennen, wohingegen der Anstieg der Deviatorspannungen des natürlichen Brechkorns flacher verläuft und damit auf eine geringere Steifigkeit des Materials schließen lässt.

Eine Möglichkeit zur Quantifizierung der Steifigkeit der Materialien stellt beispielsweise das Verformungsmodul E_{50} dar, das sich als das Verhältnis der Hälfte der maximal aufnehmbaren Deviatorspannung ($0,5 \cdot q_{\max}$) zur zugehörigen axialen Dehnung ($\varepsilon_{a,0,5 \cdot q_{\max}}$) ergibt:

$$E_{50} = \frac{0,5 \cdot q_{\max}}{\varepsilon_{a,0,5 \cdot q_{\max}}}$$

Zur Verdeutlichung der Definition des Verformungsmoduls E_{50} ist dieses in Bild 66 für RC M bei einer Radialspannung von $\sigma'_3 = 200 \text{ kN/m}^2$ beispielhaft angetragen.

Die aus den Verläufen der Deviatorspannungen q in Bild 66 ermittelten Verformungsmoduln E_{50} der Versuchsmaterialien sind in Tabelle 27 aufgeführt. Die Werte zeigen, dass die rezyklierten Baustoffe und das natürliche Rundkorn vor allem bei Radialspannungen von $\sigma'_3 = 50 \text{ kN/m}^2$ nahezu identische Verformungsmoduln E_{50} aufweisen. Bei Radialspannungen von $\sigma'_3 = 100 \text{ kN/m}^2$ weist RC B die höchste Materialsteifigkeit auf, während RC M und das natürliche Rundkorn ähnliche Verformungsmoduln E_{50} besitzen. Bei Radialspannungen von $\sigma'_3 = 200 \text{ kN/m}^2$ zeigt das natürliche Rundkorn die höchste Materialsteifigkeit, die allerdings nur geringfügig oberhalb derjenigen des RC B liegt. RC M weist bei einer Radialspannung von $\sigma'_3 = 200 \text{ kN/m}^2$ den geringsten Verformungsmodul E_{50} dieser drei Materialien auf. Das natürliche Brechkorn besitzt bei allen untersuchten Radialspannungen hin-

σ'_3 [kN/m ²]	E_{50} [MN/m ²]			
	RC M 0/22	RC B 0/16	Nat. Rund- korn 0/32	Nat. Brech- korn 0/32
50	49,0	51,9	50,6	39,5
100	55,8	65,6	56,2	44,7
200	70,6	86,6	92,7	59,4

Tab. 27: Verformungsmodul E_{50} der Versuchsmaterialien, abgeleitet aus Bild 66

gegen jeweils deutlich geringe Verformungsmoduln als die übrigen drei Versuchsmaterialien.

Die Verläufe der volumetrischen Dehnungen $\varepsilon_V = \Delta V/V_0$ der Versuchsmaterialien in den Triaxialversuchen sind in Bild 67 jeweils über die axiale Dehnung ε_a dargestellt. Die Entwicklungen der volumetrischen über die axialen Dehnungen zeigen einen für dichtgelagerte Materialien (die Versuchsmaterialien wurden in den Triaxialversuchen auf etwa 100 % der Proctordichte verdichtet) typischen Verlauf. So erfahren die untersuchten Prüfkörper zunächst eine Verringerung ihres Volumens, was durch die negativen volumetrischen Dehnungen unmittelbar nach Versuchsbeginn gekennzeichnet wird. Dieses Verhalten wird als kontraktantes Verhalten bezeichnet und geht mit einer Volumenverringerung des Prüfkörpervolumens einher. Mit fortschreitenden axialen Dehnungen lockern die Prüfkörper zunehmend wieder auf und schließlich erfahren sie eine Vergrößerung ihres Volumens. Dies wird durch die positiven volumetrischen Dehnungen gekennzeichnet und als dilatantes Verhalten bezeichnet.

Das Maß der volumetrischen Dehnungen während des Abscherens hängt einerseits von den Versuchsrandbedingungen, im vorliegenden Fall insbesondere von den jeweils wirkenden Radialspannungen σ'_3 , und andererseits von den Eigenschaften der Versuchsmaterialien selbst ab. So ist die Volumenverringerung des Korngerüsts (Kontraktanz) einer jeden Einzelprobe zu Beginn der Scherversuche umso stärker ausgeprägt, je größer die auf die einzelnen Prüfkörper einwirkende Radialspannung σ'_3 ist. Zudem ist die axiale Dehnung, ab der es im Vergleich zum Anfangsvolumen der jeweiligen Einzelproben zur Volumenvergrößerung des Korngerüsts (Dilatanz) kommt, umso größer, je höher die einwirkende Radialspannung σ'_3 ist.

Im Hinblick auf den Einfluss der Materialart auf die volumetrische Dehnung zeigt das natürliche Rundkorn bei allen Radialspannungen σ'_3 zu Beginn des Abschervorganges die geringste Neigung zur Kon-

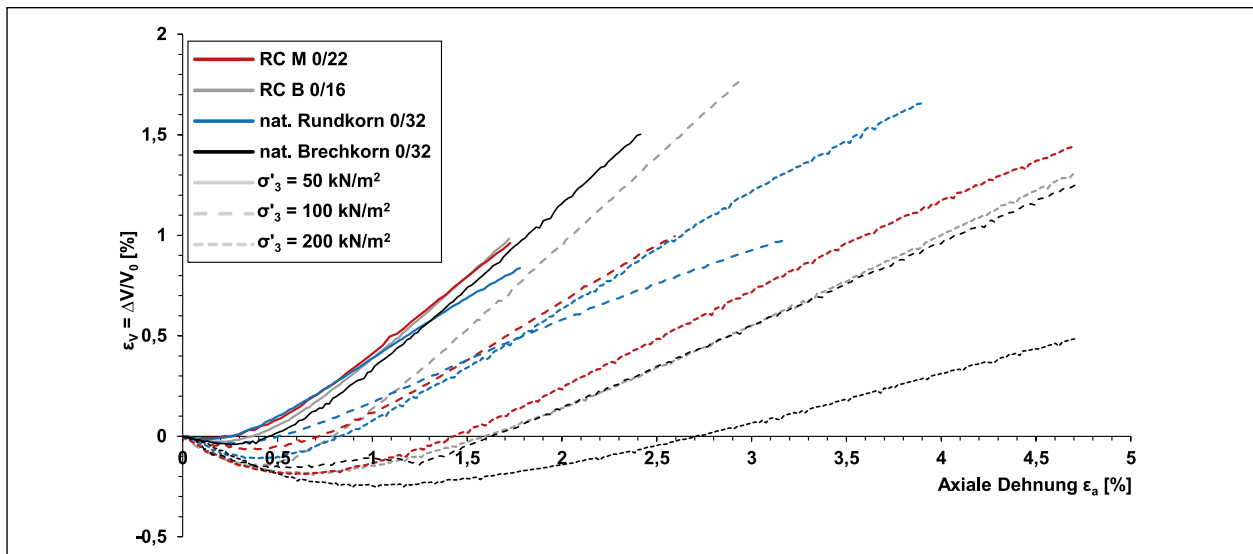


Bild 67: Verläufe der volumetrischen Dehnungen über die axiale Dehnung

traktanz. Zudem sind beim natürlichen Rundkorn die geringsten axialen Dehnungen erforderlich, bevor es jeweils bezogen auf das Volumen zu Beginn des Abschervorganges zur Volumenvergrößerung kommt. Ganz im Gegensatz dazu zeigt das natürliche Brechkorn bei allen Radialspannungen σ'_3 die deutlichste Volumenverringernach dem Abscheren aller Versuchsmaterialien. Im Vergleich zu den übrigen Versuchsmaterialien sind bei diesem Material überdies die größten axialen Dehnungen erforderlich, bevor es jeweils bezogen auf das Volumen zu Beginn des Abschervorganges zur Volumenvergrößerung kommt. Die beiden rezyklierten Baustoffe liegen hinsichtlich der Kontraktanz ihres Korngertes bei allen Radialspannungen σ'_3 jeweils zwischen den beiden natürlichen Baustoffen. Im Vergleich der beiden rezyklierten Baustoffe weist der RC M tendenziell eine geringere Volumenverringernach dem Abscheren auf. Überdies sind gegenüber RC B tendenziell etwas geringere axiale Dehnungen erforderlich, bevor es jeweils bezogen auf das Volumen der Prüfkörper zu Beginn der Versuchsdurchführung zur Volumenvergrößerung kommt.

5.4 Ergebnisse der Feldversuche

5.4.1 Direkte Wassergehalts- und Dichtebestimmung

Die auf den vier Probefeldern mit der radiometrischen Sonde (Troxlersonde) ermittelten Wassergehalte, Feucht- und Trockendichten sind den mit dem Ballonverfahren in Verbindung mit Ofentrocknung ermittelten Werten in Bild 68 bis Bild 70 gegenüber-

gestellt. Der Vergleich der radiometrisch ermittelten Wassergehalte w_{Troxler} mit den durch Ofentrocknung bestimmten Wassergehalten $w_{\text{Ofentrocknung}}$ in Bild 68 zeigt, dass mit der radiometrischen Sonde insbesondere bei RC B systematisch höhere Wassergehalte ermittelt werden als durch Ofentrocknung. Dies steht in Übereinstimmung mit den Ergebnissen von VIYANANT, RATHJE & RAUCH (2004) und ist womöglich eine Folge zusätzlicher Wasserstoffatome in den Zusatzmitteln, Modifikatoren und dem Zementleim des Betonbruchs (NAGI & WHITING, 1999), die von der radiometrischen Sonde fälschlicherweise als Wasser interpretiert werden. Bei den natürlichen Materialien (natürliches Rund- bzw. Brechkorn) werden zwar mit der radiometrischen Sonde ebenfalls etwas höhere Wassergehalte ermittelt als durch Ofentrocknung, die Unterschiede sind jedoch in Absolutwerten deutlich weniger stark ausgeprägt als bei RC B. Bei RC M werden im Gegensatz zu den übrigen Versuchsmaterialien mit der radiometrischen Sonde hingegen geringfügig niedrigere Wassergehalte ermittelt als durch Ofentrocknung.

Näheren Aufschluss über die Vergleichbarkeit der Ergebnisse der beiden Prüfverfahren radiometrische Sonde und Ofentrocknung liefert Tabelle 28, in welcher die Mittelwerte aller Verhältnisse $w_{\text{Troxler}}/w_{\text{Ofentrocknung}}$, deren Standardabweichungen s und Min- bzw. Max-Werte sowie der jeweilige Korrekturfaktor Δw nach BEHR (1988) aufgeführt sind. Der Korrekturfaktor Δw der jeweiligen Versuchsmaterialien bestätigt die qualitativen Beobachtungen aus Bild 68, wonach bei RC B die deutlichsten Unterschiede auftreten (mittlerer absoluter Wasserge-

haltsunterschied $\Delta w_{RC\ B} = -1,5$), wohingegen bei dem natürlichen Rund- und Brechkorn sowie bei RC M deutlich geringere Unterschiede festgestellt werden ($\Delta w_{RC\ M} = 0,4$, $\Delta w_{nat.\ RK} = -0,4$, $\Delta w_{nat.\ BK} = -0,5$). Betrachtet man hingegen jeweils den Mittelwert der Verhältnisse aller Einzelmessungen $w_{Troxler}/w_{Ofentrocknung}$, zeigt sich, dass RC B und das natürliche Rundkorn denselben relativen Unterschied bei der radiometrischen Wassergehaltsbestimmung aufweisen. Dieser beträgt sowohl bei RC B als auch bei dem natürlichen Rundkorn etwa 19 %. Bei RC M beträgt der relative Unterschied lediglich 3 %.

Die radiometrisch ermittelten Feuchtdichten $\rho_{f,Troxler}$ sind den mit dem Ballonverfahren bestimmten Feuchtdichten $\rho_{f,Ballon}$ in Bild 69 gegenübergestellt. In Tabelle 29 sind überdies die Mittelwerte aller ermittelten Verhältnisse $\rho_{f,Troxler}/\rho_{f,Ballon}$, deren Standardabweichungen s und Min- bzw. Max-Werte sowie der jeweilige Korrekturfaktor $C_{x,f}$ nach BEHR (1988) aufgeführt. Die in Bild 69 dargestellten Feuchtdichten zeigen, dass mit der radiometrischen

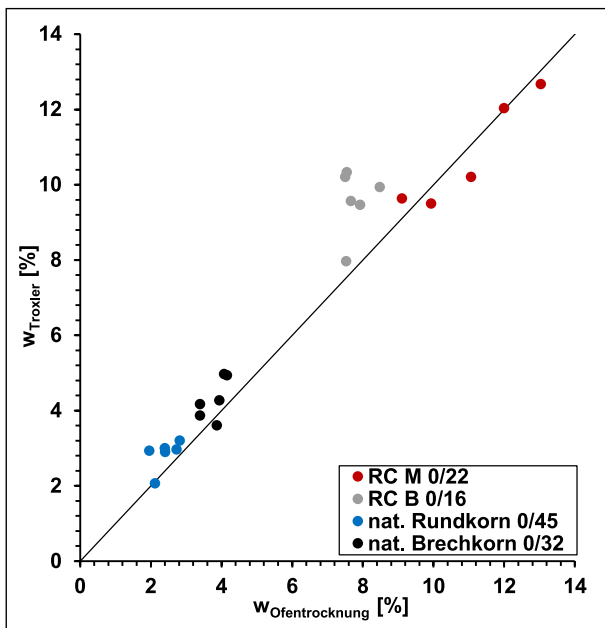


Bild 68: Mittels Ofentrocknung und radiometrisch bestimmte Wassergehalte $w_{Ofentrocknung}$ bzw. $w_{Troxler}$

Sonde sowie dem Ballonverfahren für die rezyklierten Baustoffe RC M und RC B trotz einer gewissen Streuung der Messwerte vergleichbare Ergebnisse erzielt werden. Dies spiegelt sich auch in den Mittelwerten der Verhältnisse $\rho_{f,Troxler}/\rho_{f,Ballon}$ sowie den Korrekturfaktoren $C_{x,f}$ der beiden Materialien wieder, die nur geringfügig vom Wert 1 abweichen.

Obleich auch die Mittelwerte der Verhältnisse $\rho_{f,Troxler}/\rho_{f,Ballon}$ sowie die Korrekturfaktoren $C_{x,f}$ des natürlichen Rund- und Brechkorns nur geringfügig kleiner bzw. größer sind als die jeweiligen Werte der rezyklierten Baustoffe, weichen – wie Bild 69 verdeutlicht – die radiometrisch bestimmten Werte bei den natürlichen Baustoffen in absoluten Werten deutlicher von den mit dem Ballonverfahren ermittelten Feuchtdichten ab. Dabei werden mit dem Ballonverfahren meist größere Feuchtdichten bestimmt als mit dem radiometrischen Messverfahren. Dies ist vermutlich darauf zurückzuführen, dass das ausgehobene Volumen bei den natürlichen Baustoffen aufgrund ihrer großen Korngrößen (0/45 beim natürlichen Rundkorn und 0/32 beim natürlichen Brechkorn) und daraus resultierender Unebenheiten an der Oberfläche der Prüfgrube mit dem Ballonverfahren unterschätzt und die Dichte in der Folge als zu groß bestimmt wird.

Die aus den radiometrisch bestimmten Wassergehalten und Feuchtdichten resultierenden Trockendichten sind in Bild 70 über die mit dem Ballonverfahren in Verbindung mit Ofentrocknung ermittelten Trockendichten aufgetragen. Vor allem bei RC M stimmen die radiometrisch bestimmten Trockendichten $\rho_{d,Troxler}$ gut mit den mit dem Ballonverfahren in Verbindung mit Ofentrocknung ermittelten Trockendichten $\rho_{d,Ballon}$ überein. Dies war zu erwarten, da bereits die mit beiden Prüfverfahren ermittelten Wassergehalte und Feuchtdichten bei RC M eine gute Übereinstimmung zeigten. Bei RC B, bei dem die radiometrisch ermittelten Feuchtdichten gut mit den mittels Ballonverfahren ermittelten Feuchtdichten übereinstimmen, werden mit der radiometrischen Sonde etwas geringere Trockendich-

Material	$w_{Troxler}/w_{Ofentrocknung}$				$\Delta w = \frac{\sum_i^n (w_{Ofentrocknung,i} - w_{Troxler,i})}{n}$ [%]
	Mittelwert	s	Min.	Max	
RC M 0/22	0,970	0,054	0,922	1,057	0,4
RC B 0/16	1,186	0,111	1,058	1,360	-1,5
Nat. Rundkorn 0/45	1,191	0,177	1,088	1,495	-0,4
Nat. Brechkorn 0/32	1,131	0,112	0,930	1,230	-0,5

Tab. 28: Mittelwerte der Verhältnisse $w_{Troxler}/w_{Ofentrocknung}$, deren Standardabweichungen s und Min- bzw. Max-Werte sowie Korrekturfaktor Δw nach BEHR (1988)

ten ermittelt als mit dem Ballonverfahren in Verbindung mit Ofentrocknung. Ursächlich hierfür ist, dass die radiometrische Sonde lediglich den Wassergehalt und die Feuchtdichte direkt ermittelt und aus beiden Messwerten auf die Trockendichte rückrechnet. Da die Wassergehalte mit der radiometrischen Sonde als zu hoch bestimmt wurden, liegen die radiometrisch ermittelten Trockendichten in der Konsequenz etwas unterhalb der mit dem Ballonverfahren in Verbindung mit Ofentrocknung bestimmten Trockendichten. Bei dem natürlichen Rundkorn sowie dem natürlichen Brechkorn werden mit dem Ballonverfahren in Verbindung mit Ofentrocknung ebenfalls etwas höhere Trockendichten bestimmt als mit der radiometrischen Sonde. Ursächlich hier-

für sind jedoch in erster Linie keine systematischen Messfehler durch die radiometrische Sonde, sondern – wie bereits angeführt – viel mehr Messungenauigkeiten beim Ballonverfahren aufgrund der großen Korngrößen der natürlichen Baustoffe. Während bei RC B also die mit dem Ballonverfahren in Verbindung mit Ofentrocknung ermittelten Trockendichten näher an der tatsächlich im Feld vorliegenden Trockendichte liegen, dürften bei den sehr grobkörnigen natürlichen Baustoffen die radiometrisch bestimmten Messwerte näher mit den tatsächlichen Trockendichten übereinstimmen.

Zusätzlich zur Gegenüberstellung der mit beiden Prüfverfahren ermittelten Trockendichten sind in Ta-

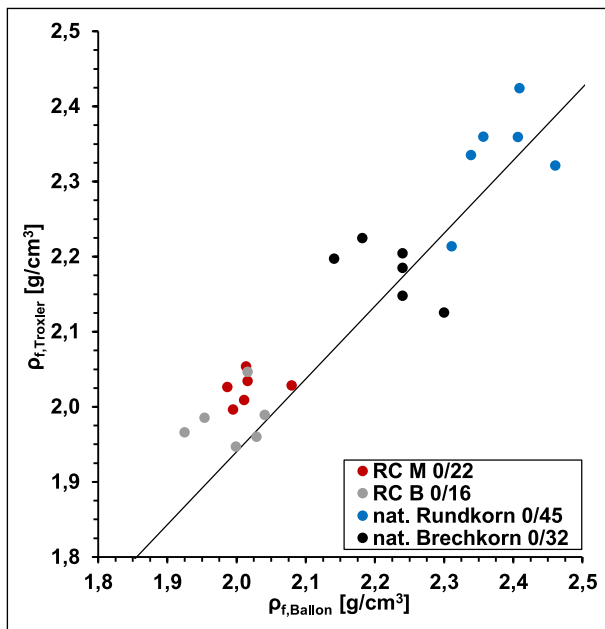


Bild 69: Mit dem Ballonverfahren und radiometrisch bestimmte Feuchtdichten $\rho_{f, \text{Ballon}}$ bzw. $\rho_{f, \text{Troxler}}$

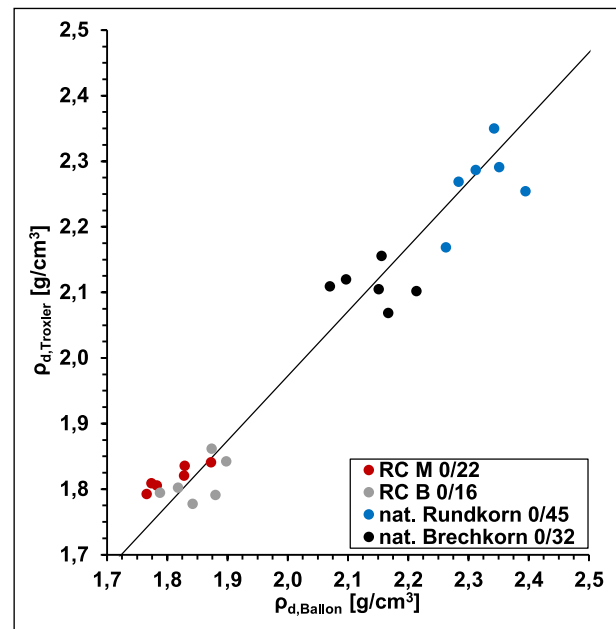


Bild 70: Mit dem Ballonverfahren und radiometrisch bestimmte Trockendichten $\rho_{d, \text{Ballon}}$ bzw. $\rho_{d, \text{Troxler}}$

Material	$\rho_{f, \text{Troxler}} / \rho_{f, \text{Ballon}}$				$C_{x, f} = \frac{\sum_i^n \left(\frac{\rho_{f, \text{Ballon}, i}}{\rho_{f, \text{Troxler}, i}} \right)}{n} [-]$
	Mittelwert	s	Min.	Max	
RC M 0/22	1,004	0,017	0,975	1,020	0,996
RC B 0/16	0,994	0,025	0,966	1,021	1,006
Nat. Rundkorn 0/45	0,981	0,026	0,943	1,006	1,020
Nat. Brechkorn 0/32	0,981	0,038	0,924	1,026	1,020

Tab. 29: Mittelwerte der Verhältnisse $\rho_{f, \text{Troxler}} / \rho_{f, \text{Ballon}}$, deren Standardabweichungen s und Min- bzw. Max-Werte sowie Korrekturfaktor $C_{x, f}$ nach BEHR (1988)

Material	$\rho_{d, \text{Troxler}} / \rho_{d, \text{Ballon}}$				$C_{x, d} = \frac{\sum_i^n \left(\frac{\rho_{d, \text{Ballon}, i}}{\rho_{d, \text{Troxler}, i}} \right)}{n} [-]$
	Mittelwert	s	Min.	Max	
RC M 0/22	1,005	0,014	0,983	1,020	0,995
RC B 0/16	0,979	0,020	0,953	1,003	1,002
Nat. Rundkorn 0/45	0,976	0,023	0,941	1,003	1,025
Nat. Brechkorn 0/32	0,985	0,029	0,949	1,019	1,016

Tab. 30: Mittelwerte der Verhältnisse $\rho_{d, \text{Troxler}} / \rho_{d, \text{Ballon}}$, deren Standardabweichungen s und Min- bzw. Max-Werte sowie Korrekturfaktor $C_{x, d}$ nach BEHR (1988)

belle 30 erneut die Mittelwerte aller ermittelten Verhältnisse $\rho_{d,Troxler}/\rho_{d,Ballon}$, deren Standardabweichungen s und Min- bzw. Max-Werte sowie der jeweilige Korrekturfaktor $C_{x,d}$ nach BEHR (1988) aufgeführt.

5.4.2 Statische Plattendruckversuche

Die Ergebnisse der auf den vier Probefeldern unmittelbar nach ihrer Herstellung durchgeführten statischen Plattendruckversuche sind in Bild 71 bis Bild 73 dargestellt. Bild 71 zeigt die statischen Verformungsmoduln E_{V1} über den Verdichtungsgrad D_{Pr} , Bild 72 die statischen Verformungsmoduln E_{V2} über den Verdichtungsgrad D_{Pr} und Bild 73 das Verhältnis E_{V2}/E_{V1} über den Verdichtungsgrad D_{Pr} . Der Zusammenhang zwischen den Verformungsmoduln E_{V2} und E_{V1} sowie dem Verhältnis E_{V2}/E_{V1} wurde in den Bildern jeweils mittels einer linearen Regressionsgeraden dargestellt (Bestimmtheitsmaße R^2 jeweils in der Legende der Bilder). Die jeweiligen Verformungsmoduln E_{V2} und E_{V1} sowie das Verhältnis E_{V2}/E_{V1} der Versuchsmaterialien bei einem Verdichtungsgrad von $D_{Pr} = 100 \%$, die anhand der linearen Regressionsgeraden ermittelt wurden, sind in Tabelle 31 aufgeführt.

Die statischen Verformungsmoduln E_{V1} bei Erstbelastung sind in Bild 71 über den Verdichtungsgrad

D_{Pr} aufgetragen. Die linearen Regressionsgeraden in Bild 71 zeigen für alle Versuchsmaterialien mit zunehmenden Verdichtungsgrad ansteigende Verformungsmoduln E_{V1} , wobei die E_{V1} -Werte eine für die Prüfung mit dem statischen Plattendruckversuch typische Streuung aufweisen. Bei einem im Erdbau häufig geforderten Verdichtungsgrad von $D_{Pr} = 100 \%$ ergeben sich entsprechend der linearen Regressionsgeraden in Bild 71 für den RC M ein E_{V1} -Wert von 28 MN/m², für den RC B ein E_{V1} -Wert von 33 MN/m² und für das natürliche Rundkorn sowie das natürliche Brechkorn jeweils ein E_{V1} -Wert von 31 MN/m² (vgl. Tabelle 31). Damit weist der RC B bei einem Verdichtungsgrad von $D_{Pr} = 100 \%$ den größten Verformungsmodul E_{V1} und der RC M den kleinsten Verformungsmodul E_{V1} der vier Versuchsmaterialien auf.

Wie die Verformungsmoduln E_{V1} zeigen auch die Verformungsmoduln E_{V2} in Bild 72 eine für punktuelle Prüfverfahren typische Streuung. Der Zusammenhang zwischen den statischen Verformungsmoduln E_{V2} und dem Verdichtungsgrad D_{Pr} ist ebenfalls durch lineare Regressionsgeraden dargestellt und deren Bestimmtheitsmaße sind in der Legende in Bild 72 aufgeführt. Wie auch bei den Verformungsmoduln E_{V1} zeigen die linearen Regressionsgeraden mit zunehmenden Verdichtungsgrad D_{Pr} bei allen Versuchsmaterialien ansteigende Ver-

Material	Bodengruppe	E_{V1} [MN/m ²]	E_{V2} [MN/m ²]	E_{V2}/E_{V1} [-]	E_{Vd} [MN/m ²]	E_{V2}/E_{Vd} [-]
RC M 0/22	GU	28	102	3,6	24	4,3
RC B 0/16	GW	33	142	4,2	32	4,4
nat. Rundkorn 0/45	GI	31	135	4,2	39	3,5
nat. Brechkorn 0/32	GU	31	134	4,3	35	3,8

Tab. 31: Zusammenstellung der Verformungsmoduln der Versuchsmaterialien bei einem Verdichtungsgrad von $D_{Pr} = 100 \%$

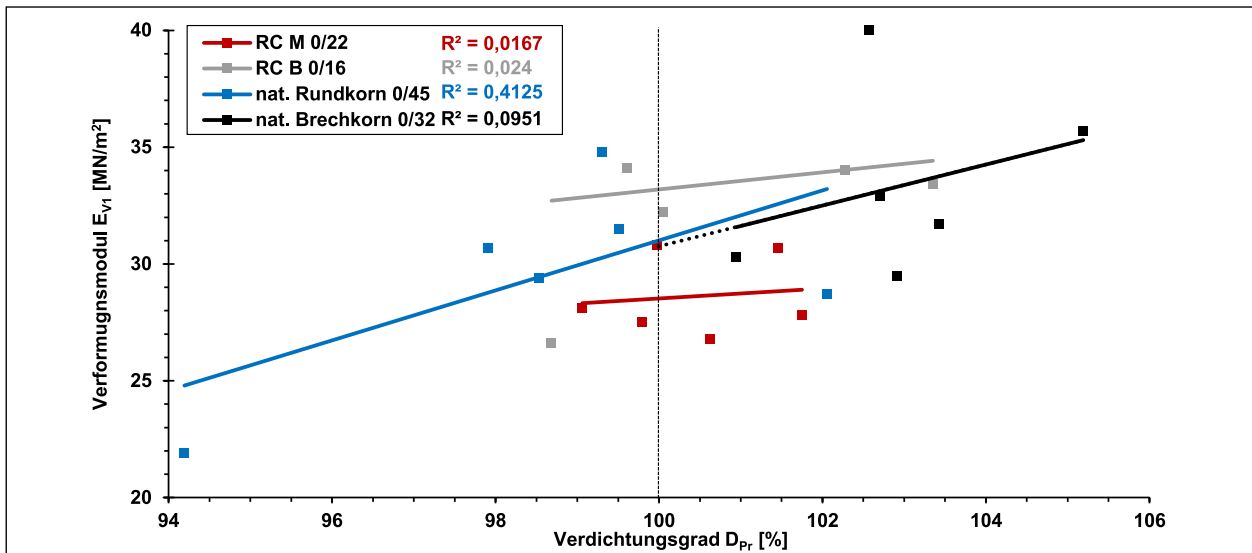


Bild 71: Statische Verformungsmoduln E_{V1} unmittelbar nach Herstellung der Probefelder

formungsmoduln E_{V2} . Bei einem Verdichtungsgrad von $D_{Pr} = 100\%$ ergeben sich entsprechend der linearen Regressionsgeraden in Bild 72 für den RC M ein E_{V2} -Wert von 102 MN/m^2 , für den RC B ein E_{V2} -Wert von 142 MN/m^2 , für das natürliche Rundkorn ein E_{V2} -Wert von 135 MN/m^2 und das natürliche Brechkorn ein E_{V2} -Wert von 134 MN/m^2 (vgl. Tabelle 31).

Bei der Verdichtungskontrolle mit dem statischen Plattendruckversuch unter Verwendung der Tabellenwerte der ZTV E-StB ist neben der absoluten Größe des statischen Verformungsmoduls E_{V2} zusätzlich der Verhältniswert E_{V2}/E_{V1} zu berücksichtigen. Aus bodenmechanischer Sicht zeigt der Verhältniswert an, welcher Anteil der während der Erstbelastung auftretenden Verformungen als plastischer Verformungsanteil im Korngerüst bestehen

bleibt und welcher Anteil als elastisch angesehen werden kann. Niedrige Verhältniswerte bedeuten dabei, dass die Verformungen überwiegend als elastische Verformungen auftreten. Gemäß den ZTV E-StB ist bei Verwendung der Tabellenwerte zum Nachweis eines Verdichtungsgrades von $D_{Pr} \geq 100\%$ höchstens ein Verhältniswert E_{V2}/E_{V1} von 2,3 zulässig (bzw. $E_{V2}/E_{V1} \leq 2,5$ für $D_{Pr} \geq 100\%$), sofern der Verformungsmodul E_{V1} nicht bereits 60 % des geforderten E_{V2} -wertes beträgt. Angemerkt wird an dieser Stelle, dass die Tabellenwerte der ZTV E-StB lediglich für grobkörnige Bodengruppen anwendbar sind (vgl. Kapitel 3.2.4.1).

Die aus den im Rahmen der Versuchsfelder ermittelten E_{V2} - und E_{V1} -Werten resultierenden Verhältniswerte E_{V2}/E_{V1} sind in Bild 73 über den Verdichtungsgrad D_{Pr} aufgetragen. Die Verhältniswerte

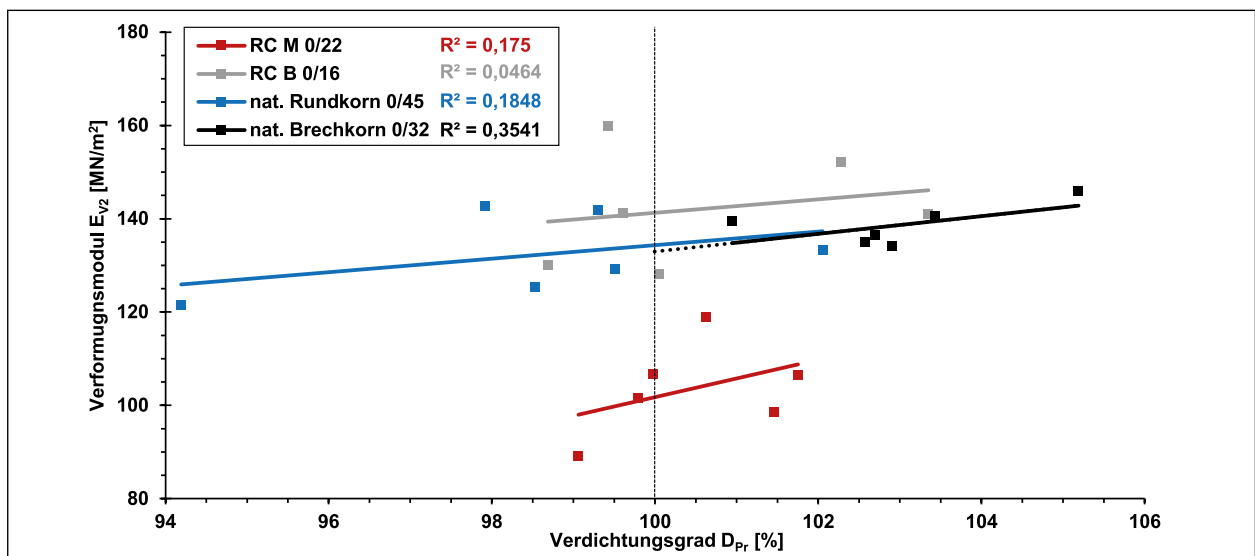


Bild 72: Statische Verformungsmoduln E_{V2} unmittelbar nach Herstellung der Probefelder

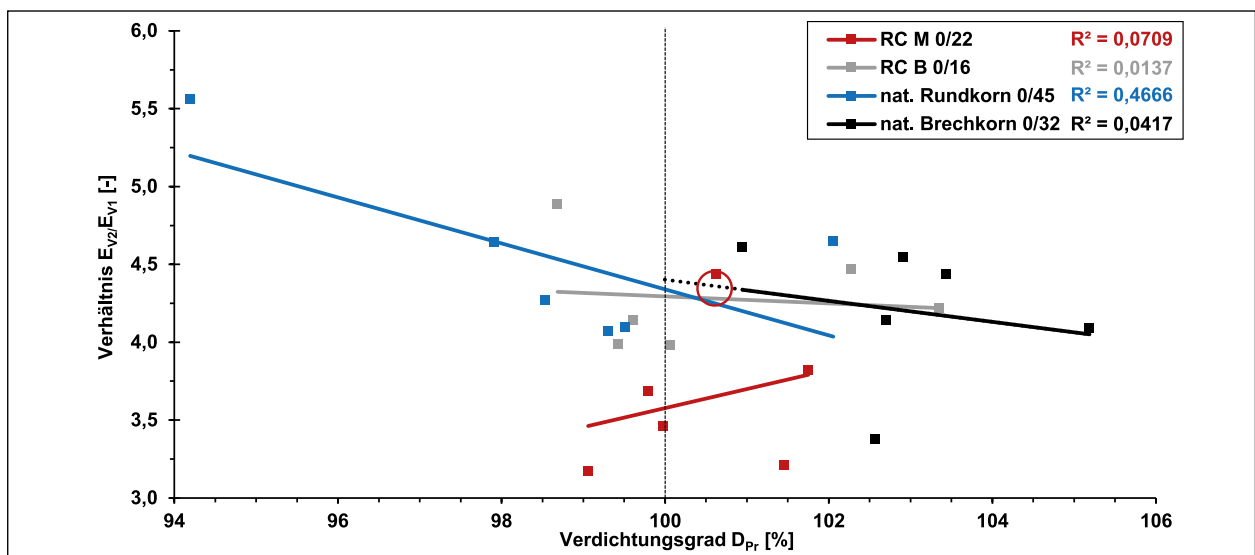


Bild 73: Verhältnis E_{V2}/E_{V1} unmittelbar nach Herstellung der Probefelder

E_{V2}/E_{V1} weisen wie die Verformungsmoduln E_{V1} und E_{V2} eine deutliche Streuung auf. Der Zusammenhang zwischen dem Verhältniswert E_{V2}/E_{V1} und dem Verdichtungsgrad D_{Pr} ist erneut anhand von linearen Regressionsgeraden dargestellt (Bestimmtheitsmaße s. Legende in Bild 73). Die Verhältniswerte E_{V2}/E_{V1} der beiden natürlichen Baustoffe (nat. Rundkorn, nat. Brechkorn) sowie des RC B nehmen entsprechend den linearen Regressionsgeraden ab, wobei die Abnahme beim natürlichen Rundkorn am deutlichsten und beim RC B am wenigsten deutlich ausgeprägt ist. Im Gegensatz dazu nehmen die Verhältniswerte E_{V2}/E_{V1} des RC M mit ansteigendem Verdichtungsgrad D_{Pr} entsprechend den linearen Regressionsgeraden sogar zu. Dies ist eine Folge des Ausreißers, der in Bild 73 rot umkringelt ist. Bei einem Verdichtungsgrad von $D_{Pr} = 100\%$ weisen der RC M einen Verhältniswert von $E_{V2}/E_{V1} = 3,6$, der RC B einen Verhältniswert von $E_{V2}/E_{V1} = 4,2$, das natürliche Rundkorn einen Verhältniswert von $E_{V2}/E_{V1} = 4,3$ und das natürliche Brechkorn einen Verhältniswert von $E_{V2}/E_{V1} = 4,4$ auf.

5.4.3 Dynamische Plattendruckversuche

Die im Zuge der Felduntersuchungen ermittelten dynamischen Verformungsmoduln E_{Vd} sind in Bild 74 über den Verdichtungsgrad D_{Pr} angetragen. Der Zusammenhang zwischen dem dynamischen Verformungsmodul E_{Vd} und dem Verdichtungsgrad D_{Pr} wird erneut mittels linearen Regressionsgeraden dargestellt, deren Bestimmtheitsmaße R^2 in der Legende in Bild 74 aufgeführt sind. Entsprechend den linearen Regressionsgeraden steigen die dynamischen

Verformungsmoduln E_{Vd} bei allen Versuchsmaterialien mit zunehmenden Verdichtungsgrad D_{Pr} an. Insbesondere bei den Materialien RC B und natürlichem Brechkorn ist die Steigung der linearen Regressionsgeraden jedoch lediglich sehr gering ausgeprägt. Neben der Streuung der Versuchsergebnisse ist dies eine wesentliche Ursache für die nur sehr geringen Bestimmtheitsmaße R^2 bei diesen beiden Versuchsmaterialien. Der deutlichste Zusammenhang zwischen dem dynamischen Verformungsmodul E_{Vd} und dem Verdichtungsgrad D_{Pr} besteht bei RC M, dessen lineare Regressionsgerade auch das größte Bestimmtheitsmaß R^2 aufweist. Bei einem Verdichtungsgrad von $D_{Pr} = 100\%$ haben der RC M einen dynamischen Verformungsmodul von $E_{Vd} = 24$, der RC B von $E_{Vd} = 32$, das natürliche Rundkorn von $E_{Vd} = 39$ und das natürliche Brechkorn von $E_{Vd} = 35$.

5.4.4 Einfluss der Liegezeit auf die Ergebnisse der Plattendruckversuche

Die Ergebnisse der statischen und dynamischen Plattendruckversuche, die nach ein- und zweitägiger Liegezeit (Materialien RC M und RC B) bzw. eintägiger Liegezeit (natürliches Rundkorn und natürliches Brechkorn) der Probefelder ermittelt wurden, sind in Bild 75 bis Bild 82 zusammen mit den unmittelbar nach der Herstellung der jeweiligen Probefelder ermittelten Werten dargestellt. Aufgrund der langen Versuchsdauer des statischen Plattendruckversuches wurden nach einem bzw. zwei Tagen Liegezeit jeweils nur zwei (RC M, RC B) bzw. vier (natürliches Rund- und Brechkorn) Einzelversuche durchgeführt, während mit dem dynami-

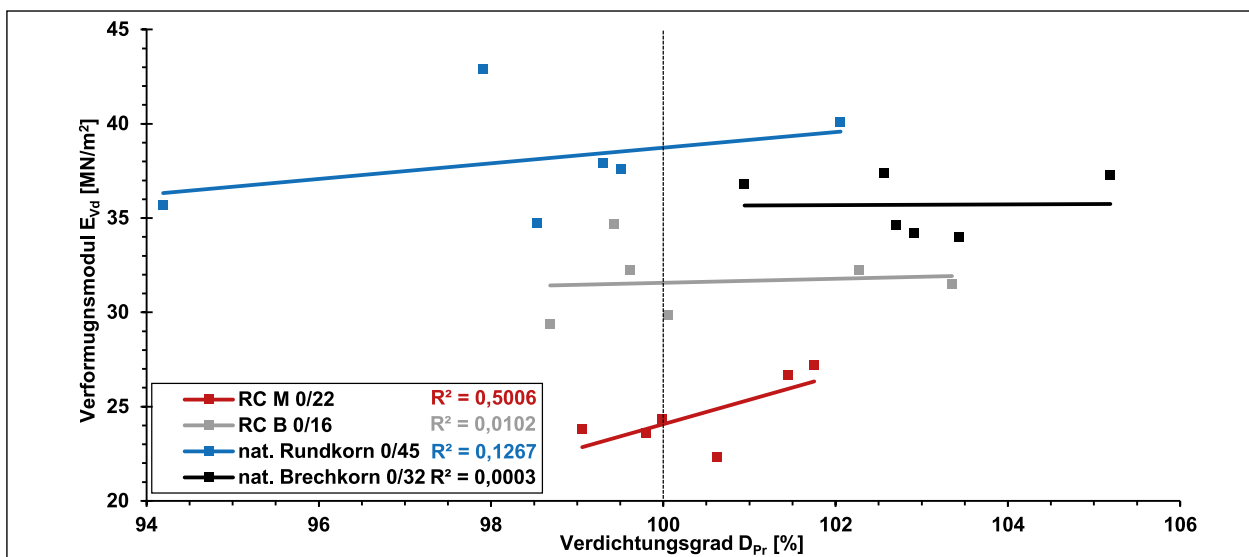


Bild 74: Dynamische Verformungsmoduln E_{Vd} unmittelbar nach Herstellung der Probefelder

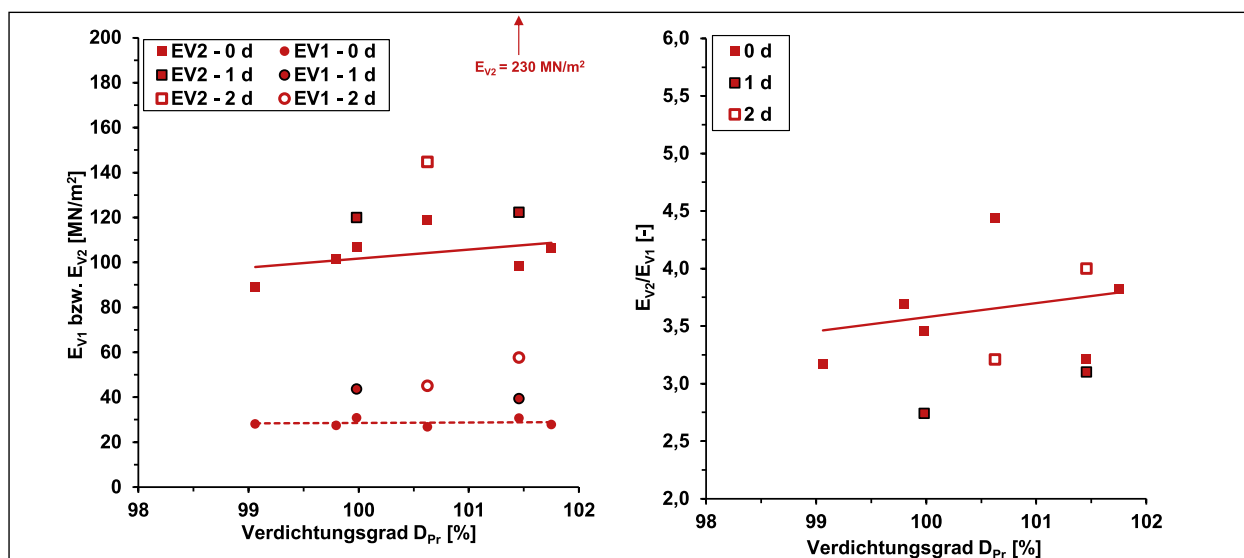


Bild 75: Verformungsmodul E_{V2} und E_{V1} sowie Verhältniszerte E_{V2}/E_{V1} unmittelbar nach Herstellung des Probefeldes aus RC M 0/22 sowie nach 1 und 2 Tagen Liegezeit

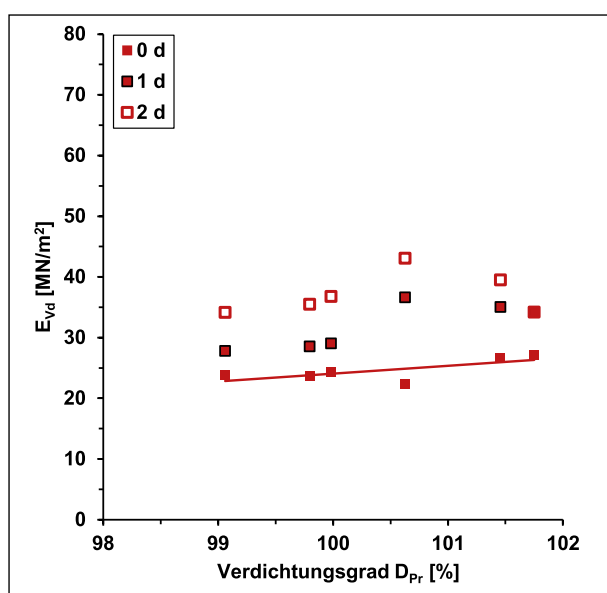


Bild 76: Verformungsmodul E_{Vd} unmittelbar nach Herstellung des Probefeldes aus RC M 0/22 sowie nach 1 und 2 Tagen Liegezeit

schen Plattendruckversuch zu jedem Prüfzeitpunkt sechs Versuche durchgeführt wurden (jeweils als 2-fachbestimmung).

Bild 75 zeigt die Ergebnisse der statischen Plattendruckversuche, die unmittelbar nach Herstellung sowie einen und zwei Tage nach Herstellung des Probefeldes aus RC M ermittelt wurden. Die Ergebnisse sind jeweils über den Verdichtungsgrad D_{Pr} aufgetragen. Auch wenn die Ergebnisse der statischen Plattendruckversuche einer relativ großen Streuung unterliegen, lassen die statischen Verformungsmoduln sowohl der Erst- (E_{V1} -Werte) als auch der Wiederbelastung (E_{V2} -Werte) bereits eine

Zunahme der Steifigkeit des Planums mit zunehmender Liegezeit des Materials erkennen. Sowohl die statischen Verformungsmoduln E_{V1} als auch die statischen Verformungsmoduln E_{V2} steigen mit zunehmender Liegezeit an. Im Hinblick auf den Verhältniszert E_{V2}/E_{V1} wurden nach einem Tag Liegezeit geringere Verhältniszerte bestimmt als unmittelbar nach der Herstellung des Probefeldes. Nach zwei Tagen Liegezeit liegen die ermittelten Verhältniszerte E_{V2}/E_{V1} wieder im Bereich der Verhältniszerte E_{V2}/E_{V1} , die unmittelbar nach Herstellung der Probefelder bestimmt wurden. Eine allgemeingültige Aussage ist aufgrund der Streuung der Versuchswerte allerdings nicht möglich. Die Verhältniszerte E_{V2}/E_{V1} liegen bei einem Verdichtungsgrad von $D_{Pr} \geq 100\%$ sowohl nach einem als auch nach zwei Tagen Liegezeit zudem nach wie vor oberhalb des bei der Verdichtungskontrolle unter Verwendung der Tabellenwerte der ZTV E-StB zulässigen Verhältniszertes E_{V2}/E_{V1} von 2,3 (vgl. Tabelle 8).

Die Ergebnisse der dynamischen Plattendruckversuche, die unmittelbar nach Herstellung sowie einen und zwei Tage nach Herstellung des Probefeldes aus RC M ermittelt wurden, sind in Bild 76 über den Verdichtungsgrad D_{Pr} dargestellt und zeigen ebenfalls, dass die Steifigkeit des Planums mit zunehmender Liegezeit ansteigt. Die dynamischen Verformungsmoduln E_{Vd} in Bild 76 weisen dabei eine deutlich geringere Streuung auf als die statischen Verformungsmoduln E_{V2} und E_{V1} . Dies ist darauf zurückzuführen, dass jeder der dynamischen Verformungsmoduln in Bild 76 einen Mittelwert aus je zwei Einzelversuchen, die je Prüffeld durchgeführt wurden, darstellt.

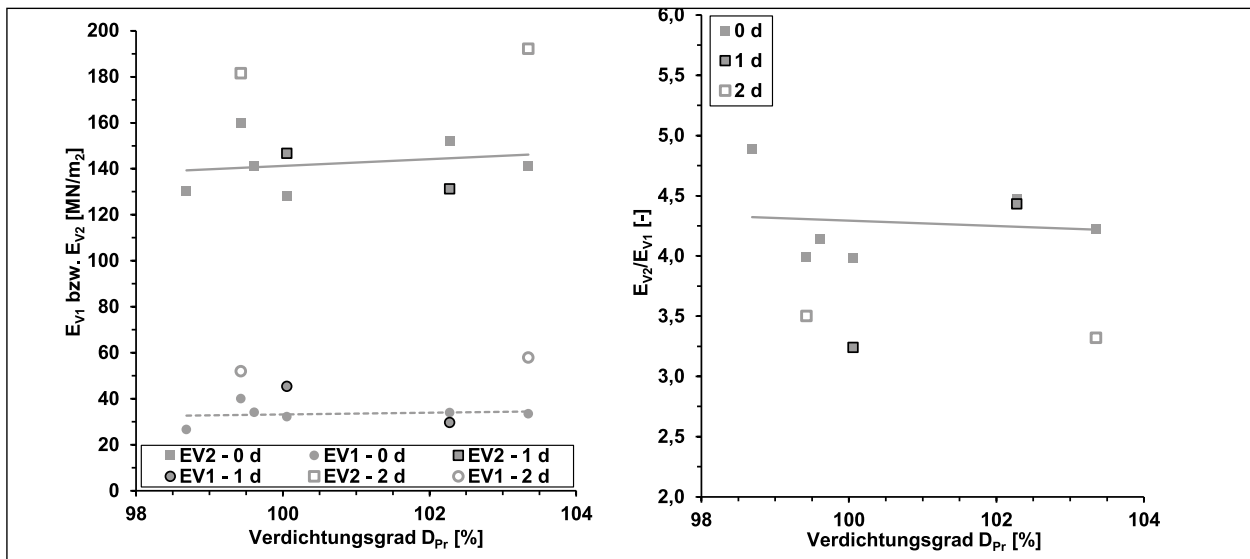


Bild 77: Verformungsmoduln E_{V2} und E_{V1} sowie Verhältniszerte E_{V2}/E_{V1} unmittelbar nach Herstellung des Probefeldes aus RC B 0/16 sowie nach 1 und 2 Tagen Liegezeit

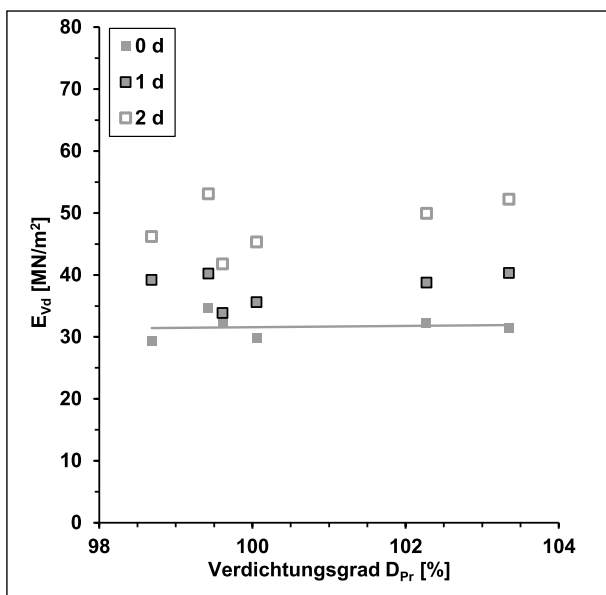


Bild 78: Verformungsmoduln E_{Vd} unmittelbar nach Herstellung des Probefeldes aus RC B 0/16 sowie nach 1 und 2 Tagen Liegezeit

Die Ergebnisse der statischen Plattendruckversuche, die unmittelbar nach Herstellung sowie einen und zwei Tage nach Herstellung des Probefeldes aus RC B ermittelt wurden, sind in Bild 77 jeweils über den Verdichtungsgrad D_{Pr} dargestellt. Nach einem Tag Liegezeit zeigen die Ergebnisse der statischen Plattendruckversuche in Bild 77 noch keine Zunahme der Steifigkeit und die statischen Verformungsmoduln E_{V1} und E_{V2} liegen jeweils im Bereich der Werte, die unmittelbar nach Herstellung des Probefeldes bestimmt wurden. Im Gegensatz dazu liegen die statischen Verformungsmoduln E_{V1} und E_{V2} , die zwei Tage nach Herstellung des Probefeldes ermittelt wurden, deutlich oberhalb der Wer-

te, die unmittelbar nach Herstellung des Probefeldes ermittelt wurden, und zeigen damit eine Zunahme der Steifigkeit des Planums an. Die Verhältniszerte E_{V2}/E_{V1} , die einen bzw. zwei Tage nach Herstellung des Probefeldes ermittelt wurden, liegen etwas niedriger als unmittelbar nach Herstellung des Probefeldes. Trotz eines Verdichtungsgrades von $D_{Pr} \geq 100\%$ wurden nach einem bzw. zwei Tagen Liegezeit allerdings nach wie vor Verhältniszerte $E_{V2}/E_{V1} > 3$ ermittelt.

Die Zunahme der Steifigkeit des Planums bei RC B wird auch aus der Darstellung der dynamischen Verformungsmoduln E_{Vd} in Bild 78 ersichtlich. Sowohl nach ein- als auch zweitägiger Liegezeit kann jeweils im Vergleich zum Vortag ein Anstieg der dynamischen Verformungsmoduln E_{Vd} beobachtet werden.

Die statischen Verformungsmoduln, die auf dem Planum des Probefeldes aus natürlichem Rundkorn unmittelbar nach Herstellung des Probefeldes sowie nach einer Liegezeit von einem Tag ermittelt wurden, sind in Bild 79 über den Verdichtungsgrad D_{Pr} dargestellt. Eine Beprobung zwei Tage nach Herstellung des Probefeldes erfolgte bei diesem Material im Gegensatz zu RC M und RC B nicht. Nach einem Tag Liegezeit konnten tendenziell höhere statische Verformungsmoduln E_{V1} und E_{V2} ermittelt werden als unmittelbar nach der Herstellung des Probefeldes. Die Verhältniszerte E_{V2}/E_{V1} waren einen Tag nach Herstellung des Probefeldes etwas niedriger als unmittelbar nach Herstellung des Probefeldes. Trotz eines Verdichtungsgrades von $D_{Pr} \geq 100\%$ liegen diese allerdings nach wie vor

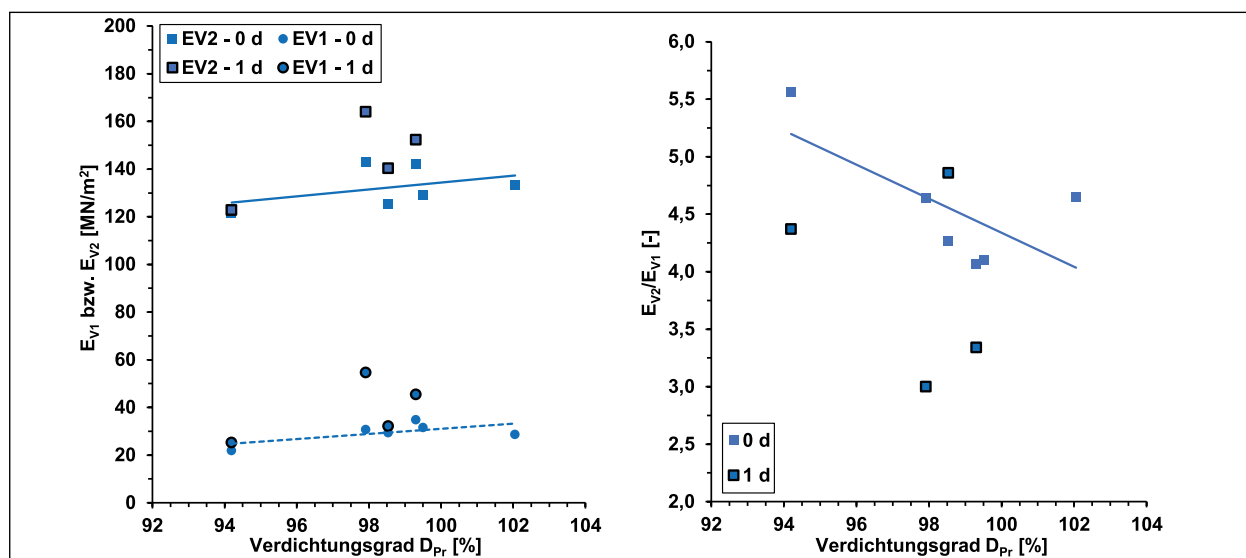


Bild 79: Verformungsmodul E_{V2} und E_{V1} sowie Verhältniszerte E_{V2}/E_{V1} unmittelbar nach Herstellung des Probefeldes aus natürlichem Rundkorn 0/45 sowie nach 1 Tag Liegezeit

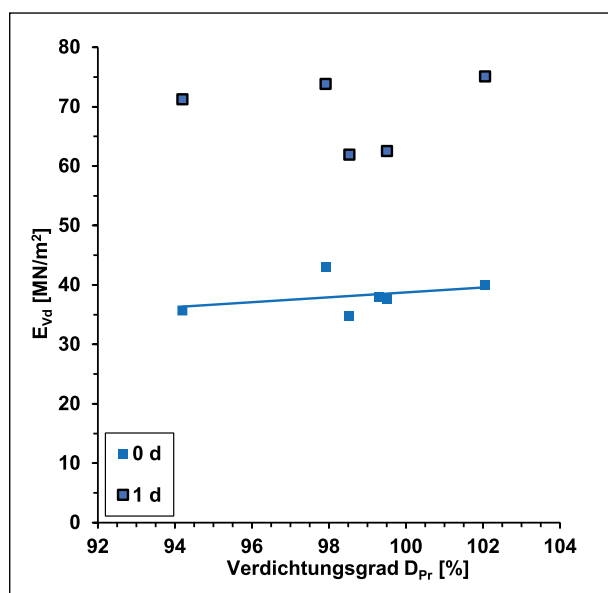


Bild 80: Verformungsmodul E_{Vd} nach Herstellung des Probefeldes aus natürlichem Rundkorn 0/45 sowie nach 1 Tag Liegezeit

oberhalb des für einen Verdichtungsgrad von $D_{Pr} \geq 100\%$ geforderten Verhältniszertes von $E_{V2}/E_{V1} \leq 2,3$ (bzw. $E_{V2}/E_{V1} \leq 2,5$ für $D_{Pr} \geq 98\%$).

Hinsichtlich der dynamischen Verformungsmodul E_{Vd} zeigen die Ergebnisse in Bild 80 nach einem Tag Liegezeit einen deutlichen Anstieg der Messwerte. Diese sind zum Teil doppelt so hoch als die Werte, die unmittelbar nach Herstellung des Probefeldes bestimmt wurden.

Die Ergebnisse der statischen Plattendruckversuche, die unmittelbar nach Herstellung des Probefeldes aus dem natürlichen Brechkorn sowie nach ei-

nem Tag Liegezeit ermittelt wurden, sind in Bild 81 jeweils über den Verdichtungsgrad D_{Pr} dargestellt. Die statischen Verformungsmodul E_{V1} und E_{V2} , die nach einem Tag Liegezeit des Probefeldes ermittelt wurden, liegen gegenüber den Messwerten, die unmittelbar nach Herstellung des Probefeldes bestimmt wurden, etwas höher. Der Anstieg fällt im Vergleich mit den übrigen Versuchsmaterialien jedoch nur gering aus. Hinsichtlich der Verhältniszerte E_{V2}/E_{V1} konnten nach einem Tag Liegezeit niedrigere Verhältniszerte bestimmt werden als unmittelbar nach Herstellung des Probefeldes. Allerdings liegen die nach einem Tag Liegezeit bestimmten Verhältniszerte trotz eines Verdichtungsgrades von $D_{Pr} \geq 100\%$ nach wie vor oberhalb eines für einen Verdichtungsgrad von $D_{Pr} \geq 100\%$ geforderten Verhältniszertes von $E_{V2}/E_{V1} \leq 2,3$ (bzw. $E_{V2}/E_{V1} \leq 2,5$ für $D_{Pr} \geq 98\%$).

Auch im Hinblick auf die dynamischen Verformungsmodul E_{Vd} in Bild 82 wurde bei dem natürlichen Brechkorn nach einem Tag Liegezeit gegenüber dem Zeitpunkt unmittelbar nach Herstellung des Probefeldes ein Ansteigen der Messwerte beobachtet. Insbesondere im Vergleich mit dem natürlichen Rundkorn fällt der Anstieg der Verformungsmoduln allerdings gering aus.

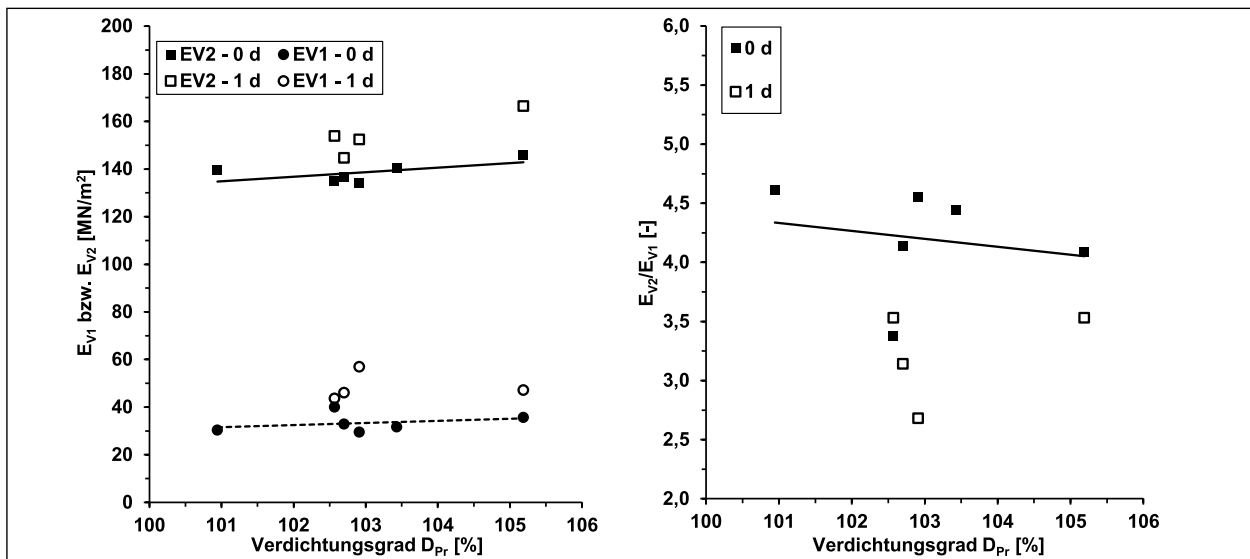


Bild 81: Verformungsmoduln E_{v2} , E_{v1} und E_{vd} sowie Verhältnis E_{v2}/E_{v1} unmittelbar nach Herstellung des Probefeldes aus natürlichem Brechkorn 0/32 sowie nach 1 Tag Liegezeit

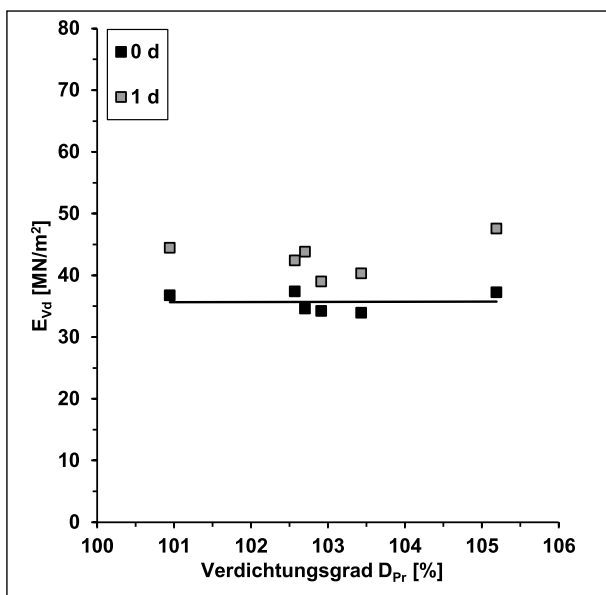


Bild 82: Verformungsmoduln E_{vd} unmittelbar nach Herstellung des Probefeldes aus natürlichem Brechkorn 0/32 sowie nach 1 Tag Liegezeit

5.5 Zusammenfassung der Versuchsergebnisse

5.5.1 Laborversuche

In Kapitel 5 wurden Ergebnisse von Labor- und Felduntersuchungen aufgeführt, die an zwei natürlichen (natürliches Rundkorn 0/45 im Feld bzw. 0/32 im Labor, natürliches Brechkorn 0/32) und zwei rezyklierten (RC M 0/22, RC B 0/16) Erdbaustoffen gewonnen wurden. Die Untersuchungen ermöglichen einen umfassenden Vergleich der bodenmechanischen und erdbautechnischen Eigenschaften von natürlichen und rezyklierten Baustoffen, die

sich in ihren granulometrischen Eigenschaften unterscheiden (z. B. Größtkorn, Kornabstufung, Kornfestigkeit), bei ansonsten weitgehend vergleichbaren Randbedingungen. So wurden die Versuchsmaterialien im Labor mit identischen Methoden klassifiziert und die einzelnen Laborversuche wurden jeweils identisch durchgeführt. Die Versuchsfelder im Rahmen der Feldversuche konnten innerhalb derselben, eng abgegrenzten Versuchsfläche und damit bei vergleichbaren Untergrundverhältnissen realisiert werden. Die Versuchsfelder wurden überdies identisch aufgebaut und in einer vergleichbaren Geometrie hergestellt. Zudem wurden jeweils dieselben Gerätschaften und Verdichtungsparameter verwendet. Die Beprobung im Feld erfolgte ebenfalls mit denselben Versuchsgeräten sowie der identischen Versuchsmethodik.

Bei allen vier Versuchsmaterialien handelt es sich um gut abgestufte Kiese der Bodengruppen GI, GW und GU, die sich in ihrem Größtkorn und ihrem Feinkornanteil (Anteile $d < 0,063 \text{ mm}$) unterscheiden. Im Hinblick auf die geometrische Beschaffenheit der Einzelkörner bestehen die zwei rezyklierten Baustoffe sowie das natürliche Brechkorn zum größten Teil aus gebrochenen, scharf- bis rundkantigen Einzelkörnern mit einer vergleichsweise rauen Oberfläche, wohingegen das natürliche Rundkorn in erster Linie gerundete Einzelkörner mit einer glatten Oberfläche aufweist. Hinsichtlich ihrer globalen Kornform zeichnen sich die Einzelkörner bei allen Versuchsmaterialien durch eine kubische bis gedrungene Kornform aus, plattige, plättchen- oder stäbchenförmige Einzelkörner sind so gut wie nicht enthalten.

Neben Unterschieden in den geometrischen Eigenschaften der Einzelkörner bestehen zwischen den Versuchsmaterialien weitere Unterschiede im Hinblick auf die Festigkeit ihrer Einzelkörner. Dabei zeichnen sich insbesondere einige Bestandteile des RC M, beispielsweise weichgebrannte Ziegel, durch eine relativ geringe Kornfestigkeit aus, wohingegen vor allem die Einzelkörner der natürlichen Baustoffe eine vergleichsweise große Kornfestigkeit besitzen. Die unterschiedliche Kornfestigkeit konnte indirekt anhand der durchgeführten Siebtrommelversuche, in denen primär der Widerstand von Gesteinskörnungen gegenüber mechanischem Abrieb untersucht wird, veranschaulicht werden. Dabei ist allerdings zu berücksichtigen, dass auch die Form der Einzelkörner die Ergebnisse der Siebtrommelversuche beeinflusst. So werden scharfe Kanten und hervorstehende Oberflächenunebenheiten gebrochener Einzelkörner im Siebtrommelversuch besonders beansprucht, wodurch derartige Materialien einen größeren Massenverlust erfahren als gerundete Einzelkörner mit einer glatten Kornoberfläche. Dennoch konnte durch die Siebtrommelversuche gezeigt werden, dass von den vier Versuchsmaterialien der RC M die Einzelkörner mit dem geringsten und das natürliche Rundkorn mit dem höchsten Widerstand gegenüber mechanischen Beanspruchungen aufweisen.

Die untersuchten rezyklierten und natürlichen Erdbaustoffe unterscheiden sich überdies in der Porenstruktur ihrer Einzelkörner. So weisen ein Großteil der Einzelkörner der rezyklierten Baustoffe eine innere Porosität auf, wobei die im Korn liegenden Poren z. T. wasserzugänglich sind. Hingegen zeichnen sich die Einzelkörner der natürlichen Baustoffe durch eine geschlossene Kornoberfläche ohne im Korn liegende Poren aus. Eine wesentliche Konsequenz der porösen Einzelkörner ist, dass die untersuchten rezyklierten Baustoffe in den Verdichtungsversuchen nach Proctor über einen großen Wassergehaltsbereich keine deutliche Abhängigkeit vom Wassergehalt aufweisen.

In den eindimensionalen Kompressionsversuchen (Großödometerversuche) konnten sowohl Gemeinsamkeiten als auch Unterschiede zwischen den Versuchsmaterialien festgestellt werden. Gemein ist allen vier Versuchsmaterialien, dass sie im Zuge der Erstbelastung zunächst vergleichsweise weich reagieren. Dabei erfahren sie relativ große Verformungen, die bei der Entlastung überwiegend als plastische Verformungen im Korngerüst verbleiben. Bei der Wiederbelastung zeigen sie ein deutlich

steiferes Verhalten, wobei der Wiederbelastungsast im σ' - ϵ -Diagramm nahezu deckungsgleich entlang des Entlastungsastes verläuft. Dennoch wurden Unterschiede hinsichtlich der Steifigkeit und Kompressibilität der Versuchsmaterialien festgestellt, die nicht nur auf Unterschiede im Verdichtungsgrad zurückgeführt wurden. So lagen die Steifigkeiten der rezyklierten Baustoffe sowie deren (Re-)Kompressionsbeiwerte unterhalb derjenigen der natürlichen Baustoffe. Dies wurde primär auf den geringeren Widerstand der Einzelkörner der rezyklierten Baustoffe gegenüber mechanischen Beanspruchungen und damit auf ihre geringere Kornfestigkeit zurückgeführt. So erleiden Einzelkörner mit einer vergleichsweise geringen Kornfestigkeit bei Kompressionsbeanspruchung tendenziell eher (d. h. bei geringeren Spannungen) und häufiger Kornbrüche an den Korn-zu-Korn-Kontakten als Einzelkörner mit einer vergleichsweise großen Kornfestigkeit. Hinzu kommt, dass die rezyklierten Baustoffe in erster Linie aus gebrochenen Einzelkörnern mit scharfen Kanten und einer rauen Kornoberfläche bestehen. Diese begünstigen ebenfalls Bruchereignisse infolge von Kompressionsbeanspruchung.

In den Triaxialversuchen wurde unter Annahme einer linearen Mohr-Coulombschen Bruchgeraden für das natürliche Rundkorn der größte Reibungswinkel und die geringste Kohäsion ermittelt. An den Materialien mit gebrochenen Einzelkörnern wurden etwas niedrigere Reibungswinkel von nach wie vor $\varphi' > 40^\circ$ und deutlich größere Werte für die Kohäsion ermittelt. Die größten Werte für die Kohäsion besitzen dabei die rezyklierten Baustoffe. Während die Kohäsion beim natürlichen Rundkorn überwiegend auf die Linearisierung der Bruchbedingung zurückzuführen ist, verantwortet diese beim natürlichen Brechkorn und den rezyklierten Baustoffen die hohen Kohäsionswerte nur in untergeordnetem Maße. Die Kohäsion ist beim natürlichen Brechkorn und den rezyklierten Baustoffen vielmehr eine Folge der Verzahnung ihrer gebrochenen Einzelkörner und der hohen Dichte. Während des Abschervorganges muss dieser Verzahnungswiderstand überwunden werden, wobei die Einzelkörner aneinander aufgleiten. Dieser Vorgang wird Dilatanz genannt und ist bei den Versuchsmaterialien aus gebrochenen Einzelkörnern wesentlich ausgeprägter als beim natürlichen Rundkorn. Inwieweit es durch die vergleichsweise geringe Kornfestigkeit insbesondere einiger Bestandteile der rezyklierten Baustoffe anstatt zu Dilatanzvorgängen zum Abscheren von scharfen Kanten oder Oberflächenunebenhei-

ten kommt, konnte in den Untersuchungen nicht festgestellt werden. Bei den rezyklierten Baustoffen, die wie RC B, aber auch RC M, hydraulisch aktive Bestandteile enthalten, treten überdies Verfestigungsprozesse auf, die ebenfalls zur Kohäsion beitragen können. Hinsichtlich der Steifigkeit weisen das natürliche Rundkorn sowie der RC B die größten und das natürliche Brechkorn die kleinsten Verformungsmoduln E_{50} auf. Bei den rezyklierten Baustoffen tragen dabei insbesondere die Verfestigungsprozesse infolge hydraulisch aktiver Bestandteile zur Materialsteifigkeit bei. Dies wird vor allem bei einem Vergleich mit dem natürlichen Brechkorn deutlich, welches hinsichtlich der geometrischen Beschaffenheit der Einzelkörner in etwa vergleichbar zu den rezyklierten Baustoffen ist, im Gegensatz zu diesen allerdings deutlich geringere Verformungsmoduln E_{50} besitzt und ein deutlich ausgeprägteres duktileres Materialverhalten zeigt.

Zusammengefasst konnte anhand der klassifizierenden Untersuchungen an den vier Versuchsmaterialien gezeigt werden, dass zwischen verschiedenen natürlichen und rezyklierten, natürlichen und natürlichen sowie rezyklierten und rezyklierten Baustoffen sowohl Gemeinsamkeiten als auch Unterschiede hinsichtlich ihrer granulometrischen Eigenschaften bestehen. Da die bodenmechanischen und erdbautechnischen Eigenschaften von nichtbindigen Baustoffen nicht nur vom Zustand des Korngerüsts (z. B. Lagerungsdichte, Spannungszustand), sondern auch von seinen Eigenschaften (z. B. Kornfestigkeit, Geometrie der Einzelkörner) abhängen, bestehen diesbezüglich bei natürlichen und rezyklierten Baustoffen ebenfalls vielfältige Gemeinsamkeiten, aber auch Unterschiede. Dies konnte anhand der durchgeführten Versuche zum bodenmechanischen und erdbautechnischen Verhalten der vier Versuchsmaterialien ebenfalls gezeigt werden.

5.5.2 Felduntersuchungen

Die Felduntersuchungen haben gezeigt, dass die Prüfverfahren zur direkten Ermittlung der im Feld erreichten Trockendichte unter Berücksichtigung verfahrensspezifischer Unsicherheiten anwendbar sind. Die gewonnenen Ergebnisse bestätigen damit die in Kapitel 3.2.3 aufgeführten Erfahrungen in Zusammenhang mit dem Ballonverfahren und der radiometrischen Sonde. In den durchgeführten Untersuchungen traten insbesondere bei der radiometrischen Bestimmung des Wassergehaltes an RC B Messfehler auf, die auf Wasserstoffatome in den

Zusatzmitteln, Modifikatoren oder dem Zementleim des Betonbruchs zurückgeführt wurden. Weitere Messungenauigkeiten traten bei der Bestimmung der Trockendichte mit dem Ballonverfahren beim natürlichen Rund- und Brechkorn auf. Diese wurden mit Schwierigkeiten bei der korrekten Bestimmung des ausgehobenen Prüfvolumens infolge der großen Korngrößen begründet.

Die statischen Plattendruckversuche ergaben für alle Versuchsmaterialien bei einem Verdichtungsgrad von $D_{Pr} \geq 100\%$ bei der Wiederbelastung hohe Verformungsmoduln von $E_{V2} > 100 \text{ MN/m}^2$. Bei der Erstbelastung wiesen alle Versuchsmaterialien bei einem Verdichtungsgrad von $D_{Pr} \geq 100\%$ hingegen vergleichbare und relativ niedrige Verformungsmoduln E_{V1} zwischen 28 MN/m^2 und 33 MN/m^2 auf. Bereits nach eintägiger Liegezeit konnte dabei sowohl bei den natürlichen als auch den rezyklierten Baustoffen ein Ansteigen der E_{V1} - wie auch der E_{V2} -Werte sowie tendenziell eine Verringerung der Verhältniswerte E_{V2}/E_{V1} beobachtet werden. Da die Zunahme nicht nur bei den rezyklierten, sondern auch den natürlichen Baustoffen beobachtet wurden, ist diese offenbar nicht nur eine Folge sekundärer Verfestigungsprozesse infolge hydraulisch aktiver Bestandteile, sondern auch anderer Vorgänge im Korngefüge. Möglicherweise lagert sich das im Korngefüge enthaltene Porenwasser im Streben nach einem energetischen Gleichgewichtszustand gleichmäßig in die Zwickel an den Korn-zu-Korn-Kontakten ein, und bewirkt durch die Oberflächenspannung des Wassers Kapillarspannungen im Bodengefüge, die zu einer Vorspannung des Korngefüges und damit zu einer steiferen Reaktion führen.

Bezüglich der dynamischen Verformungsmoduln E_{Vd} wurden bei den natürlichen Baustoffen gegenüber den rezyklierten Baustoffen etwas höhere E_{Vd} -Werte ermittelt. Sowohl bei den natürlichen als auch den rezyklierten Versuchsmaterialien konnte bereits nach ein- bzw. zweitägiger Liegezeit ein Anstieg der dynamischen Verformungsmoduln E_{Vd} festgestellt werden. Wie bereits im obigen Absatz ausgeführt, können sekundäre Verfestigungsprozesse infolge hydraulisch aktiver Bestandteile nicht die einzige Ursache dieser Steifigkeitszunahme sein, da sie auch bei den natürlichen Baustoffen beobachtet wurde.

Im Hinblick auf die indirekte Verdichtungskontrolle mit dem statischen oder dynamischen Plattendruckversuch zeigen die Ergebnisse, dass bei Verdichtungsgraden von $D_{Pr} \geq 100\%$ zwar bei allen Ver-

suchsmaterialien ausreichend hohe Verformungsmoduln E_{V2} erreicht werden, die Verhältniswerte E_{V2}/E_{V1} liegen allerdings sowohl bei den natürlichen als auch den rezyklierten Baustoffen oberhalb des zulässigen Verhältniswertes E_{V2}/E_{V1} . Die bei einem Verdichtungsgrad von $D_{Pr} \geq 100\%$ ermittelten E_{Vd} -Werte liegen trotz ausreichender Verdichtung bei allen Versuchsmaterialien unterhalb des zum Nachweis eines Verdichtungsgrades von $D_{Pr} \geq 100\%$ geforderten E_{Vd} -Wertes von $E_{Vd} \geq 50 \text{ MN/m}^2$. Hingewiesen wird in diesem Zusammenhang erneut darauf, dass die indirekte Verdichtungskontrolle mit Hilfe der Tabellenwerte der ZTV E-StB lediglich für grobkörnige Erdbaustoffe zulässig ist. Ihre Anwendung auf RC M sowie das natürliche Brechkorn, bei denen es sich um gemischtkörnige Baustoffe der Bodengruppen GU handelt, ist somit strenggenommen nicht zulässig. Da die beiden Versuchsmaterialien jedoch nur aufgrund einer geringen Überschreitung des Kornanteils $d < 0,063 \text{ mm}$ von 5 M.-% als gemischtkörnige Baustoffe der Bodengruppe GU klassifiziert werden, sind die grundlegenden Ergebnisse bezüglich der indirekten Verdichtungskontrolle mittels Plattendruckversuchen bei diesen beiden Versuchsmaterialien auch auf vergleichbare Materialien mit einem Feinkornanteil von weniger als 5 M.-% übertragbar.

Die Ergebnisse der statischen und dynamischen Plattendruckversuche zeigen, dass bei vergleichbaren Verdichtungsgraden zwischen den verschiedenen Versuchsmaterialien hinsichtlich der Größe ihrer Verformungsmoduln deutliche Unterschiede bestehen. Da die Verformungsmoduln das Last-Verformungsverhalten eines Materials widerspiegeln, ist dies, wie in Kapitel 5.5.1 zusammenfassend erläutert, eine Folge der unterschiedlichen granulometrischen Eigenschaften der Versuchsmaterialien.

6 Feldversuche an Stahlwerk-schlacke⁷

6.1 Versuchsmaterial

Bei der Erzeugung von Eisen und Stahl werden auch die mineralischen Produkte Hochofen- und Stahlwerksschlacke gewonnen, die unter dem Oberbegriff Eishüttenschlacken zusammengefasst werden. Im Hochofen gewonnenes Roheisen wird in einer weiteren Stufe durch Behandlung im Stahlwerk, im LD-Konverter oder im Elektrolichtbogenofen, zu Rohstahl weiterverarbeitet. Die dort entstehenden Schlacken, die LD-Schlacke (LDS)

Material / Eigenschaft		EOS 0/80 mm	
Bodengruppe ¹⁾	GW		
Größtkorn ²⁾ [mm]	80		
$\leq 31,5 \text{ mm}$ ²⁾ [%]	80,5		
$\leq 2 \text{ mm}$ ²⁾ [%]	8,0		
$\leq 0,06 \text{ mm}$ ²⁾ [%]	0,4		
C_U ³⁾	8,0		
C_C ³⁾	1,5		
ρ_S ⁴⁾ [g/cm ³]	3,992		
ρ_{Pr} ⁵⁾ [g/cm ³]	2,539		
w_{opt} ⁵⁾ [M.-%]	2,85		
k_{110} ⁶⁾ [m/s]	$4,9 \cdot 10^{-4}$		
¹⁾ Bodengruppe nach DIN 18196 (DIN, 2011c) ²⁾ Korngrößenverteilung nach DIN 18123 (DIN, 2011d) ³⁾ nach DIN EN ISO 14688-2 (DIN, 2018) ⁴⁾ bestimmt mit dem Luftpiknometern nach TP BF StB Teil B 3.3 (FGSV, 1988b) ⁵⁾ nach DIN 18127 (DIN, 2012a) ⁶⁾ nach TP Gestein-StB 8.3.1 (Infiltrationskoeffizient)			

Tab. 32: Bodenmechanische Kenngrößen und Sieblinie der untersuchten Elektroofenschlacke

⁷ Bearbeitung durch FEhS

bzw. Elektroofenschlacke (EOS), wird in der Regel als Gesteinsschmelze bei etwa 1.600 °C in vorbereitete Beete abgegossen und erstarrt dort zu einem dichten kristallinen Gestein. Nach dem Abkühlen wird dieses aufgenommen und in Aufbereitungsanlagen durch Brechen und Klassieren zu hochwertigen Gesteinskörnungen und Baustoffgemischen verarbeitet, die auch für den Erdbau geeignet sind.

Als industrielles Nebenprodukt und erdbaurelevantes Baumaterial wurde eine EOS in der Körnung 0/80 mm (Bodengruppe GW) verwendet. In Tabelle 32 sind einige wesentliche bodenmechanische Kenngrößen des Versuchsmaterials sowie dessen Korngrößenverteilung dargestellt.

In Ergänzung wurde die für industrielle Gesteinskörnung gemäß TL BuB E-StB zu bestimmende Raumbeständigkeit gemäß DIN EN 1744-1 mit 0 Vol.-% gemessen.

6.2 Feldversuch im großtechnischen Maßstab

6.2.1 Allgemeines

Für die Felduntersuchungen an der industriellen Gesteinskörnung wurde auf dem Werksgelände eines Elektroofenstahlwerks in Baden-Württemberg ein Probefeld hergestellt und anschließend auf der obersten verdichteten Lage statische und dynamische Plattendruckversuche sowie Dichtebestimmungen mit dem Ballonersatzverfahren durchgeführt.

6.2.2 Herstellung des Probefeldes

Das Probefeld aus EOS wurde am 10.08.2021 bei hochsommerlichen Witterungsbedingungen hergestellt. Die Tage davor waren ebenso warm und trocken. Zur Herstellung des Probefeldes wurde vorab eine Grube mit einer Tiefe von ca. 80 cm ausgehoben und die Steifigkeit des Untergrundes, der ebenso aus Elektroofenschlacke bestand, bestimmt. Hierzu wurden Messungen auf sechs Teilbereichen mit dynamischer Lastplatte durchgeführt, wobei die dynamische Tragfähigkeit je Teilbereich an drei Messpunkten bestimmt wurde. Das Planum zeigte in den sechs Teilbereichen gemittelte dynamische Verformungsmoduln $E_{vd,l}$ zwischen 44 MN/m² und 105 MN/m² (Anzahl: 54, Mittelwert: 80 MN/m²). In Tabelle 33 sind hierzu die Messergebnisse zusammengefasst.

	$E_{vd,l}$ Mess- punkt 1 [MN/m ²]	$E_{vd,l}$ Mess- punkt 2 [MN/m ²]	$E_{vd,l}$ Mess- punkt 3 [MN/m ²]	Mittelwert [MN/m ²]
Teilfeld 1	99	110	105	105
	76	82	92	83
	69	66	67	67
Teilfeld 2	78	82	81	80
	96	98	102	99
	76	79	82	79
Teilfeld 3	90	91	88	90
	85	91	86	87
	108	87	83	93
Teilfeld 4	53	65	78	65
	45	65	75	62
	57	63	67	62
Teilfeld 5	42	43	48	44
	76	91	95	87
	66	85	94	82
Teilfeld 6	84	105	107	99
	71	68	65	68
	90	89	91	90
Mittelwert				80
Standardabweichung				± 16

Tab 33: Ergebnisse der dynamische Tragfähigkeitsmessungen auf dem Planum des Probefeldes aus Elektroofenschlacke

Darauffolgend wurde das eigentliche Probefeld selbst analog zu Kapitel 5.1.8.2 mit Abmessungen von etwa 20 x 5 m angelegt und in sechs Teilbereiche (Probefeld 1 bis 6) mit Abmessungen von jeweils ca. 5 x 2 m unterteilt. Hierzu wurde das Erdbaumaterial, das eine Eigenfeuchte von ca. 5 M.-% aufwies, mit Hilfe eines Radlagers in der Grube flächig ausgebreitet (s. Bild 83) und mit einem Bagger (s. Bild 84) gleichmäßig verteilt, sodass eine erste Materialschicht mit einer unverdichteten Schichtdicke von ca. 35 cm verlegt wurde. Im Anschluss erfolgte dessen Verdichtung mit einer Verdichtungsrolle, Typ: BOMAG BW211D (s. Bild 85), wobei hierfür nahezu analog zu den anderen Probefeldern (s. Kapitel 5.1.8.2) eine Fahrgeschwindigkeit von 2,5 km/h und eine Anregung der Bandage von 30 Hz, sowie eine kleine Amplitude zur Materialverdichtung verwendet wurde. Das Probefeld wurde bzgl. der Materialverdichtung in zwei Bereiche unterteilt, wobei der eine Bereich mit sechs Übergängen und der andere Bereich mit drei Übergängen verdichtet wurde. Ein Übergang bestand aus einer Vorwärtsfahrt mit dynamisch angeregter Bandage und einer Rückwärtsfahrt ohne Anregung der Bandage.



Bild 83: Ausbreitung des Erdbaustoffes im Probefeld



Bild 84: Verteilung des Erdbaustoffes im Probefeld



Bild 85: Verdichtung des Erdbaustoffes im Probefeld



Bild 86: Verdichtetes Probefeld aus EOS

Nach der Verdichtung der ersten Materialschicht wurde eine zweite Materiallage mit einer unverdichteten Schichtdicke von ca. 30 cm auf die verdichtete erste verdichtete Schicht aufgebracht und analog zur ersten Schicht verdichtet. Einziger Unterschied hierzu war, dass die Verdichtung statt mit einer kleinen mit einer großen Amplitude erfolgte. Das fertig hergestellte Probefeld zeigt Bild 86.

Einen Eindruck zu dem verdichteten Material zeigt die Bilderserie in Bild 87, aus der zu erkennen ist, dass das verdichtete Material aufgrund seines geringen Feinkornanteils eine eher grobe Oberflächenstruktur aufweist.

6.2.3 Durchführung der Feldversuche

Zur Durchführung der in-situ Messungen wurde jedes der zwei unterschiedlich verdichteten Teilbereiche des Probefeldes erneut in drei Felder mit einer Größe von ca. 2 x 5 Meter unterteilt. Feld 1 bis Feld 3 waren hierbei die Felder, die mit sechs Übergängen und Feld 4 bis Feld 6 diejenigen, die mit drei Übergängen verdichtet wurden.

Direkt nach dem Einbau wurde in jedem Teilfeld ein statischer Plattendruckversuch nach DIN 18134 (DIN, 2012a) und drei dynamische Plattendruckversuche gemäß TP BF-StB Teil B 8.3 (FGSV, 2012b) sowie eine Dichtebestimmung mit dem Ballonerersatzverfahren nach DIN 18125-2 (DIN, 2020) durchgeführt. Die grundsätzliche Anordnung der Versuchspunkte, die auf allen Teilfeldern eingehalten wurde, ist Bild 51 zu entnehmen.

Ergänzend wurden auf allen Teilfeldern zusätzliche dynamische Tragfähigkeitsmessungen nach 24 Stunden Liegezeit durchgeführt, um einen etwaigen Einfluss der Liegezeit auf die Verformungsmoduln identifizieren zu können.

6.2.4 Ergebnisse der Feldversuche

In Tabelle 34 sind die Ergebnisse der statischen Lastplattendruckversuche zusammengefasst.

Die Ergebnistabelle der statischen Lastplattendruckversuche zeigt zum einen geringere E_{V1} -Werte, die jedoch auf dem gesamten Probefeld relativ konstant ausfallen. Demgegenüber stehen höhere, aber auch relativ konstant ausfallende, E_{V2} -Werte. Als Folge sind die Quotienten aus E_{V2} zu E_{V1} ebenso konstant, aber weit oberhalb des gängigen Pra-

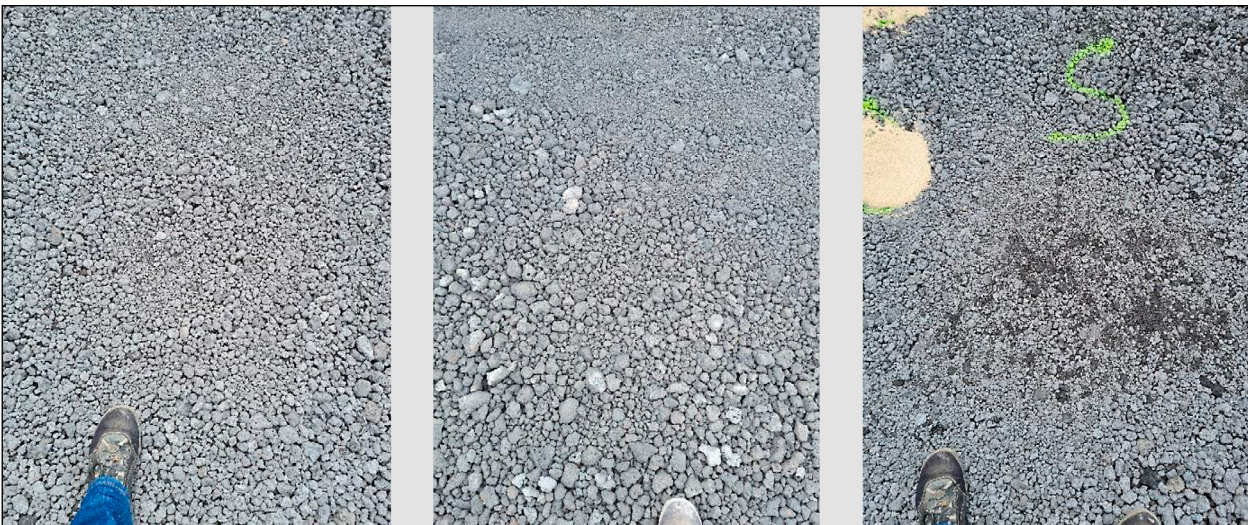


Bild 87: Bilderserie zur Oberflächenstruktur des verdichteten Materials

	E_{v1} [MN/m ²]	E_{v2} [MN/m ²]	E_{v2}/E_{v1} [MN/m ²]
Teilfeld 1	27,4	102,7	3,75
Teilfeld 2	24,3	96,8	3,98
Teilfeld 3	21,5	86,6	4,03
Teilfeld 4	19,9	71,6	3,60
Teilfeld 5	17,8	94,1	5,29
Teilfeld 6	22,5	95,1	4,23
Mittelwert	22,2	91,2	4,15
Standardabweichung	3,4	10,9	0,6

Tab. 34: Ergebnisse der stat. Lastplattendruckversuche des untersuchten Erdbaumaterials aus EOS

xiswertes von $\leq 2,3$. Dieser Umstand wurde auch schon in den Umfrageergebnissen in Kapitel 4.3.3 bzgl. der Auffälligkeiten im Feld behandelt. Ein Einfluss aufgrund der Anzahl der Verdichtungsübergänge durch die Walze auf die Ergebnisse der statischen Lastplattendruckversuche lässt sich nicht ausgeprägt erkennen.

Folgend werden die Ergebnisse der dynamischen Plattendruckversuche, die direkt nach der Materialverdichtung erzielt wurden, in Tabelle 35 und die Ergebnisse der dynamischen Plattendruckversuche, die nach 24 Stunden Liegezeit erzielt wurden, in Tabelle 36 dargestellt.

Einen visuellen Vergleich der gemittelten dynamischen Tragfähigkeitsergebnisse pro Teilfeld zeigt die Bild 88. Aus dieser Darstellung ist zu entnehmen, dass die dynamischen Tragfähigkeiten sowohl auf dem Planum, als auch direkt nach der Verdichtung bzw. nach 24 Stunden Liegezeit zwar Abweichungen aufweisen, diese jedoch mit Ausnahme von Teilfeld 4 und 5 (Planum) eher gering ausfallen. Relativ deutlich bei dieser Messkampagne zeigt

	$E_{vd,1}$ Mess- punkt 1 [MN/m ²]	$E_{vd,1}$ Mess- punkt 2 [MN/m ²]	$E_{vd,1}$ Mess- punkt 3 [MN/m ²]	Mittelwert [MN/m ²]
Teilfeld 1	90	98	98	95
	82	88	93	88
	79	78	81	79
Teilfeld 2	79	86	88	84
	90	94	97	94
	82	87	89	86
Teilfeld 3	84	89	89	87
	88	97	97	94
	101	92	92	95
Teilfeld 4	68	77	85	77
	71	84	90	82
	75	80	83	79
Teilfeld 5	62	66	70	66
	70	80	84	78
	69	81	87	79
Teilfeld 6	81	89	94	88
	70	72	73	72
	81	84	87	84
Mittelwert				84
Standardabweichung				8

Tab. 35: Dynamische Tragfähigkeiten des Erdbaumaterials aus EOS direkt nach der Verdichtung

sich, dass die Liegezeit von 24 Stunden keinen signifikanten Einfluss auf die dynamischen Tragfähigkeitsergebnisse hatte. Aus den dynamischen Messwerten und der grafischen Ergebnisdarstellung lässt sich bedingt entnehmen, dass die Anzahl der Verdichtungsübergänge (s. Teilbereich 1 bis 3 im Vergleich zu Teilbereich 4 bis 6) einen gewissen Einfluss auf die Tragfähigkeitsergebnisse gehabt haben könnte. Hier zeigen die Teilbereiche, die

mehr Verdichtungsübergänge erfuhren, etwas höhere Tragfähigkeitswerte.

Ergänzend lässt sich festhalten, dass gemäß ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017) Tabelle 9 und 10 kein Faktor von 2 zwischen dem statischen E_{v2} und dynamischen $E_{vd,l}$ -Wert bestimmt werden konnte, sondern dass dieser für die an diesem Erdbaumaterial bestimmten Messwerte hierfür eher gegen 1 tendiert.

	$E_{vd,l}$ Mess- punkt 1 [MN/m ²]	$E_{vd,l}$ Mess- punkt 2 [MN/m ²]	$E_{vd,l}$ Mess- punkt 3 [MN/m ²]	Mittelwert [MN/m ²]
Teilfeld 1	78	83	88	83
	85	91	91	89
	74	87	92	84
Teilfeld 2	77	87	92	85
	81	87	89	86
	85	92	93	90
Teilfeld 3	75	84	87	82
	88	100	105	98
	91	94	98	94
Teilfeld 4	80	86	89	85
	94	100	102	99
	90	94	96	93
Teilfeld 5	79	86	89	85
	61	66	70	66
	69	74	77	73
Teilfeld 6	75	70	78	74
	66	73	78	72
	69	76	80	75
Mittelwert				84
Standardabweichung				9

Tab. 36: Dynamische Tragfähigkeiten des Erdbaumaterials aus EOS nach 24 Stunden Liegezeit

Abschließend wurden auf allen Teilflächen Messungen mit dem Ballonverfahren durchgeführt, um die Einbaudichten der Teilflächen bestimmen zu können. Hierfür wurden kleine Gruben in die verdichtete Schicht händisch gegraben und im Anschluss dessen Einbauvolumen mit dem Messverfahren bestimmt. Die ausgehobene Materialmasse wurde gewogen und in einem Plastikeimer zum Schutz vor Austrocknung gelagert. Im Labor wurden daran deren Eigenfeuchte bestimmt, sowie die Feucht- und Trockendichten berechnet. Eine Ergebniszusammenfassung hierzu zeigt Tabelle 37.

Obwohl die vor Ort bestimmten Wassergehalte je Teilfeld untereinander deutliche Unterschiede aufweisen, fallen die Unterschiede in den berechneten Feucht- bzw. Trockendichten mit prozentualen Abweichungen von ca. 3 % (Feuchtdichten) bzw. ca. 5 % (Trockendichten) eher gering aus. Wird nun die gemittelte Trockendichte von 2,766 g/cm³ in Bezug zu der im Proctorversuch erhaltenen Trockendichte von 2,539 g/cm³ (s. Tabelle 32) gesetzt, lässt sich ein Verdichtungsgrad von gerundet 109 % Prozent berechnen. Als primäre Einflussfaktoren auf diesen

	Wassergehalt [M.-%]	Feuchtdichte [Mg/m ³]	Trockendichte [Mg/m ³]
Teilfeld 1	0,59	2885,01	2868,02
Teilfeld 2	6,16	2889,78	2722,14
Teilfeld 3	14,14	2935,06	2571,51
Teilfeld 4	2,35	2872,42	2806,37
Teilfeld 5	2,15	2990,39	2927,38
Teilfeld 6	1,96	2753,02	2699,98
Mittelwert	4,56	2887,61	2765,90
Standardabweichung	5,05	78,96	128,21

Tab. 37: Ergebnisse der Bodendensitometermessungen

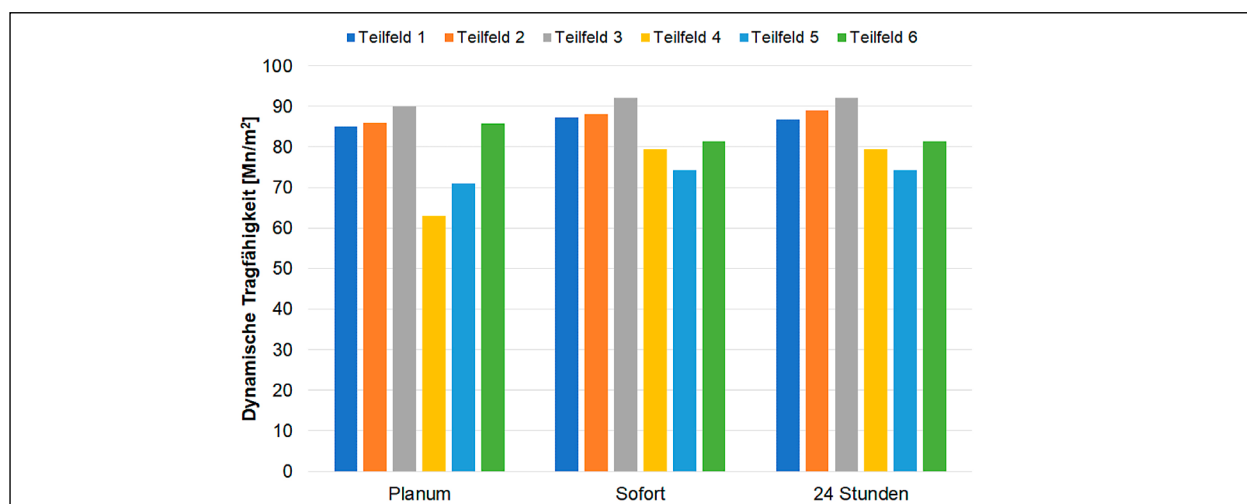


Bild 88: Darstellung der gemittelten dynamischen Tragfähigkeitsmessungen je Teilfeld

recht hohen Verdichtungsgrad D_{Pr} lassen sich vermutlich anführen:

- Mit der Messblase des Densitometers konnte das Volumen der Prüfgrube aufgrund der Grobkörnigkeit des Materials nicht vollumfänglich erfasst werden. Folglich wurde ein zu niedriges Volumen gemessen, was in überhöhten Trockendichten resultierte.
- Die Bezugsdichte zur Bestimmung der Verdichtungsgrade (Proctordichte) wurde im Labor unter Berücksichtigung des Überkornanteils des Versuchsmaterials im Labor ($\ddot{u} = 19,5\%$) ermittelt. Es ist jedoch davon auszugehen, dass die Überkornanteile der jeweiligen Prüfgruben der Densitometerprüfpunkte im Feld einen zur Laborprüfung abweichenden Überkornanteil aufwiesen. Um dem vorzubeugen, hätte die im Labor gemessene Proctordichte mit den tatsächlich in den Prüfgruben vorliegenden Überkornanteilen korrigiert werden sollen. Dies würde eine optimierte Vergleichbarkeit zwischen beiden Dichten gewährleisten.

Folglich kann es vorkommen, dass sich die im Labor ermittelte Bezugsdichte (Proctordichte) zur Berechnung des Verdichtungsgrades von grobkörnigen Materialien mit geringen Feinkornanteil nur bedingt mit der Trockendichte im Feld vergleichen lässt, da verschiedene Einflussfaktoren auf das jeweilige Messergebnis einwirken können, die es bei Bedarf zu berücksichtigen gilt. Entsprechend sollten die oben erwähnten Optimierungspunkte bei der Berechnung des Verdichtungsgrades Anwendung finden bzw. berücksichtigt werden.

7 Vergleichsuntersuchungen an Primär- und Sekundärbaustoffen im Labor

7.1 Untersuchungskonzept

Gemäß der Vorhabensbeschreibung des Forschungsvorhabens sollten für die Untersuchungen im Labor aus den für den Erdbau typischen Bodengruppen GW/GI/GE, GU/GU* und SU/SU* jeweils ein natürliches Brechkorn, ein rezyklierter Baustoff aus aufbereiteten Baurestmassen sowie ein industrielles Nebenprodukt (darunter mindestens eine Hausmüllverbrennungssasche) ausgewählt werden (s. Tabelle 38). Insgesamt sollten in den Laborunter-

suchungen somit neun Versuchsmaterialien berücksichtigt werden.

Die Erkenntnisse aus der Literaturrecherche sowie aus der Umfrage bei am Bau Beteiligten zeigten, dass bei allen drei für die Laboruntersuchungen vorgesehenen Materialarten (natürliche Baustoffe, rezyklierte Baustoffe und industrielle Nebenprodukte) Auffälligkeiten bei der Prüfung im Labor sowie im Feld auftreten können, wobei diese häufiger bei mineralischen Sekundärbaustoffen vorkommen. An den drei je Bodengruppe vorgesehenen Materialarten wurde bei der Auswahl der Versuchsmaterialien daher festgehalten. Hinsichtlich der Kornabstufung zeigten die Literaturrecherche (vgl. Kapitel 3.3.2), eigene Erfahrungen sowie die Erkenntnisse aus der Umfrage bei am Bau Beteiligten, dass mineralische Sekundärbaustoffe meist Feinkornanteile $< 15\text{ M.-%}$ sowie eine häufig gut abgestufte Körnungslinie besitzen. Die für die Laboruntersuchungen vorgesehenen Versuchsmaterialien sollten daher jeweils den Bodengruppen GW, GU und SU entsprechen.

Neben der vergleichenden Beurteilung des Verdichtungsverhaltens sowie des mechanischen Verhaltens unter Kompressions- und Scherbeanspruchung sollten die Laboruntersuchungen auch zur Klärung der Fragestellung beitragen, ob und inwie-

Bodengruppe nach DIN 18196	Vorgesehene Materialart	Ausgewähltes Material
GW/GI/GE	Natürlicher Baustoff (Brechkorn)	Kalksteinschotter 0/32 (KSS 0/32)
	Rezyklierter Baustoff	Aufbereitetes Bauschuttgemisch 0/32 (RC Mix 0/32)
	Industrielles Nebenprodukt	LD-Schlacke (LDS 0/32)
GU/GU*	Natürlicher Baustoff (Brechkorn)	Kalksteinschotter 0/22 (KSS 0/22)
	Rezyklierter Baustoff	Aufbereitetes Bauschuttgemisch 0/16 (RC Mix 0/16)
	Industrielles Nebenprodukt	LD-Schlacke (LDS 0/16)
SU/SU*	Natürlicher Baustoff (Brechkorn)	Kalksteinschotter 0/5 (KSS 0/5)
	Rezyklierter Baustoff	Aufbereitetes Bauschuttgemisch 0/4 (RC Mix 0/4)
	Industrielles Nebenprodukt	Hausmüllverbrennungssasche 0/8 (HMVA 0/8)

Tab. 38: Übersicht über die für die Untersuchungen im Labor gemäß Vorhabensbeschreibung vorgesehenen und schließlich ausgewählten Versuchsmaterialien

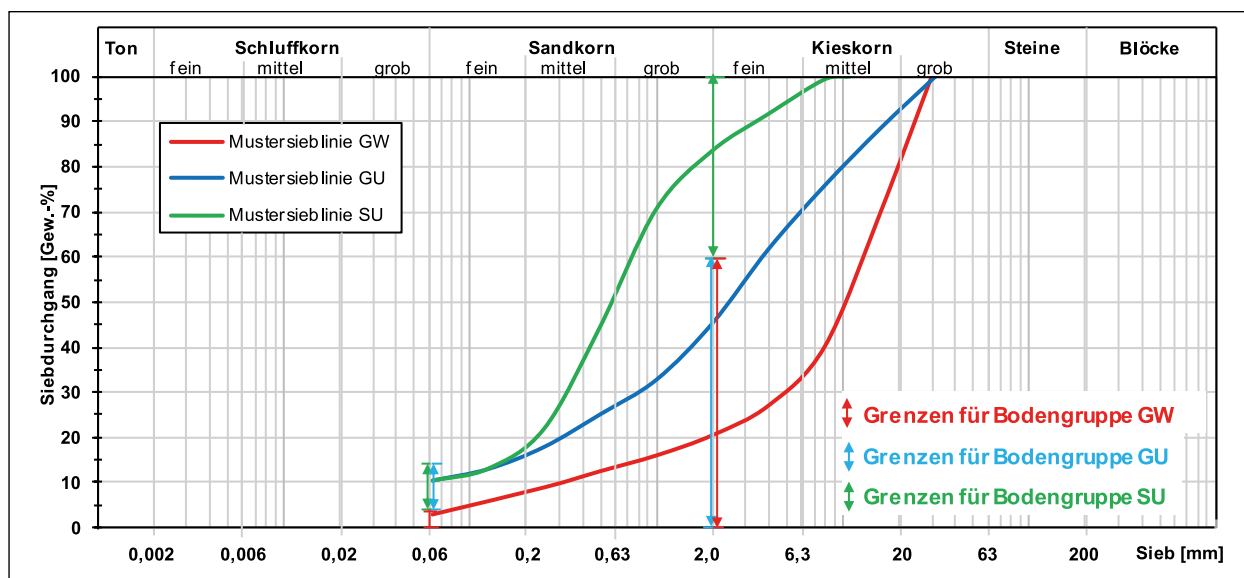


Bild 89: Grenzen der für die Laboruntersuchungen ausgewählten Bodengruppen und angestrebte Mustersieblinien der Versuchsmaterialien für die Laborversuche

weit potenzielle Unterschiede bei der Prüfung der verschiedenen Versuchsmaterialien materialspezifisch sind, oder nicht doch auf allgemeinere Ursachen, beispielsweise der granulometrischen Eigenschaften des Korngerüsts (z. B. geometrische Beschaffenheit der Einzelkörner, Kornfestigkeit), zurückzuführen sind. Ein Aspekt bei der Auswahl der Versuchsmaterialien war daher, dass sich die drei, je Bodengruppe (GW, GU, SU) vorgesehenen Materialarten (natürlicher Baustoff, rezyklierter Baustoff, industrielles Nebenprodukt) möglichst lediglich hinsichtlich ihrer stofflichen und chemischen Zusammensetzung unterscheiden, während weitere Eigenschaften wie die Kornabstufung oder die geometrische Beschaffenheit ihrer Einzelkörner möglichst geringe Unterschiede aufweisen. Die Materialien einer Bodengruppe sollten daher eine möglichst vergleichbare Abstufung der Kornverteilungskurve aufweisen. Die angestrebten Mustersieblinien der Bodengruppen GW, GU und SU, denen die Versuchsmaterialien für die Laborversuche weitgehend entsprechen sollten, sowie die Grenzen der Bodengruppen GW, GU und SU sind in Bild 89 dargestellt. Bei allen Versuchsmaterialien sollte es sich zudem um Brechkorn handeln. Um den Einfluss der Kornabstufung auf die Versuchsergebnisse möglichst gezielt untersuchen zu können, sollten identische Materialarten (natürliches Brechkorn, RC Körnung, industrielles Nebenprodukt) unterschiedlicher Bodengruppen (GW, GU, SU) überdies eine weitgehend vergleichbare stoffliche und chemische Beschaffenheit aufweisen.

7.2 Ausgewählte Versuchsmaterialien

Unter Berücksichtigung der in Kapitel 7.1 angeführten Aspekte wurden für die Laborversuche als natürliche Baustoffe Kalksteinschotter, als rezyklierte Baustoffe aufbereitete Bauschuttgemische und als industrielle Nebenprodukte LD-Schlacke sowie entsprechend den Vorgaben der Vorhabensbeschreibung eine Hausmüllverbrennungsgasche ausgewählt. Die Körnungen aus natürlichem Kalksteinschotter (KSS) stammen aus einem Schotterwerk nördlich von Ingolstadt, in dem Kalkstein (Jurakalk) abgebaut und u. a. zu Schotter für erd- und straßenbautechnische Zwecke aufbereitet wird. Die Versuchsmaterialien aus natürlichem Kalksteinschotter wurden von dem Schotterwerk gezielt aus unterschiedlichen und definierten Kornfraktionen entsprechend den Vorgaben der Mustersieblinien in Bild 89 abgemischt. Dadurch, dass die drei Kornmischungen aus demselben Abbaugelände stammen, weisen sie eine hohe stoffliche und chemische Homogenität auf.

Als rezyklierte Baustoffe sollten aufbereitete Bauschuttgemische mit einer möglichst vergleichbaren stofflichen Zusammensetzung und chemischen Beschaffenheit untersucht werden. Die rezyklierten Baustoffe (aufbereitete Bauschuttgemische) der Bodengruppe GU (RC M 0/16) und SU (RC M 0/4) stammen von einem Baustoffaufbereiter aus dem Münchner Umland und der rezyklierte Baustoff (ebenfalls ein aufbereitetes Bauschuttgemisch) der Bodengruppe GW (RC M 0/32) von einem Baustoffaufbereiter aus dem Nürnberger Raum. Die rezyklierten Baustoffe wurden ebenfalls

gezielt und mit dem Ziel, möglichst den Vorgaben der Mustersieblinien in Bild 89 zu entsprechen, aus vorsortiertem Bauschutt aufbereitet. Die Herstellung der Korngemische der rezyklierten Baustoffe erfolgte im Gegensatz zu den Versuchsmaterialien aus Kalksteinschotter allerdings nicht durch die gezielte Dosierung definierter Kornfraktionen, sondern durch die Optimierung der Parameter des Brechprozesses während der Aufbereitung. Eine derart gezielte Steuerung des Verlaufes der resultierenden Sieblinien, wie dies durch die gezielte Dosierung definierter Korngrößenfraktionen möglich ist, kann hierdurch jedoch nicht erreicht werden.

Die LD-Schlacken der Bodengruppen GW und GU stammen aus dem Ruhrgebiet und aus dem Saarland und damit aus unterschiedlichen Stahlwerken. Eine gezielte Steuerung der Kornverteilungskurven beider Versuchsmaterialien war den Aufbereitern nicht möglich und so konnten nur die regulär anfallenden Korngemische zur Verfügung gestellt werden. Dadurch, dass es sich bei beiden Schlacken um industrielle Nebenprodukte aus der Stahlerzeugung mit dem LD-Verfahren handelt, besitzen beide Schlacken eine im weitesten Sinne vergleichbare stoffliche und chemische Beschaffenheit. Da die Herstellung in unterschiedlichen Werken mit möglicherweise abweichenden Prozessparametern erfolgt, können gewisse Unterschiede allerdings nicht ausgeschlossen werden.

Die Hausmüllverbrennungsasche der Bodengruppe SU stammt aus einer Müllverbrennungsanlage im Ruhrgebiet. Eine gezielte Beeinflussung der Abstufung der Kornverteilungskurve war herstellerseitig wie bei den LD-Schlacken ebenfalls nicht möglich. Jedoch wurde das berücksichtigte Material werksseitig in einer 0/16 mm Sieblinie hergestellt. Da gemäß Vorhabenbeschreibung jedoch ein 0/8 mm Material gemäß Bodengruppe SU zu berücksichtigen war, wurde der Kornanteil > 8 mm aus dem Gemisch abgesiebt. An dieser Stelle sei darauf hingewiesen, das HMVA Gemische üblicherweise nicht in einer SU Bodengruppe hergestellt werden und auch derart nicht in die Verwendung kommen.

Die für die Laborversuche ausgewählten Versuchsmaterialien sind nachfolgend zusammenfassend aufgeführt. Die erdbautechnische Klassifizierung der ausgewählten Versuchsmaterialien erfolgt in den nachfolgenden Abschnitten.

Materialien der Soll-Bodengruppe GW:

- Kalksteinschotter, Korngrößenbereich 0/32 (KSS 0/32)
- Rezyklierter Baustoff aus einem aufbereitetem Bauschuttgemisch, Korngrößenbereich 0/32 (RC Mix 0/32)
- LD-Schlacke, Korngrößenbereich 0/32 (LDS 0/32)

Materialien der Soll-Bodengruppe GU:

- Kalksteinschotter, Korngrößenbereich 0/22 (KSS 0/22)
- Rezyklierter Baustoff aus einem aufbereitetem Bauschuttgemisch, Korngrößenbereich 0/16 (RC Mix 0/16)
- LD-Schlacke, Korngrößenbereich 0/16 (LDS 0/16)

Materialien der Soll-Bodengruppe SU:

- Kalksteinschotter, Korngrößenbereich 0/5 (KSS 0/5)
- Rezyklierter Baustoff aus einem aufbereitetem Bauschuttgemisch, Korngrößenbereich 0/4 (RC Mix 0/4)
- Hausmüllverbrennungsasche, Korngrößenbereich 0/8 (HMVA 0/8)

7.3 Klassifizierung der Versuchsmaterialien

7.3.1 Allgemeines

Die Klassifizierung der Versuchsmaterialien erfolgte primär durch das FEhS-Institut für Baustoff-Forschung, aber auch vom Zentrum Geotechnik der TU München wurden im Zuge der Versuche zur Zusammendrückbarkeit sowie zum Scherverhalten klassifizierende Untersuchungen durchgeführt. Die Klassifizierung umfasste die Ermittlung der Korngrößenverteilung nach DIN EN ISO 17892-4 (DIN, 2017a), die Durchführung von Proctorversuchen nach DIN 18127 (DIN, 2012b) sowie die Bestimmung der Korndichte (verschiedene Verfahren, s. Tabelle 39). Darüber hinaus wurden durch das FEhS-Institut für Baustoff-Forschung weitere klassifizierende Untersuchungen, beispielsweise zur Ermittlung der Kornformen, Kornfestigkeit, der Raumbeständigkeit oder der Umweltverträglichkeit sowie Verdichtungsversuche mit dem Verfahren nach Proctor und dem Vibrationshammerverfahren durchgeführt.

7.3.2 Korngrößenverteilung⁸

Die im Zuge der Klassifizierung der Versuchsmaterialien ermittelten Kornverteilungskurven (TUM ZG jeweils eine Sieblinie, FEhS-Institut für Baustoff-Forschung jeweils drei Sieblinien) sind jeweils getrennt nach den Soll-Bodengruppen GW, GU und SU in Bild 90 bis Bild 92 dargestellt. Zudem sind einige der ermittelten bodenmechanischen Kenngrößen der Versuchsmaterialien in Tabelle 39 zusammenfassend aufgeführt.

Die Korngrößenverteilungen sowie die Angaben in Tabelle 39 zeigen, dass die vorab gestellten Anforderungen an die angestrebten Bodengruppen zwar mit den meisten, aber nicht mit allen Versuchsmate-

rialien erreicht werden konnten. So ist das natürliche Brechkorn Kalksteinschotter 0/32 (KSS 0/32) aufgrund eines etwas zu hohen Feinkornanteiles, anstatt wie vorgesehen als GW, als GU zu klassifizieren. Der Feinkornanteil des Materials LDS 0/32 liegt im Übergangsbereich der Bodengruppen GW und GU und der Feinkornanteil des natürlichen Brechkorns Kalksteinschotter 0/5 (KSS 0/5) befindet sich im Übergangsbereich zwischen den Bodengruppen SU und SU*; eine eindeutige Zuordnung von LDS 0/32 bzw. KSS 0/5 zur Bodengruppe GW und GU bzw. SU und SU* ist dadurch nicht möglich. Bei HMVA 0/8 treten bei einem Siebdurchgang von $d < 0,063$ mm ebenfalls enorme Schwankungsbreiten auf, so dass das Material je nach zu-

Versuchsmaterial	Bodengruppe		Anteil < 0,06 mm [%]	Anteil < 2,0 mm [%]	C _U [-]	C _C [-]	ρ _s [g/cm ³]
	Soll	Ist					
KSS 0/32	GW	GU	5,2 – 6,9	21,3 – 29,0	47 – 50	3,1 – 4,3	2,616 ¹⁾ 2,730 ⁵⁾
RCM 0/32		GW	2,9 – 4,2	30,7 – 43,7	19 – 32	0,5 – 1,1	2,547 ²⁾ 2,630 ⁵⁾
LDS 0/32		GW/GU ⁶⁾	4,6 – 5,1	30,7 – 31,8	63 – 66	2,3 – 2,5	3,480 ¹⁾ 3,495 ²⁾ 3,450 ⁵⁾
KSS 0/22	GU	GU	8,5 – 10,1	39,2 – 49,1	85 – 150	1,3 – 2,4	2,745 ¹⁾ 2,750 ⁵⁾
RCM 0/16		GU	5,7 – 7,2	31,4 – 38,1	28 – 41	1,7 – 4,0	2,712 ¹⁾ 2,650 ⁵⁾
LDS 0/16		GU	9,5 – 11,5	49,6 – 56,1	51 – 69	0,5 – 0,8	3,321 ¹⁾ 3,250 ²⁾ 3,360 ⁵⁾
KSS 0/5	SU	SU/SU* ⁶⁾	13,0 – 15,4	83,0 – 84,2	- ⁷⁾	- ⁷⁾	2,749 ¹⁾ 2,725 ³⁾ 2,730 ⁵⁾
RCM 0/4		SU/SU* ⁶⁾	6,0 – 18,8	69,4 – 76,6	10	1,2	2,695 ¹⁾ 2,652 ²⁾ 2,614 ³⁾ 2,622 ⁴⁾ 2,570 ⁵⁾
HMVA 0/8		SU/GW/GI	0,5 – 10,3	57,5 – 63,4	9 – 28	0,9 – 2,4	2,717 ⁴⁾ 2,723 ⁴⁾ 2,680 ⁵⁾

1) bestimmt am Zentrum Geotechnik der TU München mit dem Tauchgefäß nach HAAS nach TP BF-StB Teil B 3.2 (FGSV, 1988c); Entlüftung: 5 min Rütteltisch + 25 min Vakuum
2) bestimmt am Zentrum Geotechnik der TU München mit dem Luftpyknometer nach TP BF-StB Teil B 3.3 (FGSV, 1988d)
3) bestimmt am Zentrum Geotechnik der TU München mit dem Gaspyknometer nach DIN EN ISO 17892-3 (DIN, 2016a) am Ausgangsmaterial
4) bestimmt am Zentrum Geotechnik der TU München mit dem Gaspyknometer nach DIN EN ISO 17892-3 (DIN, 2016a) am gemörserten Ausgangsmaterial
5) bestimmt am FEhS-Institut, Verfahren nicht bekannt
6) tatsächliche Bodengruppe abhängig vom jeweiligen Anteil Siebdurchgang $d < 0,06$ mm sowie der Kornformkennzahlen C_U und C_C
7) nicht bestimmbar, da d₁₀ nicht ermittelt

Tab. 39: Spannen der Kennzahlen der Korngrößenverteilungen und Korndichte der Versuchsmaterialien

⁸ Bearbeitung durch FEhS und TUM ZG

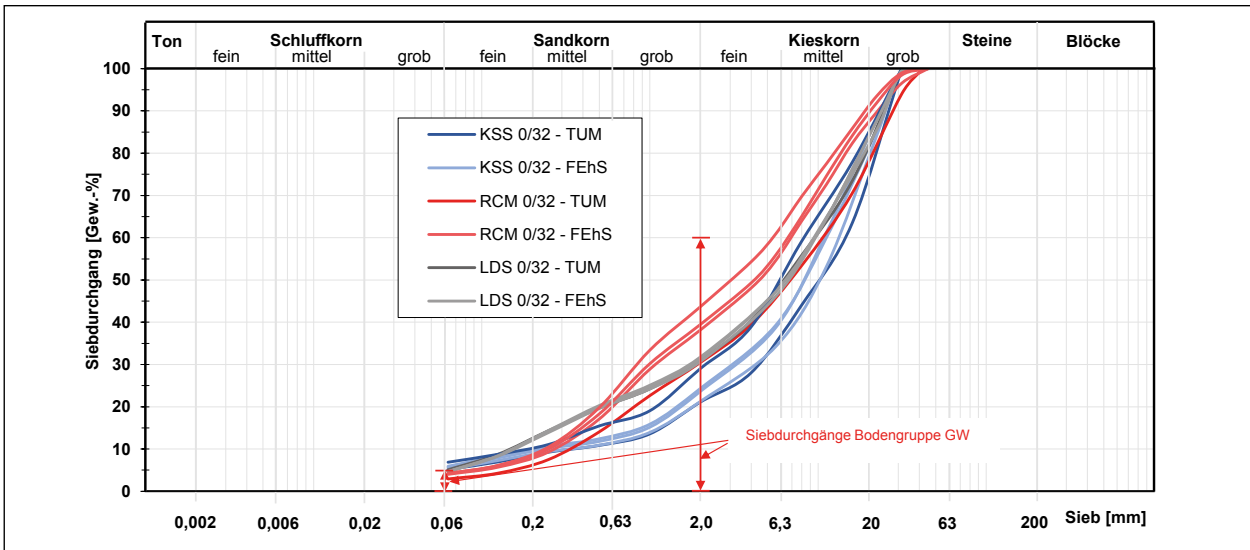


Bild 90: Korngrößenverteilungen der Versuchsmaterialien der Soll-Bodengruppe GW

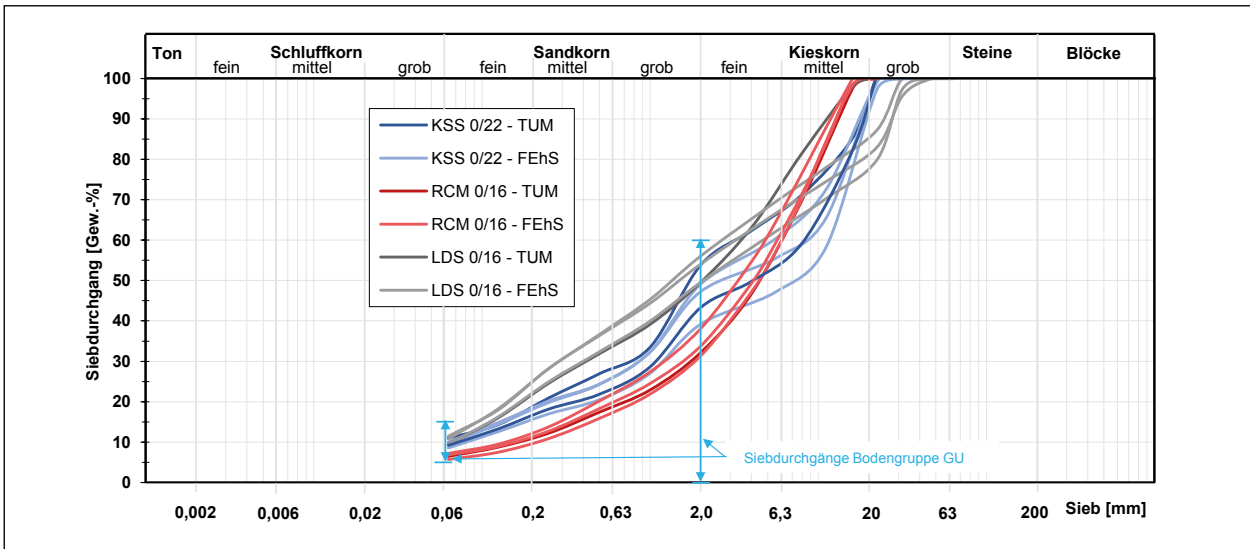


Bild 91: Korngrößenverteilungen der Versuchsmaterialien der Soll-Bodengruppe GU

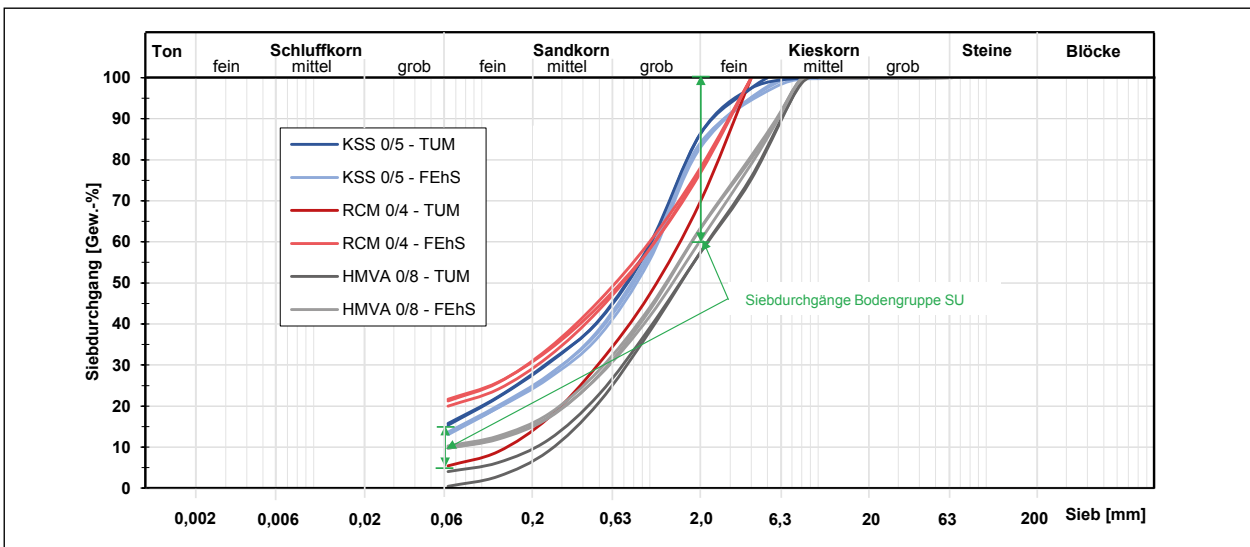


Bild 92: Korngrößenverteilungen der Versuchsmaterialien der Soll-Bodengruppe SU

grundelegter Sieblinie als SU bzw. abhängig von den Kornformkennzahlen C_U und C_C , die ebenfalls Streuungen unterliegen, als GW oder GI zu klassifizieren ist. Zum Material RCM 0/4 ist anzumerken, dass durch das Zentrum Geotechnik der TU München und das FEhS-Institut für Baustoff-Forschung deutliche Unterschiede in Bezug auf die Kornabstufung im Korngrößenbereich $d < 2$ mm ermittelt wurden. Am Zentrum Geotechnik wurde ein Feinkornanteil von etwa 6 M.-% bestimmt (Bodengruppe SU), wohingegen am FEhS-Institut Feinkornanteile zwischen 17,7 und 18,8 M.-% ermittelt wurden (Bodengruppe SU*). Worauf diese Unterschiede zurückzuführen sind, ist nicht bekannt.

Die Ergebnisse der Versuche zur Bestimmung der Korngrößenverteilung sowie der Korndichte durch das FEhS-Institut für Baustoff-Forschung sowie das Zentrum Geotechnik der TU München weisen zum Teil deutliche Unterschiede auf und bestätigen damit, dass die Ergebnisse unterschiedlicher Prüfinstitute einer gewissen Streuung unterliegen. Dies ist einerseits auf Unterschiede in der Probenvorbereitung und Versuchsdurchführung verschiedener Prüflabore zurückzuführen. So können unterschiedliche Vorgehensweisen bereits bei der Probenentnahme, der Probenhomogenisierung und der Probenteilung zu unterschiedlichen Teilproben führen. Unterschiede in der Versuchsdurchführung, beispielsweise der Siebzeit bei mechanischer Siebung oder der Homogenisierungszeit nach der Wasserzugabe beim Proctorversuch (vgl. Kapitel 4.2.3 und 4.2.5) können ebenfalls zu Unterschieden in den Versuchsergebnissen führen. Die Unterschiede in den Versuchsergebnissen verschiedener Prüflabore sind darüberhinaus auf Streuungen der Kornabstufung der Versuchsmaterialien zurückzuführen, die aus dem Transport der Versuchsmaterialien zurückzuführen sind. So führt der Transport der Versuchsmaterialien (die Versuchsmaterialien wurden in BigBags mit einem Kleintanker oder auf einem Anhänger befördert) über weite Strecken zu Entmischungsvorgängen der transportierten Proben. Dies kann zur Folge haben, dass die von unterschiedlichen Prüflaboren jeweils aus den BigBags entnommenen Laboratoriumsproben eine unterschiedliche Abstufung der Kornverteilungskurve aufweisen, die auch durch die sorgfältige Homogenisierung der Versuchsmaterialien vor Durchführung der Laborversuche nicht verhindert werden kann. Überdies weisen auch Laboratoriumsproben, die aus einer homogenisierten Gesamtmenge entnommen und mittels Probenteilung geteilt wur-

den, natürliche Unterschiede auf, die trotz größter Sorgfalt bei der Probenentnahme, der Probenhomogenisierung und der Probenteilung nicht zu vermeiden sind.

7.3.3 Kornformen⁹

Die Kornformen wurden, sofern aufgrund des jeweiligen Größtkorns der Versuchsmaterialien möglich, an unterschiedlichen Kornklassen bestimmt und daraus Mittelwerte gebildet. Grundsätzlich wurde hierfür die Vorgehensweise gemäß DIN EN 933-4 angewendet und die Angularität (Längen- zu Breitenverhältnis größer 3:1) von Einzelkörnern bestimmt. Entsprechend wurden die Versuchsmaterialien im Voraus gesiebt und die auf den jeweiligen Siebsätzen (2/5,6 mm – 4/8 mm – 8/16 mm – 16/32 mm) zurückgebliebenen Massen unter Verwendung eines Messschiebers auf ihr Längen- zu Breitenverhältnis hin untersucht. Die Ergebnisse der Kornformbestimmungen und deren Mittelwerte zeigt Tabelle 40.

Der Einfluss der Kornform auf geotechnische Parameter wie z. B. Verdichtbarkeit, Reibungswinkel und Kompressibilität von Baustoffen, die auch im Zusammenhang der Fragestellung des vorliegenden Forschungsvorhabens liegen, wurde eingehend im Voraus beschrieben. Für den Erdbau werden materialspezifische Anforderungen an die Kornform nicht gestellt. Bzgl. der Eingruppierung gemäß TL Gestein-StB für Gesteinskörnungen gemäß den untersuchten Kornklassen wäre die Kategorie SI 15 für alle untersuchten Versuchsmaterialien, aufgrund ihrer eher gering einstuften Angularität, zutreffend.

Versuchsmaterial	Kornform je Kornklasse [M.-%]				
	2/5,6	4/8	8/16	16/32	Mittelwert
KSS 0/5	14	-	-	-	-
KSS 0/22	-	3	2	0	2
KSS 0/32	-	8	4	4	5
RCM 0/4	-	2	-	-	-
RCM 0/16	-	4	4	-	4
RCM 0/32	-	3	5	13	7
LDS 0/16	-	6	6	-	6
LDS 0/32	-	11	4	2	6
HMVA 0/8	-	4	-	-	-

Tab. 40: Ergebnisse der Kornklassenabhängigen Kornformbestimmung

⁹ Bearbeitung durch FEhS

Versuchsmaterial	Wassergehalte [M.-%] (Prüfkörnung d/D)
KSS 0/5	6,6
KSS 0/22	4,7
KSS 0/32	5,3
RCM 0/4	22,1
RCM 0/16	13,8
RCM 0/32	8,9
LDS 0/16	8,6
LDS 0/32	5,2
HMVA 0/8	22,1

Tab. 41: Ergebnisse der Wassergehaltsbestimmung an den Ausgangsmaterialien

7.3.4 Wassergehalte¹⁰

Die Wassergehalte der Versuchsmaterialien wurden an den originalen Ausgangsmaterialien bzw. dem Kornband d/D gemäß DIN EN ISO 17892-1 durch Ofentrocknung bestimmt. Dafür wird eine Teilprobe des beprobten ursprünglichen Probenmaterial in einem Trockenofen bei 105 °C getrocknet und das Gewicht vor und nach der Trocknung festgehalten, wobei die Gewichtskonstanz nach der Trocknung erreicht und die Versuchsprobe auf Raumtemperatur abgekühlt sein muss.

Grundsätzlich ist bekannt, dass Materialien mit einem hohen Feinkornanteil, eher höhere Wassergehalte aufweisen.

Wie schon im Voraus formuliert, wurden an den Versuchsmaterialien, die einen höheren Feinkornanteil (KSS 0/5, RCM 0/4 und HMVA 0/8) aufweisen, sprich die SU-Versuchsmaterialien, ein höherer Wassergehalt gemessen als im Vergleich zu den anderen materialgleichen Versuchsmaterialien.

7.3.5 Widerstand gegen Zertrümmerung¹¹

Der Einfluss mechanischer Kräfte auf die Kornfestigkeit eines Materials kann im Straßenbau mit dem sogenannten Widerstand gegen Zertrümmerung gemäß DIN EN 1097-2 (DIN, 2020) bestimmt werden. Materialbezogen und Versuchsverfahrensabhängig beinhaltet der Anhang A der TL Gestein-StB eine Tabelle, die materialtypische Kenngrößen auch bzgl. der Schlagzertrümmerung von natürlichen, recycelten und industriellen Gesteinskörnungen aufzeigt.

Versuchsmaterial	Schlagzertrümmerungswert Sz [M.-%]
KSS 0/5	- 1)
KSS 0/22	22,8
KSS 0/32	21,9
RCM 0/4	- 1)
RCM 0/16	29,8
RCM 0/32	31,6
LDS 0/16	11,8
LDS 0/32	15,9
HMVA 0/8	- 1)

1) Versuchsprüfkörnung 8/12,5 mm aus Versuchsmaterial aufgrund des jeweils vorliegenden Größtkorns D nicht gewinnbar

Tab. 42: Schlagzertrümmerungswerte Sz der Versuchsmaterialien

Der Schlagversuch erfolgt an der Prüfkörnung 8/12,5 mm, wobei vorab aus einem Material die Kornfraktionen 8/10 mm, 10/11 mm und 11/12,5 mm heraus gesiebt werden und in Abhängigkeit der Rohdichte der Prüfkörnung 8/12,5 mm die drei Kornfraktionen im Verhältnis von 50 % zu 25 % zu 25 % zusammengesetzt werden. An dieser Prüfkörnung erfolgt der Schlagversuch, indem ein Fallgewicht mit einer Masse von 50 kg aus einer festgelegten Höhe mehrmals auf die Prüfprobe fallen gelassen wird. Nach dem Versuch wird der Anteil < 4 mm, der durch den mechanischen Einfluss entstanden ist, durch Siebung bestimmt und dessen Masse prozentual auf Basis der Masse der Versuchsprobeneinwaage berechnet. Dies erfolgt an drei Einzelproben und der Widerstand gegen Schlagzertrümmerung wird dann als Mittelwert angegeben. Die Ergebnisse der Schlagzertrümmerungsversuche fasst Tabelle 42 zusammen. Es ist anzumerken, dass für die Versuchsmaterialien KSS 0/5, RCM 0/4 und HMVA 0/8 ein Schlagzertrümmerungswert nicht bestimmt werden konnte, das bei diesen Materialien das Größtkorn unterhalb der zu berücksichtigenden Prüfkörnung 8/12,5 mm lag.

Gemäß Anhang A der TL Gestein-StB liegen die gemessenen Sz-Werte der Versuchsmaterialien im materialtypischen Wertebereich und erfüllen die Sollanforderung. Weiterhin ist erkennbar, dass die Sz-Werte in Abhängigkeit von der Materialkorndichte niedrigere Werte aufzeigen. Folglich zeigt z. B. KSS 0/22 und KSS 0/32 wie auch RCM 0/16 und RCM 0/32 einen höheren Sz-Wert als die industrielle Gesteinskörnung LDS 0/16 bzw. LDS 0/32. Ur-

¹⁰ Bearbeitung durch FEhS

¹¹ Bearbeitung durch FEhS

sächlich hierfür ist sicherlich nicht nur der reine Parameter Kornrohddichte, sondern vielmehr die stoffliche Zusammensetzung bzw. die Festigkeit der Einzelkörner, die sich wiederum materialspezifisch quasi in der Kornrohddichte widerspiegelt.

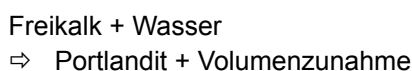
7.3.6 Raumbeständigkeit¹²

Hausmüllverbrennungsaschen und Stahlwerksschlacken können aufgrund ihrer Herstellungsprozesse Mineralphasen beeinhaltend, zu einer Volumenzunahme führen können. Hauptinitiator ist dafür zu meist Wasser, das in Kombination mit gewissen Mineralphasen zur Umwandlung selbiger führt und dadurch eine Volumenzunahme bedingt. Zur Bestimmung potenzieller Volumenzunahmen wurden sogenannte Dampfversuche an Stahlwerksschlacken und der Hebungversuch für Hausmüllverbrennungsasche durchgeführt.

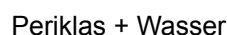
7.3.6.1 Dampfversuch an Stahlwerksschlacken (LDS 0/32 und LDS 0/16)

Die Überprüfung der Raumbeständigkeit erfolgte gemäß DIN EN 1744-1 (DIN, 2013), Absatz 19.3: „Bestimmung der Volumenzunahme von Stahlwerksschlacke“. Das Prüfverfahren wurde für die Beurteilung der Raumbeständigkeit von Stahlwerksschlacken, die als Gesteinskörnung im Straßenbau eingesetzt werden, entwickelt. Generell ist das Prüfverfahren für alle Materialien geeignet, die hydratisierbare Bestandteile enthalten. Ausgelegt ist es allerdings für die spezifischen Belange im Straßenbau und die Gesteinsart Stahlwerksschlacke, die hydratisierbare Bestandteile wie Freikalk und Periklas aufweisen kann. Die durch die Reaktion des in der Stahlwerksschlacke enthaltenen Freikalks oder freien Magnesiumoxids (Periklas) mit Feuchtigkeit verursachten Volumenzunahmen werden dabei durch direkte Messung kontinuierlich digital erfasst.

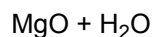
Bei der Hydratation von nicht raumbeständigen Mineralphasen können folgende chemische Reaktionen ablaufen:



bzw.



bzw.



Kenntnisse, in welchem Umfang andere treibende Bestandteile als Freikalk und Periklas die Ergebnisse des Dampfversuchs beeinflussen, liegen nicht vor.

Die Probenvorbereitung beinhaltet die Materialtrocknung und Kornfraktionierung. Gemäß DIN EN 1744-1, Abs. 19.3 werden aus den Kornfraktionen zwei Einzelproben 0/22 mm nach Fuller gemäß Tabelle 43 zusammengesetzt.

Die beiden Einzelproben werden folgend in einem Probentopf eingefüllt und mit einem Rütteltisch verdichtet. Bild 93 zeigt eine schematische Skizze eines Dampfgerätes. Durch einen Lochboden wird das verdichtete Probenmaterial mit Wasserdampf beaufschlagt. Die oberhalb des Probenmaterials aufgetragenen Glaskugeln vergleichmäßigen eventuelle punktförmig auftretende Volumenzunahmen, so dass diese dann durch einen Wegaufnehmer messtechnisch erfasst werden können.

Die Einzelergebnisse sowie die Mittelwerte der durchgeführten Dampfversuche an den beiden industriellen Gesteinskörnungen (Stahlwerksschlacken) LDS 0/16 und LDS 0/32 zeigt Tabelle 44.

Gemäß TL BuB E-StB werden die Anforderungen an die Volumenvolumenzunahme von Stahlwerksschlacken in Kategorien eingeteilt. Kategorie 1 erlaubt eine Volumenzunahme von $\leq 3,5$ Vol.-%, Kategorie 2 ≤ 5 Vol.-% und Kategorie 3 enthält keine Anforderung. Ergänzend wird darin festgehalten: Für den Bau von Straßendämmen sowie Schutz-

Korngrößen [mm]	Massen [M.-%]	Anteil [g]
0 bis 0,5	15	675
0,5 bis 2	15	675
2 bis 5,6	20	900
5,6 bis 8	10	450
8 bis 11,2	11	495
11,2 bis 16	14	630
16 bis 22,4	15	675
Gesamt	100	4500

Tab. 43: Kornzusammensetzung der beiden Versuchsproben gemäß DIN EN 1744-1, Abs. 19.3

¹² Bearbeitung durch FEhS

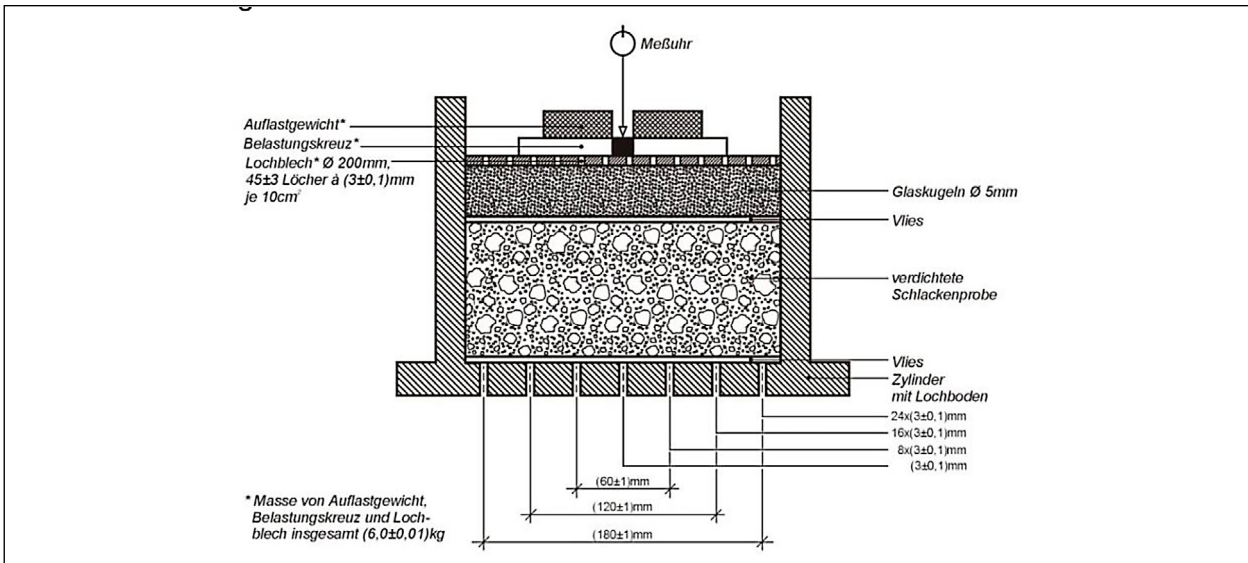


Bild 93: Schematische Darstellung des Dampfgerätes inkl. Prüfkörper

Probenbezeichnung	ΔV_{24h} [Vol.-%]	ΔV_{168h} [Vol.-%]
LDS 0/16 – Teilprobe A	2,89	3,61
LDS 0/16 – Teilprobe B	4,06	4,25
Mittelwert	3,5	3,9
LDS 0/32 – Teilprobe A	1,69	2,47
LDS 0/32 – Teilprobe B	2,11	2,53
Mittelwert	1,9	2,5

Tab. 44: Ergebnisse der Raumbeständigkeitsprüfungen an Stahlwerksschlacken

wällen, die nach Fertigstellung bebaut werden (z. B. mit Lärmschutzwänden), können die Kategorien 1 und 2 gewählt werden. Die Kategorie 2 kann gewählt werden, wenn das gelieferte Material mit nicht hydraulisch erhärtenden verwitterungsbeständigen Baustoffen mindestens 1 m dick überbaut wird. Gemäß diesen Vorgaben würden das Versuchsmaterial LDS 0/16 der Anforderungskategorie 2 und 3 und das Versuchsmaterial LDS 0/32 allen drei Anforderungskategorien entsprechen.

7.3.6.2 Hebungversuch an Hausmüllverbrennungsasche (HMVA)

Hausmüllverbrennungsasche muss eine für den jeweiligen Anwendungsbereich ausreichende Raumbeständigkeit aufweisen. Zur Bestimmung der Raumbeständigkeit von Hausmüllverbrennungsasche wird der Hebungversuch nach TP Gestein-StB 6.7.7 an einer Doppelprobe durchgeführt. Bei diesem Versuch werden die durch die Reaktion der in einer HMVA enthaltenen chemischen Verbindungen sowie Metallen verursachten Volumenzunahmen durch direkte Messung erfasst. Hierfür wird das ursprüngliche Probenmaterial mit modifizierter

Proctorenergie nach DIN EN 13286-2 in einem Prüfzylinder eingeschlagen. Nach der Probenherstellung werden die Prüfzylinder auf einen Gitterrost, das wiederum in Wasser gelagert ist, montiert. Während des Versuches, der in einem geschlossenen Behältnis erfolgt, wird die Versuchstemperatur innerhalb des Behältnisses konstant auf 50 °C gehalten, um die für potentielle Reaktionen notwendige Feuchtigkeit zur Verfügung zu stellen. Die Messungen potenzieller Hebungen erfolgen mittels Messuhren über einen Versuchszeitraum von 30 Tagen. Einen schematischen Versuchsaufbau des Hebungversuches zeigt Bild 94.

Die Messungen zur Raumbeständigkeit im Hebungversuch erfolgten jeweils an einer originalen Mischprobe mit den aus den Proctorversuchen vorliegenden erzielten optimalen Wasserghalt als Mittelwert von 19,5 M.-% als Doppelversuch. Eine grafische Darstellung der beiden Einzelversuche zeigen Bild 95 und Bild 96. Die Versuchseinzelergebnisse und deren Mittelwert zeigt Tabelle 45.

An beiden Mischproben wurden volumetrische Hebungen gemessen. Gemäß TL Gestein-StB, Anhang B werden Baustoffgemische aus Hausmüllverbrennungsasche (HMVA) als ausreichend raumbeständig angesehen, wenn eine der folgenden Kriterien erfüllt ist:

- beim Hebungversuch die maßgebende Hebung nach 30 Tagen $\leq 3 \text{ ‰}$ beträgt
- sofern beim Hebungversuch die maßgebende Hebung nach 30 Tagen $> 3 \text{ ‰}$ und $< 5 \text{ ‰}$ ist, so

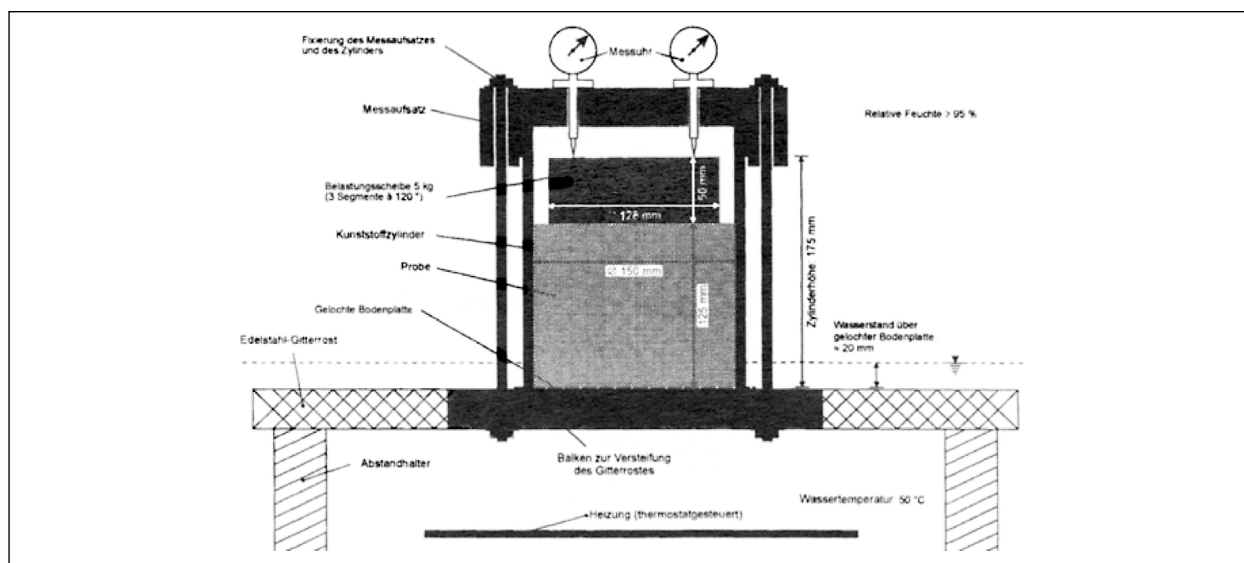


Bild 94: Versuchsaufbau für den Hebungversuch

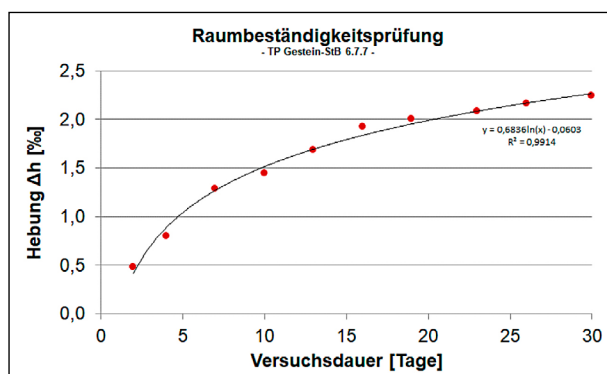


Bild 95: Messverlauf Hebungsmessung Teilprobe A

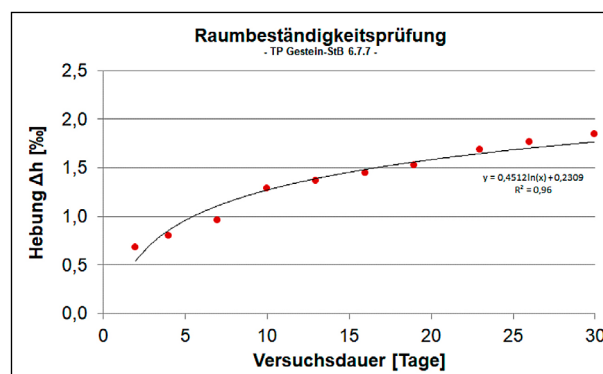


Bild 96: Messverlauf Hebungsmessung Teilprobe B

Probenbezeichnung	Δh, 30 Tage [%o]	Δh, 120 Tage [%o]
HMVA 0/8– Teilprobe A	2,33	-
HMVA 0/8 – Teilprobe B	1,84	-

Tab. 45: Ergebnisse der Raumbeständigkeitsprüfungen an Hausmüllverbrennungsasche (HMVA)

muss zusätzlich die maßgebende Hebung nach 120 Tagen ≤ 5 ‰ betragen.

Das Versuchsmaterial HMVA 0/8 zeigte eine maximale Hebung von 2,33 ‰ nach 30 Tagen Messzeit und erfüllte somit das erste Raumbeständigkeitskriterium für Hebungversuche an HMVA. Da beide Versuchsproben nach 30 Tagen Versuchszeit keine Hebungen oberhalb von 3 ‰ mussten die Versuche nicht auf 120 Tage ausgedehnt und das zweite Raumbeständigkeitskriterium herangezogen werden.

7.3.7 Stoffliche Zusammensetzung von HMVA¹³

In den TL BuB E-StB wird für Hausmüllverbrennungsaschen (HMVA) auch eine Bestimmung ihrer stofflichen Zusammensetzung gemäß TP Gestein-StB, Teil 3.1.4 gefordert. Der sachlich relevante Hintergrund der Prüfung bzgl. des Forschungsvorhabens wurde in Kapitel 3.3.1 ausführlich dargelegt.

Gemäß Prüfvorschrift wird hierfür eine eingeeignete Probe von mindestens 5000 g Einwaage berücksichtigt. Die Anteile < 4 mm werden abgesiebt und die Probe gewaschen, um anhaftende Feinanteile zu entfernen. Üblicherweise werden die Kornklassen 4/8, 8/16 und 16/32 mm dafür verwendet, die praktischerweise schon bei der Korngrößenanalyse anfallen. Da das Versuchsmaterial ein Größtkorn von 8 mm aufwies, wurde nur die Kornfraktion 4/8 mm untersucht.

¹³ Bearbeitung durch FEhS

Das Ergebnis der stofflichen Zusammensetzung des Versuchsmaterials HMVA 0/8 zeigt Tabelle 46. Auf Basis der Anforderungen an eine stoffliche Zusammensetzung einer HMVA ist das Versuchsmaterial HMVA 0/8 gemäß den Bestimmungen der TL BuB E-StB für den Erdbau als geeignet einzustufen und weist als primären Hauptbestandteil Asche/Schlacke auf.

Stoffgruppe	Massenanteile > 4 mm [M.-%] ¹⁾	Anforderungen gemäß TL BuB E-StB [M.-%]
Asche/Schlacke	89,6	-
Glas/Keramik	7,0	-
Metalle	0,1	≤ 5
Sonstiges (Betonebruch, Naturstein, Ziegel, Mörtel)	3,3	
Unverbranntes	0,0	≤ 0,5

¹⁾ Der gemittelte Anteil an der Körnung > 4 mm im Gesamtgemisch 0/8 mm betrug 27,7 M.-%.

Tab. 46: Stoffliche Zusammensetzung des Versuchsmaterials Hausmüllverbrennungsasche (HMVA)

7.3.8 Umweltverträglichkeit¹⁴

Die Untersuchungen zur Umweltverträglichkeit der berücksichtigten Baustoffgemische erfolgten gemäß DIN EN 12457-4 und dem nationalen Anwendungsdokument TP Gestein-StB, Teil 7.1.1 das ergänzende Präzisierungen enthält. Entsprechend wurden die umwelttechnischen Untersuchungen an der Körnung durchgeführt, die zur Auslieferung kommt, sprich die Originalkörnung (d/D mm). Die Versuchsproben wurden mittels Riffelteilung homogenisiert und je nach Größtkorn gemäß TP Gestein-StB, Teil 7.1.1. die Mindestmassen (≤ 11,2 mm ≥ 200 g; ≤ 22,2 mm ≥ 1000 g; > 22,2 mm ≥ 2500 g) eingewogen, wobei die Anteile an Körnern > 32 mm auf 16/32 mm gebrochen und den Versuchsproben zugeführt wurden.

Als Beurteilungsgrundlage der gemessenen Eluatkonzentrationen wurden die Grenzwerte entsprechend Anhang D der TL Gestein-StB, die auch als Regelwerk für die im Forschungsvorhaben berück-

Parameter	Einheit	Grenzwerte gemäß TL Gestein-StB							
		RC-1	RC-2	RC-3	HMVA 1	HMVA 2	SWS-1	SWS-2	SWS-3
pH-Wert	[-]	7 - 12,5			7 - 13		10 - 13 ⁴⁾		
El. Leitfähigkeit	[µS/cm]	1500 ¹⁾	2500 ¹⁾	3000 ¹⁾	2000	6000	1500 ⁵⁾		
Chlorid	[mg/L]	20	40	150	50	250	-	-	-
Sulfat	[mg/L]	150	300	600	200	600	-	-	-
Cyannid	[mg/L]	-	-	-	200	600	-	-	-
Fluorid	[mg/L]	-	-	-	-	-	0,75 ⁶⁾	2 ⁶⁾	5 ^{4) 6)}
DOC	[mg/L]	-	-	-	2) ²⁾	2) ²⁾	-	-	-
Phenolindex	[µg/L]	10	50	100	-	-	-	-	-
Arsen	[µg/L]	10	40	50	2) ²⁾	2) ²⁾	-	-	-
Blei	[µg/L]	40	100		50		-	-	-
Cadmium	[µg/L]	2	5		5		-	-	-
Chrom, ges.	[µg/L]	30	75	100	50		30	75	100
Kupfer	[µg/L]	50	150	200	300		-	-	-
Nickel	[µg/L]	50	100		40		-	-	-
Vanadium	[µg/L]	-	-	-	-	-	50	100	250 ⁷⁾
Quecksilber	[µg/L]	0,2	1	2	1 ³⁾		-	-	-
Zink	[µg/L]	100	300	400	300		-	-	-

¹⁾ Wert ist kein Ausschlusskriterium, wenn der pH-Wert über 11,5 liegt und die Werte für Chlorid und Sulfat eingehalten werden
²⁾ Zur Erfahrungssammlung zu bestimmen; Wert wird nicht zur Beurteilung herangezogen
³⁾ Nur bei Erstprüfung zu bestimmen
⁴⁾ Bei EOS: pH-Wert bis 12,5; Fluorid bis 2 mg/L
⁵⁾ Überschreitungen bedeuten bei LDS mit pH-Wert > 11 allein kein Ausschlusskriterium
⁶⁾ Nur zu bestimmen, wenn fluorhaltige Zusätze im Verfahren eingesetzt werden
⁷⁾ Bei LDS bis 100 µg/L

Tab. 47: Eluatkonzentrationsgrenzwerte gemäß TL Gestein-StB und Baustoff

Parameter	Einheit	Eluatkonzentrationen								
		KSS 0/5	KSS 0/22	KSS 0/32	RCM 0/4	RCM 0/16	RCM 0/32	LDS 0/16	LDS 0/32	HMVA 0/8
pH-Wert	[-]	9,5	9,7	9,7	10,2	11,1	11,3	12,3	12,2	10,7
El. Leitfähigkeit	[µS/cm]	52	51	48	603	391	1464	4220	4020	1586
Chlorid	[mg/L]	1,7	1,6	1,5	3,5	1,6	14	< 1,0	0,8	136
Sulfat	[mg/L]	1,2	0,8	1,0	222	23	453	1,0	2,8	516
Cyanid	[mg/L]	< 0,01	< 0,01	< 0,01	< 0,01	< 0,01	< 0,01	< 0,01	< 0,01	37
Fluorid	[mg/L]	< 0,4	< 0,4	< 0,4	< 0,4	< 0,4	< 0,4	< 0,4	< 0,4	< 0,4
Arsen	[µg/L]	0,7	0,2	0,1	0,3	0,2	0,3	0,2	0,2	0,6
Blei	[µg/L]	0,2	0,2	< 0,1	0,2	0,1	0,1	< 0,1	0,5	0,6
Cadmium	[µg/L]	< 0,1	< 0,1	< 0,1	< 0,1	< 0,1	< 0,1	< 0,1	< 0,1	< 0,1
Chrom, ges.	[µg/L]	0,0	0,0	0,0	0,0224	0,0134	0,0135	0,0	0,0061	0,0109
Kupfer	[µg/L]	< 1,0	< 1,0	< 1,0	1,2	< 1,0	3,9	< 1,0	< 1,0	220
Nickel	[µg/L]	0,8	0,8	0,6	1,3	0,9	1,4	0,4	2,5	5,5
Vanadium	[µg/L]	1,9	1,0	< 1,0	18,3	12	6,5	2,7	11,4	12,4
Quecksilber	[µg/L]	< 0,1	< 0,1	< 0,1	< 0,1	< 0,1	< 0,1	< 0,1	0,1	< 0,1
Zink	[µg/L]	< 5,0	< 5,0	< 5,0	< 5,0	< 5,0	< 5,0	< 5,0	< 5,0	< 5,0

Tab. 48: Eluatkonzentrationen der berücksichtigten Baustoffe

sichtigten Erdbaumaterialien gelten, berücksichtigt. Weiterführende länderspezifische Regelungen gemäß der Herkunft der Materialien wurden nicht berücksichtigt. Eine tabellarische Darstellung der je Materialart geltenden Grenzwerte zeigt Tabelle 47.

In Tabelle 48 sind die gemessenen Eluatkonzentrationen der Baustoffgemische zusammengefasst, wobei im Normalfall für natürliche Baustoffgemische keine Untersuchungen bzgl. ihrer umwelttechnischen Eignung bis dato durchzuführen sind. Um einen Kontext zwischen allen Baustoffen zu schaffen, wurden jedoch auch diese Versuchsmaterialien umwelttechnisch untersucht. Um eine Vereinheitlichung zu ermöglichen wurden in Tabelle 48 nicht nur die gemäß Regelwerk und Material zu untersuchenden Parameter (s. Tabelle 47) dargestellt, sondern pauschal alle Parameter zusammengefasst. Ausnahmen bildeten der Parameter DOC, da dieser für HMVA-Baustoffe nur zur Erfahrungssammlung bestimmt werden soll, sowie der Parameter Phenolindex, da gemäß stofflicher Zusammensetzung das HMVA-Gemisch (s. Kapitel 7.3.7) keine Anteile an Asphalt aufwies.

Tabelle 48 verdeutlicht, dass alle natürlichen Baustoffe keine besonderen Auffälligkeiten bzgl. der

umwelttechnischen Untersuchung unter Berücksichtigung materialfremder Grenzwerte aufzeigen. Ebenso zeigen die drei rezyklierten Baustoffe eine grundsätzliche Eignung mit unterschiedlicher Kategorieeinordnung. Basierend auf dem Parameter Sulfat, wäre das RCM 0/4 in die Kategorie RC-2, das RCM 0/16 in die Kategorie RC-1 und das RCM 0/32 in die Kategorie RC-3 einzuordnen. Die untersuchten LD-Schlacken LDS 0/16 und LDS 0/32 erfüllen die Grenzwertanforderung der SWS-1 Klasse und das HMVA-Baustoffgemisch wäre basierend auf dem Messwert für Chlorid als HMVA-2 Material zu deklarieren.

7.4 Verdichtungsversuche

7.4.1 Proctor- und Vibrationshammerversuche am FEHS-Institut¹⁵

Für einen Proctorversuch werden gemäß Erdbauregelwerk (DIN 18127) mindestens fünf Einzelproben mit einem Proctorverdichter verdichtet, die zuvor mit unterschiedlichen Wassergehalten versehen wurden. Üblicherweise werden die Wassergehalte 24 Stunden vor der Verdichtung den Bodenproben zugeführt. Die Verdichtung des Probenma-

¹⁵ Bearbeitung durch FEHS

terials erfolgt beim Proctorverfahren über ein Fallgewicht, das eine definierte Verdichtungsenergie in eine Versuchsprobe einwirken lässt. Die durch das Fallgewicht erzeugte Verdichtungsenergie bewirkt eine Kornumlagerung, wobei hierbei kleinere Probenpartikel in die Hohlräume der neu entstehenden Probenmatrix wandern, was zu einer Reduzierung des Hohlraumanteils und einer Erhöhung der Raumdichte führt. Zur Förderung der Verdichtungswilligkeit dient das zugeführte Wasser, das bei einem sogenannten optimalen Anteil zu einer, bezogen auf die eingesetzte Verdichtungsenergie, maximal erzielbaren Trockendichte führt.

Die Versuchsdurchführung erfolgte entsprechend DIN 18127 in folgenden Schritten:

- Wasserzugabe und Mischen der Versuchsproben 24 Stunden vor der Verdichtung

- Einfüllen des Probenmaterials in drei Schichten und anschließende Verdichtung pro Schicht nach den vorgegebenen Versuchsparametern mit einem Proctorverdichter
- Messung der relevanten Messgrößen (Probenhöhe und Massen)
- Berechnung der Parameter: Trockendichten und Wassergehalte
- Auswertung der Datenpunkte und Bestimmung des optimalen Wassergehaltes mit korrespondierender maximaler Trockendichte

Als Verdichtungsalternative zum Proctorverdichter wurde auch das Vibrationshammerverfahren (s. Bild 4) für die Fragestellungen des Forschungsvorhabens berücksichtigt. Der Vibrationshammerversuch nach DIN EN 13286-4 „legt ein Verfahren zur Bestimmung des Zusammenhangs zwischen der Trockendichte und dem Wassergehalt eines Gemi-

Versuchsmaterial	Proctorverfahren									
	Optimaler Wassergehalt [M.-%]					Maximale Trockendichte [Mg/m ³]				
	Einzelwerte			M	S	Einzelwerte			M	S
KSS 0/5 mm	6,2	5,5	4,5	5,4	0,9	1,89	1,87	1,86	1,87	0,01
KSS 0/22 mm	3,9	4,8	3,3	4,0	0,8	1,93	1,90	1,98	1,94	0,04
KSS 0/32 mm	3,8	4,8	4,5	4,4	0,5	1,87	1,94	1,97	1,93	0,05
LDS 0/16 mm	10,3	10,2	10,3	10,3	0,1	1,92	1,94	1,91	1,92	0,02
LDS 0/32	5,4	5,8	5,2	5,5	0,3	2,50	2,51	2,49	2,49	0,03
HMVA 0/8	19,2	19,6	19,7	19,5	0,3	1,43	1,52	1,54	1,50	0,06
RCM 1 0/8	17,7	19,5	18,5	18,6	0,9	1,68	1,67	1,71	1,68	0,02
RCM 2 0/16	11,6	13,1	10,7	11,8	1,2	1,83	1,86	1,71	1,80	0,08
RCM 3 0/32	11,8	11,0	11,8	11,5	0,5	1,68	1,70	1,68	1,70	0,01

Tab. 49: Ergebnisse der Verdichtungsversuche mittels Proctorverfahren

Versuchsmaterial	Vibrationshammerverfahren									
	Optimaler Wassergehalt [M.-%]					Maximale Trockendichte [Mg/m ³]				
	Einzelwerte			M	S	Einzelwerte			M	S
KSS 0/5 mm	4,2	4,3	4,5	4,3	0,2	1,97	2,00	2,00	1,99	0,02
KSS 0/22 mm	3,2	3,4	3,3	3,3	0,1	2,03	2,07	2,10	2,07	0,04
KSS 0/32 mm	3,0	3,1	3,0	3,0	0,1	1,85	2,01	2,03	1,96	0,10
LDS 0/16 mm	9,5	8,8	8,8	9,0	0,4	2,07	2,21	2,16	2,15	0,08
LDS 0/32	4,8	4,9	5,2	5,0	0,2	2,57	2,58	2,62	2,59	0,03
HMVA 0/8	18,6	19,6	19,9	19,4	0,7	1,68	1,69	1,69	1,69	0,01
RCM 1 0/8	14,0	15,2	13,8	14,3	0,8	1,85	1,84	1,88	1,85	0,02
RCM 2 0/16	10,3	10,1	9,9	10,1	0,2	2,03	2,06	1,98	2,02	0,04
RCM 3 0/32	10,2	11,0	10,4	10,5	0,4	1,77	1,74	1,76	1,76	0,01

Tab. 50: Ergebnisse der Verdichtungsversuche mittels Vibrationshammerverfahren

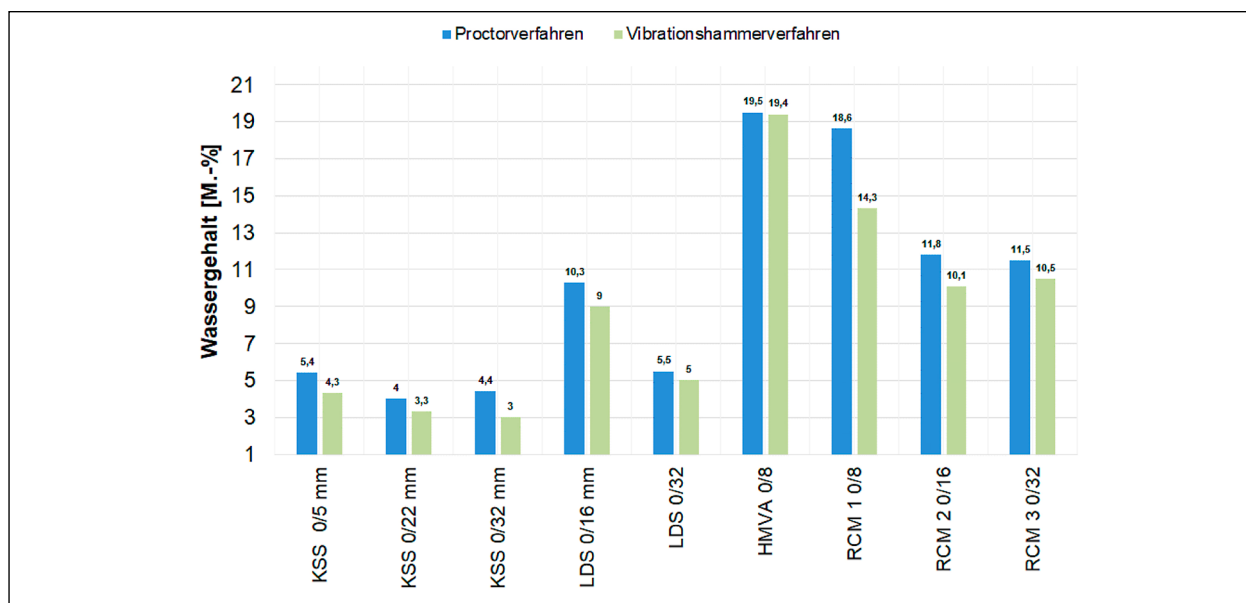


Bild 97: Grafische Darstellung der gemittelten optimalen Wassergehalte mittels Proctor- und Vibrationshammerverfahren

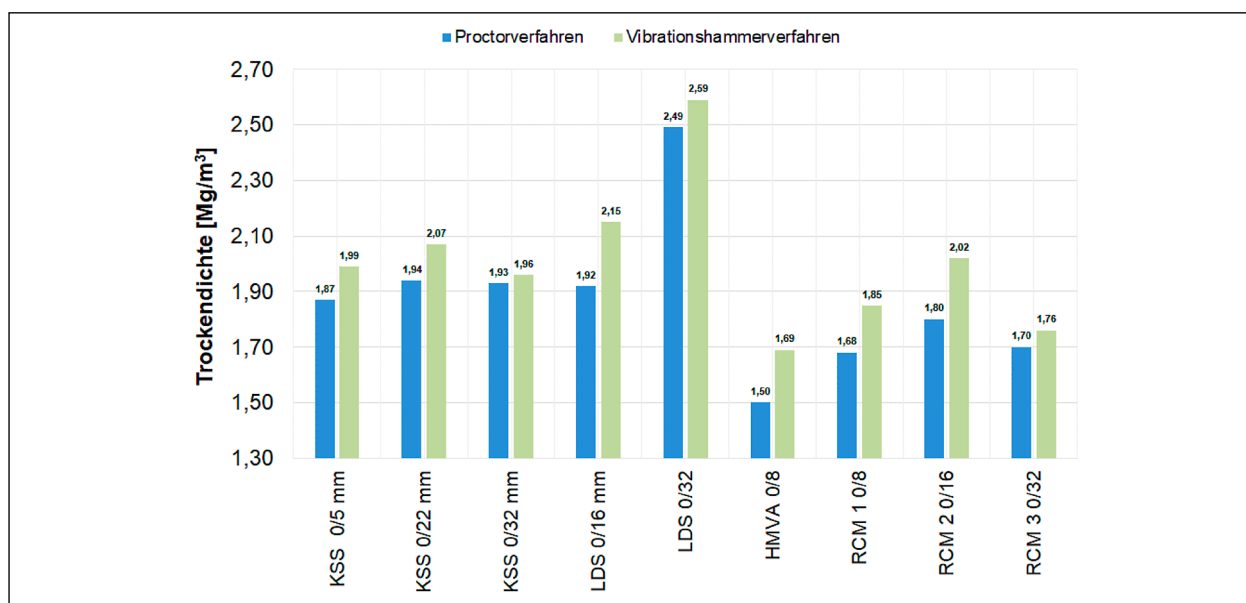


Bild 98: Grafische Darstellung der gemittelten maximalen Trockendichten mittels Proctor- und Vibrationshammerverfahren

sches fest, das mit einem Vibrationshammer verdichtet wird“.

Ebenso wie beim Proctorverdichter soll mit der Vibrationshammerapparatur ein Maximum über die Wassergehalts-Trockendichte-Kurve bestimmt werden. Analog zum Proctorversuch sind Proben mit unterschiedlichen Wassergehalten zu testen, wobei je Versuchsprobe drei Schichten für je sechzig Sekunden durch den Betrieb eines Vibrationshammers zu verdichten sind. Im Gegensatz zum Proctorverfahren werden Vibrationshammerversuche nicht mit einem Fallgewicht, sondern mit einem Stempel, der kraft- und formschlüssig auf der gesamten Probenfläche aufsitzt, durchgeführt. Der

Verdichtungsprozess wird zusätzlich durch ein konstant wirkendes Eigengewicht der Verdichtungsapparatur von 300 bis 400 N unterstützt. Aufgrund des Energieeintrags und der daraus resultierenden Neuordnung der Probenpartikel, erhöht sich die Dichte des Probenmaterials. Die Versuchsdurchführung erfolgte quasi analog zum Proctorverfahren (s. oben), jedoch unter Einsatz anderer technischer Verdichtungsparametern (Frequenz 50 Hz und Auflast: ca. 350 N).

Die Ergebnisse der Auswertung der jeweiligen Verdichtungsversuche bzgl. der optimalen Wassergehalte und maximalen Trockendichten wurden tabellarisch in Tabelle 49 und Tabelle 50 zusammenge-

fasst. Eine grafische Darstellung der Ergebnisse zeigen Bild 97 und Bild 98. Die jeweiligen Versuchskurven wurden dem Anhang II angefügt.

Aus den Versuchsergebnisse in Tabelle 49 und Tabelle 50 bzw. Bild 97 und Bild 98 lassen sich folgende Tendenzen und Schlüsse ziehen:

- Die optimalen Wassergehalte aller Verdichtungsversuche die mit dem Proctorverfahren durchgeführt wurde, liegen unterhalb der mit dem Vibrationshammer verdichteten Proben. Prozentual liegt die Abnahme hierbei zwischen -0,5 und -31,8 % und im Mittel - 15,3 %.
- Die maximalen Trockendichten aller Verdichtungsversuche die mit dem Proctorverfahren durchgeführt wurde, liegen unterhalb der mit dem Vibrationshammer verdichteten Proben. Prozentual liegt die Zunahme hierbei zwischen 1,6 und 12,7 % und im Mittel 7,7 %.

Aufgrund des einheitlichen Ergebnisbildes, das die Verdichtungsversuche lieferten, kann der Schluss gezogen werden, dass die Messergebnisse vom verwendeten Prüfverfahren beeinflusst wurden. Aufgrund der verfahrensabhängigen Messergebnisse liegt die Vermutung nahe, dass das Vibrationshammerverfahren eher einem modifizierten Proctorversuch entspricht, da generell für alle Materialien eine höhere Trockendichte unter Einsatz eines geringeren Wassergehaltes erzielt wurde. Dieses Ergebnisbild ist im Vergleich zum Standard-Proctorverfahren auch vom modifizierten Proctorverfahren bekannt.

Eine Angabe des Energieeintrags durch einen Vibrationshammer entsprechend einer Verdichtungsenergie pro Volumen gemäß Proctor ist jedoch nicht möglich, da Hersteller für Bohrhämmer Produktspezifische Schlagenergien angeben, die für eine Bohrmeißelspitze bestimmt werden und sich somit, nach Kenntnisstand der Autoren, nicht auf ein Volumen umrechnen lassen.

7.4.2 Verfeinerungsgrade nach Probenverdichtung mittels Proctor- und Vibrationshammerverfahren¹⁶

Gemäß der Fragestellung des F&E-Vorhabens nach einem Verfahrens- oder Materialeinfluss auf die beobachteten und durch den Fragebogen benannten Probleme, war auch von Interesse, wel-

chen Einfluss die verwendeten Verdichtungsverfahren auf die Kornzertrümmerung während der Verdichtung der Versuchsmaterialien haben, da beispielsweise eine Zunahme an Feinkorn zumeist eine Zunahme an Trockendichte bedingen kann, aber auch Einfluss auf die ursprüngliche Kornform und weiteren materialspezifischen Messgrößen haben kann.

Zur Bestimmung der potenziellen Kornzertrümmerung wurden die Versuchsproben, die mit einem Wassergehalt verdichtet wurden, der dem optimalen Wassergehalt entsprach bzw. diesem nahe kam, nach der Verdichtung und Trocknung erneut gewaschen und gesiebt. Dementsprechend wurden drei Siebungen aus drei Proctor- bzw. Vibrationshammerversuchen nach der Materialverdichtung mit der jeweiligen gemittelten Versuchsmaterialspezifischen Ausgangssieblinie verglichen. Gemäß SCHREIBER (1977) lassen sich die Differenzen der Siebdurchgänge als aufsummierter Zahlenwerte über den dimensionslosen Verfeinerungsgrad angeben, der sich nach folgender Formel berechnet lässt.

$$V = \frac{\sum_{i=1}^k D_i - \sum_{i=1}^k d_i}{k \cdot 100 - \sum_{i=1}^k d_i} \cdot 100[-]$$

Hierbei bedeuten:

d_i = Siebdurchgang vor Verdichtung

D_i = Siebdurchgang nach Verdichtung

k = Anzahl der Kornfraktionen

Die Ergebnisse dieser Arbeiten und Berechnungen zeigt Tabelle 51. Die Ergebnisse der Tabelle 51 sind schwer zu deuten, da diese teils starke Ergebnisunterschiede bzgl. der Einzelergebnisse aufweisen, die von positiv bis negativ reichen, wobei ein negatives Ergebnis per se eigentlich nicht vorkommen sollte. Eine Erklärung hierfür liegt sicherlich in der Probenanteile bzgl. der Sieblinie der Einzelproben für einen Verdichtungsversuch, die offensichtlich nicht der Ausgangssieblinie entsprachen.

Eine ähnliche Konsequenz der Probenanteile auf den Verfeinerungsgrad zeigte sich auch im Forschungsvorhaben Hammer II (s. DEMOND & HAAS, 2021). Eine Alternative zur durchgeführten Vorgehensweise bzgl. der Fragestellung zum Verfahrenseinfluss eines Verdichtungsverfahrens auf die Kornzertrümmerung wäre, einheitlich zusammengesetzte Sieblinien zu verwenden, um verfahrensbedingte

¹⁶ Bearbeitung durch FEhS

Versuchsmaterial	Proctorverfahren				Vibrationshammerverfahren			
	Verfeinerungsgrad [-]							
	Einzelwerte			M	Einzelwerte			M
KSS 0/5 mm	-21,30	-8,20	3,24	-8,85	-13,55	-20,55	-8,26	-14,06
KSS 0/22 mm	-14,18	37,82	44,79	22,81	-23,33	17,85	37,09	13,45
KSS 0/32 mm	-4,88	28,27	19,36	14,25	-3,93	-5,50	2,96	-1,99
LDS 0/16 mm	73,63	16,93	55,13	18,50	73,89	-18,01	67,22	52,15
LDS 0/32	-8,26	1,39	-1,45	-6,81	-8,66	-40,78	-26,87	-25,54
HMVA 0/8	9,51	12,69	-16,76	1,83	-212,32	-66,42	-44,32	-98,84
RCM 1 0/8	31,99	30,64	15,47	26,23	5,18	10,25	18,14	11,13
RCM 2 0/16	13,96	2,10	-27,62	-3,55	21,54	-27,10	21,02	8,59
RCM 3 0/32	31,64	-29,98	23,99	8,36	-1,75	25,80	-2,83	7,39

Tab. 51: Verfeinerungsgrade der Versuchsmaterialien nach SCHREIBER (1977) nach Verdichtung mit dem Proctor- und Vibrationshammerverfahren

Kornzertrümmerungen besser beurteilen zu können. Jedoch ist bei dieser Vorgehensweise bedingt, dass die Versuchsmaterialien dann nicht mehr einem in den Markt gebrachten Produkt entsprechen und somit die Vergleichbarkeit nicht mehr vorhanden ist.

Unter Beachtung der oben erwähnten Punkte lässt sich keine gesicherte Aussage treffen, ob nun ein Material mehr oder weniger zu Kornzertrümmerung neigt, wobei erfahrungsgemäß weichere Materialien wie rezyklierte Baustoffe oder HMVA-Gemische tendenziell eher zur Kornzertrümmerung unter Einwirkung äußerer Kräfte neigen. Hierzu sei auch auf die Ergebnisse der Schlagzertrümmerungsversuche in Kapitel 7.3.5 hingewiesen. Weiterhin lässt sich auch keine fundierte Aussage treffen, ob das Proctor- oder Vibrationshammerverfahren die untersuchten Versuchsmaterialien mehr beansprucht und eine vermehrte Kornzertrümmerung bedingt.

7.4.3 Proctorversuche am Zentrum Geotechnik der TUM

Ergänzend zu den am FEhS-Institut durchgeführten Verdichtungsversuchen aus Kapitel 7.4.1 wurden am Zentrum Geotechnik der TUM an den Versuchsmaterialien ebenfalls Proctorversuche nach DIN 18127 (DIN, 2012b) durchgeführt. Die Versuche wurden im Zuge der Untersuchungen zum Last-Verformungsverhalten bei eindimensionaler Kompression (s. Kapitel 7.6) sowie zum Scherverhalten und zur Scherfestigkeit (s. Kapitel 7.8) durchgeführt und dienten in erster Linie der Ermittlung der Einbaukenngrößen für die durchzuführenden Versuche. Des Weiteren sollte durch die zusätzlichen Proctorversuche überprüft werden, inwieweit die Ergebnisse von Proctorversuchen, die von unter-

schiedlichen Prüfinstituten an identischen Materialien bestimmt wurden, miteinander vergleichbar sind. Diesbezüglich ist aus eigenen Erfahrungen sowie aus der Umfrage bei am Bau Beteiligten bekannt, dass hierbei Unterschiede auftreten können. Die Ergebnisse der am Zentrum Geotechnik der TUM an den Versuchsmaterialien durchgeführten Proctorversuche sind in Bild 99 dargestellt.

Die Ergebnisse der Proctorversuche in Bild 99 zeigen, dass zwischen den unterschiedlichen Materialarten z. T. deutliche Unterschiede sowohl hinsichtlich der Größe der erzielten Trockendichten sowie der Verdichtungswassergehalte existieren. So weist die HMVA 0/8 die geringsten Trockendichten auf, wobei über einen großen Wassergehaltsbereich kein eindeutiges Optimum ausgebildet wird. Die drei rezyklierten Baustoffe weisen mit Ausnahme von HMVA 0/8 gegenüber den übrigen Versuchsmaterialien ebenfalls kleinere Trockendichten auf. Während bei RCM 0/32 wie auch bei der HMVA 0/8 über einen relativ großen Wassergehaltsbereich kein eindeutiges Optimum identifiziert werden kann, steigen die Trockendichten bei RCM 0/16 und RCM 0/8 bis zu einem Optimum an. Die Trockendichten der Körnungen aus Kalksteinschotter (KSS) sind höher als die Trockendichten der rezyklierten Baustoffe, wohingegen die Bereiche der Wassergehalte, bei denen eine gute Verdichtbarkeit gegeben ist, niedriger liegen. Überdies kann bei den Körnungen aus Kalksteinschotter ein mehr oder weniger deutlich ausgeprägtes Optimum identifiziert werden. Die höchsten Trockendichten aller Versuchsmaterialien weist LDS 0/32 auf, wobei der Verlauf der Verdichtungskurve über den Wassergehalt deutlich konkav gekrümmt ist. Die Trockendichten von LDS 0/16 liegen im Bereich der Körnungen aus

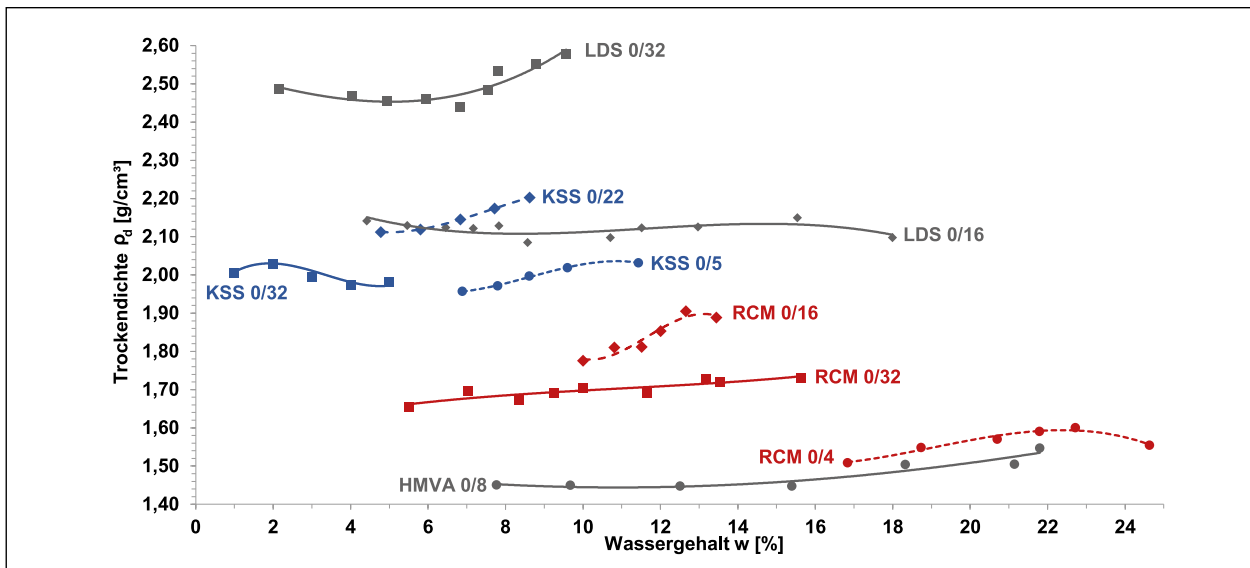


Bild 99: Am Zentrum Geotechnik der TUM ermittelte Proctorkurven der Versuchsmaterialien aus den vergleichenden Laboruntersuchungen

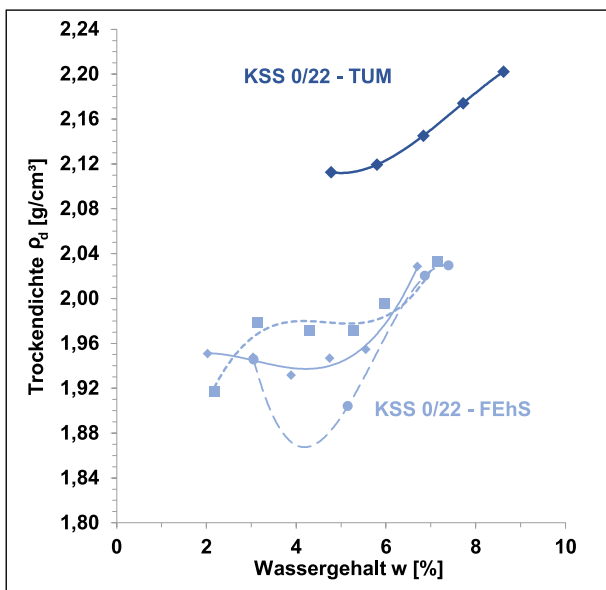


Bild 100: Vergleich der am Zentrum Geotechnik der TUM und vom FEhS-Institut ermittelten Proctorkurven am Beispiel des Versuchsmaterials KSS 0/22

	ρ_{Pr} [g/cm ³]	w_{Pr} [%]
KSS 0/5	2,032 ¹⁾	11,4
KSS 0/22	2,202 ¹⁾	8,6
KSS 0/32	2,029 ¹⁾	2,0
RCM 0/4	1,600 ¹⁾	22,7
RCM 0/16	1,905 ¹⁾	12,7
RCM 0/32	1,727 ²⁾	13,2 – 15,6
HMVA 0/8	1,519 ²⁾	18,3 – 21,8
LDS 0/16	2,140 ²⁾	4,4 – 18,0
LDS 0/32	2,579 ¹⁾	9,6

1) bestimmt als höchste im Proctorversuch erreichte Trockendichte
 2) bestimmt als Mittelwert der drei höchsten im Proctorversuch erreichten Trockendichten

Tab. 52: Aus den Proctorversuchen am Zentrum Geotechnik der TUM abgeleitete Proctorkenngrößen

Kalksteinschotter und zeigen keine Abhängigkeit vom Verdichtungswassergehalt. Auffällig ist, dass bei den Körnungen aus Kalksteinschotter sowie den rezyklierten Baustoffen jeweils die Körnung mit dem mittleren Größtkorn (KSS 0/22 bzw. RCM 0/16) höhere Trockendichten aufweist als die Körnung mit dem jeweils größten Größtkorn (KSS 0/32 bzw. RCM 0/32). Dies ist vermutlich auf eine bessere Kornabstufung von KSS 0/22 bzw. RCM 0/16 gegenüber KSS 0/32 bzw. RCM 0/32 zurückzuführen. Bei den LDS besitzt hingegen LDS 0/32 höhere Trockendichten als LDS 0/16.

Die aus den Proctorkurven in Bild 99 abgeleiteten Proctordichten sowie die jeweiligen Proctorwassergehalte sind in Tabelle 52 aufgeführt. Je nachdem, ob anhand der Proctorkurven ein eindeutiges Proctoro optimum identifiziert werden kann oder ob keine eindeutige Abhängigkeit vom Wassergehalt besteht, wurde die Proctordichte als höchste im Verdichtungsversuch ermittelte Trockendichte oder als Mittelwert der drei höchsten im Verdichtungsversuch ermittelten Trockendichten bestimmt. Wurde die Proctordichte als höchste im Verdichtungsversuch ermittelte Trockendichte ermittelt, wird der zum jeweiligen Einzelversuch zugehörige Wassergehalt als Proctorwassergehalt angegeben. Wurde

die Proctordichte als Mittelwert der drei höchsten im Verdichtungsversuch ermittelten Trockendichten bestimmt, wird als Proctorwassergehalt ein für die Verdichtung günstiger Wassergehaltsbereich angegeben.

Der Vergleich der Ergebnisse der am Zentrum Geotechnik der TUM durchgeführten Proctorversuche mit den am FEhS-Institut durchgeführten Proctorversuchen bestätigt die eigenen Erfahrungen sowie die Ergebnisse der Umfrage bei am Bau Beteiligten, wonach zwischen den Prüfergebnissen verschiedener Prüfinstitute an identischen Versuchsmaterialien z. T. deutliche Unterschiede auftreten können. Dies wird am Beispiel der Verdichtungskurven von KSS 0/22, die durch beide Prüfinstitute ermittelt wurden und in Bild 100 dargestellt sind, verdeutlicht. Die Unterschiede können auf Ursachen wie beispielsweise die Entmischung der Proben während des Transportes, Unterschiede in der Probenvorbereitung oder der Versuchsdurchführung zurückgeführt werden. Die Proctorkurven der übrigen Versuchsmaterialien, die von beiden Prüfinstituten ermittelt wurden, sind in Anhang III dargestellt.

Am Beispiel von RCM 0/8 mm, der Ausgangskörnung, aus der das Versuchsmaterial RCM 0/4 abgeseibt wurde, wurde der Einfluss der Homogenisierungszeit bei Baustoffen mit porösen Einzelkörnern überprüft. Die Ergebnisse in Bild 101 zeigen, dass die Homogenisierungszeit einen Einfluss auf die erzielbaren Trockendichten besitzt. Dabei werden nach 10 Minuten Homogenisierungszeit höhere Trockendichten erreicht als nach 24 Stunden. Dies ist vermutlich darauf zurückzuführen, dass nach 24

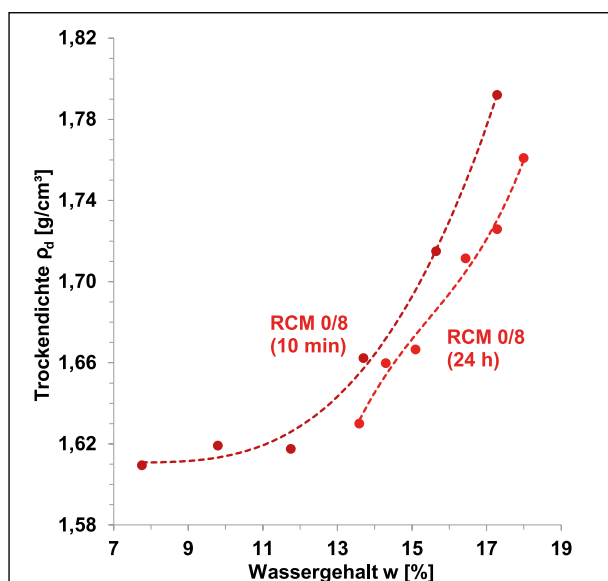


Bild 101: Vergleich der Proctorkurven von RCM 0/8 nach 24 h und 10 min Homogenisierungszeit

Stunden mehr Wasser innerhalb der Einzelkörner gespeichert wird als nach 10 Minuten und damit weniger Wassers verdichtungsbegünstigend an den Kornoberflächen verfügbar ist.


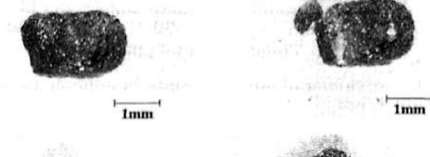



7.4.4 Untersuchungen zum Kornbruch bei Proctorverdichtung am Zentrum Geotechnik der TUM

Im Rahmen der Proctorversuche zur Bestimmung der Einbaukenwerte für die Untersuchungen zum Last-Verformungsverhalten sowie zum Scherverhalten und zur Scherfestigkeit wurden auch ergänzende Untersuchungen zum Kornbruch infolge der schlagenden Beanspruchung bei der Verdichtung im Proctortopf durchgeführt. Hierzu wurde mit jedem Versuchsmaterial ein zusätzlicher Proctorversuch durchgeführt, wobei die Verdichtung bei einem für die Verdichtung günstigen Wassergehalt bzw. beim Proctorwassergehalt erfolgte. Bei jedem Versuchsmaterial wurden vor der Verdichtung je sechs Einzelkörner der Kornfraktionen 4/8, 8/16 und 16/D (D = Größtkorn) farblich eingefärbt. Je zwei der farblich eingefärbten Einzelkörner einer Kornfraktion wurden anschließend bei der Verdichtung im Proctortopf auf jeder der drei Lagen bei der lagenweisen Verdichtung im Proctorversuch platziert (s. Bild 102).

Nach Beendigung des Verdichtungs Vorgangs wurden die farblich eingefärbten Einzelkörner im Zuge der Wassergehaltsbestimmung wieder aus dem Korngemisch herausgesucht und hinsichtlich ihrer Schädigung durch die Verdichtung im Proctortopf



Bild 102: Platzierung der farblich eingefärbten Einzelkörner auf der mittleren Schicht bei der Verdichtung im Proctor

Schadensklasse	Beschreibung	Beispiel
I	Es gibt keine sichtbaren Schäden an dem Partikel	
II	Das Partikel besitzt eine einzige Abschürfung oder verliert nur eine kleine Ecke	
III	Das Partikel erleidet eine oder mehrere Abschürfungen oder verliert mehr als eine Ecke	
IV	Das Partikel zerbricht in zwei oder mehr kleinere Partikel	
V	Es ist nicht mehr möglich, alle Teile des vollständig zerbrochenen Partikels mehr aufzufinden	

Tab. 53: Schadensklassen nach NAKATA et al. (2001)

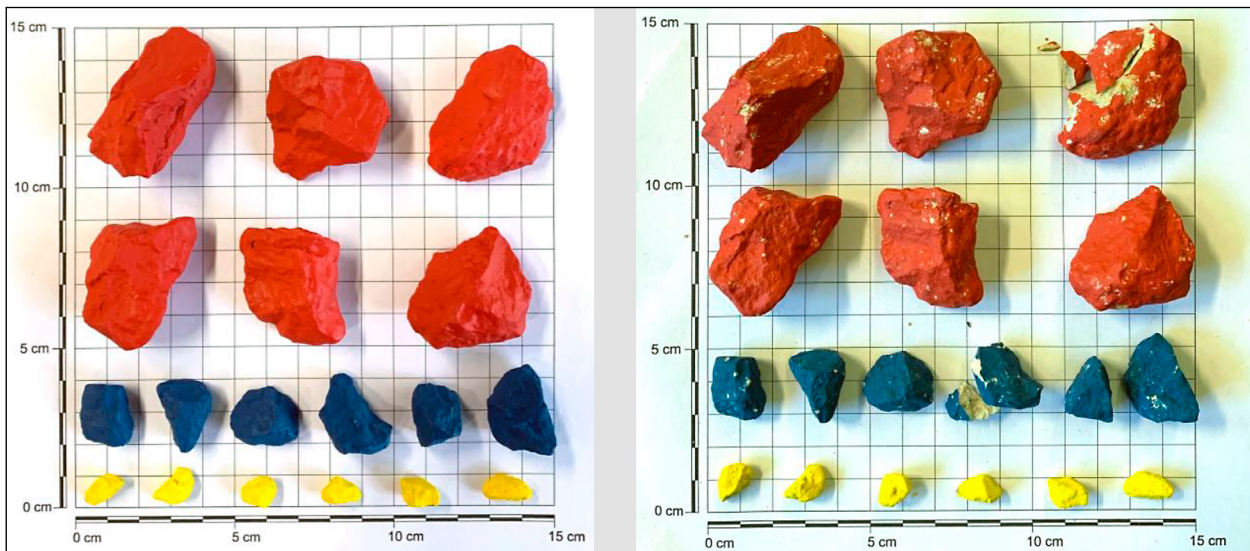


Bild 103: Eingefärbte Einzelkörner des Materials KSS 0/32 vor (links) und nach (rechts) der Verdichtung im Proctortopf

visuell beurteilt. Die Beurteilung erfolgte nach dem von NAKATA et al. (2001) beschriebenen Verfahren, wobei die eingefärbten Einzelkörner in fünf Schadensklassen eingeteilt werden. Die fünf unterschiedlichen Schadensklassen sind in Tabelle 53 wiedergegeben.

In Bild 103 sind die eingefärbten Einzelkörner vor und nach der Verdichtung am Beispiel von KSS 0/32

dargestellt. Die Fotodokumentationen für die übrigen Versuchsmaterialien sind in Anhang IV enthalten. Die Ergebnisse der Untersuchungen zum Kornbruch infolge der Verdichtung im Proctortopf sind in Tabelle 54 zusammengefasst.

Die Ergebnisse in Tabelle 54 erlauben nur eine qualitative Beurteilung der Schädigung der unterschiedlichen Einzelkörner durch die Verdichtung im Proc-

Material	Kornfraktion	Korn Nr.					
		1	2	3	4	5	6
		unterste Schicht		mittlere Schicht		oberste Schicht	
KSS 0/32	16/D	III	III	IV	III	III	III
	8/16	III	III	IV	III	III	III
	4/8	I	III	II	II	I	I
KSS 0/22	16/D	I	IV	III	II	III	III
	8/16	III	III	II	II	III	III
	4/8	II	I	I	II	II	I
KSS 0/5	4/D	II	III	I	I	I	I
RCM 0/32	16/D	III	III	III	IV	III	III
	8/16	III	III	III	III	III	III
	4/8	IV	III	IV	III	I	I
RCM 0/16	16/D	III	III	III	IV	III	III
	8/16	III	III	III	III	III	III
	4/8	V	III	II	III	I	III
RCM 0/4	4/D	II	II	II	II	II	I
LDS 0/32	16/D	III	III	III	III	III	III
	8/16	III	III	III	III	III	III
	4/8	II	III	III	III	III	III
LDS 0/16	16/D	III	III	III	III	III	III
	8/16	III	III	III	III	III	III
	4/8	III	III	III	III	III	III
HMVA 0/8	4/8	III	III	III	III	III	III

Tab. 54: Schadensklassen der eingefärbten Einzelkörner der Versuchsmaterialien nach Verdichtung im Proctortopf

tortopf. Die geringste Schädigung erleiden die Einzelkörner des Kalksteinschotters, wobei vor allem die kleineren Korngrößen geringe Schäden und die größeren Korngrößen größere Schädigungen erfahren. Dies ist vermutlich darauf zurückzuführen, dass der Lastabtrag vornehmlich durch Kraftketten in den großen Partikeln, die vergleichsweise wenig Korn-zu-Korn-Kontakte haben und damit große Spannungskonzentrationen an den Kontaktpunkten aufweisen, erfolgt. Demgegenüber besitzen die kleineren Korngrößen mehr Korn-zu-Korn-Kontakte und sind gleichsam in den umgebenden Kornverbund eingebettet. Die stärksten Schädigungen treten bei den rezyklierten Baustoffen auf, wobei die Ausführungen zum Einfluss der Korngröße im Zusammenhang mit den Beobachtungen bei den Körnungen aus Kalksteinschotter übertragbar sind. Die industriellen Nebenprodukte liegen hinsichtlich ihrer Schädigung zwischen den Körnungen aus Kalksteinschotter und den rezyklierten Baustoffen. Ein Einfluss der Korngröße kann nicht festgestellt werden und alle Einzelkörner der industriellen Nebenprodukte wurden nach der Versuchsdurchführung der Schadensklasse III zugeordnet. Ebenso kann bei keinem der Versuchsmaterialien ein eindeutiger

Einfluss der Lage der Partikel im Proctortopf – d. h. ob diese in der untersten, mittleren oder obersten Lage platziert wurden – festgestellt werden.

7.5 Statische und dynamische Tragfähigkeitsversuche (CBR-Versuche)¹⁷

Allgemein wird mit einem CBR-Versuch (CBR = California Bearing Ratio) die Tragfähigkeit eines verdichteten Baustoffes bzw. einer Bodenprobe (Kornklasse 0/22,4 mm) gemessen und in Relation zu einem Standardboden (Schottermaterial aus gut abgestuftem gebrochenem kalifornischem Kalkstein) mit bekannten Eigenschaften gesetzt. Grundsätzlich lassen sich hierzu die statische und die dynamische Versuchsvariante unterscheiden.

Während des statischen CBR-Versuches nach TP BF-StB Teil B 7.1 wird ein Stempel, der mittig auf einem mit einfacher Proctorenergie nach DIN 18127 hergestelltem Probekörper aufsitzt, mit einer festgelegten Eindringgeschwindigkeit von $1,27 \pm 0,02$ mm/min in die Probenoberfläche eingedrückt (s. Bild

¹⁷ Bearbeitung durch FEhS



Bild 104: CBR-Apparatur nach TP BF-StB am FEhS-Institut

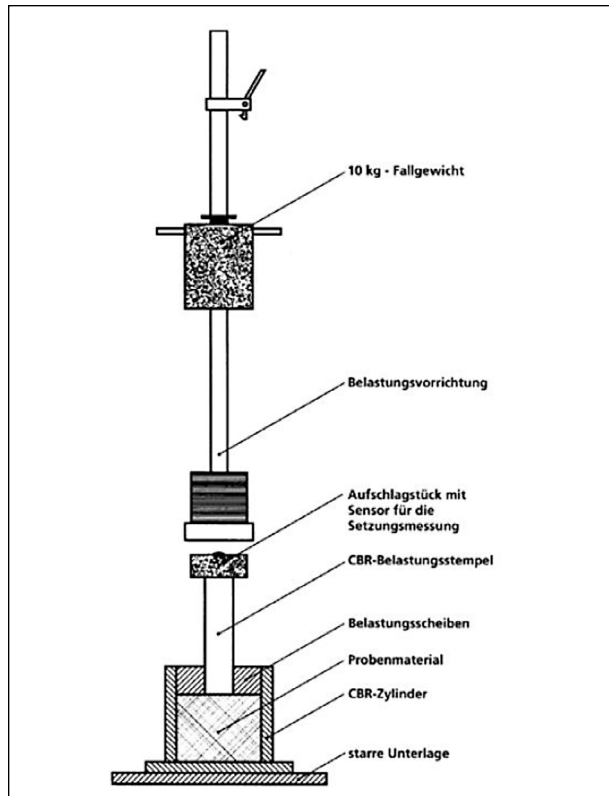


Bild 105: Schematische Darstellung des dynamischen CBR-Versuches inkl. leichtem Fallgewicht aus TP Gestein-StB Teil 5.6

Versuchsmaterial	Probenherstellung: Proctorverfahren								Probenherstellung: Vibrationshammerverfahren							
	CBR statisch [%]				CBR dynamisch [%]				CBR statisch [%]				CBR dynamisch [%]			
	Einzelwerte			M	Einzelwerte			M	Einzelwerte			M	Einzelwerte			M
KSS 0/5 mm	40	43	37	40	68	68	71	69	50	56	66	57	75	78	69	74
KSS 0/22 mm	59	62	53	58	85	89	85	86	96	80	96	91	90	101	96	96
KSS 0/32 mm	115	96	60	90	86	85	77	83	125	125	101	117	87	89	74	83
LDS 0/16 mm	56	59	54	56	81	81	83	82	63	48	48	53	80	72	75	76
LDS 0/32	79	71	57	69	81	84	79	81	113	142	102	119	94	88	98	93
HMVA 0/8	22	26	25	24	58	59	60	59	24	27	27	26	57	60	61	59
RCM 1 0/8	44	42	52	46	61	56	64	60	45	56	49	50	81	64	61	69
RCM 2 0/16	86	53	76	72	75	76	64	72	104	103	115	107	96	95	93	95
RCM 3 0/32	47	45	51	48	81	74	69	75	63	65	71	66	81	88	85	85

Tab. 55: Tabellarische Zusammenfassung der Prüfergebnisse der statischen und dynamischen CBR-Versuche

104). Nach einer Eindringtiefe von 2,5 und 5 mm wird die dafür aufgebrauchte Kraft zum Erreichen dieser Eindringtiefe in Bezug zum Referenzmaterial gesetzt und die Tragfähigkeit als dimensionsloser Wert CBR_o (California Bearing Ratio nach dem Verdichten der Probe ohne weitere Nachbehandlung) berechnet, wobei je nach Verlauf der Messkurve noch eine Korrektur der aufgebrauchten Stempelkraft um die gemäß TP BF-StB Teil B 7.1 nicht gleichsinnige Krümmung erfolgen muss.

Während des dynamischen CBR-Versuches nach TP Gestein-StB Teil 5.6 wird ein Stempel Eindringversuch durchgeführt, bei dem die unter definierter stoßartiger Belastung hervorgerufene Setzungsamplitude des CBR-Belastungsstempels gemessen und zur Berechnung des dynamischen CBR_d -Wertes des Probenmaterials verwendet wird. Als Belastungsvorrichtung wird das leichte Fallgewicht gemäß TP BF-StB, Teil B 8.3 eingesetzt. Zur Probenherstellung verweist die TP Gestein-StB Teil 5.6 auf die DIN EN 13286-47, wobei darin auf die europäi-

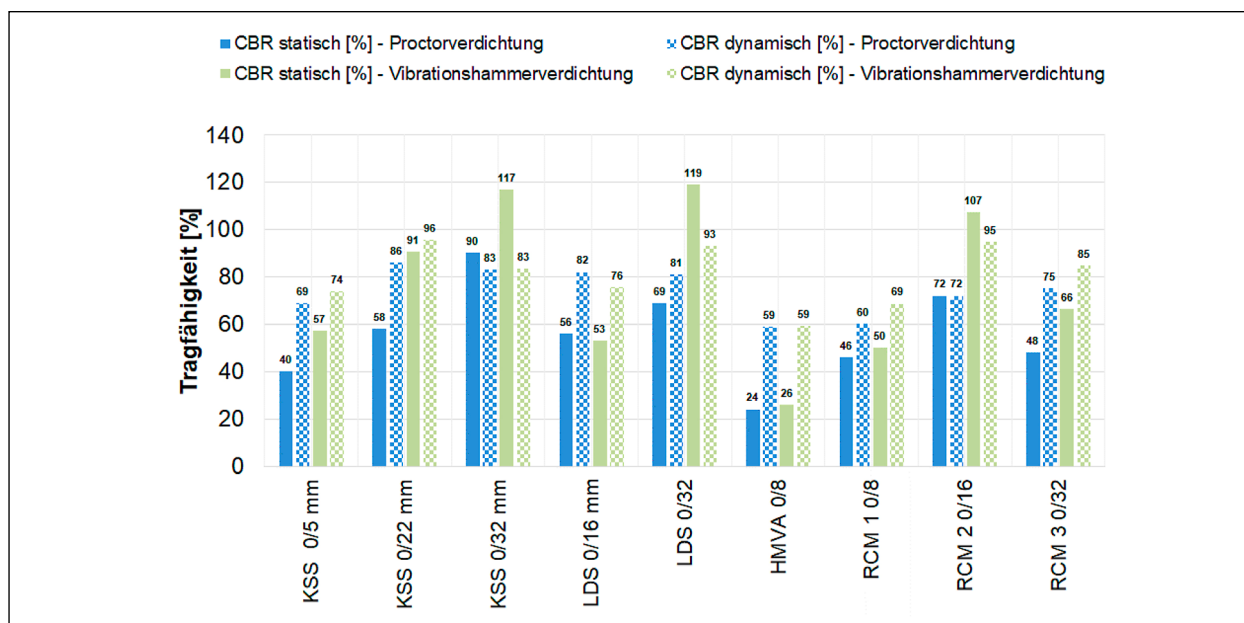


Bild 106: Grafische Darstellung der statischen und dynamischen CBR-Prüfergebnisse

sche Proctornorm DIN EN 13286-2 verwiesen wird. Entgegen DIN EN 13286-2 und im Einklang mit der DIN 18127 wird jedoch keine Stahlplatte bei der Verdichtung der letzten Probenschicht verwendet, sondern mit einem Stahlabstreicher über den Proctortopf (exkl. Aufsatz) überstehendes Probenmaterial bündig zum Verdichtungstopf abgestrichen und offene Fehlstellen auf der Oberfläche mit Feinmaterial aufgefüllt. Direkt nach der Probenherstellung wird der CBR-Belastungsstempel senkrecht auf die Probenoberfläche aufgesetzt, mit Belastungsscheiben versehen und im Anschluss die Belastungseinrichtung des leichten Fallgewichtes aufgesetzt. Eine schematische Darstellung des dynamischen CBR-Versuches inkl. leichtem Fallgewicht zeigt Bild 105. Ähnlich wie im Feldversuch, wird die Laborprobe mit dem Fallgewicht einmalig vorbelastet und danach ein Einzelstoss zur Bestimmung des dynamischen CBR-Wertes einer Einzelprobe durchgeführt. Grundsätzlich sind zwei Einzelproben bei dem Versuch vorgesehen, wobei aus statistischen Gründen für das Forschungsvorhaben je Versuchsmaterial drei Einzelproben hergestellt und getestet wurden.

Zur Bestimmung der Tragfähigkeiten der verwendeten Baumaterialien nach TP BF-StB Teil B 7.1 erfolgte die Probenherstellung entsprechend DIN 18127 unter Berücksichtigung der Ergebnisse aus den Proctorversuchen und den daraus resultierenden optimalen Wassergehalten. Zudem wurden Versuchsproben gemäß DIN EN 13286-4 mit einem Vibrationshammer hergestellt, um neben der statischen und dynamischen Versuchsvariante auch ein alternatives Verdichtungsverfahren und dessen

Einfluss auf die zu bestimmten CBR_o - bzw. CBR_d -Werte sowie im Gesamtkontext des Forschungsprojektes beurteilen zu können. Die an den Versuchsproben durchgeführten CBR-Versuche wurden direkt nach Probenherstellung vollzogen.

Eine tabellarische Zusammenfassung der gemessenen statischen und dynamischen CBR Einzelergebnisse als auch deren Mittelwerte sowohl für die mit dem Proctorverfahren, als auch für die mit dem Vibrationshammerverfahren hergestellten Proben aller Versuchsmaterialien ist Tabelle 55 zu entnehmen. Eine grafische Darstellung der gemittelten CBR-Werte je Versuchsmaterial und Verdichtungsweise Prüfverfahren zeigt Bild 106.

Aus den Versuchsergebnisse in Tabelle 55 bzw. Bild 106 lassen sich folgende Tendenzen und Schlüsse ziehen:

- Für fast alle Versuchsproben (Ausnahme KSS 0/32 und RCM 2 0/16) die mit dem Proctorverfahren hergestellt wurden nimmt die Tragfähigkeit von der statischen zur dynamischen Vorgehensweise zu. Prozentual liegt die prüfverfahrensabhängige Zunahme hierbei zwischen 18 % und 142 %.
- Für viele Versuchsproben (Ausnahme KSS 0/32, LDS 0/32 und RCM 2 0/16) die mit dem Vibrationshammerverfahren hergestellt wurden nimmt die Tragfähigkeit von der statischen zur dynamischen Vorgehensweise zu. Prozentual liegt die prüfverfahrensabhängige Zunahme hierbei zwischen 6 % und 128 %.

- Für nahezu alle Versuchsproben (Ausnahme LDS 0/16) liegt die statische Tragfähigkeit der mit dem Vibrationshammer hergestellten Proben oberhalb der mit dem Proctorverfahren hergestellten Proben. Prozentual liegt die prüfverfahrensabhängige Zunahme hierbei zwischen 7 % und 72 %.
- Für nahezu alle Versuchsproben (Ausnahme KSS 0/32 und RCM 2 0/16) liegt die dynamische Tragfähigkeit der mit dem Vibrationshammer hergestellten Proben oberhalb der mit dem Proctorverfahren hergestellten Proben. Prozentual liegt die prüfverfahrensabhängige Zunahme hierbei zwischen 1 % und 32 %.

Zusammenfassend lässt sich aus den Messergebnissen folgern, dass zum einen das Prüfverfahren, mit dem die Prüfproben verdichtet bzw. hergestellt werden, maßgeblichen Einfluss auf die messbare Tragfähigkeit hat. Zudem kann ebenso der Schluss gezogen werden, dass das Prüfverfahren (statisch vs. dynamisch) zur Bestimmung der Tragfähigkeit maßgeblichen Einfluss auf die messbare Tragfähigkeit hat. Folglich lässt sich ein deutlicher Einfluss der eingesetzten Versuchsapparatur auf die Messergebnisse erkennen.

7.6 Versuche zur Wasserdurchlässigkeit

Die Versuche zur Durchlässigkeit der im Proctoroptimum verdichteten Proben wurden nach DIN EN ISO 17892 – 11 (DIN, 2021) bei konstantem Druckgefälle im Proctortopf (Ø 15 cm) durchgeführt. Die Ergebnisse der Durchlässigkeitsversuche sowie die

Ein- und Ausbauenngößen der Versuchsmaterialien sind in Tabelle 56 zusammengefasst.

Die Versuchsmaterialien weisen jeweils entsprechend ihrer Kornabstufung (vgl. Kapitel 7.3.2) und ihrem Verdichtungsgrad typische Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte auf. Ein Einfluss der Art der Versuchsmaterialien (d. h. natürlicher Baustoff, recycelter Baustoff oder industrielles Nebenprodukt) war in den Versuchen nicht ersichtlich und zeigt sich auch in den ermittelten Wasserdurchlässigkeitsbeiwerten nicht. Es ist allerdings darauf hinzuweisen, dass es je nach chemischer Beschaffenheit des Baustoffes und dem Chemismus des durchströmenden Mediums zu chemischen Reaktionen kommen kann, welche die Wasserdurchlässigkeit beeinflussen. Beispielsweise ist aus Wasserdurchlässigkeitsversuchen an reinem Betonbruch, die am Zentrum Geotechnik der TU München außerhalb dieses Forschungsvorhabens mit kalkreichem Münchner Leitungswasser durchgeführt wurden, bekannt, dass das durch den Betonbruch verursachte basische Milieu zur Ausfällung von Kalk führen kann, was mit zunehmender Dauer der Durchströmung mit einer Verringerung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwertes einherging. In Anwendungen, in denen die Wasserdurchlässigkeit von Bedeutung ist und chemische Reaktionen aufgrund der Beschaffenheit der Baustoffe sowie des durchströmenden Mediums in Frage kommen, sollten derartige Mechanismen bedacht werden.

Versuchsmaterial (Bodengruppe)	k-Wert	Einbauenngößen			Ausbauenngößen	
		w_{Einbau}	$\rho_{d,\text{Einbau}}$	$D_{\text{Pr, Einbau}}^{1)}$	w_{Ausbau}	$\rho_{d,\text{Ausbau}}$
	[m/s]	[%]	[t/m ³]	[%]	[%]	[t/m ³]
KSS 0/32 (GU)	$8,5 \cdot 10^{-4}$	2,5	2,002	98,5	nicht bestimmt	2,002
RCM 0/32 (GW)	$1,0 \cdot 10^{-5}$	12,0	1,755	101,6	14,2	1,755
LDS 0/32 (GW/GU)	$6,0 \cdot 10^{-3}$	7,7	2,556	99,1	7,1	2,556
KSS 0/22 (GU)	$1,9 \cdot 10^{-6}$	8,5	2,206	100,2	7,7	2,206
RCM 0/16 (GU)	$1,5 \cdot 10^{-7}$	13,1	1,883	98,8	15,5	1,882
LDS 0/16 (GU)	$5,9 \cdot 10^{-7}$	14,7	2,085	97,4	16,1	2,085
KSS 0/5 (SU/SU*)	$3,2 \cdot 10^{-7}$	12,6	2,011	99,0	12,3	2,010
RCM 0/4 (SU/SU*)	$1,5 \cdot 10^{-7}$	22,6	1,537	96,1	24,6	1,537
HMVA 0/8 (SU/GW/GI)	$8,5 \cdot 10^{-7}$	21,0	1,520	100,7	24,9	1,521

¹⁾ bezogen auf die am Zentrum Geotechnik der TU München ermittelten Proctordichten, vgl. Tabelle 52

Tab. 56: Ergebnisse der an den Versuchsmaterialien durchgeführten Wasserdurchlässigkeitsversuche sowie zugehörige Ein- und Ausbauenngößen

7.7 Last-Verformungsverhalten – Großödometerversuche

7.7.1 Standardödometerversuche

7.7.1.1 Versuchsdurchführung

Die Versuche zum Last-Verformungsverhalten der Versuchsmaterialien wurden in Anlehnung an DIN EN ISO 17892-5 (DIN, 2017b) als Großödometerversuche durchgeführt. Die Proben wiesen einen Durchmesser von $d = 30$ cm und eine Probenhöhe von etwa $h = 8$ cm auf. Der Einbau erfolgte in zwei Schichten á 4 cm, die mit einem Proctorhammer (4,5 kg) verdichtet wurden. Der vorgesehene Verdichtungsgrad von $D_{Pr} = 100$ % konnte beim Einbau der Versuchsmaterialien in die Großödometerzelle ohne übermäßigen Kornbruch, der zu einer deutlichen Veränderung der Korngrößenverteilung der Versuchsmaterialien geführt hätte, bei keinem der Versuchsmaterialien erreicht werden. Die Versuche wurden daher bei Verdichtungsgraden unterhalb

von $D_{Pr} = 100$ % durchgeführt. Die bei den einzelnen Versuchsmaterialien erreichten Verdichtungsgrade D_{Pr} lagen zwischen $D_{Pr} = 94$ % und $D_{Pr} = 99$ % und sind in Tabelle 57 zusammen mit den Ein- und Ausbauwassergehalten aufgeführt.

Nach dem Einbau der Versuchsmaterialien in die Großödometerzelle wurden diese auf eine Spannung von 12,5 kPa vorbelastet, stufenweise bis auf 800 kPa belastet, stufenweise bis auf 50 kPa entlastet und anschließend erneut stufenweise bis auf 800 kPa wiederbelastet. Anschließend wurde der Versuch beendet. Die Spannungen und die Dauer der einzelnen Laststufen sowie die Spannungsrate, mit der die jeweiligen Laststufen angefahren wurden, sind in Tabelle 58 wiedergegeben. Von einer Wassersättigung der Proben während der Versuchsdurchführung wurde abgesehen und die Versuche teilgesättigt durchgeführt.

7.7.1.2 Versuchsergebnisse

Nachfolgend werden die Ergebnisse der Großödometer zunächst getrennt für die unterschiedlichen Arten an Versuchsmaterialien dargestellt. Da sich die einzelnen Materialien einer Materialart vor allem bei den natürlichen und den rezyklierten Baustoffen vornehmlich in ihrer Korngrößenverteilung unterscheiden, wohingegen die weiteren granulometrischen Eigenschaften weitgehend vergleichbar sind, liegt der Fokus der Interpretation zunächst jeweils auf dem Einfluss der Korngrößenverteilung. Anschließend werden die Last-Verformungskurven dreier Versuchsmaterialien unterschiedlicher Materialart, aber mit vergleichbarer Korngrößenverteilung, gegenübergestellt. Dies ermöglicht die Interpretation der Versuchsergebnisse unter besonderer

Versuchsmaterial (Bodengruppe)	w_{Einbau} [%]	w_{Ausbau} [%]	$\rho_{d,\text{Einbau}}$ [g/cm ³]	$D_{Pr,\text{Einbau}}$ [%]
KSS 0/32 (GU)	2,0	1,7	1,982	97,7
KSS 0/22 (GU)	9,2	6,8	2,154	97,8
KSS 0/5 (SU/SU*)	11,6	8,7	1,991	98,0
RCM 0/32 (GW)	15,0	12,8	1,614	93,5
RCM 0/16 (GU)	14,1	12,8	1,825	95,8
RCM 0/4 (SU/SU*)	21,1	20,3	1,586	99,1
LDS 0/32 (GW/GU)	7,9	7,3	2,429	94,2
LDS 0/16 (GU)	14,3	13,8	2,024	94,6
HMVA 0/8 (SU/GW/GI)	20,1	20,0	1,461	96,2

Tab. 57: Ein- und Ausbauwassergehalte sowie Einbaudichten der Versuchsmaterialien in den Großödometerversuchen

Erstbelastung	Stufe	[-]	0	1	2	3	4	5	6
	axiale Spannung σ'	[kPa]	12,5	25	50	100	200	400	800
	Spannungsrate	[kPa/min]	-	6,25	6,25	6,25	12,5	12,5	25
	Dauer je Laststufe	[h]	8						
Entlastung	Stufe	[-]	7	8	9				
	axiale Spannung σ'	[kPa]	200	50	25				
	Spannungsrate	[kPa/min]	-25,0	-12,5	-6,25				
	Dauer je Laststufe	[h]	8						
Wiederbelastung	Stufe	[-]	10	11	12	13	14		
	axiale Spannung σ'	[kPa]	50	100	200	400	800		
	Spannungsrate	[kPa/min]	6,25	6,25	12,5	12,5	25		
	Dauer je Laststufe	[h]	8						

Tab. 58: Erstbelastungs-, Entlastungs- und Wiederbelastungsstufen der Großödometerversuche

Berücksichtigung der weiteren granulometrischen Eigenschaften neben der Korngrößenverteilung (z. B. Kornfestigkeit).

7.7.1.2.1 Kalksteinschotter

Die Ergebnisse der Großödometerversuche an den Versuchsmaterialien aus Kalksteinschotter KSS 0/5, KSS 0/22 und KSS 0/32 sind in Bild 107 bis Bild 109 dargestellt. Bild 107 zeigt die Entwicklung der Porenzahlen e der Versuchsmaterialien über die Vertikalspannung σ' . Obwohl die drei Versuchsmaterialien zu Versuchsbeginn in etwa vergleichbare Verdichtungsgrade von $D_{Pr} \approx 98\%$ aufweisen, unterscheiden sie sich deutlich hinsichtlich ihrer Anfangsporenzahlen. Die größte Anfangsporenzahl weist KSS 0/5 auf, wohingegen KSS 0/22 die geringste Anfangsporenzahl besitzt. Da es sich bei

den drei Versuchsmaterialien um den mineralogisch gesehen identischen Kalksteinschotter handelt und die Versuchsmaterialien einen vergleichbaren Verdichtungsgrad sowie eine vergleichbare Kornform aufweisen, sind die unterschiedlichen Anfangsporenzahlen in erster Linie eine Folge der Korngrößenverteilung der Versuchsmaterialien. Das Versuchsmaterial KSS 0/5 besteht im Vergleich zu den beiden weiteren Materialien aus viel mehr kleineren Einzelkörnern je Volumeneinheit, zwischen denen sich luft- und wassergefüllte Porenräume befinden. Dies ist die Ursache, weshalb KSS 0/5 die größte Anfangsporenzahl der drei Versuchsmaterialien aus Kalksteinschotter aufweist. KSS 0/22 besitzt trotz kleinerem Größtkorn als KSS 0/32 die geringste Anfangsporenzahl. Dies ist auf die gegenüber KSS 0/32 bessere Kornabstufung von KSS 0/22 zu-

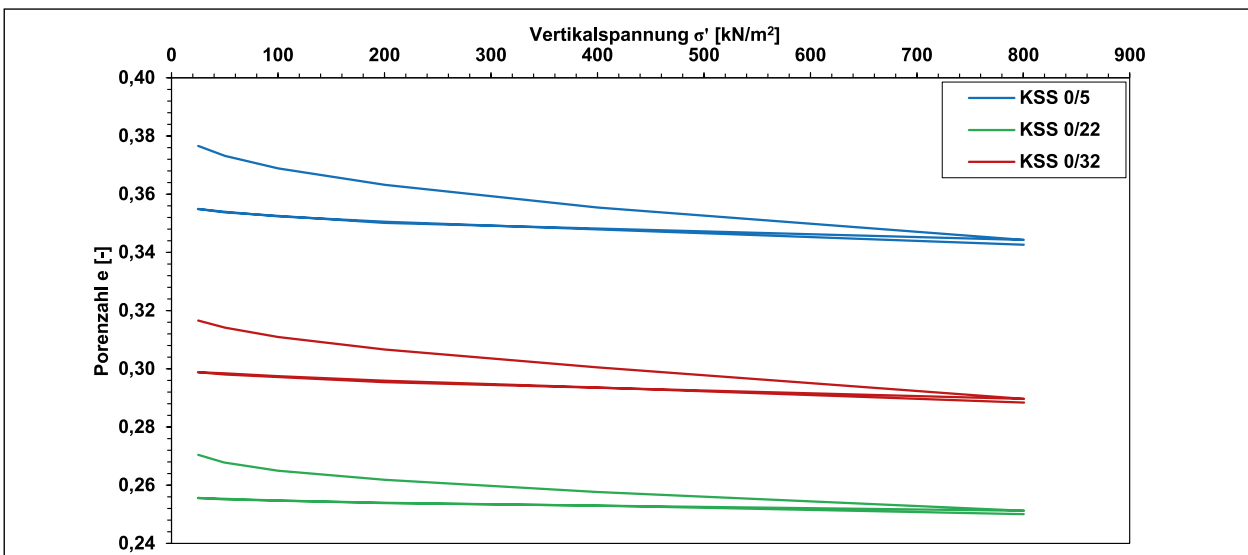


Bild 107: Entwicklung der Porenzahlen e von KSS 0/5, KSS 0/22 und KSS 0/32 über die Vertikalspannung σ'

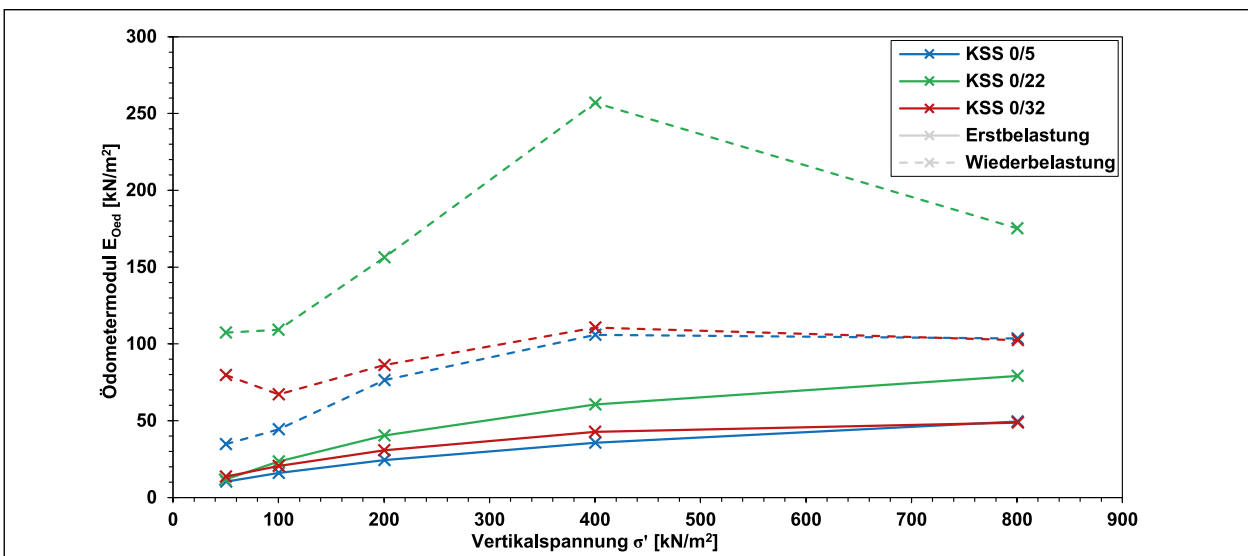


Bild 108: Entwicklung der Ödometermoduln E_{Oed} von KSS 0/5, KSS 0/22 und KSS 0/32 über die Vertikalspannung σ'

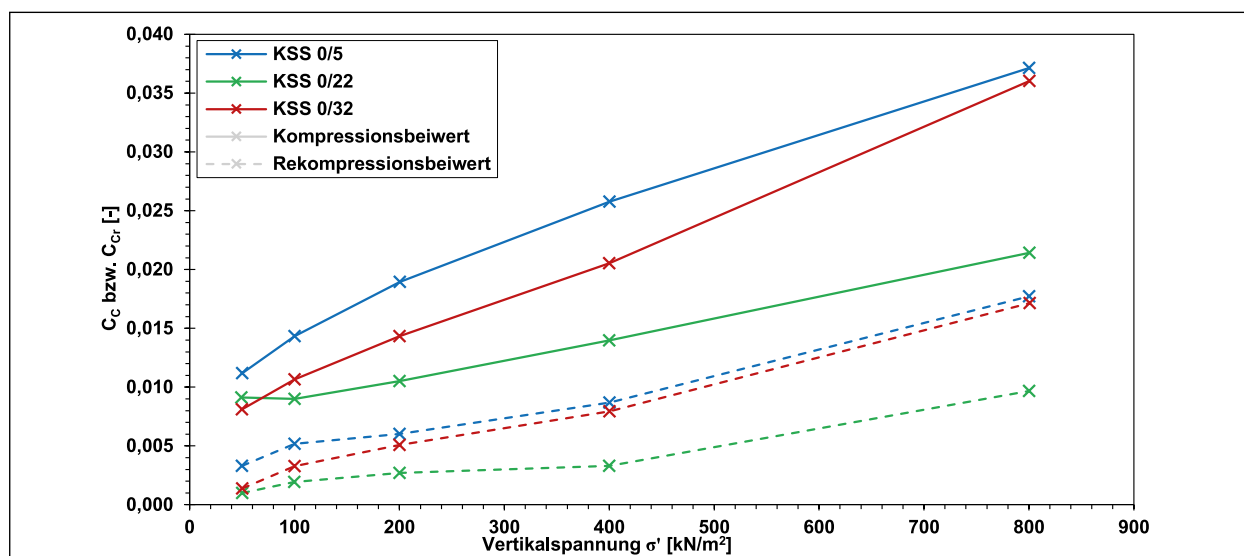


Bild 109: Entwicklung der Kompressions- bzw. Rekompansionsbeiwerte C_c bzw. C_{Cr} von KSS 0/5, KSS 0/22 und KSS 0/32 über die Vertikalspannung σ'

rückzuführen und zeigt sich an seiner größeren Ungleichförmigkeits- und Krümmungszahl (vgl. Tabelle 39).

Im Hinblick auf die Verläufe der Spannungs-Porenzahl-Beziehungen zeigen die drei Versuchsmaterialien KSS 0/5, KSS 0/22 und KSS 0/32 ein für granulare Baustoffe typisches Last-Verformungsverhalten. Sie reagieren bei der Erstbelastung relativ weich und erfahren vergleichsweise große Verformungen. Bei der Entlastung entspannen sich die Versuchsmaterialien und es verbleibt lediglich der plastische Verformungsanteil im Korngerüst bestehen. Der im Korngerüst verbleibende plastische Verformungsanteil ist dabei deutlich größer als der elastische Verformungsanteil. Werden die Proben wiederbelastet, reagieren sie im Vergleich zur Erstbelastung deutlich steifer und der Wiederbelastungsast verläuft nahezu deckungsgleich entlang des Entlastungsastes. Zusätzliche plastische Verformungen stellen sich während der Wiederbelastung nahezu keine ein.

Die Entwicklung der Ödometermoduln E_{Oed} der Versuchsmaterialien aus Kalksteinschotter bei Erst- und Wiederbelastung als Kenngröße für die Materialsteifigkeit ist in Bild 108 jeweils über die Vertikalspannung σ' dargestellt. Typischerweise sind die Ödometermoduln bei der Wiederbelastung bei allen drei Versuchsmaterialien aufgrund der Kompression des Korngefüges im Zuge der Erstbelastung erwartungsgemäß größer als die Ödometermoduln bei der Erstbelastung. Dadurch, dass das Material KSS 0/22 die geringsten Porenzahlen der drei Versuchsmaterialien aufweist, besitzt KSS 0/22 sowohl

bei der Erst- als auch insbesondere bei der Wiederbelastung deutlich größere Ödometermoduln als KSS 0/5 und KSS 0/32. Die Ödometermoduln von KSS 0/32 liegen ebenfalls entsprechend der Porenzahlen oberhalb derjenigen von KSS 0/5. Die Ursache dafür, dass Materialien mit geringeren Porenzahlen größere Ödometermoduln aufweisen, liegt darin begründet, dass bei geringeren Porenzahlen weniger Porenraum verfügbar ist, welcher durch die Belastung komprimiert werden kann. Anders ausgedrückt füllen die Einzelkörner, über die der Lastabtrag stattfindet, einen größeren Volumenanteil aus, woraus ein steiferes Materialverhalten resultiert.

Bild 109 zeigt die Verläufe der Kompressions- und Rekompansionsbeiwerte der Versuchsmaterialien über die Vertikalspannung σ' . Die Rekompansionsbeiwerte sind bei allen Versuchsmaterialien erwartungsgemäß deutlich niedriger als die Kompressionsbeiwerte. Das Versuchsmaterial KSS 0/5 besitzt sowohl die größten Kompressionsbeiwerte C_c als auch die größten Rekompansionsbeiwerte C_{Cr} , wohingegen KSS 0/22 jeweils die niedrigsten Werte aufweist. Die Kompressions- und Rekompansionsbeiwerte von KSS 0/32 liegen entsprechend den Verläufen der Porenzahlen und Ödometermoduln jeweils zwischen den Werten von KSS 0/5 und KSS 0/22.

7.7.1.2.2 Rezyklierte Baustoffe

Die Ergebnisse zu den rezyklierten Baustoffen RCM 0/4, RCM 0/16 und RCM 0/32 sind in Bild 110 bis Bild 112 wiedergegeben. Bei allen drei Versuchs-

materialien der rezyklierten Baustoffe handelt es sich um aufbereitete Bauschuttgemische, die hinsichtlich ihrer stofflichen Zusammensetzung zwar gewissen Unterschieden unterliegen, abgesehen von ihrer Korngrößenverteilung jedoch vergleichbare granulometrische Eigenschaften (z. B. Kornform, Kornfestigkeit) aufweisen. Den maßgeblichen Einfluss auf die Verläufe der Kompressionskurven besitzt daher neben dem Verdichtungsgrad des Korngerüsts, der nach Ansicht der Verfasser in der vorliegenden Größenordnung zwischen $D_{Pr} = 93,5\%$ und $D_{Pr} = 99,1\%$ von untergeordneter Bedeutung ist – wie bereits bei den Versuchsmaterialien aus Kalksteinschotter – die Korngrößenverteilung.

Der Einfluss der Kornabstufung auf die Anfangsporenzahlen ist in Bild 110 ersichtlich. Wie bereits bei den Versuchsmaterialien aus Kalksteinschotter aus dem vorangegangenen Kapitel weist das Versuchsmaterial RCM 0/4 mit dem kleinsten Größtkorn der drei rezyklierten Baustoffe trotz größtem Verdichtungsgrad D_{Pr} (vgl. Tabelle 57) die größte Anfangsporenzahl auf. Dies ist erneut eine Folge davon, dass RCM 0/4 deutlich mehr Einzelkörner je Volumeneinheit, zwischen denen sich luft- und wassergefüllte Porenräume befinden, aufweist, als die Versuchsmaterialien RCM 0/16 und RCM 0/32. Analog zu den Versuchsmaterialien aus Kalksteinschotter besitzt auch bei den rezyklierten Baustoffen das Versuchsmaterial RCM 0/16 geringere Porenzahlen als RCM 0/32. Dies ist abgesehen davon, dass RCM 0/16 einen etwas größeren Verdichtungsgrad

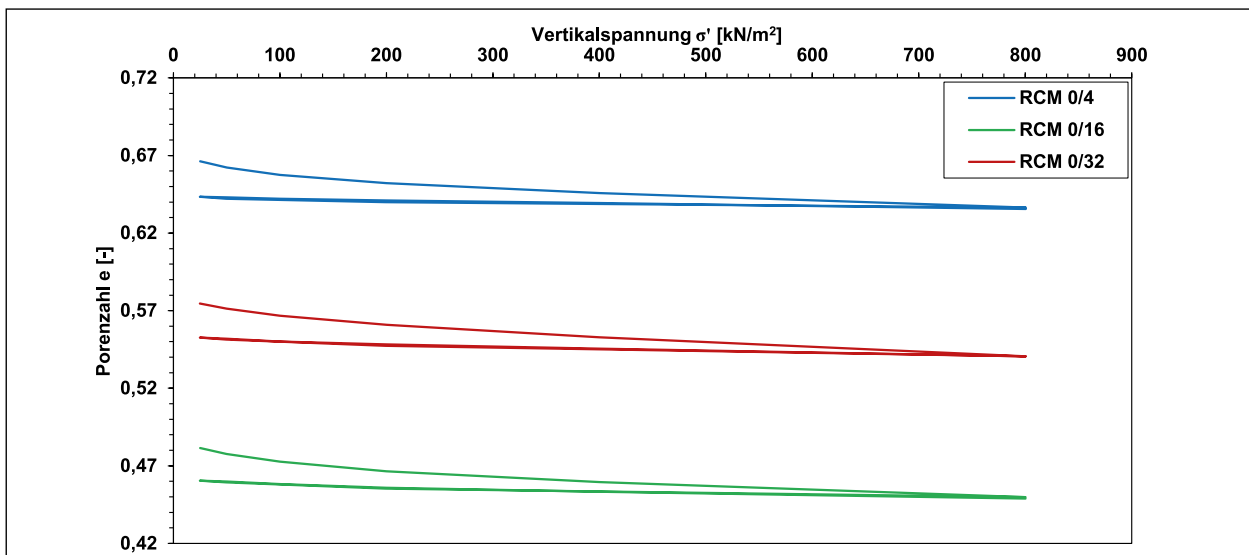


Bild 110: Entwicklung der Porenzahlen e von RCM 0/4, RCM 0/16 und RCM 0/32 über die Vertikalspannung σ'

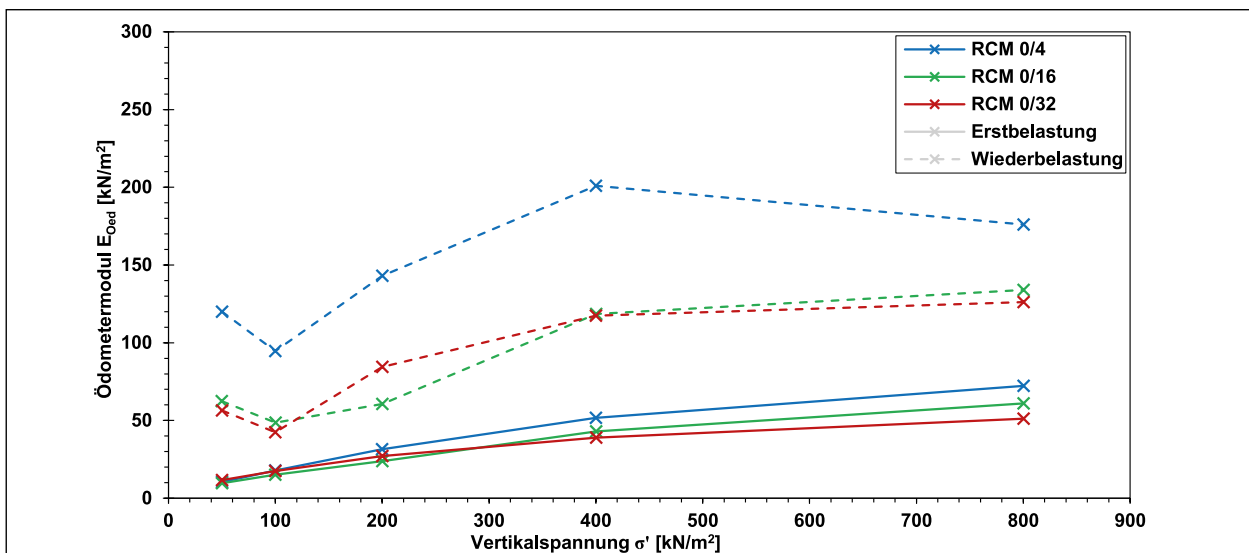


Bild 111: Entwicklung der Ödometermoduln E_{Oed} von RCM 0/4, RCM 0/16 und RCM 0/32 über die Vertikalspannung σ'

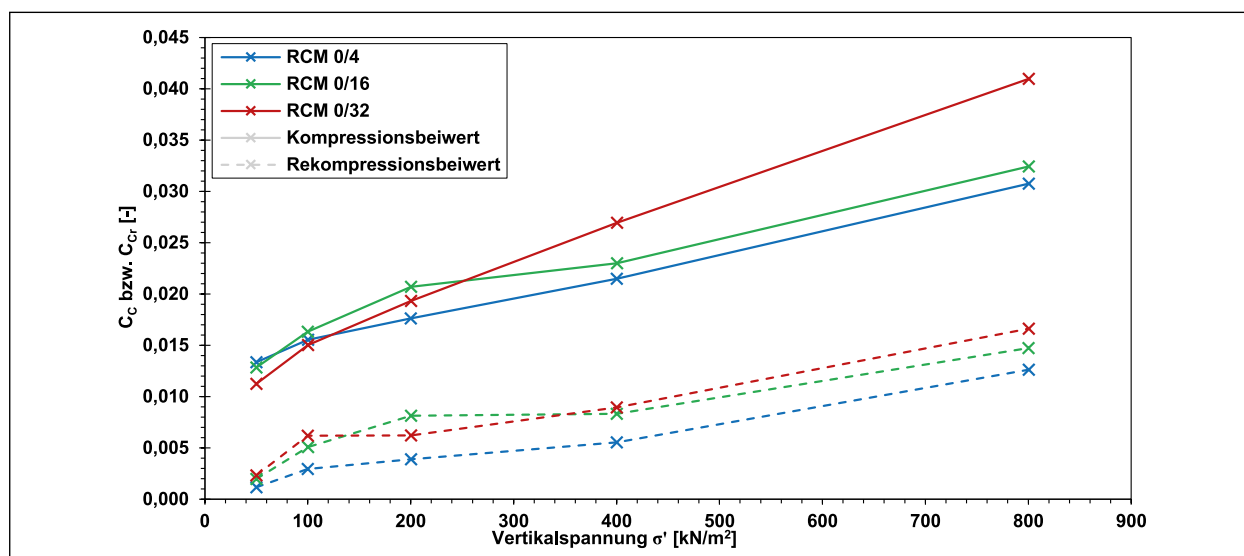


Bild 112: Entwicklung der Kompressions- bzw. Rekompansionsbeiwerte C_C bzw. C_{Cr} von RCM 0/4, RCM 0/16 und RCM 0/32 über die Vertikalspannung σ'

aufweist als RCM 0/32 (vgl. Tabelle 57), erneut auch eine Folge seiner besseren Kornabstufung (vgl. Ungleichförmigkeits- und Krümmungszahlen in Tabelle 39).

Im Hinblick auf die Verläufe der Spannungs-Porenzahl-Beziehungen zeigen die drei Versuchsmaterialien RCM 0/4, RCM 0/16 und RCM 0/32 wie bereits die Versuchsmaterialien aus Kalksteinschotter ein für granulare Baustoffe typisches Last-Verformungsverhalten. Bei der Erstbelastung reagieren die rezyklierten Baustoffe relativ weich und erfahren vergleichsweise große Verformungen. Bei der Entlastung entspannen sich die Versuchsmaterialien und lediglich der plastische Verformungsanteil verbleibt im Korngerüst. Der plastische Verformungsanteil ist dabei deutlich größer als der elastische Verformungsanteil. Bei Wiederbelastung reagieren die Proben im Vergleich zur Erstbelastung deutlich steifer und der Wiederbelastungsast verläuft nahezu deckungsgleich entlang des Entlastungsastes. Zusätzliche plastische Verformungen stellen sich während der Wiederbelastung nahezu keine ein.

Die Entwicklung der Ödometermoduln E_{Oed} der rezyklierten Baustoffe RCM 0/4, RCM 0/16 und RCM 0/32 bei Erst- und Wiederbelastung ist in Bild 111 jeweils über die Vertikalspannung σ' dargestellt. Aufgrund der Kompression des Korngefüges im Zuge der Erstbelastung sind die Ödometermoduln bei der Wiederbelastung bei allen drei Versuchsmaterialien erwartungsgemäß größer als bei der Erstbelastung. Obwohl das Material RCM 0/4 die höchsten Porenzahlen der drei Versuchsmaterialien aufweist, besitzt RCM 0/4 sowohl bei der Erst- als auch

bei der Wiederbelastung jeweils höhere Ödometermoduln als RCM 0/16 und RCM 0/32. Die Ödometermoduln der Materialien RCM 0/16 und RCM 0/32 liegen sowohl bei der Erst- als auch der Wiederbelastung auf einem vergleichbaren Niveau.

Die Verläufe der Kompressions- und Rekompansionsbeiwerte der Versuchsmaterialien, die in Bild 112 über die Vertikalspannung σ' dargestellt sind, spiegeln die jeweiligen Verläufe der Ödometermoduln wieder. Das Versuchsmaterial RCM 0/4, welches die größte Steifigkeit bei Erst- und Wiederbelastung besitzt, weist dementsprechend die geringsten Kompressions- bzw. Rekompansionsbeiwerte auf. Die Kompressions- und Rekompansionsbeiwerte der Versuchsmaterialien RCM 0/16 und RCM 0/32 sind aufgrund ihrer etwas geringeren Steifigkeit jeweils etwas größer als diejenigen von RCM 0/4.

7.7.1.2.3 Industrielle Nebenprodukte

Die Ergebnisse der Großödometerversuche an den industriellen Nebenprodukten HMVA 0/8, LDS 0/16 und LDS 0/32 sind in Bild 113 bis Bild 115 dargestellt. Bild 113 zeigt die Entwicklung der Porenzahlen e der Versuchsmaterialien über die Vertikalspannung σ' . Obwohl das Versuchsmaterial HMVA 0/8 in Großödometerversuchen den größten Verdichtungsgrad der drei Versuchsmaterialien aufweist (vgl. Tabelle 57), besitzt es zu Versuchsbeginn die größte Porenzahl. Dies ist einerseits eine Folge der Kornabstufung von HMVA 0/8, die dazu führt, dass das Korngemisch viele Einzelkörner besitzt, zwischen denen sich Porenräume befinden. Andererseits sind die hö-

heren Porenzahlen vermutlich eine Folge der deutlich geringeren Korndichte von HMVA 0/8 gegenüber derjenigen von LDS 0/16 bzw. LDS 0/32 (vgl. Tabelle 39), die darauf schließen lässt, dass die Einzelkörner von HMVA 0/8 mehr Poren innerhalb ihrer Einzelkörner aufweist als die beiden weiteren industriellen Nebenprodukte. Im Hinblick auf die beiden Versuchsmaterialien LDS 0/16 und LDS 0/32 zeigt letzteres trotz vergleichbarem Verdichtungsgrades D_{Pr} (vgl. Tabelle 57) geringere Porenzahlen als LDS 0/16. Dies ist zum einen eine Folge des parabelförmigen Verlaufes der Kornverteilungskurve von LDS 0/32, welcher eine gute – d. h. hohlraumarme – Verdichtung des Korngefüges ermöglicht. Zum anderen besitzt LDS 0/32 eine höhere Korndichte als LDS 0/16, was dazu führt, dass LDS 0/32 weniger intrapartikuläre Porenräume besitzt

als LDS 0/16, die wiederum zu geringeren Porenzahlen beitragen.

Im Hinblick auf die Verläufe der Spannungs-Porenzahl-Beziehungen zeigen die drei Versuchsmaterialien wie bereits bei den Materialien aus Kalksteinschotter (KSS 0/5, KSS 0/22 und KSS 0/32) als auch die rezyklierten Baustoffe (RCM 0/4, RCM 0/16 und RCM 0/32) jeweils ein für granulare Baustoffe typisches Last-Verformungsverhalten. So reagieren die industriellen Nebenprodukte bei der Erstbelastung deutlich weicher als bei der Wiederbelastung und erfahren bei der Erstbelastung gegenüber der Wiederbelastung vergleichsweise große Verformungen. Ein Großteil der Verformungen tritt dabei als plastische Verformung auf, die bei der Entlastung im Korngerüst bestehen bleibt. Werden die industriellen Nebenprodukte wiederbelastet, re-

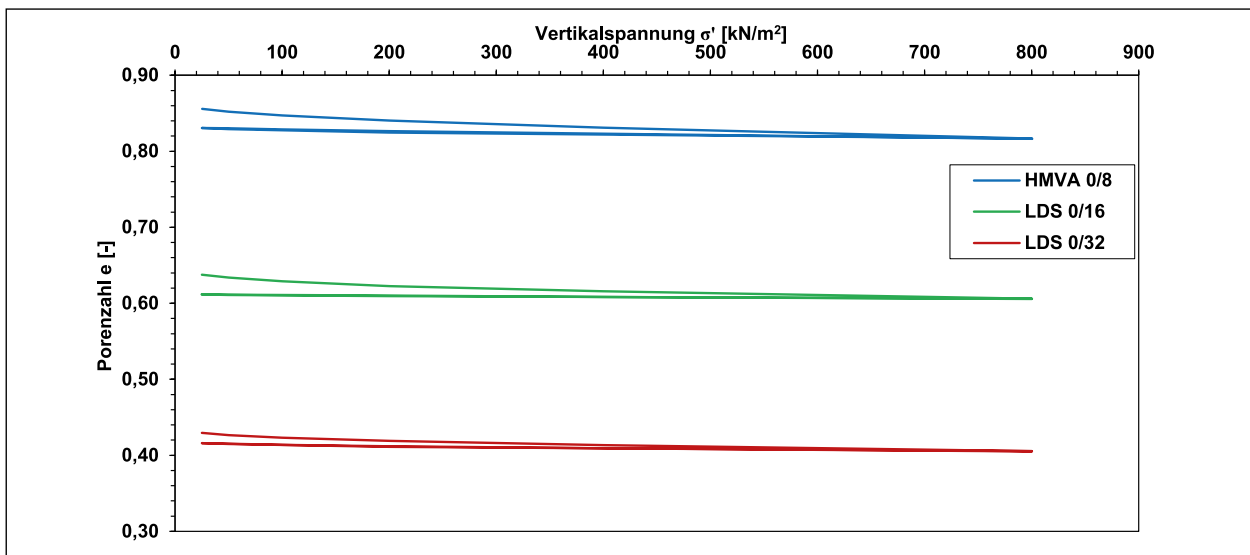


Bild 113: Entwicklung der Porenzahlen e von HMVA 0/8, LDS 0/16 und LDS 0/32 über die Vertikalspannung σ'

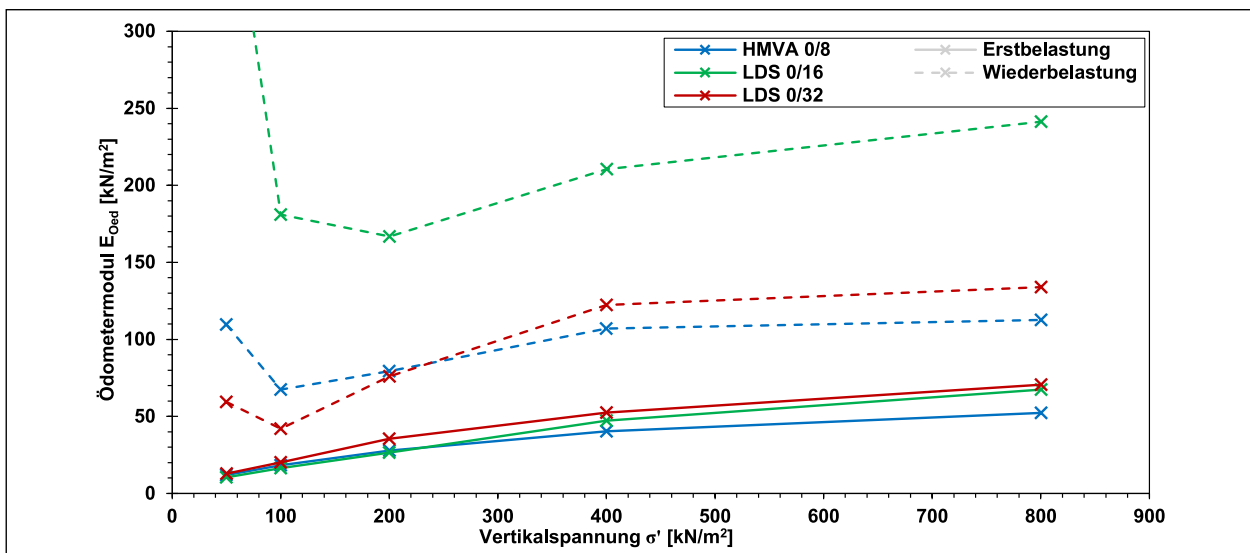


Bild 114: Entwicklung der Ödometermoduln E_{Oed} von HMVA 0/8, LDS 0/16 und LDS 0/32 über die Vertikalspannung σ'

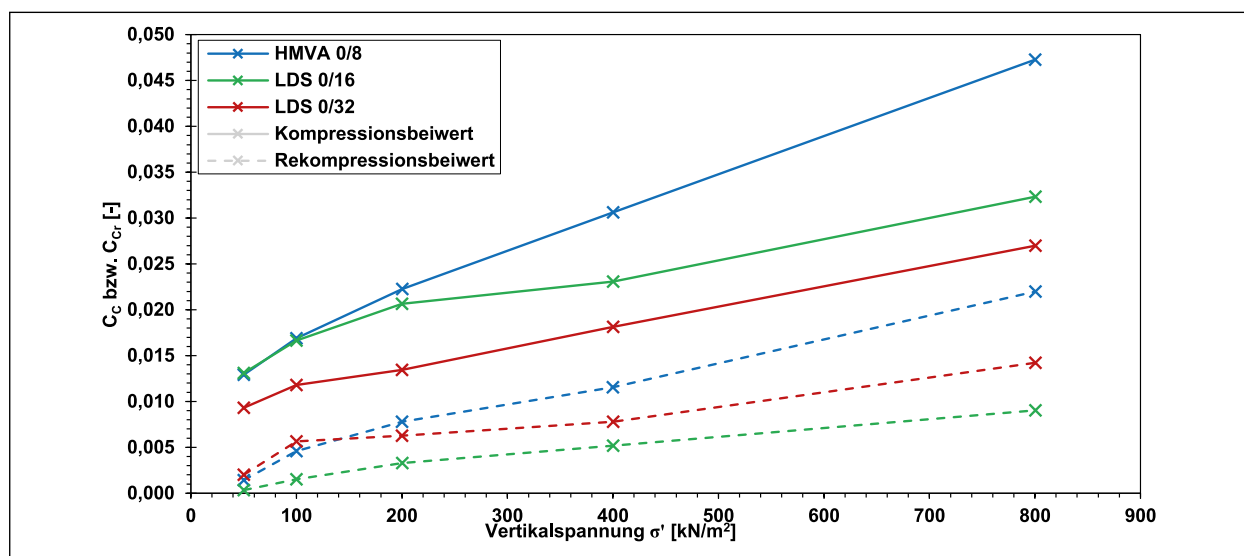


Bild 115: Entwicklung der Kompressions- bzw. Rekompansionsbeiwerte C_C bzw. C_{Cr} von HMVA 0/8, LDS 0/16 und LDS 0/32 über die Vertikalspannung σ'

agieren sie im Vergleich zur Erstbelastung deutlich steifer, wobei der Wiederbelastungsast nahezu deckungsgleich entlang des Entlastungsastes verläuft. Zusätzliche plastische Verformungen stellen sich während der Wiederbelastung nahezu keine ein.

Die Entwicklung der Ödometermoduln E_{Oed} der industriellen Nebenprodukte bei Erst- und Wiederbelastung als Kenngröße für die Materialsteifigkeit ist in Bild 114 jeweils über die Vertikalspannung σ' dargestellt. Erwartungsgemäß weisen alle drei industriellen Nebenprodukte bei der Wiederbelastung infolge der Zusammendrückung des Korngerüsts während der Erstbelastung höhere Ödometermoduln auf als bei der Erstbelastung. Die geringsten Ödometermoduln der drei industriellen Nebenprodukte besitzt sowohl bei Erst- als auch Wiederbelastung das Versuchsmaterial HMVA 0/8; lediglich bei der Wiederbelastung liegen die Ödometermoduln von HMVA 0/8 bei den Laststufen 50 kN/m² und 100 kN/m² oberhalb der Ödometermoduln von LDS 0/32. Die weitgehend niedrigeren Ödometermoduln von HMVA 0/8 gegenüber LDS 0/16 und LDS 0/32 sind zum einen eine Folge der geringeren Porenzahlen von HMVA 0/8. Insbesondere dürften aber auch die gegenüber LDS 0/16 und LDS 0/32 geringeren Kornfestigkeiten von HMVA 0/8 zu den geringen Ödometermoduln beitragen. Diese führen dazu, dass es an den Korn-zu-Korn-Kontakten bei Belastung tendenziell eher zu Kornbrüchen in Form von Abplatzungen kommt als bei höheren Kornfestigkeiten, was wiederum zu den geringeren Ödometermoduln beiträgt (s. HUBER (2021)). Die höchsten Ödometermoduln weist bei der Erstbelastung

das Versuchsmaterial LDS 0/32 auf. Dabei liegen die Ödometermoduln nur geringfügig oberhalb der Werte von LDS 0/16 und auch zu HMVA 0/8 treten lediglich bei einer Vertikalspannung von 800 kN/m² etwas größere Unterschiede auf. Bei der Wiederbelastung hingegen besitzt LDS 0/16 die größten Verformungsmoduln. Diese liegen dabei deutlich oberhalb der Ödometermoduln der Versuchsmaterialien LDS 0/32 und HMVA 0/8. Worauf diese sehr deutlichen Unterschiede zurückzuführen sind, kann allerdings nicht eindeutig benannt werden.

Die Verläufe der Kompressions- und Rekompansionsbeiwerte der industriellen Nebenprodukte sind in Bild 115 über die Vertikalspannung aufgetragen. Die jeweiligen Verläufe sowie ihre Lage zueinander spiegeln die Ausführungen zu den Verläufen der Ödometermoduln wider. Demzufolge sind die Rekompansionsbeiwerte bei allen Versuchsmaterialien erwartungsgemäß niedriger als die Kompressionsbeiwerte. Das Versuchsmaterial HMVA 0/8, welches die geringsten Ödometermoduln bei Erst- sowie bei Wiederbelastung aufweist, besitzt demzufolge sowohl die größten Kompressionsbeiwerte C_C als auch die größten Rekompansionsbeiwerte C_{Cr} . Die niedrigsten Kompressionsbeiwerte besitzt das Versuchsmaterial LDS 0/32, wohingegen LDS 0/16 die niedrigsten Rekompansionsbeiwerte aufweist.

7.7.1.2.4 Vergleich unterschiedlicher Materialarten mit ähnlicher Korngrößenverteilung

In Bild 116 sind die Entwicklungen der Porenzahlen sowie der Ödometermoduln bei Erst- und Wiederbelastung jeweils einzeln für die Versuchsmaterialien

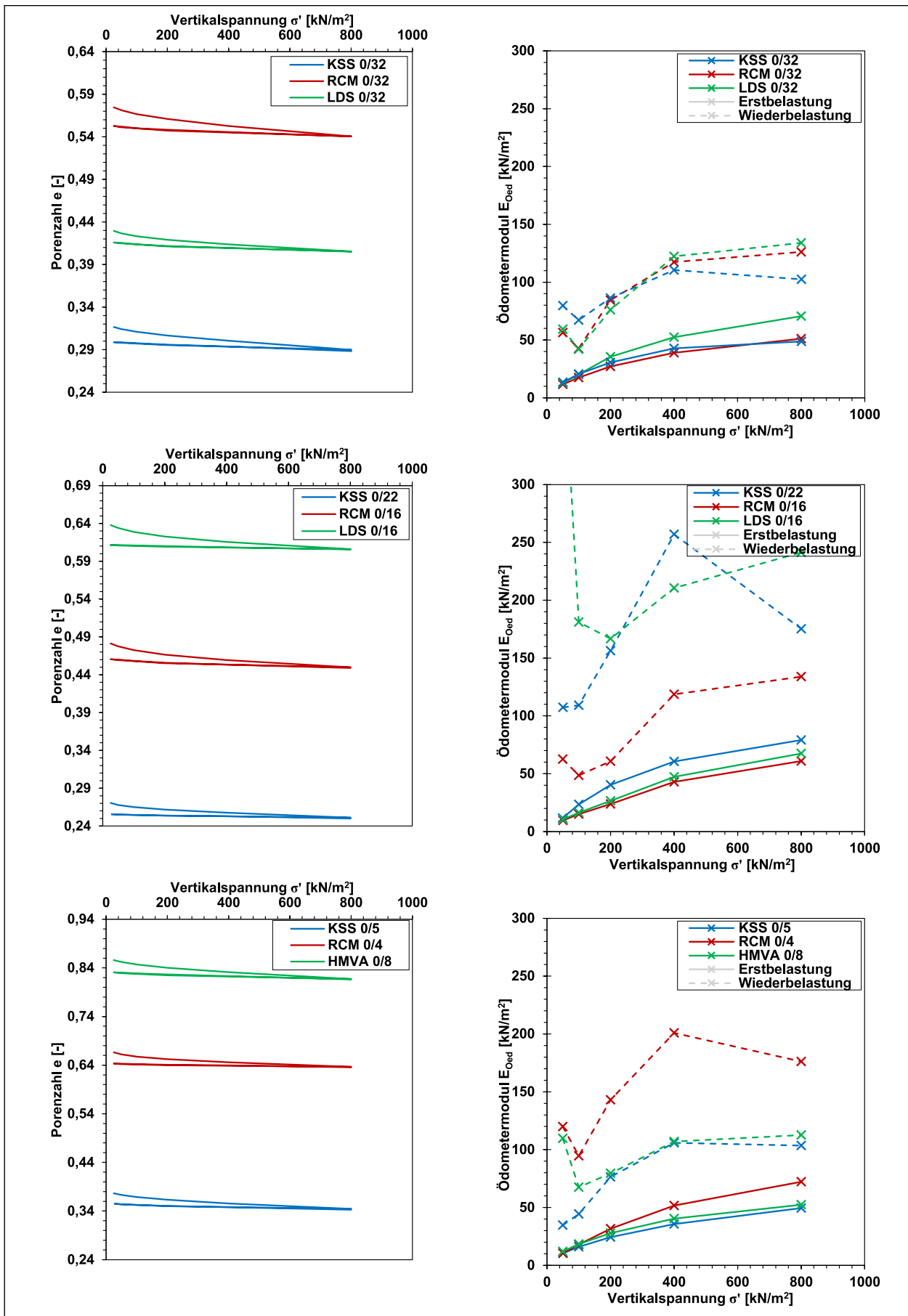


Bild 116: Vergleich der Entwicklung der Porenzahlen sowie der Ödometermoduln der Versuchsmaterialien einer Soll-Bodengruppe

en der Soll-Bodengruppen GW (KSS 0/32, RCM 0/32, LDS 0/32), GU (KSS 0/22, RCM 0/16, LDS 0/16) und SU (KSS 0/5, RCM 0/4, HMVA 0/8) dargestellt. Die Darstellungen in Bild 116 ermöglichen dadurch eine Interpretation des Last-Verformungsverhaltens bei ödometrischer Kompression unter besonderer Berücksichtigung der Art der Versuchsmaterialien.

Bei allen drei Soll-Bodengruppen weisen die Versuchsmaterialien aus Kalksteinschotter (KSS 0/32, KSS 0/22 und KSS 0/5) jeweils die niedrigsten Porenzahlen der drei Versuchsmaterialien innerhalb einer Soll-Bodengruppe (Kalksteinschotter, rezyklierter Baustoff, industrielles Nebenprodukt) auf. Ein Grund hierfür ist, dass die Versuchsmaterialien aus Kalksteinschotter bei jeder Soll-Bodengruppe jeweils den höchsten Verdichtungsgrad aufweisen. Wesentlich dazu beitragen dürfte allerdings auch die jeweilige Beschaffenheit der Einzelkörner der unterschiedlichen Versuchsmaterialien. So besitzen sowohl die rezyklierten Baustoffe als auch die industriellen Nebenprodukte Einzelkörner mit innenliegenden Poren, welche durch die Verdichtung des Korngerüsts nicht verringert werden können. Vergleicht man die Porenzahlen der rezyklierten Baustoffe und der industriellen Nebenprodukte, ist das Bild nicht einheitlich. So weist die Hausmüllverbrennungssasche HMVA 0/8 trotz eines etwas größeren Größtkornes deutlich geringere Porenzahlen auf als der rezyklierte Baustoff RCM 0/4. Dies ist zum einen auf den höheren Verdichtungsgrad von RCM 0/4 im Vergleich zu HMVA 0/8 zurückzuführen. Einen großen Anteil dürfte allerdings auch der Umstand haben, dass die Einzelkörner der HMVA 0/8 mehr innenliegende Porenräume aufweisen als die Einzelkörner des rezyklierten Baustoffes RCM 0/4.

Innerhalb der Soll-Bodengruppe GU besitzt das industrielle Nebenprodukt LDS 0/16 ebenfalls höhere Porenzahlen als der rezyklierte Baustoff RCM 0/16, wohingegen innerhalb der Soll-Bodengruppe GW der rezyklierte Baustoff RCM 0/32 deutlich höhere Porenzahlen besitzt als das industrielle Nebenprodukt LDS 0/32. Die sich hinsichtlich der Größe der Porenzahlen trotz vergleichbarer Materialarten sowie in etwa vergleichbaren Verdichtungsgraden widersprechenden Ergebnisse der Soll-Bodengruppen GW und GU sind vermutlich in erster Linie eine Folge der Abstufung der jeweiligen Kornverteilungskurven. So ist die Korngrößenverteilung des Versuchsmaterials LDS 0/32 entsprechend der Ergebnisse in Bild 90 qualitativ deutlich parabelförmiger

als diejenige des Versuchsmaterials RCM 0/32, wodurch die Verdichtbarkeit von LDS 0/32 insofern besser ist, als dass die Porenräume zwischen den größeren Einzelkörnern durch kleinere Einzelkörner ausgefüllt werden können (Stichwort Fullerkurve). Bei den Versuchsmaterialien RCM 0/16 und LDS 0/16 ähnelt hingegen die Korngrößenverteilung des Versuchsmaterials RCM 0/16 mehr der Parabelform, wodurch bei letztgenanntem die Porenräume zwischen den größeren Einzelkörnern besser mit kleineren Einzelkörnern gefüllt werden können als bei LDS 0/16. Inwieweit die Unterschiede in den Porenzahlen der rezyklierten Baustoffe und der industriellen Nebenprodukte auf Unterschiede hinsichtlich der innerhalb der Einzelkörnern liegenden Porenräume zurückgeführt werden können, kann nicht pauschal beurteilt werden. Hierzu wären weitergehende Untersuchungen, beispielsweise mittels Quecksilberporosimetrie, erforderlich.

Die Ödometermoduln in Bild 116 zeigen, dass im Hinblick auf die Materialsteifigkeit insbesondere bei den Materialien der Soll-Bodengruppe GW (KSS 0/32, RCM 0/32, LDS 0/32) trotz deutlicher Unterschiede hinsichtlich der Porenzahlen keine signifikanten Unterschiede bestehen. Lediglich bei der Erstbelastung weist das industrielle Nebenprodukt LDS 0/32 etwas höhere Ödometermoduln auf als KSS 0/32 und RCM 0/32. Auch die Versuchsmaterialien der Soll-Bodengruppe GU (KSS 0/22, RCM 0/16, LDS 0/16) weisen insbesondere bei der Erstbelastung keine signifikanten Unterschiede hinsichtlich ihrer Ödometermoduln auf. Die Ödometermoduln von KSS 0/22 liegen bei Erstbelastung zwar etwas oberhalb derjenigen von RCM 0/16 und LDS 0/16, insgesamt liegen die Ödometermoduln der drei Versuchsmaterialien bei der Erstbelastung aber auf einem vergleichbaren Niveau. Bei der Wiederbelastung fallen die Ödometermoduln von RCM 0/16 gegenüber KSS 0/22 und LDS 0/16, die ihrerseits eine etwas größere Streuung zeigen und auf einem vergleichbaren Niveau liegen, allerdings etwas ab. Worauf der Abfall der Ödometermoduln von RCM 0/16 bei der Wiederbelastung zurückzuführen ist, kann nicht abschließend beurteilt werden. Das dies nicht ausschließlich mit der Materialart, bei der es sich um einen rezyklierten Baustoff handelt, begründet werden kann, zeigt sich nicht zuletzt am Beispiel der Ödometermoduln der Versuchsmaterialien der Soll-Bodengruppe SU (KSS 0/5, RCM 0/4, HMVA 0/8). Hier besitzt der rezyklierte Baustoff RCM 0/4 sowohl bei der Erst- als auch Wiederbelastung die höchsten Ödometermoduln, wohingegen

gen diejenigen von KSS 0/5 und HMVA 0/8 jeweils auf einem niedrigeren, miteinander vergleichbaren Niveau liegen.

7.7.2 Zyklische Belastung

7.7.2.1 Versuchsdurchführung

Die Versuche zum Last-Verformungsverhalten bei zyklischer Kompression und behinderter Seitendehnung wurden in Anlehnung an DIN EN ISO 17892-5 (DIN, 2017b) als Großödometerversuche an den Versuchsmaterialien KSS 0/22, RCM 0/16 und LDS 0/16 durchgeführt. Die Proben wiesen einen Durchmesser von $d = 30$ cm und eine Probenhöhe von etwa $h = 8$ cm auf. Der Einbau erfolgte in zwei Schichten á 4 cm, die mit einem Proctorhammer (4,5 kg) verdichtet wurden. Der vorgesehene Verdichtungsgrad von $D_{Pr} = 100$ % konnte beim Einbau der Versuchsmaterialien in die Großödometerzelle ohne übermäßigen Kornbruch, der zu einer deutlichen Veränderung der Korngrößenverteilung der Versuchsmaterialien geführt hätte, bei keinem der Versuchsmaterialien erreicht werden. Die Versuche wurden daher bei Verdichtungsgraden unterhalb von $D_{Pr} = 100$ % durchgeführt. Die bei den einzelnen Versuchsmaterialien erreichten Verdichtungsgrade D_{Pr} sind in Tabelle 59 zusammen mit den Ein- und Ausbauwassergehalten aufgeführt.

Nach dem Einbau der Versuchsmaterialien in die Großödometerzelle wurden diese entsprechend der Stufen 0 bis 9 in Tabelle 58 stufenweise bis auf 800 kPa belastet und anschließend wieder stufenweise bis auf 25 kPa entlastet. Im Anschluss an die Entlastung bis auf 25 kPa wurden auf die Versuchsmaterialien zyklische Lastwechsel aufgebracht. Dabei wurden die Proben je Lastzyklus auf 200 kPa belastet und anschließend wieder auf 25 kPa entlastet. Je Versuchsmaterial wurden 30 Lastzyklen durchgeführt. Die Spannungsänderungen wurden dabei mit Spannungsraten von + 25 kN/m²min (Belastung) bzw. – 25 kN/m²min (Entlastung) durchgeführt und die jeweiligen Spannungen von 25 kPa bzw. 200 kPa für jeweils 1 min gehalten. Von einer Wassersättigung der Proben während der Ver-

Versuchsmaterial (Bodengruppe)	w_{Einbau} [%]	w_{Ausbau} [%]	$\rho_{d, Einbau}$ [g/cm ³]	$D_{Pr, Einbau}$ [%]
KSS 0/22 (GU)	9,5	6,6	2,176	98,8
RCM 0/16 (GU)	16,4	13,8	1,832	96,2
LDS 0/16 (GU)	14,1	13,3	2,024	94,6

Tab. 59: Ein- und Ausbauwassergehalte sowie Einbaudichten der Versuchsmaterialien in den zyklischen Großödometerversuchen

suchsdurchführung wurde abgesehen und die Versuche teilgesättigt durchgeführt.

7.7.2.2 Versuchsergebnisse

Die Ergebnisse der Großödometerversuche mit den zyklischen Lastwechseln sind in Bild 117 als axiale Dehnungen ϵ_a über die Vertikalspannung σ' dargestellt. Die Spannungs-Dehnungsverläufe zeigen zunächst das bereits in den Kapiteln 5.3.4 und 7.7.1 beobachtete Materialverhalten, wonach es bei der Erstbelastung zu einer vergleichsweise weichen Reaktion der Versuchsmaterialien kommt, bei der sich relativ große Dehnungen einstellen, die überwiegend als plastische Dehnungen im Korngerüst verbleiben. Die sich bei der Erstbelastung einstellenden Gesamtdehnungen sowie die elastischen und nach der Entlastung im Korngerüst verbleibenden plastischen Dehnungen sind in Tabelle 60 wiedergegeben. Die geringsten Gesamtdehnungen treten bei der Erstbelastung bis auf 800 kPa trotz des kleinsten Verdichtungsgrades der drei Versuchsmaterialien bei LDS 0/16 auf, wohingegen RCM 0/16 die größten Dehnungen erfährt. Die Gesamtdehnung von KSS 0/22 ist etwas größer als die von LDS 0/16 und deutlich geringer als von RCM 0/16. Allerdings tritt bei KSS 0/22 der überwiegende Anteil der Gesamtdehnungen als plastische Dehnungen auf, wohingegen bei RCM 0/16 und LDS 0/16 ein weitaus größerer Dehnungsanteil als elastische Dehnungen auftreten. Dies führt dazu, dass die nach der Entlastung im Korngerüst verbleibenden plastischen Dehnungen von RCM 0/16, bei dem nach der Erstbelastung weitaus größere Gesamtdehnungen auftraten als bei KSS 0/22, nur geringfügig größer sind als bei KSS 0/22. LDS 0/16 weist gegenüber den beiden weiteren Versuchsmaterialien nicht nur die geringsten Gesamtdehnungen, sondern sowohl absolut als auch prozentual den geringsten plastischen Dehnungsanteil auf.

	$\epsilon_{a, gesamt}$	$\epsilon_{a, plastisch}$		$\epsilon_{a, elastisch}$	
	[%]	[%]	Anteil an $\epsilon_{a, gesamt}$	[%]	Anteil an $\epsilon_{a, gesamt}$
KSS 0/22	1,92	1,689	88,0%	0,231	12,0%
RCM 0/16	2,643	1,796	68,0%	0,847	32,0%
LDS 0/16	1,654	1,03	62,3%	0,624	37,7%

Tab. 60: Gesamtdehnungen sowie plastischer und elastischer Dehnungsanteil nach der Erstbelastung und anschließender Entlastung

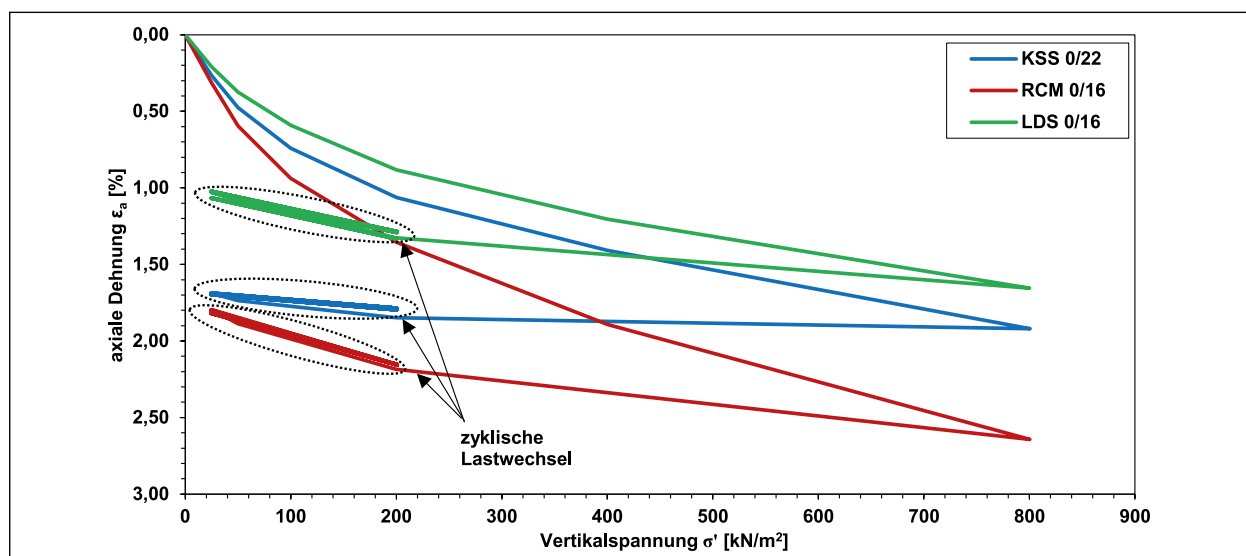


Bild 117: Entwicklung der axialen Dehnungen von KSS 0/22, RCM 0/16 und LDS 0/16 über die Vertikalspannung σ' bei zyklischer Beanspruchung

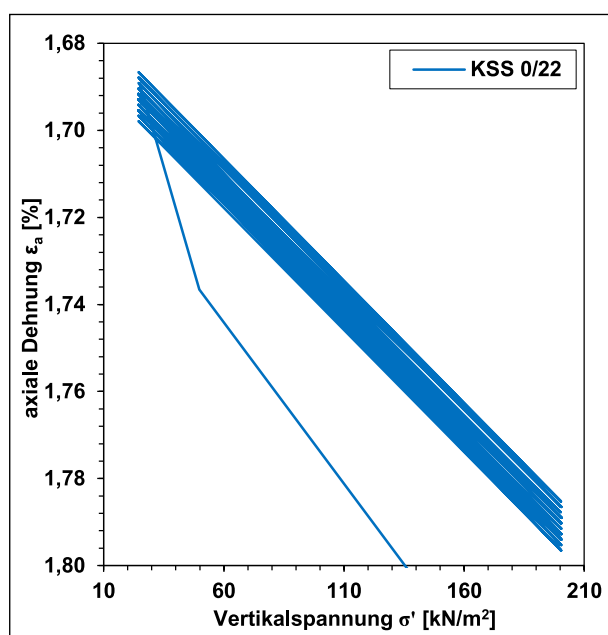


Bild 118: Entwicklung der axialen Dehnungen infolge der zyklischen Lastwechsel am Beispiel von KSS 0/22

Die Entwicklungen der axialen Dehnungen der Versuchsmaterialien sind in Bild 117 hervorgehoben und zeigen, dass es infolge der zyklischen Beanspruchungen bei allen Versuchsmaterialien lediglich zu einer geringen Zunahme des plastischen Dehnungsanteils mit zunehmender Anzahl an Lastzyklen kommt. Dies wird am Beispiel der Lastzyklen bei dem Versuchsmaterial KSS 0/22 in Bild 118 verdeutlicht. Die Spannungs-Dehnungskurven der einzelnen Lastzyklen verlaufen sowohl parallel zueinander als auch nahezu deckungsgleich entlang des Entlastungspfades. Wie bereits bei der Erstbelastung erfährt das Versuchsmaterial RCM 0/16 während eines jeden Lastzyklus darüberhinaus die

größten elastischen Dehnungen. Die geringsten elastischen Dehnungen während der Lastzyklen zeigt im Gegensatz zur Erstbelastung hingegen KSS 0/22.

7.8 Scherverhalten und Scherfestigkeit

7.8.1 Versuchsdurchführung

Die Versuche zum Scherverhalten wurden als konsolidierte, dränierte Triaxialversuche (CD-Versuche) in Einzelstufen nach DIN EN ISO 17892-9 (DIN, 2018) mit Prüfkörpern mit einem Durchmesser von $d = 15$ cm durchgeführt, die auf 100 % der Proctor-dichte verdichtet wurden. Für die Versuchsdurchführung wurden die Versuchsmaterialien mit Korngrößen $d > 32$ mm auf ein Größtkorn von 32 mm abgeseibt (dies betrifft das natürliche Rundkorn 0/32 mm). Die Einbauhöhen und Einbaudichten der einzelnen Prüfkörper für die Triaxialversuche sind in Tabelle 61 aufgeführt.

Nach dem Einbau in die Triaxialzelle wurden die Prüfkörper für 24 h gesättigt, anschließend für 24 h konsolidiert und nach ca. 48 h schließlich mit einer Vorschubgeschwindigkeit von 0,05 mm/min bei Radialspannungen von $\sigma'_3 = 50$ kN/m², 100 kN/m² und 200 kN/m² abgeschert.

7.8.2 Versuchsergebnisse

Nachfolgend werden die Ergebnisse der Triaxialversuche zunächst einzeln für jede Materialart dar-

	KSS 0/5			KSS 0/22			KSS 0/32		
σ'_3 [kN/m ²]	50	100	200	50	100	200	50	100	200
h_0 [mm]	277,86	279,67	278,57	278,34	271,54	280,67	279,43	278,82	280,16
$\rho_{d,0}$ [g/cm ³]	2,032	2,019	2,024	2,206	2,186	2,184	2,036	2,026	2,019
$D_{Pr,0}$ [%]	100,0	99,4	99,6	100,2	99,3	99,2	100,3	99,9	99,5

	RCM 0/4			RCM 0/16			RCM 0/32		
σ'_3 [kN/m ²]	50	100	200	50	100	200	50	100	200
h_0 [mm]	278,41	277,28	275,92	277,59	278,00	278,74	277,54	281,45	279,54
$\rho_{d,0}$ [g/cm ³]	1,601	1,607	1,609	1,904	1,900	1,904	1,721	1,708	1,727
$D_{Pr,0}$ [%]	100,1	100,4	100,6	99,9	99,7	99,9	99,7	98,9	100,0

	HMVA 0/8			LDS 0/16			LDS 0/32		
σ'_3 [kN/m ²]	50	100	200	50	100	200	50	100	200
h_0 [mm]	278,69	277,16	280,30	278,59	278,75	277,87	278,38	278,72	278,98
$\rho_{d,0}$ [g/cm ³]	1,514	1,520	1,509	2,112	2,114	2,117	2,577	2,579	2,580
	99,7	100,1	99,3	98,7	98,8	98,9	99,9	100,0	100,0

Tab. 61: Einbaubedingungen der Prüfkörper in den Triaxialversuchen

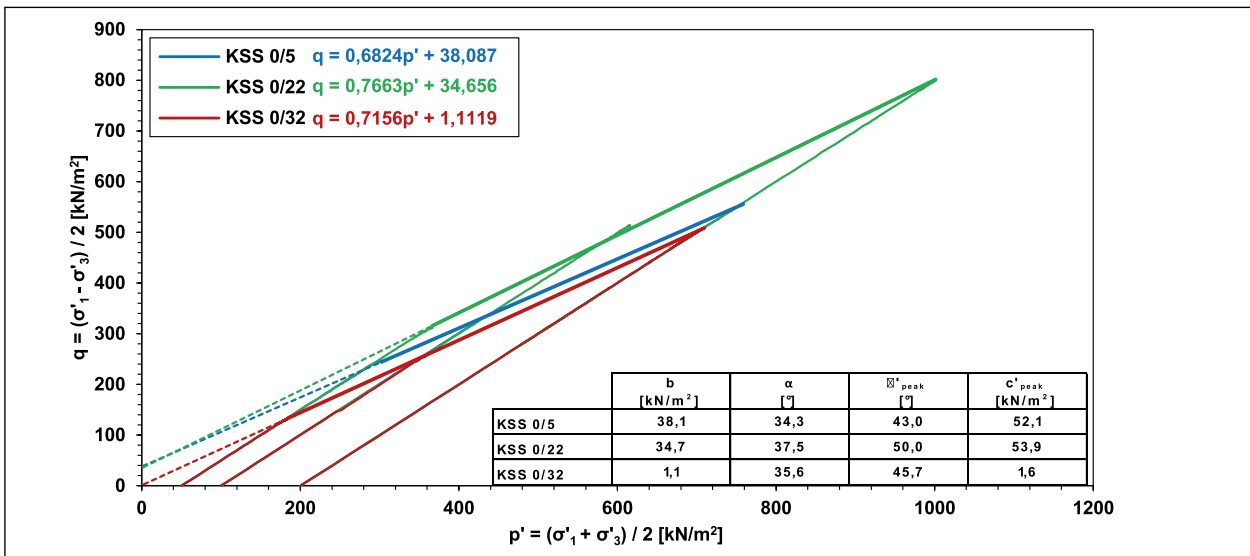


Bild 119: Spannungspfade, Bruchgeraden und Scherparameter von KSS 0/5, KSS 0/22 und KSS 0/32

gestellt. Da sich die einzelnen Materialien einer Materialart vor allem bei den natürlichen und den rezyklierten Baustoffen vornehmlich in ihrer Korngrößenverteilung unterscheiden, wohingegen die weiteren granulometrischen Eigenschaften weitgehend vergleichbar sind, liegt der Fokus der Interpretation zunächst jeweils auf dem Einfluss der Korngrößenverteilung. Anschließend werden die Ergebnisse der Triaxialversuche an den Versuchsmaterialien KSS 0/22, RCM 0/16 und LDS 0/16, die eine weitgehend vergleichbare Korngrößenverteilung aufweisen (vgl. Kapitel 7.3.2), vergleichend dargestellt. Dies ermöglicht die Interpretation der Versuchsergebnisse unter besonderer Berücksichtigung der

weiteren granulometrischen Eigenschaften neben der Korngrößenverteilung (z. B. Kornfestigkeit).

7.8.2.1 Kalksteinschotter

Die Ergebnisse der Triaxialversuche an den Versuchsmaterialien aus Kalksteinschotter (KSS 0/5, KSS 0/22, KSS 0/32) sind in Bild 119 bis Bild 121 dargestellt. Bild 119 zeigt die Verläufe der Spannungspfade für Radialspannungen von $\sigma'_3 = 50$ kN/m², 100 kN/m² und 200 kN/m² sowie die resultierenden Bruchgeraden. Die mathematischen Beschreibungen der Bruchgeraden als lineare Funktionen durch die Punkte der je aufgebrauchten Radialspannung maximalen Deviatorspannung sind in der

Legende in Bild 119 wiedergegeben. Die aus den Bruchgeraden abgeleiteten Scherparameter (Peakreibungswinkel und Kohäsion) der Versuchsmaterialien sind zudem tabellarisch in Bild 119 aufgeführt. Die Verläufe der Deviatorspannungen q über die axiale Dehnung ε_a sind in Bild 120 dargestellt und Bild 121 zeigt die Verläufe der volumetrischen Dehnungen ε_v über die axiale Dehnung ε_a .

Die Bruchgeraden in Bild 119 ergeben für KSS 0/22 mit einem Reibungswinkel von $\varphi'_{\text{peak}} = 50,0^\circ$ und einer Kohäsion von $c'_{\text{peak}} = 53,9 \text{ kN/m}^2$ die größten Scherparameter. KSS 0/32 und KSS 0/5 zeigen mit $\varphi'_{\text{peak}} = 45,7^\circ$ bzw. $\varphi'_{\text{peak}} = 43,0^\circ$ etwas geringere Reibungswinkel. Deutliche Unterschiede zwischen KSS 0/32 und KSS 0/5 bestehen jedoch hinsichtlich ihrer aus den Bruchgeraden resultierenden Werte für die Kohäsion. Während KSS 0/5 einen hohen und zu KSS 0/22 vergleichbaren Wert von $c'_{\text{peak}} = 52,1 \text{ kN/m}^2$ aufweist, ergibt sich für KSS 0/32 ein Wert von lediglich $c'_{\text{peak}} = 1,6 \text{ kN/m}^2$. Die deutlichen Unterschiede in den Scherfestigkeiten der drei Versuchsmaterialien sind vermutlich auf unterschiedliche Dilatanzvorgänge innerhalb des Korngerüsts zurückzuführen. So resultiert die maximale Scherfestigkeit im Peakzustand aus einem Anteil aus dem Scherwiderstand der Einzelkörner im kritischen Zustand infolge der Materialreibung und einem Anteil aus dem Scherwiderstand infolge der Dilatanz des Korngerüsts (Aufbrechen der Verzahnung des Korngerüsts durch gegenseitiges Aufgleiten der Einzelkörner) beim Abscheren (z. B. JEFFERIES & BEEN, 2006). Ersterer ist unabhängig von der Lagerungsdichte, jedoch abhängig von Korneigenschaften wie beispielsweise der Korn-

form, dem Kornmineral, der Oberflächenrauhigkeit oder der Korngrößenverteilung und dürfte bei den drei Versuchsmaterialien, die ob ihrer gleichen Herkunft abgesehen von ihrer Korngrößenverteilung weitgehend identische Eigenschaften aufweisen dürften, vergleichbar groß sein. Es ist daher naheliegend, die Unterschiede in den Scherfestigkeiten, insbesondere hinsichtlich der Kohäsion, auf Unterschiede im Dilatanzverhalten der Versuchsmaterialien zurückzuführen.

Die Verläufe der deviatorischen Spannungen in Bild 120 zeigen, dass die Versuchsmaterialien KSS 0/22 und KSS 0/5 bei allen drei untersuchten Radialspannungen σ'_3 größere Deviatorspannungen abtragen können als KSS 0/32. Die Deviatorspannungen von KSS 0/22 sind dabei jeweils etwas höher als von KSS 0/5. Ein signifikanter Unterschied zwischen den Versuchsmaterialien KSS 0/22 und KSS 0/5 auf der einen und KSS 0/32 auf der anderen Seite ist allerdings, dass bei erstgenannten die Deviatorspannungen q zunächst bis zu einem ausgeprägten Maximum anwachsen (Peak) und anschließend auf die Deviatorspannung q im kritischen Zustand abfallen. Demgegenüber weisen die Verläufe der Deviatorspannungen q' von KSS 0/32 kein Maximum auf, sondern nehmen über den dargestellten Dehnungsbereich lediglich zu, wobei sie sich offenbar der Deviatorspannung q im kritischen Zustand annähern. Diese Beobachtungen weisen darauf hin, dass es bei KSS 0/22 und KSS 0/5 bei den untersuchten Lagerungsdichten (jeweils Verdichtungsgrad $D_{Pr} = 100\%$) und Radialspannungen gegenüber zu KSS 0/32 zu deutlich ausgeprägteren Dilatanzvorgängen im Korngerüst kommt, die zu

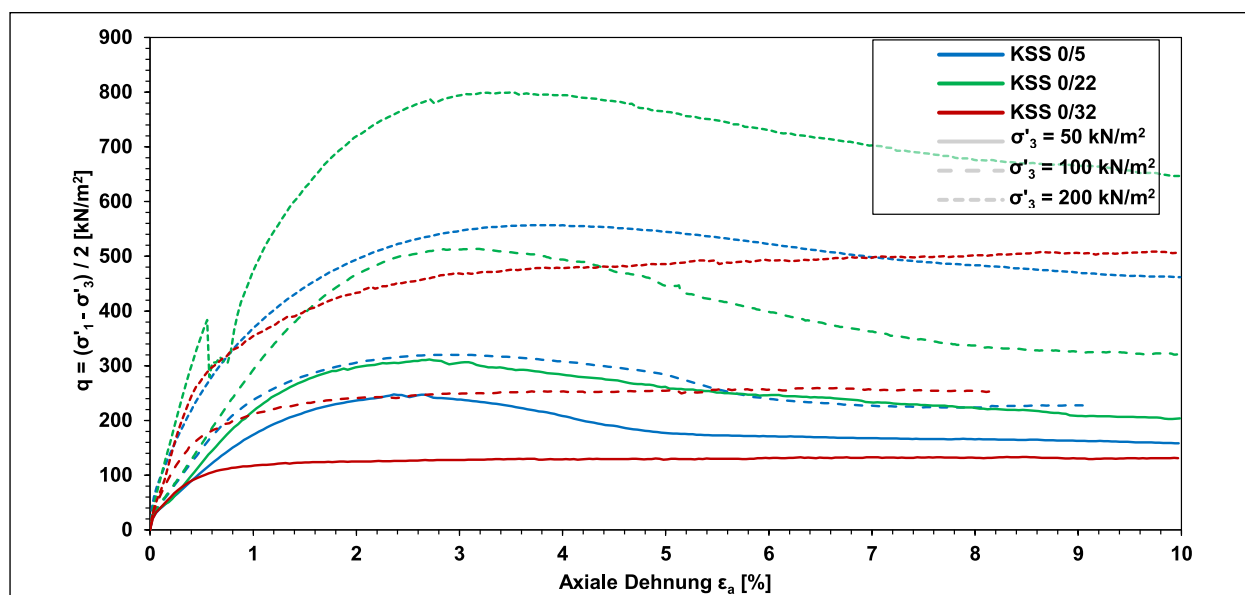


Bild 120: Verläufe der Deviatorspannungen über die axiale Dehnung von KSS 0/5, KSS 0/22 und KSS 0/32

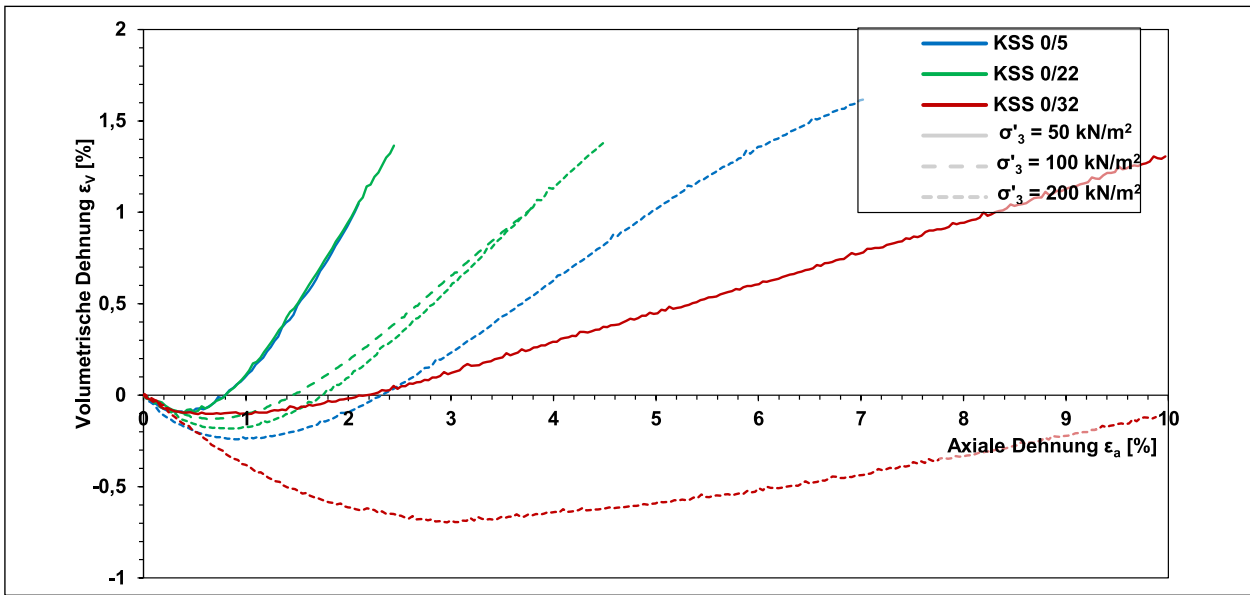


Bild 121: Verläufe der volumetrischen Dehnungen über die axiale Dehnung von KSS 0/5, KSS 0/22 und KSS 0/32

den höheren Scherfestigkeiten von KSS 0/22 und KSS 0/5 führen. Dies liegt womöglich darin begründet, dass im Korngefüge von KSS 0/32 aufgrund der größeren Kornabstufung (Bodengruppe GU, allerdings nur aufgrund einer geringen Überschreitung des Korngrößenanteils von $d \leq 0,063$ mm von 5 M.-%, vgl. Tabelle 39) zwischen den einzelnen Partikeln mehr freie Porenräume verfügbar sind, in welche die Einzelkörner während des Abschervorganges hineingleiten können, und dies zu einem eher kontraktanten Materialverhalten führt. Die Versuchsmaterialien KSS 0/22 (Bodengruppe GU, vgl. Tabelle 39) und KSS 0/5 (Bodengruppe SU/SU*, vgl. Tabelle 39) besitzen hingegen mehr Partikel mit geringeren Korngrößen, die sich in die Porenräume zwischen den größeren Einzelkörnern einlagern können (hierauf deutet auch der Umstand hin, dass die Proben von KSS 0/32 im Vergleich zu KSS 0/22 und KSS 0/5 geringe Einbautrockendichten aufweisen, vgl. Tabelle 61). Dadurch stehen während des Abscherens weniger Porenräume zur Kornumlagerung zur Verfügung stehen, was wiederum zu dem ausgeprägteren Dilatanzverhalten und damit den größeren Scherfestigkeiten von KSS 0/22 und KSS 0/5 führt.

Aufschluss über das Dilatanzverhalten der Versuchsmaterialien KSS 0/32, KSS 0/22 und KSS 0/5 ergeben die Verläufe der volumetrischen Dehnungen ϵ_v über die axiale Dehnung ϵ_a in Bild 121 (bei KSS 0/5 wurde die volumetrische Dehnung bei einer Radialspannung $\sigma'_3 = 100$ kN/m² nicht erfasst und bei KSS 0/32 war die Gummimembran um den Probekörper undicht, wodurch eine fehlerhafte vo-

σ'_3 [kN/m ²]	E_{50} [MN/m ²]		
	KSS 0/5	KSS 0/22	KSS 0/32
50	20,1	23,9	28,5
100	29,0	29,9	44,0
200	46,6	46,4	60,6

Tab. 62: Verformungsmoduln E_{50} der Körnungen aus Kalksteinschotter, abgeleitet aus Bild 120

lumetrische Dehnung ermittelt wurde; beide Kurven sind in Bild 121 daher nicht dargestellt). Die Verläufe der volumetrischen Dehnungen in Bild 121 zeigen, dass alle Versuchsmaterialien aus Kalksteinschotter zunächst negative volumetrische Dehnungen erfahren, es also zur Volumenverringern der Proben und damit zur Kontraktanz des Korngefüges kommt. Die Proben der Versuchsmaterialien KSS 0/22 und KSS 0/5, die je Radialspannung relative vergleichbare volumetrische Dehnungen aufweisen, erfahren allerdings bereits nach vergleichsweise kurzen axialen Dehnungen positive volumetrische Dehnungen und zeigen damit ein ausgeprägtes dilatantes Verhalten des Korngerüsts. Im Gegensatz dazu weisen die Proben des Versuchsmaterials KSS 0/32 bei allen untersuchten Radialspannungen zunächst über vergleichsweise große axiale Dehnungen negative volumetrische Dehnungen auf und zeigen damit ein kontraktantes Verhalten des Korngerüsts an. Die Verläufe der volumetrischen Dehnungen von KSS 0/32 spiegeln damit die Verläufe der deviatorischen Spannungen über die axiale Dehnung in Bild 120 wieder, bei denen kein Peak ausgebildet wird, und bestätigen die im vorangegangenen Absatz angeführte Überlegung, wonach im Korngerüst von KSS 0/32 relativ viele Po-

renräume zur Verfügung stehen, in die sich die Einzelkörner während des Abscherens umlagern können.

Die Steifigkeit der Versuchsmaterialien aus Kalksteinschotter wurde anhand des Verformungsmoduls E_{50} verglichen (s. hierzu Kapitel 5.3.5). Die aus den Verläufen der Deviatorspannungen q in Bild 120 ermittelten Verformungsmoduln E_{50} der Versuchsmaterialien sind in Tabelle 62 aufgeführt. Die Werte zeigen, dass KSS 0/5 und KSS 0/22 bei allen untersuchten Radialspannungen nahezu identische Verformungsmoduln E_{50} aufweisen, wohingegen die Verformungsmoduln E_{50} von KSS 0/32 jeweils deutlich höher liegen und damit auf ein steiferes Materialverhalten gegenüber KSS 0/5 und KSS 0/22 schließen lassen.

7.8.2.2 Rezyklierte Baustoffe

Die Ergebnisse der Triaxialversuche an den Versuchsmaterialien aus rezyklierten Baustoffen (RCM 0/4, RCM 0/16, RCM 0/32) sind in Bild 122 bis Bild 124 dargestellt. Bild 122 zeigt die Verläufe der Spannungspfade für Radialspannungen von $\sigma'_3 = 50 \text{ kN/m}^2$, 100 kN/m^2 und 200 kN/m^2 sowie die resultierenden Bruchgeraden. Die mathematischen Beschreibungen der Bruchgeraden als lineare Funktionen durch die Punkte der je aufgetragenen Radialspannung maximalen Deviatorspannung sind in der Legende in Bild 122 wiedergegeben. Die aus den Bruchgeraden abgeleiteten Scherparameter (Peakreibungswinkel und Kohäsion) der Versuchsmaterialien sind zudem tabellarisch in Bild 122 auf-

geführt. Die Verläufe der Deviatorspannungen q über die axiale Dehnung ϵ_a sind in Bild 123 dargestellt und Bild 124 gibt die Verläufe der volumetrischen Dehnungen ϵ_v über die axiale Dehnung ϵ_a wieder.

Wie bereits bei den Versuchsmaterialien aus Kalksteinschotter weist auch bei den rezyklierten Baustoffen das Versuchsmaterial mit dem mittleren Größtkorn den größten Reibungswinkel der rezyklierten Baustoffe auf (RCM 0/16 mit $\phi'_{\text{peak}} = 45,3^\circ$). Der Reibungswinkel von RCM 0/32 ist mit $\phi'_{\text{peak}} = 44,5^\circ$ nur geringfügig kleiner als von RCM 0/16 und auch RCM 0/4 weist mit $\phi'_{\text{peak}} = 41,7^\circ$ nur einen etwas kleineren Reibungswinkel auf. Auffällig ist die sehr hohe Kohäsion des Versuchsmaterials RCM 0/32 in Höhe von $c'_{\text{peak}} = 95,9 \text{ kN/m}^2$, welche die bereits hohe Kohäsion von RCM 0/16 ($c'_{\text{peak}} = 65,9 \text{ kN/m}^2$) und RCM 0/4 ($c'_{\text{peak}} = 54,7 \text{ kN/m}^2$) nochmals deutlich übersteigt. Die Kohäsionswerte der rezyklierten Baustoffe sind neben Dilatanzeffekten im Gegensatz zu den Versuchsmaterialien aus Kalksteinschotter auch mit sekundären Verfestigungsprozessen infolge von hydraulisch aktiven Bestandteilen zu begründen, die während der Sättigungs- und Konsolidationsphase stattfinden und zu einer gewissen Verkittung des Korngefüges führen. Im Vergleich mit den Versuchsmaterialien aus Kalksteinschotter sind die Reibungswinkel der rezyklierten Baustoffe je Soll-Bodengruppe etwas geringer, wohingegen ihre Kohäsionswerte z. T. deutlich höher liegen (insbesondere RCM 0/32).

Die Verläufe der Deviatorspannungen q über die axiale Dehnung in Bild 123 zeigen, dass es bei allen

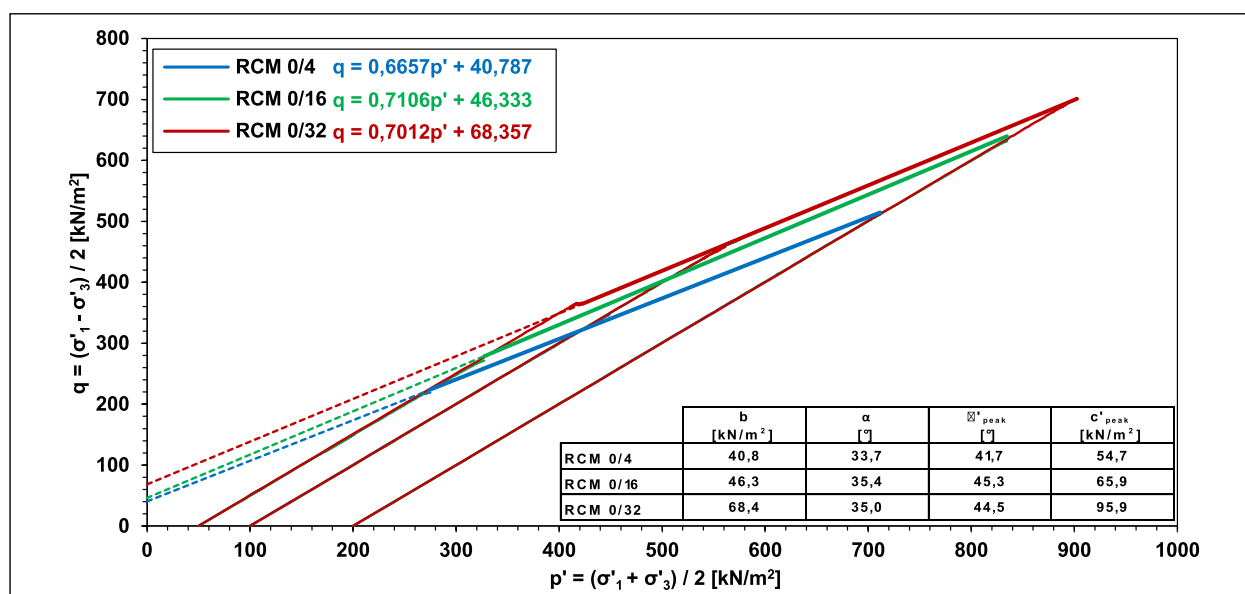


Bild 122: Spannungspfade, Bruchgeraden und Scherparameter von RCM 0/4, RCM 0/16 und RCM 0/32

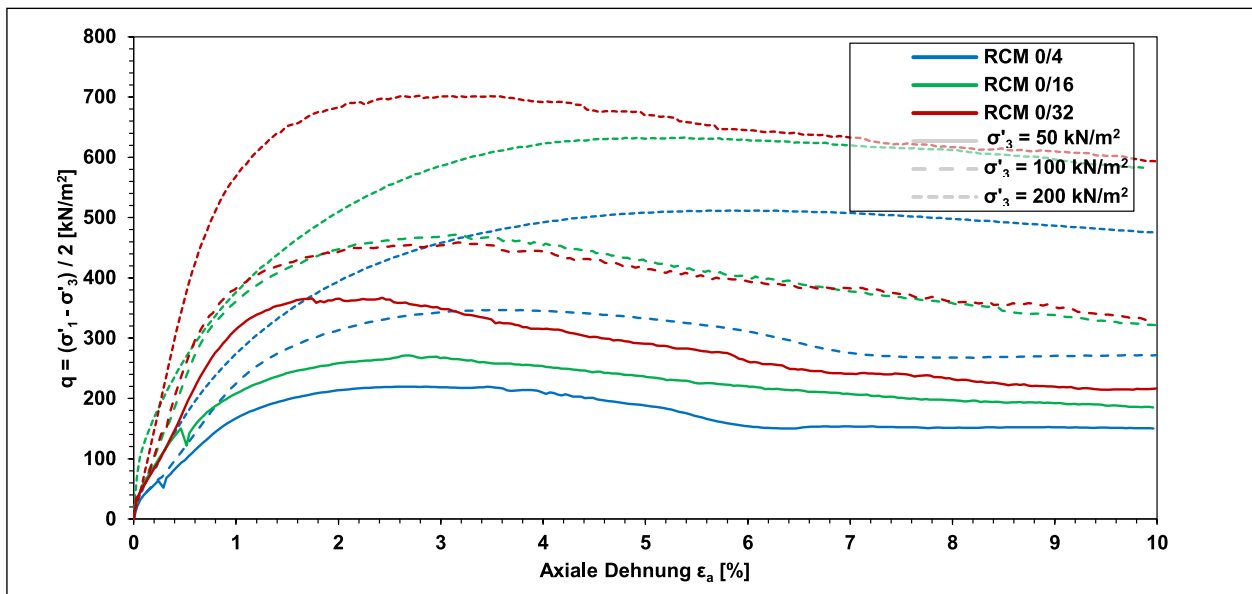


Bild 123: Verläufe der Deviatorspannungen über die axiale Dehnung von RCM 0/4, RCM 0/16 und RCM 0/32

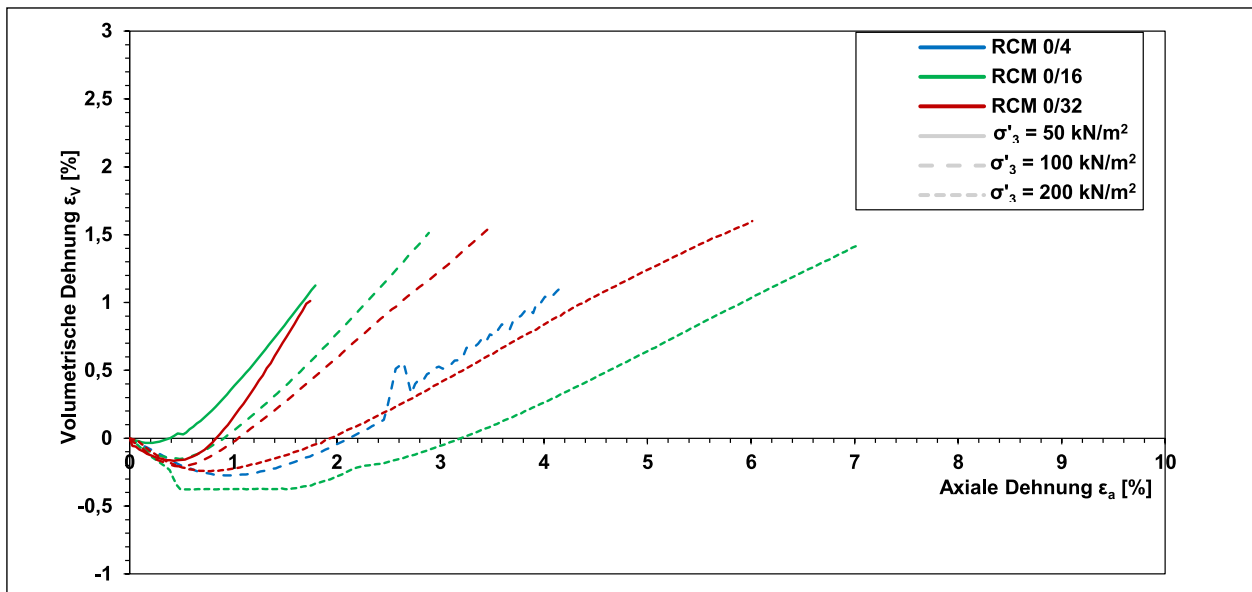


Bild 124: Verläufe der volumetrischen Dehnungen über die axiale Dehnung von RCM 0/4, RCM 0/16 und RCM 0/32

Versuchsmaterialien der aufbereiten Bauschuttgemische während des Abscherens zur Ausbildung eines deutlichen Maximums der Deviatorspannungen kommt. Im Gegensatz zu den Versuchsmaterialien aus Kalksteinschotter weist dabei auch der rezyklierte Baustoff mit dem größten Größtkorn (RCM 0/32) ein deutlich erkennbares Maximum auf. Mehr noch liegt die maximale Deviatorspannung von RCM 0/32 bei jeder untersuchten Radialspannung jeweils deutlich oberhalb der maximalen Deviatorspannungen von RCM 0/16 und RCM 0/4. Dies und das Vorhandensein eines dilatanten Materialverhaltens dürfte auch die Ursache dafür sein, dass RCM 0/32 die deutlich größten Kohäsionswerte der drei rezyklierten Baustoffe aufweist.

σ'_3 [kN/m²]	E_{50} [MN/m²]		
	RCM 0/4	RCM 0/16	RCM 0/32
50	19,2	34,7	36,9
100	23,5	46,2	51,0
200	28,8	45,3	73,7

Tab. 63: Verformungsmodul E_{50} der rezyklierten Baustoffe, abgeleitet aus Bild 123

Dass es bei allen Proben der rezyklierten Baustoffe bei den untersuchten Lagerungsdichten und Radialspannungen während der Abscherens zur Dilatanz des Korngerüsts kam, zeigen die Verläufe der volumetrischen Dehnungen über die axiale Dehnung in Bild 124 (bei RCM 0/4 konnten die volumetrischen Dehnungen bei Radialspannungen σ'_3 von 50 kN/m² und 200 kN/m² nicht gemessen werden;

die Verläufe sind in Bild 124 daher nicht dargestellt). Während des Abscherens kommt es dabei wie bereits bei den Versuchsmaterialien aus Kalksteinschotter bei allen Proben der rezyklierten Baustoffe zunächst zur Kontraktanz des Korngerüsts (negative volumetrische Dehnungen). Nach vergleichsweise kurzen axialen Dehnungen zeigen die Verläufe der volumetrischen Dehnungen aller in Bild 124 dargestellten Versuchsmaterialien positive Werte, was ein dilatantes Materialverhalten anzeigt und zu den hohen Scherfestigkeiten der Versuchsmaterialien beiträgt.

Die Steifigkeit der Versuchsmaterialien aus den rezyklierten Baustoffen wurde anhand des Verformungsmoduls E_{50} beurteilt. Die aus den Verläufen der Deviatorspannungen q in Bild 123 ermittelten Verformungsmoduln E_{50} von RCM 0/4, RCM 0/16 und RCM 0/32 sind in Tabelle 63 wiedergegeben. Die Werte zeigen, dass die Verformungsmoduln E_{50} der rezyklierten Baustoffe bei allen untersuchten Radialspannungen mit zunehmendem Größtkorn ansteigen. Demnach besitzt das Versuchsmaterial RCM 0/32 je untersuchter Radialspannung die größten und RCM 0/4 jeweils die geringsten Verformungsmoduln E_{50} . Im Vergleich mit den Verformungsmoduln E_{50} der Versuchsmaterialien aus Kalksteinschotter ist eine differenzierte Betrachtung erforderlich. So sind die Verformungsmoduln E_{50} von RCM 0/4 niedriger als die von KSS 0/5. Bei den Versuchsmaterialien der Soll-Bodengruppen GU (RCM 0/16, KSS 0/22) und GW (RCM 0/32, KSS 0/32) weisen hingegen die rezyklierten Baustoffe

höhere Verformungsmoduln E_{50} als die Versuchsmaterialien aus Kalksteinschotter auf.

7.8.2.3 Industrielle Nebenprodukte

Die Ergebnisse der Triaxialversuche an den industriellen Nebenprodukten (HMVA 0/8, LDS 0/16, LDS 0/32) sind in Bild 125 bis Bild 127 dargestellt. Bild 125 zeigt die Verläufe der Spannungspfade für Radialspannungen von $\sigma'_3 = 50 \text{ kN/m}^2$, 100 kN/m^2 und 200 kN/m^2 sowie die resultierenden Bruchgeraden. Die mathematischen Beschreibungen der Bruchgeraden als lineare Funktionen durch die Punkte der je aufgetragenen Radialspannung maximalen Deviatorspannung sind in der Legende in Bild 125 wiedergegeben. Die aus den Bruchgeraden abgeleiteten Scherparameter (Peakreibungswinkel und Kohäsion) der Versuchsmaterialien sind zudem tabellarisch in Bild 125 aufgeführt. Die Verläufe der Deviatorspannungen q über die axiale Dehnung ε_a sind in Bild 126 dargestellt und Bild 127 zeigt die Verläufe der volumetrischen Dehnungen ε_v über die axiale Dehnung ε_a .

Die industriellen Nebenprodukte weisen hohe, zu den Versuchsmaterialien aus Kalksteinschotter und den rezyklierten Baustoffen weitgehend vergleichbare Reibungswinkel auf. LDS 0/32 besitzt mit $\varphi'_{\text{peak}} = 56,9^\circ$ den höchsten Reibungswinkel aller in Kapitel 7 untersuchten Versuchsmaterialien. Hinsichtlich der Kohäsion weisen HMVA 0/8 und LDS 0/16 hohe Werte von $c'_{\text{peak}} = 73,2 \text{ kN/m}^2$ bzw. $c'_{\text{peak}} = 83,8 \text{ kN/m}^2$ auf. Diese sind nochmals größer als die bereits hohen Kohäsionswerte der Versuchsmaterialien aus Kalksteinschotter.

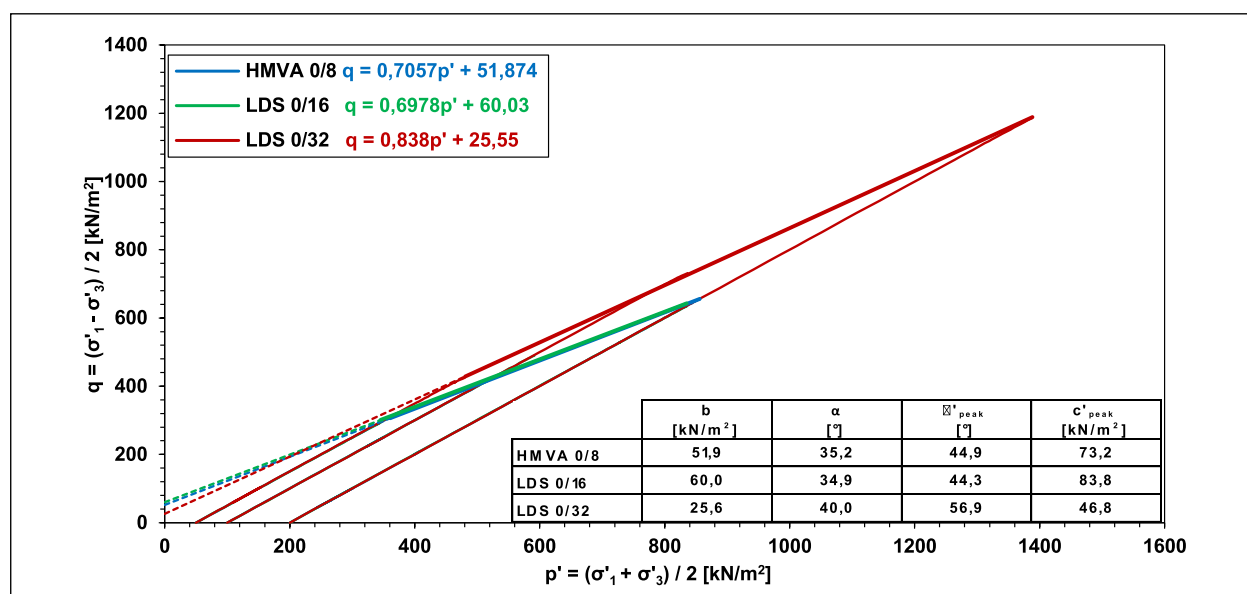


Bild 125: Spannungspfade, Bruchgeraden und Scherparameter von HMVA 0/8, LDS 0/16 und LDS 0/32

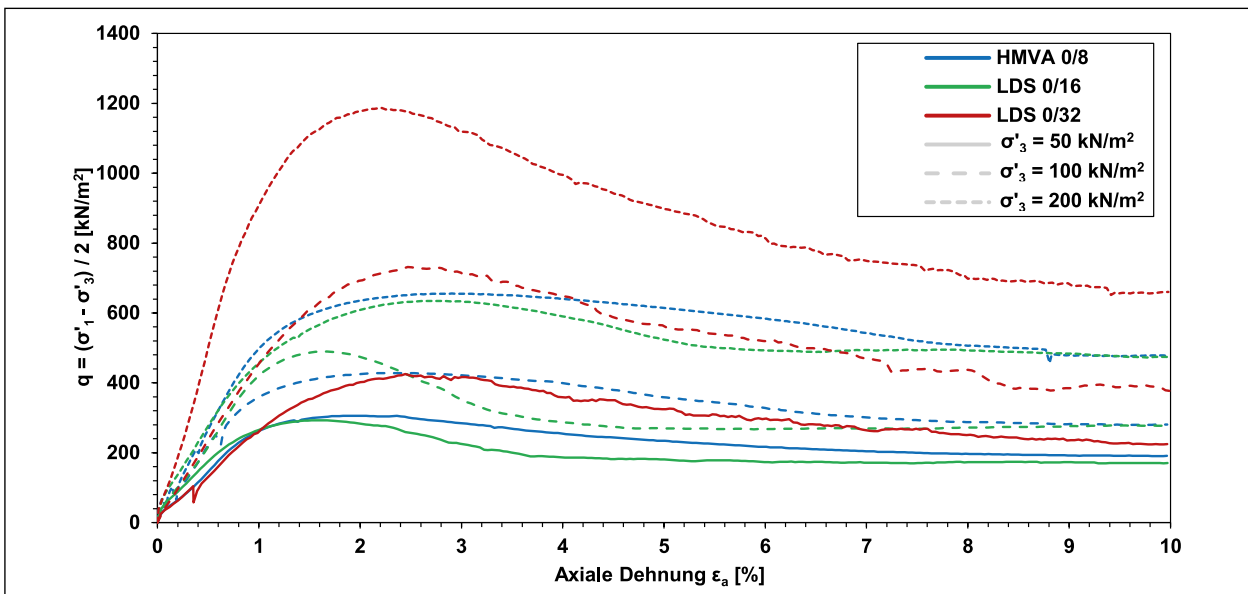


Bild 126: Verläufe der Deviatorspannungen über die axiale Dehnung von HMVA 0/8, LDS 0/16 und LDS 0/32

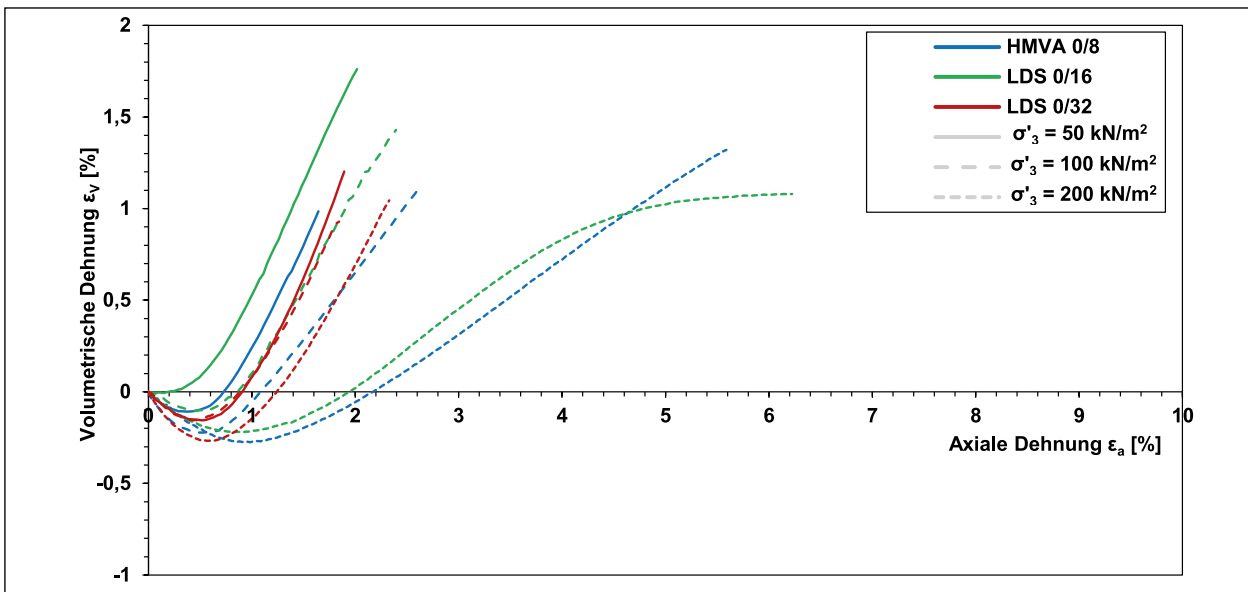


Bild 127: Verläufe der volumetrischen Dehnungen über die axiale Dehnung von HMVA 0/8, LDS 0/16 und LDS 0/32

materialien aus Kalksteinschotter und den rezyklierten Baustoffen korrespondierender Soll-Bodengruppen. Die Kohäsion von LDS 0/32 ist mit einem Wert von $c'_{\text{peak}} = 46,8 \text{ kN/m}^2$ deutlich höher als von KSS 0/32, jedoch deutlich niedriger als von RCM 0/32. Die hohen Scherfestigkeitswerte der industriellen Nebenprodukte sind wie bei den Versuchsmaterialien aus Kalksteinschotter und den rezyklierten Baustoffen auf einen hohen Scherwiderstandsanteil infolge der Materialreibung (jeweils eckige Einzelkörner mit rauen Kornoberflächen) sowie auf einen hohen Scherwiderstandsanteil infolge der Dilatanz zurückzuführen. Inwieweit bei den industriellen Nebenprodukten sekundäre Verfestigungsprozesse während der Triaxialversuche auftraten und zu den

σ'_3 [kN/m ²]	E_{50} [MN/m ²]		
	HMVA 0/8	LDS 0/16	LDS 0/32
50	29,2	37,0	27,3
100	44,1	43,7	46,9
200	53,6	53,6	101,8

Tab. 64: Steifemodul E_{50} der industriellen Nebenprodukte, abgeleitet aus Bild 126

hohen Scherfestigkeiten beitragen, konnte nicht abschließend geklärt werden. Allerdings ist bekannt, dass bei industriellen Nebenprodukten sekundäre Verfestigungsprozesse infolge von Hydratisierungen oder Karbonatisierungen auftreten können.

Darauf, dass es bei den industriellen Nebenprodukten während der Scherbeanspruchung in den Tri-

axialversuchen zu Dilatanzeffekten kommt, lassen die Verläufe der deviatorischen Spannungen sowie die volumetrischen Dehnungen, die in Bild 126 bzw. Bild 127 jeweils über die axiale Dehnung aufgetragen sind, schließen. Bild 126 zeigt, dass vor allem die Deviatorspannungen q der Stahlwerksschlacken LDS 0/16 und LDS 0/32 bei allen untersuchten Radialspannungen deutliche Maxima ausbilden, ab deren Überschreitung ein mitunter erheblicher Abfall der deviatorischen Spannungen bis auf den kritischen Zustand (soweit dieser bereits tatsächlich erreicht wurde) beobachtet werden kann. Besonders sticht diesbezüglich der Verlauf der deviatorischen Spannung von LDS 0/32 bei einer Radialspannung von $\sigma'_3 = 200 \text{ kN/m}^2$ hervor, bei dem dieses Maximum besonders hoch liegt und deutlich ausgeprägt ist. Bei dem Versuchsmaterial HMVA 0/8 kann bei allen untersuchten Radialspannungen σ'_3 ebenfalls jeweils die Ausbildung eines Maximums der deviatorischen Spannungen festgestellt werden. Dieses ist allerdings nicht so deutlich ausgeprägt als wie es bei den beiden weiteren industriellen Nebenprodukten LDS 0/16 und LDS 0/32 der Fall ist.

Die volumetrischen Dehnungen der untersuchten industriellen Nebenprodukte in Bild 127 bestätigen, dass es bei den untersuchten Lagerungsdichten und Radialspannungen während des Abscheren ab einer gewissen axialen Dehnung jeweils zur Dilatanz des Korngerüsts kommt. Mit Ausnahme von LDS 0/16 bei einer Radialspannung von $\sigma'_3 = 50 \text{ kN/m}^2$ weisen alle Versuchsmaterialien bei geringen axialen Dehnungen zunächst negative volumetrische Dehnungen (Kontraktanz) auf. Bereits nach relativ geringen axialen zeigen jedoch alle Versuchsmaterialien positive volumetrische Dehnungen und damit ein dilatantes Verhalten des Korngerüsts.

Wie bereits bei den Versuchsmaterialien aus Kalksteinschotter und den rezyklierten Baustoffen wurde die Steifigkeit der industriellen Nebenprodukte anhand des Verformungsmoduls E_{50} beurteilt. Die aus den Verläufen der Deviatorspannungen q in Bild 126 ermittelten Verformungsmoduln E_{50} der Versuchsmaterialien HMVA 0/8, LDS 0/16 und LDS 0/32 sind in Tabelle 64 aufgeführt. Hinsichtlich der Materialien der Soll-Bodengruppe SU weist das Versuchsmaterial HMVA 0/8 bei jeder der untersuchten Radialspannungen σ'_3 deutlich höhere Verformungsmoduln E_{50} auf als KSS 0/5 und RCM 0/4. Bei den Stahlwerksschlacken LDS 0/16 und LDS 0/32 können hingegen keine allgemeingültigen Aus-

sagen hinsichtlich der Verformungsmoduln der Soll-Bodengruppen GU und GW getroffen werden. So weist LDS 0/16 bei allen untersuchten Radialspannungen jeweils deutlich höhere Verformungsmoduln E_{50} auf als KSS 0/22. Im Vergleich zu RCM 0/16 sind die Verformungsmoduln E_{50} von LDS 0/16 etwa vergleichbar und bei einer Radialspannung von $\sigma'_3 = 200 \text{ kN/m}^2$ etwas höher. Bei den Materialien der Soll-Bodengruppe GW sind die Verformungsmoduln E_{50} von LDS 0/32 bei Radialspannungen von $\sigma'_3 = 50 \text{ kN/m}^2$ und $\sigma'_3 = 100 \text{ kN/m}^2$ vergleichbar zu denjenigen des Versuchsmaterials KSS 0/32 und kleiner als die Verformungsmoduln E_{50} von RCM 0/32. Bei einer Radialspannung von $\sigma'_3 = 200 \text{ kN/m}^2$ weist LDS 0/32 hingegen den deutlich größten Verformungsmodul E_{50} auf.

7.8.2.4 Vergleich unterschiedlicher Materialarten mit ähnlicher Korngrößenverteilung

In Bild 128 sind die Bruchgeraden sowie die Entwicklungen der deviatorischen Spannungen über die axiale Dehnung jeweils getrennt für die einzelnen Soll-Bodengruppen zusammenfassend dargestellt. Die Bilden unterstreichen anschaulich die in den Kapiteln 7.8.2.1 bis 7.8.2.3 ausgeführten Interpretationen hinsichtlich der Scherparameter, der Größe der deviatorischen Spannungen sowie der Materialsteifigkeiten. Demnach bestehen insbesondere hinsichtlich der Größe der Scherfestigkeit zwischen den unterschiedlichen Materialarten keine Unterschiede, die erdstatisch besonders relevant wären. Für weiteren Ausführungen zur Interpretation der jeweiligen Verläufe wird auf die Kapitel 7.8.2.1 bis 7.8.2.3 verwiesen.

7.9 Zusammenfassung

Im Zuge der Vergleichsuntersuchungen an Primär- und Sekundärbaustoffen im Labor wurden Versuche an natürlichem Kalksteinschotter in den Korngrößenbereichen 0/5, 0/22 und 0/32, an rezyklierten Baustoffen in den Korngrößenbereichen 0/4, 0/16 und 0/32, an Stahlwerksschlacken in den Korngrößenbereich 0/16 und 0/32 sowie an einer Hausmüllverbrennungasche im Korngrößenbereich 0/8 durchgeführt. Die durchgeführten Versuche umfassten klassifizierende Untersuchungen, Verdichtungsversuche nach Proctor sowie mit dem Vibrationshammerverfahren, statische und dynamische CBR-Versuche nach Verdichtung mit einfacher Proctorenergie sowie mit dem Vibrationshammer-

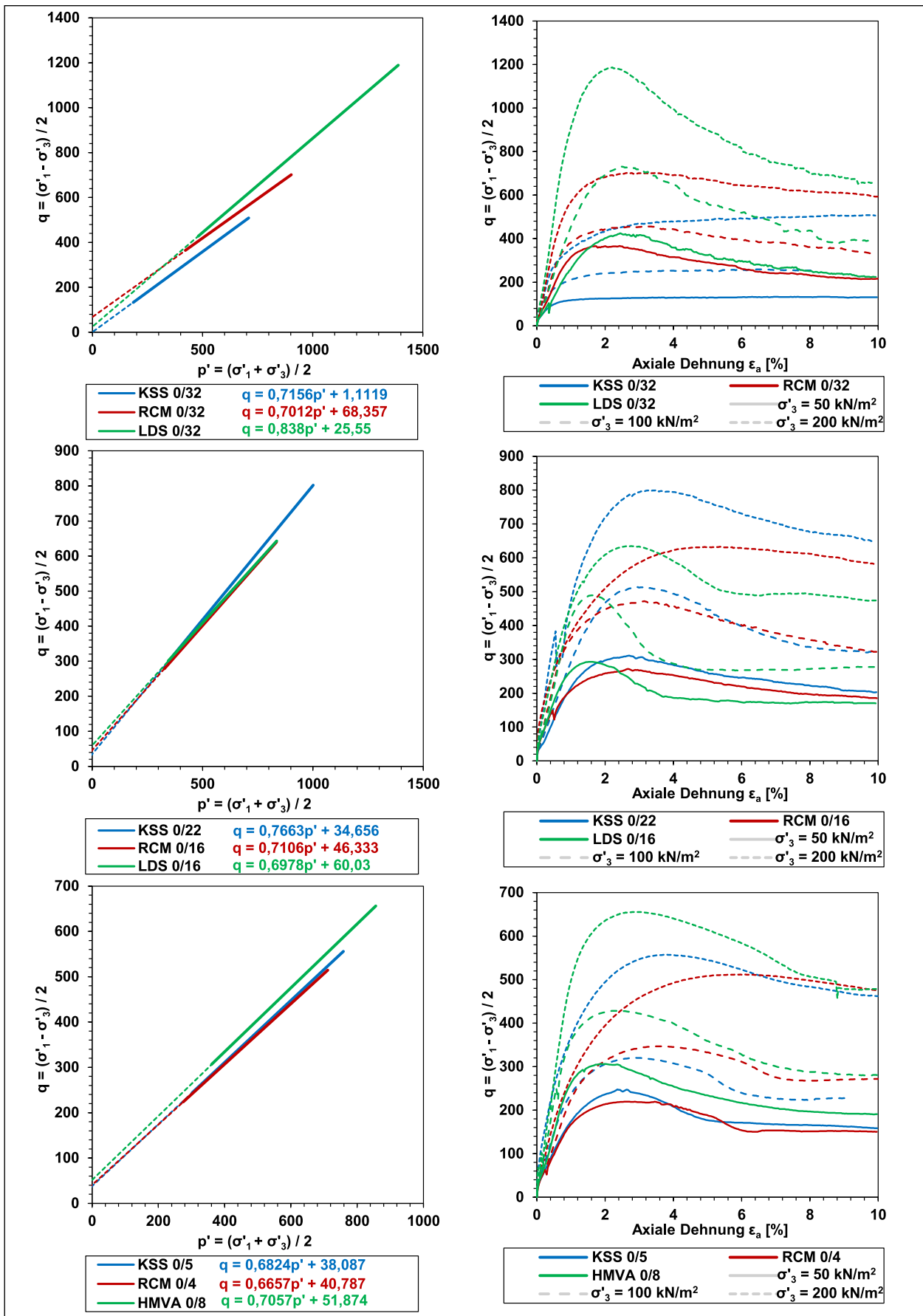


Bild 128: Vergleich der Bruchgeraden sowie der Entwicklung der deviatorischen Spannungen der Versuchsmaterialien einer Soll-Bodengruppe

verfahren, Versuche zur Ermittlung der Wasserdurchlässigkeit sowie Untersuchungen zum Verhalten unter eindimensionaler Kompression und unter Scherung.

Die klassifizierenden Untersuchungen zeigen, dass zwischen den Versuchsmaterialien sowohl zwischen unterschiedlichen Materialarten als auch innerhalb identischer Materialarten deutliche Unterschiede bestehen. So weisen selbst Versuchsmaterialien mit (annähernd) identischem Größtkorn und identischer Bodengruppe Unterschiede hinsichtlich ihrer Kornabstufung auf. Dies wird nicht nur qualitativ am Beispiel der in Bild 90 bis Bild 92 dargestellten Korngrößenverteilungen ersichtlich, sondern auch quantitativ anhand der Unterschiede hinsichtlich der Siebdurchgänge sowie der Ungleichförmigkeits- und Krümmungszahlen der Versuchsmaterialien in Tabelle 39 deutlich. Die Ergebnisse zur Bestimmung der Korngrößenverteilungen der Versuchsmaterialien, die von beiden Instituten (TUM und FEhS-Institut) jeweils als 3-fach-Bestimmung durchgeführt wurden, zeigen darüberhinaus, dass die Korngrößenverteilungen identischer Versuchsmaterialien selbst dann mitunter vergleichsweise großen Streuungen unterliegen, wenn die Korngrößenverteilungen am selben Prüfinstitut bestimmt werden. Unterschiede bestehen auch im Hinblick auf die Korndichten der Versuchsmaterialien, wobei vor allem die Stahlwerksschlacken (LDS 0/32, LDS 0/16) deutlich höhere Werte aufweisen als die übrigen Versuchsmaterialien. Die Korndichte besitzt dahingehend bautechnische Bedeutung, als dass sie das bautechnische Verhalten von Baustoffen maßgeblich mitbeeinflusst. So besitzen Einzelkörner mit einer höheren Korndichte typischerweise eine höhere Festigkeit und Steifigkeit, eine geringere Wasseraufnahmefähigkeit sowie einen größeren Widerstand gegenüber mechanischen Beanspruchungen als Einzelkörner mit einer geringeren Korndichte (z. B. CARDOSO et al., 2016; MÜLLER, 2018). Dass zwischen den verschiedenen Materialarten Unterschiede hinsichtlich der Kornfestigkeit bestehen, zeigt sich beispielsweise an den Ergebnissen der Versuche zur Ermittlung des Schlagzertrümmerungswertes S_z (s. Kapitel 7.3.5), wobei die Stahlwerksschlacken LDS 0/16 und LDS 0/32 die geringsten und die rezyklierten Baustoffe RCM 0/16 und RCM 0/32 die höchsten S_z -Werte aufweisen. Die Ergebnisse deuten damit darauf hin, dass die Einzelkörner der Stahlwerksschlacken tendenziell die höchsten und die Einzelkörner der rezyklierten Baustoffe die geringsten Kornfestigkeiten der unter-

suchten Materialien besitzen. Unterschiede zwischen den Versuchsmaterialien aus natürlichem Kalksteinschotter und den rezyklierten Baustoffen auf der einen und den industriellen Nebenprodukten auf der anderen Seite bestehen auch hinsichtlich der Raumbeständigkeit. So führt bei den untersuchten industriellen Nebenprodukten die Hydratation von nicht raumbeständigen Mineralphasen zu Volumenvergrößerungen, welche bei den übrigen Versuchsmaterialien nicht auftreten.

Versuche zum Verdichtungsverhalten der Versuchsmaterialien wurden vom FEhS-Institut sowie am Zentrum Geotechnik der TU München durchgeführt. Vom FEhS-Institut wurden dabei sowohl Proctor-Versuche als auch Versuche mit dem Vibrationshammerverfahren durchgeführt. Diesbezüglich zeigen die Ergebnisse, dass mit dem Vibrationshammerverfahren tendenziell niedrigere optimale Wassergehalte sowie höhere maximale Trockendichten erreicht werden als mit dem Proctorverfahren. Das Prüfverfahren beeinflusst damit die Messergebnisse. Die Verwendung des Vibrationshammerverfahrens als alternatives Prüfverfahren zur Ermittlung der Bezugsdichte zur Bestimmung des Verdichtungsgrades als Anforderungswert im Erdbau wäre damit zwar auf der sicheren Seite liegend. Da sich die Proctordichte als Bezugsgröße zur Bestimmung des Verdichtungsgrades auf Basis jahrzehntelanger empirischer Erfahrungen für viele erdbautechnische Anwendungen jedoch als ausreichend erwiesen hat, wäre die Verwendung der mittels Vibrationshammerverfahren bestimmten maximalen Trockendichte als Bezugsgröße zur Ermittlung des Verdichtungsgrades allerdings unwirtschaftlich. Im Vergleich der Ergebnisse der am FEhS-Institut sowie am Zentrum Geotechnik durchgeführten Proctorversuche zeigt sich zudem, dass zwischen den Ergebnissen unterschiedlicher Prüfinstitute mitunter deutliche Unterschiede auftreten können. Diese sind vermutlich in erster Linie auf Materialheterogenitäten zurückzuführen, können aber auch trotz normgerechter Versuchsdurchführung zum Teil in Unterschieden während der Probenvorbereitung (z. B. Homogenisierungszeit) oder bei der Versuchsdurchführung begründet liegen. Gemein ist den Ergebnissen der am FEhS-Institut und am Zentrum Geotechnik durchgeführten Proctorversuche, dass insbesondere die Verdichtungskurven der Sekundärbaustoffe, aber teils auch diejenigen der Materialien aus natürlichem Kalksteinschotter meist kein eindeutiges Optimum ausbilden, sondern lineare Anstiege oder konkave / konvexe Krümmungen

aufweisen oder keine deutliche Abhängigkeit vom Wassergehalt zeigen. Kornbruch infolge der Verdichtung im Proctor- sowie beim Vibrationshammerversuch konnte unabhängig von der Materialart bei allen untersuchten Versuchsmaterialien festgestellt werden. Dass eine bestimmte Materialart bei der Verdichtung im Proctor- oder Vibrationshammer mehr oder weniger zum Kornbruch neigt, ist auf Basis der Ergebnisse der durchgeführten Untersuchungen nicht ersichtlich.

Die zur Beurteilung der Tragfähigkeit durchgeführten statischen und dynamischen CBR-Versuche zeigen, dass die mit dem dynamischen CBR-Versuch ermittelten CBR_d -Werte typischerweise größer sind als die mit dem statischen CBR-Versuch bestimmten CBR_0 -Werte. Zudem zeigen die Versuchsergebnisse, dass bei einer Verdichtung der Proben mit dem Vibrationshammerverfahren üblicherweise höhere CBR_0 - bzw. CBR_d -Werte ermittelt werden als bei einer Verdichtung mit dem Proctorverfahren. Dies ist vermutlich eine Folge davon, dass mit dem Vibrationshammerverfahren tendenziell höhere Trockendichten erzielt werden (s. vorherigen Absatz), was zu höheren Tragfähigkeitswerten führt. Ein Einfluss der Materialart auf die Größe der jeweiligen CBR-Werte und damit auf die Tragfähigkeit der Versuchsmaterialien konnte anhand der statischen und dynamischen CBR-Versuche hingegen nicht festgestellt werden.

Die Ergebnisse der eindimensionalen Kompressionsversuche (Ödometerversuche) zeigen, dass alle Versuchsmaterialien unabhängig von der Materialart ein für nichtbindige Böden typisches Kompressionsverhalten aufweisen. Alle Versuchsmaterialien reagieren bei Erstbelastung vergleichsweise weich und erfahren relativ große Verformungen, die überwiegend als plastische Verformungen im Korngerüst verbleiben. Bei der Wiederbelastung reagieren alle Versuchsmaterialien deutlich steifer, wobei innerhalb des Spannungsbereiches der Erstbelastung zusätzliche plastische Verformungen nahezu nicht auftreten. Die Porenzahlen, welche die Versuchsmaterialien zu Beginn der Kompressionsversuche aufweisen, hängen sowohl von der Materialart, als auch von der Abstufung der Korngrößenverteilung des jeweiligen Versuchsmaterials ab. In Bezug auf die Materialart gilt dabei, dass Materialien, die Einzelkörner mit innerhalb der Partikel liegenden Poren enthalten, tendenziell höhere Porenzahlen aufweisen als Materialien, deren Einzelkörner keine innerhalb der Partikel liegenden Poren besitzen. Die Materialien aus natürlichem Kalkstein-

schotter weisen demzufolge bei jeder Soll-Bodengruppe die geringsten Porenzahlen auf. Dass der Einfluss innenliegender Porenräume durch die Abstufung der Korngrößenverteilung überlagert wird, zeigt sich im Vergleich der Porenzahlen der rezyklierten Baustoffe sowie der industriellen Nebenprodukte im Korngrößenbereich 0/32 und 0/16. So weist RCM 0/32 höhere Porenzahlen auf als LDS 0/32, wohingegen LDS 0/16 höhere Porenzahlen besitzt als RCM 0/16. Obwohl hinsichtlich der Porenzahlen deutliche Unterschiede zwischen natürlichen Primär- und Sekundärbaustoffen bestehen, die auf materialcharakteristische Unterschiede zurückzuführen sind, zeigen die bautechnisch deutlich relevanteren Verläufe der Ödometermoduln, dass bezüglich der Steifigkeit unterschiedlicher Materialarten keine pauschalen Aussagen möglich sind. So weist bei der Soll-Bodengruppe SU der rezyklierte Baustoff RCM 0/4 die höchste Materialsteifigkeit auf, wohingegen bei der Soll-Bodengruppe GU der rezyklierte Baustoff RCM 0/16 die geringsten Ödometermoduln besitzt. Bei der Soll-Bodengruppe GW wiederum zeigen alle Materialarten vergleichbare Steifigkeiten. Dies zeigt, dass eine pauschale Beurteilung von natürlichen und rezyklierten Baustoffen sowie industriellen Nebenprodukten lediglich auf Basis der Materialart nicht zielführend ist. Die Ergebnisse der zyklischen Last-Wechseln unter ödometrischen Bedingungen haben ebenfalls keine signifikanten Unterschiede zwischen den verschiedenen Materialarten gezeigt.

Die Ergebnisse der als CD-Triaxialversuche durchgeführten Scherversuche zeigen ebenfalls keine bautechnisch relevanten Unterschiede zwischen den Materialarten natürliche Kalksteinschotter, rezyklierte Baustoffe und industrielle Nebenprodukte. Bei allen untersuchten Materialien wurden unabhängig von der Materialart hohe Peak-Reibungswinkel von meist deutlich über 40° (teilweise auch über 50°) ermittelt, wobei gleichzeitig eine signifikante Kohäsion (Ausnahme: KSS 0/32) auftritt. Die hohen Peak-Reibungswinkel sind dabei einerseits insbesondere eine Folge der Form der Einzelkörner, bei denen es sich bei allen Versuchsmaterialien um gebrochene Partikel mit scharfkantigen Ecken handelt. Ein Einfluss der unterschiedlichen Festigkeiten der Einzelkörner verschiedener Versuchsmaterialien konnte in den Triaxialversuchen nicht festgestellt werden. Andererseits trägt das dilatante Materialverhalten, das die Versuchsmaterialien bei den untersuchten Lagerungsdichten und Radialspannungen aufwiesen, zu den hohen Scherfestig-

keiten bei. Die jeweiligen Materialien der Soll-Bodengruppe SU besitzen jeweils die geringsten Peak-Reibungswinkel, wohingegen die Tendenz bei den Versuchsmaterialien der Soll-Bodengruppen GU und GW nicht eindeutig ist. Dies zeigt, dass bei den untersuchten Materialien Unterschiede hinsichtlich der Kornabstufung, dem Größtkorn oder dem Verdichtungsgrad deutlich relevanter für die Scherfestigkeit im Bruchzustand sind als der Einfluss der Materialart.

8 Beantwortung der Forschungsfragen

8.1 Forschungsfrage A)

Worauf basieren die derzeit im erdbautechnischen Regelwerk enthaltenen Richt- und Anforderungswerte an den anwendungsbezogenen Verdichtungsgrad D_{Pr} sowie die Richtwerte in Zusammenhang mit der Beurteilung des Verdichtungsgrades mittels indirekter Prüfverfahren? Wie stellt sich die Entwicklung der Anforderungs- und Richtwerte dar und was waren die Ursachen für mögliche Anpassungen der Anforderungs- und Richtwerte?

Forschungsfrage A) wurde durch die im Rahmen der Literaturrecherche gewonnenen Erkenntnisse aus Kapitel 3.2.4.2 beantwortet. Zusammengefasst gehen die Anforderungswerte der ZTV E-StB 17 an den Verdichtungsgrad D_{Pr} sowie die Richtwerte zur indirekten Verdichtungskontrolle mit dem statischen Plattendruckversuch auf empirische Untersuchungen von FLOSS (1971) an natürlichen Sand-Kies-Gemischen zurück. Neuere Erkenntnisse und Erfahrungen im Erdbau fanden im Laufe der Zeit kontinuierlich Berücksichtigung im erdbautechnischen Regelwerk, indem die jeweils geltenden Anforderungs- und Richtwerte mit den diversen Überarbeitungen der ZTV E-StB (s. Tabelle 9) entsprechend dem seinerzeit aktuellen Wissensstand angepasst wurden.

Die Aufnahme von Richtwerten zur indirekten Verdichtungskontrolle mit dem dynamischen Plattendruckversuch, die seit der damaligen Neufassung der ZTV E-StB 94 (FGSV, 1994c) im Jahre 1994 Bestandteil des erdbautechnischen Regelwerkes sind, setzt dieses empirische Vorgehen in Bezug auf die Richt- und Anforderungswerte innerhalb der ZTE E-StB fort. So gehen die Richtwerte zur indirekten Verdichtungskontrolle mit dem dynamischen

Plattendruckversuch auf umfangreiche Literaturstudien zum Zusammenhang zwischen dem dynamischen Verformungsmodul E_{Vd} und den statischen Verformungsmodul E_{V2} bzw. den Verdichtungsgrad D_{Pr} sowie auf Felduntersuchungen zurück (s. HARTMANN & BRÄU, 2003).

8.2 Forschungsfrage B)

Welche Probleme treten bei mineralischen Sekundärbaustoffen in Zusammenhang mit der Prüfung zur Beurteilung ihrer erdbautechnischen Eignung im Labor sowie der Prüfung des im Feld erreichten Verdichtungsgrades auf? Beschränken sich die Probleme ausschließlich auf mineralische Sekundärbaustoffe bzw. auf bestimmte Gruppen mineralischer Sekundärbaustoffe, oder treten sie auch bei natürlichen Baustoffen mit vergleichbarer Granulometrie auf?

Die Beantwortung von Forschungsfrage B) erfolgt auf Basis der im Rahmen der Literaturstudie gewonnenen Erkenntnisse, der Umfrage bei am Bau Beteiligten sowie unter Berücksichtigung eigener Erfahrungen der das Forschungsvorhaben durchführenden Prüfinstitute. Die Probleme und Schwierigkeiten, die bei mineralischen Sekundärbaustoffen in Zusammenhang mit der Prüfung zur Beurteilung ihrer erdbautechnischen Eignung im Labor sowie der Prüfung des im Feld erreichten Verdichtungsgrades auftreten und den ersten Aspekt von Forschungsfrage B) bilden, wurden in den Kapiteln 4.2 und 4.3 umfassend beschrieben. Maßgebliche Bedeutung für den Erdbau besitzt dabei allen voran der Umstand, dass bei den meisten mineralischen Sekundärbaustoffen nicht ohne Weiteres ein eindeutiges Proctoroptimum zur Ermittlung der Proctordichte als Bezugsgröße für die Verdichtung im Feld abgeleitet werden kann. Weitere Probleme mit mineralischen Ersatzbaustoffen wurden bei der direkten Verdichtungskontrolle mit der radiometrischen Sonde aufgrund der elementaren Zusammensetzung mineralischer Sekundärbaustoffe sowie im Zusammenhang mit der indirekten Verdichtungskontrolle mittels Plattendruckversuchen unter Verwendung der Richtwerte der ZTV E-StB identifiziert. Darüberhinaus kann es bei der Klassifizierung, vor allem bei der Ermittlung der Korngrößenverteilung, infolge der mechanischen Beanspruchung während des Siebens zur Verfeinerung weicher Einzelkörner, wie sie häufig in rezyklierten Baustoffen aus aufbereitetem Bauschutt (z. B. Ziegel,

Putz, Mörtel) enthalten sind, kommen. Zudem ist bei der Bestimmung der Korndichte bei mineralischen Sekundärbaustoffen zu beachten, dass die ermittelte Korndichte vom verwendeten Verfahren abhängt. Dies ist auf die Porosität der Einzelkörner zurückzuführen, die dazu führt, dass je nach dem verwendeten Prüffluid und den jeweiligen Versuchsrandbedingungen ein unterschiedlich großes Porenvolumen erfasst wird. Die Schwierigkeiten im Zusammenhang mit der Klassifizierung führen im Zusammenhang mit der Verwendung mineralischer Sekundärbaustoffe im Erdbau aus der Sicht der Verfasser allerdings zu keiner wesentlichen Einschränkung ihrer Eignung.

Die Verläufe der Proctorkurven von mineralischen Sekundärbaustoffen zeigen häufig einen horizontalen Verlauf, lineare Anstiege oder konkave und konvexe Krümmungen und weisen damit nicht den von vielen natürlichen Baustoffen bekannten parabolischen Verlauf auf. Dies dürfte weitgehend eine Folge der Porosität der Einzelkörner vieler mineralischer Sekundärbaustoffe sein. Diese bewirkt eine zeitabhängige Wasseraufnahme in die Einzelkörner und führt dazu, dass zugegebenes Porenwasser nicht in vollem Umfang verdichtungsbegünstigend an den Kornoberflächen zur Verfügung steht. Für die Praxis bedeutet dieses Verhalten, dass sich mineralische Sekundärbaustoffe über einen vergleichsweise großen Wassergehaltsbereich weitgehend gleich gut verdichten lassen und größere Schwankungen des Wassergehaltes toleriert werden können, ohne dass ihre Verdichtbarkeit dadurch nachteilig beeinflusst wird. Besitzen allerdings auch natürliche Baustoffe poröse Einzelkörner (z. B. Bims), treten diese Effekte gleichermaßen auf. Darüber hinaus ist bekannt, dass auch dränierende natürliche Kiese und Sande häufig kein eindeutiges Proctoroptimum ausbilden.

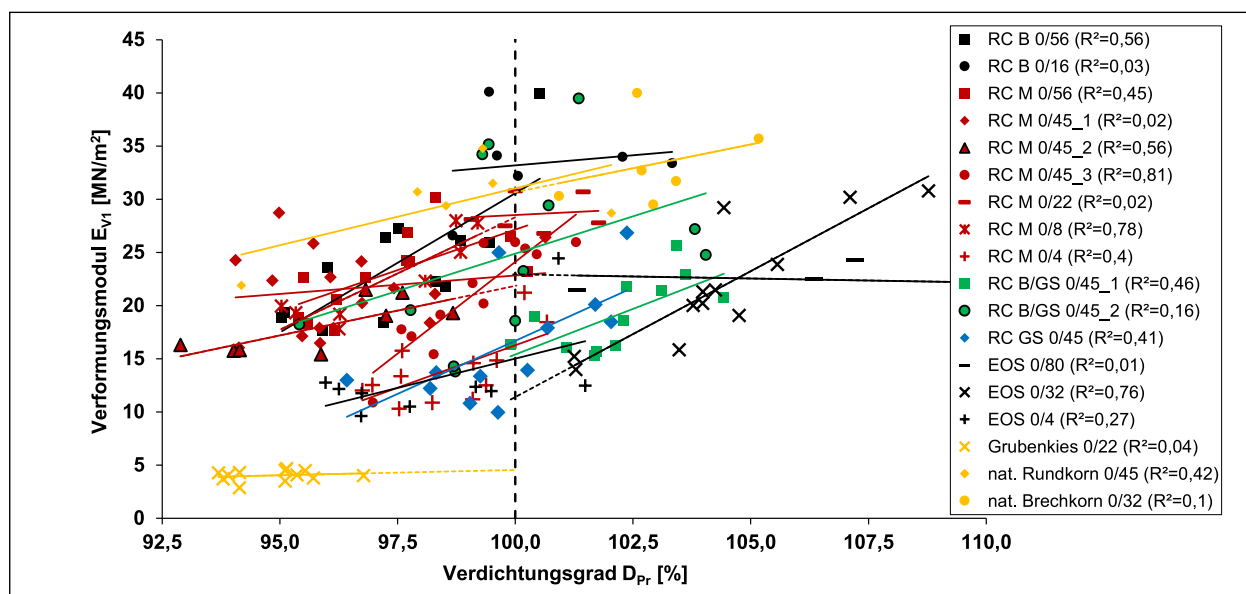
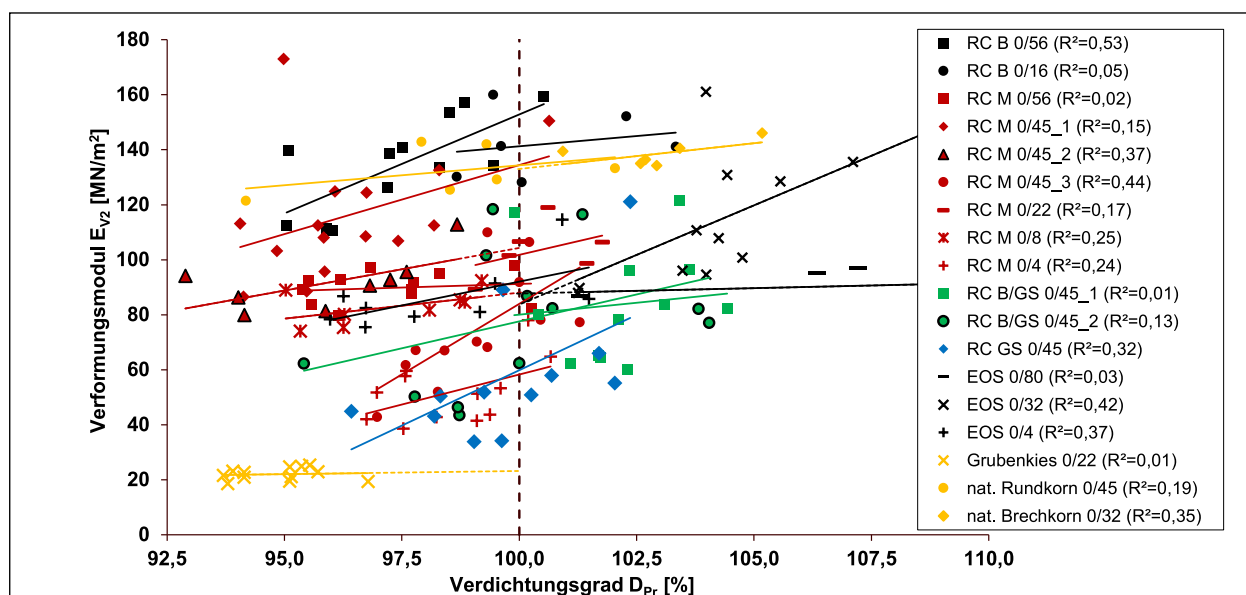
Bei der direkten Verdichtungskontrolle mit der radiometrischen Sonde kann es vor allem bei mineralischen Sekundärbaustoffen vorkommen, dass die Kalibrierung der Sonde nicht auf die chemische Beschaffenheit der zu prüfenden Baustoffe anwendbar ist, was zu systematischen Prüf Fehlern führen kann (vgl. Kapitel 3.2.3.2).

Im Hinblick auf die Schwierigkeiten im Zusammenhang mit der indirekten Verdichtungskontrolle mittels Plattendruckversuchen ist zwischen dem statischen und dem dynamischen Plattendruckversuch

zu differenzieren. Die im Rahmen dieses Forschungsvorhabens gewonnenen Ergebnisse sowie die aus einem vorangegangenen Forschungsprojekt¹⁸ bekannten Ergebnisse in Bezug auf den statischen Plattendruckversuch sind in Bild 129 bis Bild 131 zusammenfassend sowie in Bezug auf den dynamischen Plattendruckversuch in Bild 132 dargestellt. Die dargestellten Ergebnisse zeigen Folgendes:

- Beim statischen Verformungsmodul E_{V1} (s. Bild 129) zeigen die linearen Regressionsgeraden (Bestimmtheitsmaß s. Legende in Bild 129) aller Versuchsmaterialien (Ausnahme EOS 0/80) mit zunehmendem Verdichtungsgrad D_{Pr} steigende Verformungsmodul E_{V1} . Die Verformungsmodul E_{V1} zeigen dabei eine für die Prüfung mit dem statischen Plattendruckversuch als punktuellen Prüfverfahren verfahrenstypische Streuung. Entsprechend den linearen Regressionsgeraden ergeben sich bei einem Verdichtungsgrad von $D_{Pr} = 100\%$ für die rezyklierten Baustoffe (RC B und RC M; RC B 0/16 und RC M 0/22 aus Kapitel 5) E_{V1} -Werte von 16 MN/m² bis 33 MN/m², für die Elektroofenschlacken (EOS) von 11 MN/m² bis 23 MN/m², für die Materialien mit Gleisschotter (RC B/GS, RC GS) von 15 MN/m² bis 24 MN/m², für das natürliche Rund- bzw. Brechkorn aus Kapitel 5 von 31 MN/m² und für den Grubenkies 0/22 – vermutlich als Folge eines vergleichsweise hohen Sandanteils von etwa 50 M.-% und einer intermittierend abgestuften Sieblinie – ein Verformungsmodul E_{V1} von lediglich 5 MN/m²
- Beim statischen Verformungsmodul E_{V2} (s. Bild 130) steigen die linearen Regressionsgeraden bei allen Versuchsmaterialien mit steigendem Verdichtungsgrad D_{Pr} an. Die Bestimmtheitsmaße der linearen Regressionsgeraden in der Legende in Bild 130 zeigen an, dass die Streuung der Verformungsmoduln E_{V2} größer ist als bei den Verformungsmoduln E_{V1} . Entsprechend den in Bild 130 dargestellten linearen Regressionsgeraden liegen die statischen Verformungsmoduln E_{V2} bei einem Verdichtungsgrad von $D_{Pr} = 100\%$ bei den rezyklierten Baustoffen (RC B und RC M; RC B 0/16 und RC M 0/22 aus Kapitel 5) zwischen 58 MN/m² und 153 MN/m², bei den Elektroofenschlacken (EOS) zwischen 84 MN/m² und 92 MN/m², bei den Materialien mit Gleisschotter (RC B/GS, RC GS) zwischen

¹⁸ Insbesondere Substitution von natürlichen mineralischen Baustoffen durch Ersatzbaustoffe im Erd- und Tiefbau, gefördert durch die Bayerische Forschungsstiftung (AZ 1135-14); s. hierzu (HUBER, HENZINGER, & HEYER, 2019)

Bild 129: Statische Verformungsmoduln E_{V1} bei Erstbelastung über den Verdichtungsgrad D_{Pr} Bild 130: Statische Verformungsmoduln E_{V2} bei Wiederbelastung über den Verdichtungsgrad D_{Pr}

56 MN/m² und 80 MN/m², bei dem natürlichen Rund- bzw. Brechkorn aus Kapitel 5 bei 134 MN/m² bzw. 135 MN/m² und bei dem Grubenkies bei lediglich 22 MN/m².

- Soll für grobkörnige Erdbaustoffe die Verdichtungskontrolle mit dem statischen Plattendruckversuch unter Verwendung der Tabellenwerte der ZTV E-StB 17 erfolgen, muss neben der absoluten Größe des statischen Verformungsmoduls E_{V2} zusätzlich der Verhältnisswert E_{V2}/E_{V1} berücksichtigt werden, sofern der E_{V1} -Wert nicht bereits 60 % des geforderten E_{V2} -Wertes beträgt. Die aus den Verformungsmoduln E_{V1} in Bild 129 und E_{V2} Bild 130 resultierenden Ver-

hältnisswerte E_{V2}/E_{V1} sind in Bild 131 über den Verdichtungsgrad dargestellt.

Für die untersuchten mineralischen Sekundärbaustoffe, die den Boden Gruppen GW, GI, GU, SU und SE nach DIN 18196 entsprechen (s. Legende in Bild 131) liegen die Verhältnisswerte E_{V2}/E_{V1} bei einem Verdichtungsgrad von $D_{Pr} = 100\%$ entsprechend der dargestellten linearen Regressionsgeraden (Bestimmtheitsmaße R^2 s. ebenfalls Legende in Bild 131) zwischen Werten von 3,1 und 6,5. Auch wenn die Anforderungen der ZTV E-StB 17 an den maximal zulässigen Verhältnisswert von 2,3 (bei $D_{Pr} \geq 100\%$) für gemischtkörnige Erdbaustoffe der Boden Gruppen GU und SU nicht gelten, ist zu beach-

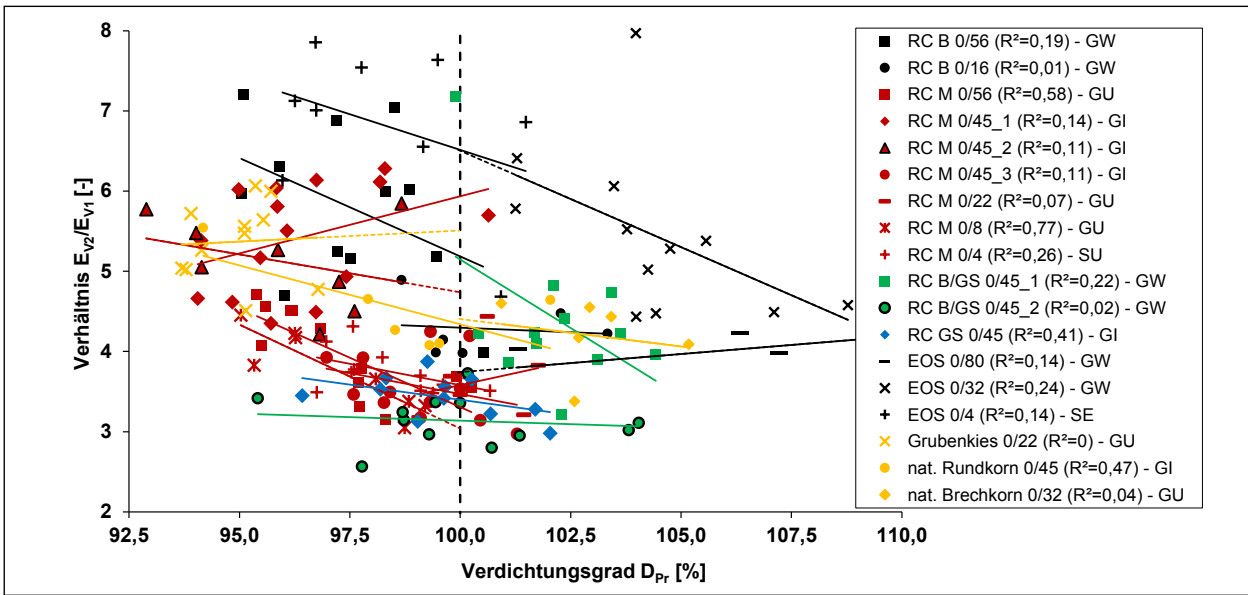


Bild 131: Verhältniswerte E_{V2}/E_{V1} über den Verdichtungsgrad D_{Pr}

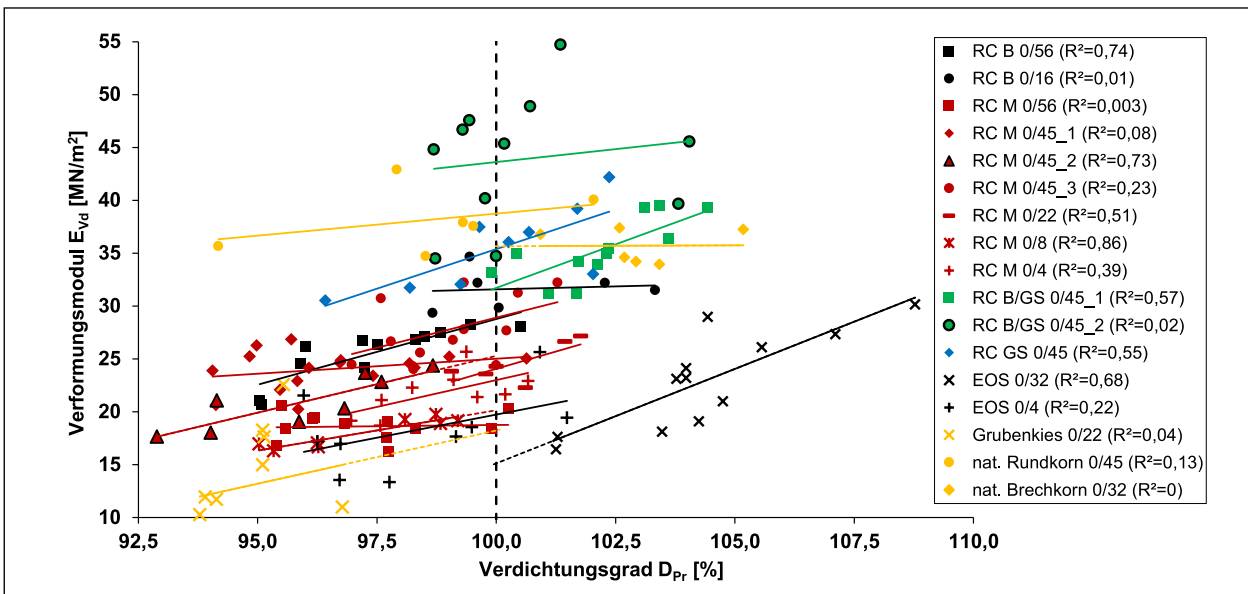


Bild 132: Dynamische Verformungsmoduln E_{Vd} über den Verdichtungsgrad D_{Pr} (EOS 0/80 außerhalb des dargestellten Bereiches)

ten, dass die Anforderungen an den zulässigen Verhältniswert auch von den mineralischen Sekundärbaustoffen der Bodengruppen GW, GI und SE nicht eingehalten werden. Die nach den ZTV E-StB 17 geforderten Verhältniswerte werden entsprechend der dargestellten linearen Regressionsgeraden bei einem Verdichtungsgrad von $D_{Pr} = 100\%$ allerdings auch von den natürlichen Primärbaustoffen der Bodengruppen GI und GU nicht eingehalten

- Die im Rahmen der Messkampagne aus Kapitel 5 sowie im Zuge des durch die Bayerische Forschungsstiftung geförderten Forschungsprojektes¹⁸ ermittelten dynamischen Verformungsmoduln E_{Vd} sind in Bild 132 über den Verdichtungsgrad D_{Pr} aufgetragen und der Zusammenhang zwischen den dynamischen Verformungsmoduln E_{Vd} und dem Verdichtungsgrad D_{Pr} anhand von linearen Regressionsgeraden (Bestimmtheitsmaße s. jeweils in der Legende in Bild 132) dargestellt. Die Daten zeigen, dass die dynamischen Verformungsmoduln der dargestellten Versuchsmaterialien mit Ausnahme des rezyklierten Baustoffes RC M 0/56 mm mit steigendem Verdichtungsgrad D_{Pr} zunehmen. Bei einem Verdichtungsgrad von $D_{Pr} = 100\%$ ergeben sich für die rezyklierten Baustoffe E_{Vd} -Werte zwischen 19 MN/m² und 32 MN/m², für die Elektroflenschlacken (EOS) zwischen 15 MN/m²

und die natürlichen Primärbaustoffe E_{Vd} -Werte zwischen 15 MN/m² und 55 MN/m². Die Daten zeigen, dass die dynamischen Verformungsmoduln der dargestellten Versuchsmaterialien mit Ausnahme des rezyklierten Baustoffes RC M 0/56 mm mit steigendem Verdichtungsgrad D_{Pr} zunehmen. Bei einem Verdichtungsgrad von $D_{Pr} = 100\%$ ergeben sich für die rezyklierten Baustoffe E_{Vd} -Werte zwischen 19 MN/m² und 32 MN/m², für die Elektroflenschlacken (EOS) zwischen 15 MN/m²

und 20 MN/m², für die Materialien mit Gleis- schotter (RC B/GS, RC GS) zwischen 31 MN/m² und 44 MN/m², für das natürliche Rund- bzw. Brechkorn von 39 MN/m² bzw. 35 MN/m² und für den Grubenkieses 0/22 von 18 MN/m². Bei der Elektroofenschlacke EOS 0/80 mm, deren E_{Vd} -Werte außerhalb des dargestellten Wertebereiches liegen, nehmen die E_{Vd} -Werte mit ansteigendem Verdichtungsgrad ab, wobei bei einem Verdichtungsgrad von $D_{Pr} = 100\%$ E_{Vd} -Werte von etwa 92 MN/m² erreicht werden. Die Ausführungen zeigen in Zusammenschau mit Bild 132, dass die dynamischen Verformungsmoduln E_{Vd} trotz ausreichendem Verdichtungsgrad D_{Pr} ($D_{Pr} \geq 100\%$) zum Teil deutlich unterhalb der Anforderungen der Tabellenwerte der ZTV E-StB 17 ($E_{Vd} \geq 50$ MN/m² für $D_{Pr} \leq 100\%$ bzw. $E_{Vd} \geq 40$ MN/m² für $D_{Pr} \leq 98\%$) zum indirekten Nachweis des Verdichtungsgrades liegen. Dies betrifft sowohl die natürlichen und RC Materialien der Bodengruppen GW, GI und SE, für welche die Tabellenwerte der ZTV E-StB 17 anwendbar sind, als auch die Bodengruppen GU und SU, für welche die Tabellenwerte der ZTV E-StB 17 nicht angewendet werden sollten.

Die im Vorangegangenen beschriebenen und in den Kapiteln 4.2 und 4.3 aufgeführten Schwierigkeiten und Probleme in Zusammenhang mit der Prüfung zur Beurteilung der erdbautechnischen Eignung von Erdbaustoffen im Labor sowie der Prüfung des im Feld erreichten Verdichtungsgrades – soweit sie nicht durch den Laboranten verschuldet sind (z. B. Repräsentativität von Prüfergebnissen aufgrund zu geringer Probemengen, Überladung des Siebes bei der Siebanalyse) – stehen in allen Fällen im Zusammenhang mit den granulometrischen Eigenschaften der jeweiligen Erdbaustoffe. Sie treten sowohl bei Primär- als auch Sekundärbaustoffen auf, soweit deren Granulometrie diejenigen Eigenschaften aufweist, die zu den entsprechenden Auffälligkeiten führt. Dabei treten einige der aufgeführten Schwierigkeiten und Probleme in der Tat häufiger bei Sekundärbaustoffen auf als bei Primärbaustoffen. Dies ist beispielsweise vor allem im Zusammenhang mit der Bestimmung der Verdichtungskennwerte im Proctorversuch (s. Kapitel 3.3.3 und 4.2.5) oder der indirekten Verdichtungskontrolle mittels Plattendruckversuchen unter Verwendung der Richtwerte der ZTV E-StB der Fall. Die Ursachen hierfür sind, dass die Prüfverfahren zur Beurteilung der erdbautechnischen Eignung von Erdbaustoffen im Labor sowie die Richt- und Anforderungswerte zum einen auf Grundlage von

Erfahrungen an natürlichen Primärbaustoffen entwickelt und abgeleitet wurden und dass sich mineralische Sekundärbaustoffe – die ihrerseits eine sehr heterogene Gruppe an Baustoffen darstellen – in vielen materialcharakteristischen Eigenschaften von natürlichen Baustoffen unterscheiden können. Zu beachten ist allerdings, dass auch zwischen natürlichen Primärbaustoffen vielfache Unterschiede bestehen können.

8.3 Forschungsfrage C)

Bedeutet die Schwierigkeiten bei der Prüfung der erdbautechnischen Eignung mineralischer Sekundärbaustoffe im Labor sowie bei der indirekten Verdichtungskontrolle mineralischer Sekundärbaustoffe mittels Plattendruckversuchen im Feld eine Einschränkung ihrer bautechnischen Eignung, oder können diese Baustoffe trotz der bestehenden Schwierigkeiten in Zusammenhang mit ihrer Prüfung anforderungsgerecht im Erdbau eingesetzt werden?

Forschungsfrage C) kann insbesondere unter Berücksichtigung der Ergebnisse der Literaturrecherche zum Last-Verformungs- und Scherverhalten von Sekundärbaustoffen (s. Kapitel 3.3) sowie der Ergebnisse der im Rahmen dieses Forschungsvorhabens an Primär- und Sekundärbaustoffen durchgeführten Untersuchungen zum Last-Verformungsverhalten bei eindimensionaler Kompression und zum Scherverhalten (s. Kapitel 5 und 6) beantwortet werden. Die Ergebnisse der Literaturrecherche sowie insbesondere der im Zuge dieses Forschungsvorhabens an acht Sekundärbaustoffen und fünf Primärbaustoffen durchgeführten Ödometer- und Triaxialversuche zeigen, dass das Scherverhalten von Sekundärbaustoffen im Wesentlichen demjenigen von Primärbaustoffen mit vergleichbarer Korngrößenverteilung entspricht und primär von Zustandsgrößen wie der Lagerungsdichte oder dem Spannungszustand beeinflusst wird.

In den Scherversuchen aus Kapitel 5.3.5 zeigte der reine Betonbruch gegenüber dem im selben Kapitel untersuchten aufbereiteten ziegelreichen Bauschuttgemisch (RCM) bei vergleichbarem Verdichtungsgrad und gleichem Spannungszustand zwar eine etwas höhere Scherfestigkeit und Steifigkeit, was vermutlich eine Folge der unterschiedlichen Festigkeiten der Einzelkörner von Beton- und Ziegelbruch ist. Da aber zwischen den verschiedenen in Kapitel 7.8 untersuchten Materialien aus Kalk-

steinschotter, rezyklierten Baustoffen, Stahlwerkschlacken und Hausmüllverbrennungsaschen keine signifikanten und systematischen Unterschiede hinsichtlich des Scherverhaltens festgestellt werden konnte, ist davon auszugehen, dass die unterschiedliche Festigkeit der Einzelkörner das Scherverhalten und die Scherfestigkeit nicht maßgeblich beeinflussen. Die aus den Triaxialversuchen unter Annahme einer Mohr-Coulombschen Bruchbedingung ermittelten Reibungswinkel φ'_{Peak} zeigen, dass mineralische Sekundärbaustoffe bedingt durch ihre rauen und scharfkantigen Einzelkörner vergleichsweise hohe Reibungswinkel aufweisen. Finden sekundäre Verfestigungsprozesse statt, führen diese zur Bildung einer echten Kohäsion, zu einem steiferen Materialverhalten und dadurch zu einer Zunahme der Scherfestigkeit und der Steifigkeit.

Die in den Kapiteln 5.3.4 und 7.7 dargestellten Ergebnisse der Ödometerversuche zeigen, dass das Last-Verformungsverhalten mineralischer Sekundärbaustoffe grundsätzlich demjenigen von Primärbaustoffen entspricht. Beide Materialklassen erfahren bei Erstbelastung vergleichsweise große Verformungen, die bei der Entlastung überwiegend als plastische Verformungen im Korngerüst verbleiben. Bei Wiederbelastung reagieren sowohl Primär- als auch Sekundärbaustoffe signifikant steifer als bei der Erstbelastung und zusätzliche plastische Verformungen treten nur in geringem Maße auf. Die Versuchsergebnisse zeigen weiter, dass zwischen verschiedenen Materialarten dennoch Unterschiede auftreten. So erfahren Versuchsmaterialien mit relativ weichen Einzelkörnern im Vergleich zu Versuchsmaterialien mit relativ harten Einzelkörnern (die Kornfestigkeit korreliert mit der Korndichte und nimmt im Allgemeinen mit zunehmender Korndichte ebenfalls zu) bei der Erstbelastung tendenziell etwas größere Verformungen und weisen etwas geringere Steifigkeiten auf. Dies zeigt sich beispielsweise in Kapitel 5.3.4 bei einem Vergleich des aufbereiteten Bauschuttgemisches (RCM) mit dem reinen Betonbruch (RCB) sowie dem natürlichen Rund- und Brechkorn und ist wohl eine Folge von Abplatzungen an Kornkontakten und Kornbruch von Einzelkörnern, die durch eine niedrige Kornfestigkeit begünstigt werden. Dass die Materialsteifigkeit bei vergleichbarem Verdichtungsgrad aber auch wesentlich von weiteren Faktoren wie der Korngrößenverteilung oder der Kornform abhängt, zeigt sich am Beispiel der Ergebnisse der Ödometerversuche aus Kapitel

7.7, bei denen keine eindeutige Tendenz der Steifigkeit in Abhängigkeit von der Materialart festgestellt werden kann. Vielmehr zeigen die Ergebnisse, dass Primär- und Sekundärbaustoffe mit einer vergleichbaren Korngrößenverteilung und ähnlichem Verdichtungsgrad hinsichtlich ihrer Materialsteifigkeit erdbautechnisch nur unwesentliche Unterschiede aufweisen. Hingewiesen wird an dieser Stelle zudem darauf, dass es bei mineralischen Sekundärbaustoffen mit hydraulisch aktiven Bestandteilen bei Anwesenheit von Wasser zu Verfestigungsprozessen kommen kann, die das Kompressionsverhalten beeinflussen und zu einer höheren Materialsteifigkeit führen können.

In den Versuchen im großtechnischen Maßstab konnte gezeigt werden, dass mineralische Sekundärbaustoffe großtechnisch entsprechend den Anforderungen des erdbautechnischen Regelwerkes hinsichtlich des Verdichtungsgrades verdichtet werden können. Soweit im Erdbau zusätzlich Anforderungen an die Steifigkeit (als Verformungsmodul E_{V2}) zu berücksichtigen sind, ist zu beachten, dass diese primär von der Kornabstufung der Baustoffe und ihres Verdichtungszustandes, aber auch von den Eigenschaften ihrer Einzelkörner abhängen. In Bezug auf letzteres werden wie bereits in den Kompressionsversuchen bei Baustoffen mit vergleichsweise weichen Einzelkörnern etwas geringere Steifigkeiten erreicht als bei Baustoffen mit relativ harten Einzelkörnern. Der Einfluss der Kornfestigkeit ist hinsichtlich des Einflusses der Kornabstufung sowie des Verdichtungszustandes von nachrangiger Bedeutung. Sofern Anforderungen hinsichtlich der Steifigkeit (als Verformungsmodul E_{V2}) bestehen, können diese bei entsprechender Kornabstufung der natürlichen und mineralischen Sekundärbaustoffe in der Regel erreicht werden.

Zusammenfassend kann auf Basis der durchgeführten Scher- und Kompressionsversuche sowie der großtechnischen Untersuchungen gefolgert werden, dass die materialcharakteristischen Unterschiede, die Schwierigkeiten bei der Prüfung der erdbautechnischen Eignung mineralischer Sekundärbaustoffe im Labor sowie bei der indirekten Verdichtungskontrolle mineralischer Sekundärbaustoffe mittels Plattendruckversuchen im Feld keine Einschränkung ihrer erdbautechnischen Einsetzbarkeit oder Minderung ihrer erdbautechnischen Eigenschaften bedeuten. Sekundärbaustoffe können wie auch Primärbaustoffe anforderungsgerecht im Erdbau eingesetzt werden. Eine pauschale Eignung ist dabei weder für Sekundär- noch

für Primärbaustoffe gegeben, vielmehr ist es stets notwendig, die erdbautechnische Eignung eines Baustoffes – gleichwohl ob Primär- oder Sekundärbaustoff – anwendungsfallbezogen zu beurteilen.

8.4 Forschungsfrage D)

Ist es erforderlich, das erdbautechnische Regelwerk hinsichtlich der Klassifizierung, der Eignungsprüfung und der Prüfung mineralischer Sekundärbaustoffe im Feld weiterzuentwickeln? Welche Vorschläge können hierfür auf Basis der Ergebnisse der Labor- und Felduntersuchungen erbracht werden? Können für mineralische Sekundärbaustoffe bzw. für spezielle Materialgruppen mineralischer Sekundärbaustoffe fundiert Richtwerte für die indirekten Prüfmerkmale (E_{V2} , E_{V2}/E_{V1} , E_{Vd}) zur regelwerkskonformen Verdichtungsprüfung im Feld vorgeschlagen werden?

Die im Rahmen dieses Forschungsprojektes durchgeführten Laboruntersuchungen im Zusammenhang mit der Klassifizierung und Eignungsprüfung (s. Kapitel 5.3 und 7.3) von Sekundärbaustoffen sowie die Erfahrungen aus den Gesprächen mit am Bau Beteiligten (s. Kapitel 4) zeigen, dass die Versuchstechnik des Erdbaus grundsätzlich auf mineralische Sekundärbaustoffe anwendbar ist. Im Zusammenhang mit den klassifizierenden Untersuchungen und der Eignungsprüfung wären aus Sicht der Autoren lediglich bei einigen wenigen der im Rahmen dieses Forschungsvorhabens berücksichtigten Untersuchungen weitere Konkretisierungen oder ergänzende Hinweise hilfreich. Weitere Konkretisierungen wären nach Ansicht der Verfasser beim Proctorversuch notwendig und größerer Handlungsbedarf besteht im Zusammenhang mit der Verdichtungskontrolle mittels statischem und dynamischem Plattendruckversuch.

Klassifizierende Versuche

In der Umfrage bei am Bau Beteiligten wurde des Öfteren genannt, dass die mechanische Beanspruchung der Einzelkörner bei der Siebung mit einer mechanischen Siebmaschine im Zuge der Trockensiebung zum Zerfall insbesondere von weichen Einzelkörnern (z. B. weiche Ziegel, Putz, Mörtel, Hausmüllverbrennungsasche) führen und damit das Ergebnis der Trockensiebung verfälschen kann. Da der Grad des Zerfalls neben der Festigkeit der Einzelkörner bzw. ihrem Widerstand gegenüber me-

chanischer Beanspruchung, ihrer Geometrie und der Materialmenge auf einem einzelnen Sieb vor allem von den Parametern Siebzeit, Siebfrequenz und der Amplitude des Siebes abhängt, wäre es denkbar, diesbezüglich einheitliche Vorgaben zu treffen. Derzeit gibt DIN EN ISO 17892-4 (DIN, 2017a) vor, die Proben bei mechanischer Siebung mindestens zehn Minuten zu schütteln. Möglicherweise wäre es sinnvoll, die Siebzeit weiter zu konkretisieren und konkrete Vorgaben hinsichtlich der Siebparameter Frequenz und Amplitude in die Normung mit aufzunehmen. Da die angeführte Problematik auf qualitativen Beobachtungen von Laboranten beruht und keine quantitativen Informationen darüber vorliegen, inwieweit das beobachtete Phänomen tatsächlich zu einer Verfälschung der Kornverteilungskurve führt oder eine Änderung der Bodengruppe des Materials nach sich zieht, nicht möglich ist, wären vor einer Ergänzung in der Norm allerdings zunächst weitere systematische Untersuchungen ratsam.

Im Zusammenhang mit der Ermittlung der Korndichte hat sich gezeigt, dass unterschiedliche Prüfverfahren (Kapillar- oder Gaspyknometer nach DIN EN ISO 17892-3 (DIN, 2016a), Tauchgefäß nach Dr.-Ing. HAAS nach TP BF-StB Teil B 3.2 (FGSV, 1988c), Luftpyknometer nach TP BF-StB Teil B 3.3 (FGSV, 1988d) zu unterschiedlichen Korndichten führen. Dies liegt darin begründet, dass sich die einzelnen Prüfverfahren in dem zu verwendenden Messfluid sowie den Versuchsrandbedingungen unterscheiden. Insbesondere bei Erdbaustoffen mit porösen Einzelkörnern (dies betrifft vor allem mineralische Sekundärbaustoffe, kann aber auch Primärbaustoffe betreffen) kommt hinzu, dass je nach Viskosität des verwendeten Messfluides, dem aufgetragenen Druck und der Prüfzeit ein unterschiedlich großer Anteil der zugänglichen Porenräume der Einzelkörner durch das Prüffluid erfasst wird. Dadurch hängt das ermittelte Volumen der festen Einzelbestandteile und damit die ermittelte Korndichte nicht nur von der Art des verwendeten Prüfverfahrens, sondern auch innerhalb eines Prüfverfahrens von den drei aufgeführten Einflussgrößen ab. Möglicherweise wäre es daher sinnvoll, für die genannten Prüfverfahren verbindliche Vorgaben bezüglich der Parameter Druck und Prüfzeit zu ergänzen. Dies gilt dabei auch für das Aufbringen eines Unterdruckes mittels Vakuum, wie es beim Kapillarpknometer nach DIN EN ISO 17892-3 (DIN, 2016a) möglich ist. Auch hier wären vorausgehende systematische Untersuchungen ratsam.

Proctorversuch

Beim Proctorversuch kann es vermehrt bei Sekundärbaustoffen, aber auch bei Primärbaustoffen vorkommen, dass kein eindeutiges Proctoroptimum zur Ableitung einer Bezugsgröße für die Verdichtung im Feld identifiziert werden kann. Stattdessen weisen die Verdichtungskurven horizontale Verläufe, lineare Anstiege oder konkave und konvexe Krümmungen auf. Da im Erdbau für gewöhnlich Anforderungen an den Verdichtungsgrad definiert werden, ist es jedoch notwendig, für die Praxis eine Trockendichte als Bezugsgröße für den Verdichtungsgrad anzugeben. Weisen die Proctorkurven kein eindeutiges Optimum auf, ist es erforderlich, eine alternative Methode anzuwenden. Diesbezüglich existieren in der für den Erdbau gültigen DIN 18127 (DIN, 2012b) bisher allerdings keine Vorgaben. Hilfreich wäre es, die Normung für den Fall, dass kein eindeutiges Optimum identifiziert werden kann, um Hinweise zur Ableitung einer Proctordichte als Bezugsdichte zur Ermittlung des Verdichtungsgrades sowie eines für den Einbau geeigneten Wassergehaltes zu ergänzen. Denkbar wäre beispielsweise die Durchführung von mindestens fünf Verdichtungsversuchen nach Proctor bei variierenden Wassergehalten, wobei ein Verdichtungsversuch bei einer relativ niedrigen und einer bei einer hohen Sättigung des Korngerüstes durchgeführt werden sollte. Die übrigen drei Verdichtungsversuche sollten gleichmäßig zwischen dieser unteren und oberen Grenze verteilt werden. Zeigt die resultierende Verdichtungskurve einen horizontalen Verlauf, könnten die fünf bestimmten Trockendichten zur Ableitung einer Bezugsdichte für die Praxis gemittelt und der Mittelwert mit der Standardabweichung beaufschlagt werden. Der Begriff Proctordichte könnte für die so ermittelte Bezugsdichte beibehalten werden. Im Hinblick auf den Einbauwassergehalt kann auf Basis der so ermittelten Versuchsergebnisse anstelle eines einzelnen Wertes ein Wassergehaltsbereich angegeben werden, bei dem eine gute Verdichtung möglich ist. Bei einer nach unten gekrümmten Verdichtungskurve (konvexer Kurvenverlauf) könnte die Bezugsgröße für den Verdichtungsgrad aus den beiden Maxima der Endwerte als Mittelwert bestimmt werden und die zugehörigen Wassergehalte angegeben werden. Bei linearen Anstiegen oder nach oben gekrümmten Verdichtungskurven (konkaver Kurvenverlauf, dies entspricht auch der bekannten parabolischen Proctorkurve) kann die Trockendichte als Bezugsgröße für den Verdichtungsgrad sowie der zugehö-

rige optimale Wassergehalt wie bisher aus dem Maximum ermittelt werden.

Bei Baustoffen, die relativ weiche Einzelkörner enthalten (beispielsweise rezyklierte Baustoffe aus aufbereiteten Bauschutt mit Anteilen an Ziegeln, Putz, Mörtel) wird im Zusammenhang mit dem Proctorversuch, bei dem die Beanspruchung während der Versuchsdurchführung zum Kornbruch führen kann, zudem darauf hingewiesen, dass für jeden der Einzelversuche eine separate Probe verwendet wird (auf eine repräsentative Probenteilung ist zu achten). Da bei Baustoffen mit porösen Einzelkörnern ein Teil des zugegebenen Wassers innerhalb der Einzelkörner gespeichert wird und dieser Anteil u. a. von der Homogenisierungszeit abhängt, die wiederum die erzielbaren Trockendichten beeinflusst (s. Bild 101), sollte die Homogenisierungszeit im Hinblick auf die Reproduzierbarkeit der Versuchsergebnisse auch bei grobkörnigen Baustoffen beachtet und bei jedem Einzelversuch konstant gehalten werden. Eine verbindliche Angabe in der Normung zur Homogenisierungszeit wäre nach Ansicht der Verfasser daher sinnvoll.

Weitere Konkretisierungen im Zusammenhang mit der Festlegung der Proctordichte wären nach Ansicht der Verfasser auch in Bezug auf das Anwendungsbeispiel in Anhang A der DIN 18127 (DIN, 2012b) notwendig. In den dort aufgeführten beispielhaften Bildern (s. z. B. Bild 43 auf Seite 59) übersteigen die dargestellten Proctorkurven und damit das jeweilige Optimum jeweils die höchsten im Versuch ermittelten Trockendichten. Bezüglich der Ausgleichskurven, welche die Proctorkurven darstellen, gibt DIN 18127 (DIN, 2012b) vor, dass diese so zu zeichnen sind, dass sie einen möglichst großen Krümmungsradius im Scheitel aufweisen. Weitere Ausführungen sind nicht enthalten. Da die Ausgleichskurven und damit die ermittelte Proctordichte vom angewendeten Auswerte-/Interpolationsverfahren abhängen, sollten die zulässigen Verfahren in der Norm definiert und die jeweils verwendeten Verfahren angegeben werden. In dem kommerziellen Programm GGU Proctor kann beispielsweise zwischen vier unterschiedlichen Auswerteverfahren zur Ermittlung der Ausgleichskurven ausgewählt werden (Strenger Bezier-Spline, Lockerer Bezier-Spline, Newton-Interpolation, Rationale Spline-Interpolation).

Im Zusammenhang mit der Frage, ob das Vibrationshammerverfahren für den Erdbau eine sinnvolle Alternative zum Proctorversuch darstellt, zeigen die

Vergleichsversuche, dass mit dem Vibrationshammerverfahren tendenziell etwas höhere Trockendichten erzielt werden, als mit dem Proctorversuch. Werden höhere Trockendichten als mit einfacher Proctorenergie erforderlich, bietet die derzeitige Normung mit dem modifizierten Proctorversuch bereits eine Möglichkeit an. Hinsichtlich der Ableitung eines eindeutigen Optimums zeigen die mittels Vibrationshammerverfahren erzielten Verdichtungskurven im Vergleich zu den mittels Proctorversuch erzielten Verdichtungskurven ähnliche Kurvenverläufe und bieten damit ebenfalls keinen Vorteil. In Anbetracht der Tatsache, dass im Erdbau bisher jahrzehntelange Erfahrungen mit dem Proctorversuch vorliegen, die gesamten Verdichtungsanforderungen im Erdbau auf der mit dem Proctorversuch erzielten Proctordichte basieren, mit dem Vibrationshammerverfahren von den mittels Proctorversuch abweichende Trockendichten erreicht werden und das Vibrationshammerverfahren keinen besonderen Vorteil gegenüber dem Proctorversuch bietet, besteht aus der Sicht der Verfasser nicht die Notwendigkeit, das Vibrationshammerverfahren als Alternative zum Proctorversuch in der erdbautechnische Regelwerk mit aufzunehmen.

Verdichtungskontrolle mittels radiometrischer Sonde

Die Erfahrungen aus den im Rahmen dieses und aus vorangegangenen Forschungsvorhaben durchgeführten Felduntersuchungen haben gezeigt, dass die Anwendbarkeit der radiometrischen Sonde nicht bei allen mineralischen Sekundärbaustoffen gleichermaßen gegeben ist. So treten bei einigen Materialien (z. B. Elektroofenschlacken) systematische Prüffehler auf, die auf die elementare Zusammensetzung der jeweiligen Baustoffe zurückzuführen ist, für welche die herstellerseitige Kalibrierung einer radiometrischen Sonde nicht anwendbar ist. Es empfiehlt sich daher für die Praxis, vor der Verdichtungskontrolle mit der radiometrischen Sonde bei mineralischen Sekundärbaustoffen zunächst die Anwendbarkeit der Kalibrierung der Sonde anhand von Vergleichsuntersuchungen mit einem geeigneten Volumenersatzverfahren nach DIN 18125-2 (DIN, 2020) zu überprüfen. Stimmen die Prüfwerte der Prüfverfahren überein, kann die radiometrische Sonde ohne weiteres zur Dichte- und Wassergehaltsbestimmung verwendet werden. Bestehen zwischen den radiometrisch und den konventionell bestimmten Messwerten hingegen systematische Unterschiede, kann die Verdichtungskontrolle dennoch mit der radiometrischen Sonde erfolgen, allerdings

ist es erforderlich, die radiometrisch bestimmten Messwerte zu korrigieren. Eine einfache Möglichkeit zur Korrektur der radiometrisch bestimmten Wassergehalte sowie Feucht- und Trockendichten wurde in Kapitel 3.2.3.2 aufgezeigt.

Verdichtungskontrolle mittels statischem und dynamischem Plattendruckversuch

Die durchgeführten Feldversuche sowie die bisherigen Erfahrungen im Zusammenhang mit der Verdichtungskontrolle mittels statischen und dynamischen Plattendruckversuchen und Verwendung der Tabellenwerte der ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017) haben Folgendes gezeigt:

- beim statischen Plattendruckversuch werden bei ausreichender Verdichtung zwar ausreichend hohe Verformungsmoduln E_{V2} erreicht, die resultierenden Verhältniswerte E_{V2}/E_{V1} liegen aufgrund niedriger Verformungsmoduln E_{V1} bei vielen Sekundärbaustoffen, aber auch bei natürlichen Baustoffen jedoch oberhalb des gemäß ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017) zulässigen Verhältniswertes.
- beim dynamischen Plattendruckversuch werden trotz ausreichender Verdichtung bei vielen Sekundärbaustoffen häufig dynamische Verformungsmoduln E_{Vd} unterhalb der Anforderungswerte erzielt.

Die beschriebenen Zusammenhänge werden anhand der Darstellungen in Bild 129 bis Bild 132 verdeutlicht. Die Steifigkeit eines Materials und damit die Verformungsmoduln E_{V2} , E_{V1} und E_{Vd} hängen nicht nur allein von der Trockendichte und damit dem Verdichtungsgrad des Korngerüsts ab, sondern auch von weiteren Eigenschaften des Korngerüsts, beispielsweise der Kornform, der Kornsteifigkeit, der Kornfestigkeit und der Korngrößenverteilung. Daher können weder für mineralische Sekundärbaustoffe bzw. für spezielle Materialgruppen mineralischer Sekundärbaustoffe noch für natürliche Baustoffe allgemeingültige Richtwerte für die indirekten Prüfmerkmale (E_{V2} , E_{V2}/E_{V1} , E_{Vd}) zur regelwerkskonformen Verdichtungsprüfung im Feld vorgeschlagen werden. Dies zeigt sich auch deutlich anhand der Zusammenstellung der Verformungsmoduln der Versuchsmaterialien aus Bild 129 bis Bild 132 und der abgeleiteten Größen bei Verdichtungsgraden von $D_{Pr} \geq 100 \%$, die in Tabelle 65 aufgeführt sind. Die Verformungsmoduln bzw. Verhältnisse der Verformungsmoduln in Tabelle 65 wurden für jedes Material anhand der linearen Regressi-

onsgeraden in Bild 129 bis Bild 132 bei einem Verdichtungsgrad von $D_{Pr} = 100\%$ bestimmt.

Die Werte in Tabelle 65 verdeutlichen, dass die Verdichtungskontrolle grobkörniger mineralischer Sekundärbaustoffe, aber auch der natürlichen Primärbaustoffe anhand der Tabellenwerte der ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017) (vgl. Tabelle 65) nicht ohne Weiteres möglich ist. Für die unterschiedlichen Versuchsmaterialien gilt dabei Folgendes:

- Für die rezyklierten Baustoffe aus aufbereiteten Baurestmassen (RC B und RC M) der Bodengruppen GW und GI liefern die Tabellenwerte der ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017) für den statischen Plattendruckversuch auf der unsicheren Seite liegende Abschätzungen für den Verdichtungsgrad D_{Pr} , da einige dieser Materialien auch bei einem Verdichtungsgrad von $D_{Pr} \leq 100\%$ sehr hohe Verformungsmoduln E_{V2} über 100 MN/m^2 aufweisen. In diesem Fall würde bei Anwendung der Tabellenwerte der ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017) aufgrund des erreichten Verformungsmoduls E_{V2} ein Verdichtungsgrad $D_{Pr} \geq 100\%$ angenommen werden. Überdies liegen die Verhältnismerte E_{V2}/E_{V1} der rezyklierten Baustoffe der Bodengruppen GW und GI trotz ausreichender Verdichtungsgrade deutlich oberhalb des höchstens zulässigen Verhältnismertes von $E_{V2}/E_{V1} \leq 2,3$. Dies gilt auch für das natürliche Rundkorn der Bodengruppe GI.
- Für die rezyklierten Baustoffe mit Gleisschotter (RC B/GS und RC GS) sowie für die Elektroenschlacken als industrielle Nebenprodukte wurden bei einem Verdichtungsgrad $D_{Pr} \geq 100\%$ vielfach Verformungsmoduln $E_{V2} \leq 100 \text{ MN/m}^2$ ermittelt. Damit liefern die Tabellenwerte der ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017) für diese Materialien, welche den Bodengruppen GW, GI und SE zuzuordnen sind, auf der sicheren Seite liegende (allerdings unwirtschaftliche) Abschätzungen des Verdichtungsgrades D_{Pr} auf Basis des Verformungsmoduls E_{V2} . Außerdem ist zu beachten, dass die Verhältnismerte E_{V2}/E_{V1} ebenfalls deutlich oberhalb des eigentlich höchstens zulässigen Verhältnismertes von $E_{V2}/E_{V1} \leq 2,3$ liegen.
- Hinsichtlich der Prüfung mit dem dynamischen Plattendruckversuch liegen die in den Untersuchungen an allen mineralischen Sekundärbaustoffen der Bodengruppen GW, GI und SE ermittelten E_{Vd} -Werte trotz ermittelter Verdichtungsgrade von $D_{Pr} \geq 100\%$ unterhalb der Tabellen-

werte der ZTV E-StB 17. Die Tabellenwerte der ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017) liefern damit eine auf der sicheren Seite liegende Abschätzung des Verdichtungsgrades D_{Pr} , ihre Anwendung ist allerdings nicht wirtschaftlich bzw. es ist anzunehmen, dass die geforderten Werte in der Praxis nicht erreicht werden können. Dies gilt auch für das natürliche Rundkorn der Bodengruppe GI.

Überdies zeigt Tabelle 65, dass der in der Praxis vielfach herangezogene Zusammenhang, wonach der statische Verformungsmodul E_{V2} in etwa den zweifachen Wert des dynamischen Verformungsmoduls E_{Vd} beträgt, überwiegend nicht zutrifft.

Da die Verformungsmoduln E_{V2} und E_{V1} bzw. E_{Vd} mit zunehmendem Verdichtungsgrad D_{Pr} ansteigen, ist die indirekte Verdichtungskontrolle mittels statischen bzw. dynamischen Plattendruckversuchen grundsätzlich möglich. Soll die Verdichtungskontrolle mittels statischen bzw. dynamischen Plattendruckversuchen (indirekte Prüfverfahren) erfolgen, empfiehlt es sich aufgrund der angeführten Diskrepanzen jedoch, den Zusammenhang zwischen dem jeweiligen Verformungsmodul (E_{V2} bzw. E_{V1} bzw. E_{Vd}) und dem Verdichtungsgrad D_{Pr} vorab im Zuge von Kalibrierversuchen zu ermitteln. Das Vorgehen zur Durchführung solcher Kalibrierversuche ist in TP BF-StB Teil E 4 (FGSV, 2003) erläutert. Zu beachten ist dabei allerdings, dass die TP BF-StB Teil E 4 im Hinblick auf die praktische Nutzbarkeit des Zusammenhangs zwischen dem Verdichtungsgrad D_{Pr} als direkte Prüfgröße und dem jeweiligen Verformungsmodul E_{V2} bzw. E_{V1} bzw. E_{Vd} als indirekte Prüfgröße für den jeweiligen Zusammenhang ein Bestimmtheitsmaß von $R^2 \geq 0,65$ fordern. Da die Ergebnisse der durchgeführten Felduntersuchungen diesbezüglich gezeigt haben, dass ein Bestimmtheitsmaß von $R^2 \geq 0,65$ nur schwer erreicht werden kann (vgl. jeweils Legende in Bild 129 bis Bild 132), sollte die Verdichtungskontrolle letztendlich mittels der direkten Bestimmung der im Feld erreichten Trockendichte erfolgen. Vor allem bei größeren Bauvorhaben empfiehlt sich auch die Verwendung der Prüfmethode M 3 gemäß ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017), bei der anfangs im Rahmen einer Probeverdichtung eine Arbeitsanweisung für die Verdichtung aufgestellt wird und die Einhaltung der Arbeitsanweisung dokumentiert wird.

Im Hinblick auf die ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017) stellt sich aus Sicht der Verfasser die Frage, inwieweit die Angabe von allgemeingültigen Richtwerten

Material	Boden- gruppe	E_{V1} [MN/m ²]	E_{V2} [MN/m ²]	E_{V2}/E_{V1} [-]	E_{Vd} [MN/m ²]	E_{V2}/E_{Vd} [-]	Materialart
RC B 0/56	GW	≥ 31	≥ 153	≤ 5,2	≥ 29	5,3	RC Beton
RC B 0/16	GW	≥ 33	≥ 142	≤ 4,2	≥ 32	4,4	
RC M 0/56	GU	≥ 27	≥ 91	≤ 3,3	≥ 19	4,8	RC Mix
RC M 0/45_1	GI	≥ 23	≥ 134	(≥ 5,8) ¹⁾	≥ 25	5,4	
RC M 0/45_2	GI	≥ 22	≥ 104	≤ 4,7	≥ 25	4,2	
RC M 0/45_3	GI	≥ 26	≥ 90	≤ 3,4	≥ 30	3,0	
RC M 0/22	GU	≥ 28	≥ 102	(≥ 3,6) ¹⁾	≥ 24	4,3	
RC M 0/8	GU	≥ 28	≥ 88	≤ 3,0	≥ 20	4,4	
RC M 0/4	SU	≥ 16	≥ 58	≤ 3,6	≥ 23	2,5	
RC B/GS 0/45_1	GW	≥ 15	≥ 80	≤ 5,3	≥ 31	2,6	RC Gleisschotter
RC B/GS 0/45_2	GW	≥ 24	≥ 76	≤ 3,1	≥ 44	1,7	
RC GS 0/45	GI	≥ 16	≥ 56	≤ 3,4	≥ 35	1,6	
EOS 0/80	GW	(≤ 22,0) ²⁾	87,7	≤ 2,9	(≤ 91,9) ³⁾	3,8	Elektroofenschlacke
EOS 0/32	GW	≥ 11	≥ 84	≤ 6,5	≥ 15	5,6	
EOS 0/4	SE	≥ 15	≥ 92	≤ 6,5	≥ 20	4,6	
Grubenkies 0/22	GU	≥ 5	≥ 22	≤ 5,5	≥ 18	1,2	Natürliche Kiese
Nat. Rundkorn 0/45	GI	≥ 31	≥ 135	≤ 4,2	≥ 39	3,5	
Nat. Brechkorn 0/32	GU	≥ 31	≥ 134	≤ 4,3	≥ 35	3,8	

1) mit zunehmendem Verdichtungsgrad D_{Pr} , ansteigender Verhältniswert E_{V2}/E_{V1}
2) mit zunehmendem Verdichtungsgrad D_{Pr} , abnehmender Verformungsmodul E_{V1}
3) mit zunehmendem Verdichtungsgrad D_{Pr} , abnehmender Verformungsmodul E_{Vd}

Tab. 65: Zusammenstellung der Verformungsmoduln der untersuchten Primär- und Sekundärbaustoffe bei einem Verdichtungsgrad von $D_{Pr} \geq 100\%$

zur Verdichtungskontrolle mittels statischen und dynamischen Plattendruckversuchen, die auf Untersuchungen und Erfahrungen an natürlichen Baustoffen beruhen, sinnvoll ist. Wie bereits ausgeführt hängt die Steifigkeit eines Materials und damit die Verformungsmoduln E_{V2} , E_{V1} und E_{Vd} nicht allein von der Trockendichte des Korngerüsts ab, sondern auch von weiteren Eigenschaften wie z. B. der Kornform, der Kornsteifigkeit, der Kornfestigkeit oder der Korngrößenverteilung. Die Steifigkeit ist damit in hohem Maße materialspezifisch und die Angabe allgemeingültiger Richtwerte zur Verdichtungskontrolle ob der enormen Materialvielfalt im Hinblick auf natürliche Baustoffe und mineralische Sekundärbaustoffe sowie der zwischen den Baustoffen bestehenden Unterschieden nicht möglich. Die derzeit in den ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017) enthaltenen Richtwerte führen darüberhinaus zu Unsicherheit in der Praxis bei der Anwendung von Sekundärbaustoffen. Aus Sicht der Autoren sollte für den Fall, dass die Verdichtungskontrolle mittels statischen oder dynamischen Plattendruckversuchen erfolgen soll, eine materialcharakteristische Kalibrierung zwischen der Steifigkeit (d. h. E_{V2} , E_{V2}/E_{V1} , E_{Vd}) und dem Verdichtungsgrad im Einzelfall durchgeführt werden. Inwieweit dabei von den umfangreichen Vorgaben der TP BF-StB Teil E 4 (FGSV,

2003) bei kleinen Bauvorhaben abgewichen werden kann, wäre zu diskutieren. Insbesondere bei kleinen Bauvorhaben bietet sich alternativ die direkte Bestimmung des Verdichtungsgrades an, die in derartigen Fällen zur Anwendung kommen sollte.

9 Zusammenfassung

Ausgangspunkt dieses Forschungsvorhabens waren Erfahrungen aus der Praxis, wonach bei der erdbautechnischen Prüfung vor allem von mineralischen Sekundärbaustoffen im Labor und im Feld bei einigen Prüfverfahren derzeit noch immer Schwierigkeiten bestehen, die im Hinblick auf die vertragssichere und anforderungsgerechte Anwendung von Sekundärbaustoffen im Erdbau dringend Klärung bedürfen. Im Zuge des Forschungsprojektes sollte daher geklärt werden, welche Schwierigkeiten und Probleme bei der Ausführung konventioneller Prüfverfahren im Rahmen der Klassifizierung sowie der Eignungs- und Kontrollprüfung bei mineralischen Sekundärbaustoffen auftreten und inwieweit diese tatsächlich spezifisch für mineralische Sekundärbaustoffe sind, oder nicht doch auch bei natürlichen Baustoffen auftreten und auf allgemei-

nere Ursachen wie z. B. der granulometrischen Beschaffenheit der Einzelkörner zurückzuführen sind. Es sollte zudem geklärt werden, ob die bestehenden Schwierigkeiten und Probleme bei der Prüfung von mineralischen Sekundärbaustoffen eine Einschränkung oder Minderung ihrer erdbautechnischen Eigenschaften – vor allem auch im Vergleich zu natürlichen Baustoffen – darstellen. Hierzu wurden umfangreiche Untersuchungen zu den erdbautechnisch relevanten Eigenschaften von Primär- und Sekundärbaustoffen im Labor sowie im Feld durchgeführt.

Die im Zusammenhang mit der Klassifizierung sowie der Eignungs- und Kontrollprüfung bestehenden Schwierigkeiten und Probleme bei der Prüfung von mineralischen Sekundärbaustoffen wurden zunächst im Rahmen zweier Arbeitspakete – einer Literaturrecherche sowie durch eine Umfrage bei am Bau Beteiligten Firmen und Institutionen – identifiziert. Die Ergebnisse der Arbeitspakete zeigten, dass die Versuchstechnik des Erdbaus grundsätzlich auf mineralische Sekundärbaustoffe anwendbar ist, dass allerdings bei einigen mineralischen Sekundärbaustoffen materialspezifische Schwierigkeiten und Probleme auftreten können. Dies betrifft im Rahmen der Klassifizierung die Ermittlung der Korngrößenverteilung, bei der es bei Sekundärbaustoffen mit weichen Einzelkörnern durch den mechanischen Abrieb während des Siebens zu Kornverfeinerungen kommen kann und bei der die Suspension bei der Sedimentationsanalyse meist zum Ausflocken neigt, sowie die Bestimmung der Korndichte, bei der die Porosität der Einzelkörner dazu führt, dass die ermittelte Korndichte von der Versuchsart und -durchführung abhängt. Im Zusammenhang mit der Eignungsprüfung treten bei mineralischen Sekundärbaustoffen vor allem beim Proctorversuch insofern Schwierigkeiten auf, als dass die Verdichtungskurven häufig kein eindeutiges Proctroptimum ausbilden, so dass ohne Weiteres keine Proctordichte als Bezugsgröße für die Verdichtung im Feld sowie kein Proctorwassergehalt angegeben werden kann. Bei der Verdichtungskontrolle im Feld können bei der direkten Verdichtungskontrolle mit der radiometrischen Sonde Schwierigkeiten auftreten, da die herstellerseitige Kalibrierung der Sonde unter Umständen nicht auf die elementare Zusammensetzung mineralischer Sekundärbaustoffe anwendbar ist. Schließlich ergaben die beiden Arbeitspakete, dass im Zusammenhang mit der indirekten Verdichtungskontrolle mittels Plattendruckversuchen unter Verwendung der Ta-

bellennwerte der ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017) insofern Probleme auftreten, als dass bei mineralischen Sekundärbaustoffen trotz ausreichender Verdichtung beim statischen Plattendruckversuch meist Verhältniswerte E_{V2}/E_{V1} oberhalb des zulässigen Verhältniswertes und beim dynamischen Plattendruckversuch häufig E_{Vd} -Werte unterhalb des Anforderungswertes erzielt werden. Sowohl die Literaturrecherche als auch die Umfrage bei am Bau Beteiligten ergaben darüber hinaus, dass die angeführten Schwierigkeiten zwar häufiger bei mineralischen Sekundärbaustoffen, aber auch bei natürlichen Baustoffen mit vergleichbaren granulometrischen Eigenschaften auftreten.

Im Anschluss an die Identifikation der im Zusammenhang mit der Klassifizierung sowie der Eignungs- und Kontrollprüfung auftretenden Schwierigkeiten und Probleme wurden umfangreiche Labor- und Felduntersuchungen an natürlichen Primärbaustoffen und mineralischen Sekundärbaustoffen durchgeführt. Hierbei wurde durch das Zentrum Geotechnik der TU München zunächst eine umfangreiche Untersuchungskampagne an zwei natürlichen und zwei rezyklierten Baustoffen durchgeführt, wobei neben klassifizierenden Untersuchungen auch Versuche zum Last-Verformungsverhalten unter eindimensionaler Kompression und unter dreiaxialer Scherbeanspruchung sowie Feldversuche nach großtechnischer Verdichtung (statische und dynamische Plattendruckversuche, Versuche zur direkten Dichtebestimmung) durchgeführt wurden (s. Kapitel 5). Vom FEhS-Institut wurden in einer weiteren Untersuchungskampagne mit einer Elektroofenschlacke ergänzend klassifizierende Versuche sowie Feldversuche durchgeführt. Neben den umfangreichen Versuchen innerhalb der zwei Untersuchungskampagnen wurden im Rahmen eines umfassenden Laborprogrammes an je drei natürlichen Baustoffen, rezyklierten Baustoffen und industriellen Nebenprodukten, die jeweils den Soll-Bodengruppen GW, GU und SU entsprechen und damit hinsichtlich ihrer Kornverteilungskurven etwa vergleichbare Eigenschaften aufwiesen, umfangreiche klassifizierende Versuche sowie Untersuchungen zum Last-Verformungsverhalten unter eindimensionaler Kompression und unter dreiaxialer Scherbeanspruchung durchgeführt.

Die umfangreichen klassifizierenden Versuche an natürlichen Baustoffen und mineralischen Sekundärbaustoffen haben gezeigt, dass es sich sowohl bei natürlichen Baustoffen als auch umso mehr bei mineralischen Sekundärbaustoffen um überaus he-

terogene Materialgruppen handelt, die vielfältige Unterschiede hinsichtlich ihrer materialcharakteristischen granulometrischen (u. a. Korngrößenverteilung, Kornform, Kornfestigkeit, Porosität der Einzelkörner) und damit der ihr Materialverhalten bestimmenden Eigenschaften aufweisen. Die an den unterschiedlichen Versuchsmaterialien im Zuge der Klassifizierung sowie der Eignungs- und Kontrollprüfung im Labor und im Feld durchgeführten Untersuchungen haben darüber hinaus gezeigt, dass die in der Praxis bekannten Schwierigkeiten und Probleme nicht nur bei mineralischen Sekundärbaustoffen, sondern auch bei natürlichen Baustoffen mit vergleichbarer Granulometrie auftreten. Verantwortlich für die in der Praxis bekannten Schwierigkeiten und Probleme, die keineswegs charakteristisch für mineralische Sekundärbaustoffe sind, sind allgemeingültige und physikalische Zusammenhänge, die vor allem auf die jeweiligen granulometrischen Eigenschaften eines Versuchsmaterial zurückzuführen sind.

Durch die an den Versuchsmaterialien durchgeführten Laborversuche zum Last-Verformungs-Verhalten unter eindimensionaler Kompression und unter dreiaxialer Scherbeanspruchung sowie die Feldversuche zur Ermittlung der Steifigkeit im Feld (statische und dynamische Plattendruckversuche) wurde überprüft, ob die bei der Klassifizierung und der Eignungsprüfung mineralischer Sekundärbaustoffe im Labor und bei der Beurteilung des Verdichtungsgrades im Feld mittels indirekter Prüfverfahren auftretenden Schwierigkeiten tatsächlich eine Minderung ihrer erdbautechnischen Eignung bedeuten. Die Ergebnisse dieser Versuche zeigen, dass sowohl rezyklierte Baustoffe als auch industrielle Nebenprodukte keineswegs pauschal mindere erdbautechnische Eigenschaften besitzen als natürliche Primärbaustoffe. So wurden sowohl in den Versuchen zum Last-Verformungsverhalten unter eindimensionaler Kompression als auch in den statischen Plattendruckversuchen mit den mineralischen Sekundärbaustoffen ausreichend hohe Steifigkeiten erreicht, die bei vergleichbarer Kornabstufung darüber hinaus meist vergleichbar zu natürlichen Baustoffen sind. Ebenso wurden in den dreiaxialen Scherversuchen hohe Scherparameter ermittelt, die ebenfalls weitgehend vergleichbar zu denjenigen natürlicher Baustoffe mit vergleichbarer Granulometrie sind.

Auf Basis der erzielten Ergebnisse wurden schließlich Empfehlungen dahingehend erbracht, ob im Hinblick auf eine vertragssichere Anwendung von

mineralischen Sekundärbaustoffen im Erdbau zusätzliche Regelungen zur Beurteilung der bautechnischen Eignung derartiger Materialien im Labor sowie zur Beurteilung des Verdichtungsgrades im Feld zu schaffen sind. So wurden für den Proctorversuch, bei dem bei vielen mineralischen Sekundär-, aber auch bei einigen Primärbaustoffen, aufgrund einer horizontal verlaufenden oder konvex gekrümmten Verdichtungskurve häufig kein eindeutiges Optimum als Bezugsgröße für die Verdichtung im Feld sowie kein Einbauwassergehalt angegeben werden kann, Empfehlungen zur Ableitung der Kenngrößen Proctordichte und –wassergehalt bei derartigen Kurvenverläufen erbracht. Von einer Empfehlung zur Aufnahme des Vibrationshammerverfahrens als Alternative zum Proctorversuche wurde abgesehen, da das Verfahren abweichende Versuchsergebnisse als der Proctorversuch, auf dem die Verdichtungsanforderungen des erdbautechnischen Regelwerkes beruhen, liefert und das Vibrationshammerverfahren aus der Sicht der Verfasser keine Vorteile im Hinblick auf die Ableitung der Einbaukenngrößen Proctordichte und Proctorwassergehalt bietet.

Hinsichtlich der indirekten Verdichtungskontrolle mit dem statischen oder dynamischen Plattendruckversuch unter Verwendung der Tabellenwerte der ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017) haben die bisherigen Erfahrungen sowie die im Rahmen dieses Forschungsvorhabens durchgeführten Untersuchungen gezeigt, dass die Anwendung der tabellierten Richtwerte der ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017) trotz ausreichender Verdichtung bei mineralischen Sekundärbaustoffen, aber auch bei natürlichen Baustoffen, aufgrund zu hoher Verhältniswerte E_{V2}/E_{V1} bzw. zu niedriger Verformungsmoduln E_{Vd} zur Ablehnung der verwendeten Baustoffe führen kann. Von der Anwendung der Tabellenwerte wurde abgeraten und deren Sinnhaftigkeit in Anbetracht der Tatsache, dass die Steifigkeit von Erdbaustoffen neben ihrer Trockendichte von vielen weiteren Faktoren, beispielsweise der Korngrößenverteilung, der Kornform oder der Kornfestigkeit, abhängt, hinterfragt. Letzteres führt dabei auch dazu, dass auch für bestimmte Materialgruppen oder -arten keine allgemeingültigen Richtwerte angeführt werden können. Stattdessen wurde für den Fall, dass die Verdichtungskontrolle mittels Plattendruckversuchen erfolgen soll, angeraten, den Zusammenhang zwischen dem jeweiligen Verformungsmodul und der Trockendichte jeweils im Vorfeld materialspezifisch zu

kalibrieren. Alternativ kann der Verdichtungsgrad mit direkten Prüfverfahren ermittelt werden.

10 Angaben zum Forschungsprojekt

10.1 Bearbeitung durch die Forschungsnehmer

Die Bearbeitung des Forschungs- und Entwicklungsvorhabens „Eignung konventioneller Prüfverfahren für Recycling-Baustoffe und industrielle Nebenprodukte im Erdbau“ erfolgte in den Jahren 2019 bis 2022 am Zentrum Geotechnik der TU München und am FEhS-Institut für Baustoff-Forschung. Die Erstellung des Berichtes erfolgte größtenteils durch die TU München; die unter Mitarbeit des FEhS-Instituts erstellten Berichtsteile sind im Text gekennzeichnet.

10.2 Erwähnungen

Den nachgenannten Firmen sei an dieser Stelle für ihr Entgegenkommen und ihre Unterstützung gedankt:

- Firmengruppe Ettengruber
- H. Geiger Stein- und Schotterwerke GmbH
- Durmin Entsorgung & Logistik GmbH

Ein großer Dank gilt der Firmengruppe Ettengruber, einem Recyclingunternehmen aus Dachau, die das FE-Projekt im Bereich Materialbeschaffung und auch im Zuge der Großversuche aus Kapitel 5 maßgeblich unterstützt hat.

Literatur

ADAM, D., & KOPF, F. (2002). Messtechnische und theoretische Untersuchungen als Grundlage für die Weiterentwicklung und normative Anwendung der dynamischen Lastplatte (Leichtes Fallgewichtsgesetz). Mitteilung des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Heft 68: Messen in der Geotechnik 2002, Fachseminar am 21. und 22. Februar 2002 in Braunschweig. Braunschweig.

ADAM, D., KOPF, F., & ADAM, C. (2004). Der dynamische Lastplattenversuch mit dem Leichten Fallgewichtsgesetz - Theoretische und experimentelle Untersuchungen. Der Bauingenieur, Band 79, 32-42.

ALTUHAFI, F., & COOP, M. (2011). Changes to particle characteristics associated with the compression of sands. *Géotechnique* 61 (6), S. 459-471.

ALTUHAFI, F., COOP, M., & GEORGIANNOU, V. (2016). Effect of particle shape on the mechanical behavior of natural sands. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 142 (12).

ALTUHAFI, F., O'SULLIVAN, C., & CAVARRETTA, I. (2013). Analysis of an image-based method to quantify the size and shape of sand particles. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 138 (8).

AQIL, U., TATSUOKA, F., UCHIMURA, T., LOHANI, T., TOMITA, Y., & MATSUSHIMA, K. (2005). Strength and deformation characteristics of recycled concrete aggregate as a backfill material. *Soils and Foundations* 45 (5), S. 53-72.

ARM, M. (2001). Self-cementing properties of crushed demolished concrete in unbound layers: results from triaxial tests and field tests. *Waste Management* 21 (2001), S. 235 - 239.

ARM, M. (2003). Mechanical properties of residues as unbound road materials - experimental tests on MSWI bottom ash, crushed concrete and blast furnace slag. Doctoral Thesis, KTH Royal Institute of Technology. Stockholm (Schweden).

ARULRAJAH, A., DISFANI, M., HORPIBULSUK, S., SUKSIRIPATTANAPONG, C., & PRONGMANEE, N. (2014). Physical properties and shear strength responses of recycled construction and demolition materials in unbound pavement base/subbase applications. *Construction and Building Materials* 58 (2014), S. 245 - 257.

ARULRAJAH, A., HORPIBULSUK, S., & MAGHOOL, F. (2016). Recycled construction and demolition materials in pavement and footpath bases. Sixth International Symposium on Rural Roads. Bangkok (Thailand).

- ARULRAJAH, A., JEGATHEESAN, P., & BO, M. (2012a). Geotechnical properties of recycled concrete aggregate in pavement sub-base applications. *Geotechnical Testing Journal*.
- ARULRAJAH, A., PIRATHEEPAN, J., & BO, M. (2012b). Geotechnical characteristics of recycled crushed brick blends for pavement sub-base applications. *Canadian Geotechnical Journal* 49 (7), S. 796 - 811.
- ARULRAJAH, A., PIRATHEEPAN, J., AATHEESAN, T., & BO, M. (2011). Geotechnical properties of recycled crushed brick in pavement applications. *Journal of Materials in Civil Engineering* 23 (10), S. 1444 - 1452.
- ARULRAJAH, A., PIRATHEEPAN, J., DISFANI, M., & BO, M. (2013b). Resilient moduli response of recycled construction and demolition materials in pavement subbase applications. *Journal of Materials in Civil Engineering* 25 (12).
- BASSANI, M., & TEFA, L. (2018). Compaction and freeze-thaw degradation assessment of recycled aggregates from unseparated construction and demolition waste. *Construction and Building Materials* 160 (2018), S. 180 - 195.
- BECQUART, F., BERNARD, F., ABRIAK, N., & ZENTAR, R. (2009). Monotonic aspects of the mechanical behaviour of bottom ash from municipal solid waste incineration and its potential use for road construction. *Waste Management* 29 (2009), 1320-1329.
- BEHIRY, A.-M. (2013). Evaluation of steel slag and crushed limestone mixtures as subbase material in flexible pavement. *Ain Shams Engineering Journal* 4 (2013), 43-53.
- BEHR, H. (1988). Hinweise zur Kalibrierung von Strahlensonden für Dichte- und Wassergehaltmessungen im Straßenbau. *Straße und Autobahn* 39 (3), 93-98.
- BEHR, H. (1989). Prüffehler von nicht zerstörungsfreien Dichte- und Wassergehaltsmessverfahren auf Baustellen. Beiträge zur Erd- und Grundbautagung 1989 in Würzburg. Bonn: Kirschbaum Verlag.
- BENNERT, T., PAPP, W., MAHER, A., & GUCUNSKI, N. (2000). Utilization of construction and demolition debris under traffic-type loading in base and subbase applications. Washington D.C. (USA): Transportation research record No. 1714, National Research Council.
- BIALUCHA, R., & SPANKA, M. (2014). Zeitliche Entwicklung der Karbonatisierung von Stahlwerksschlacken und Auswirkung auf die Löslichkeit umweltrelevanter Bestandteile. FEhS Report 21 (1). Duisburg: FEhS-Institut für Baustoff-Forschung e.V.
- BIALUCHA, R., MERKEL, T., MOTZ, H., DEMOND, D., SCHMIDT, S., RITTER, H., & HAAS, S. (2016). Bezugsgröße für den Verdichtungsgrad von Schichten ohne Bindemittel, Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Straßenbau - Heft S 95. Bergisch-Gladbach: Bundesanstalt für Straßenwesen.
- BOZYURT, O., TINJUM, J., SON, Y.-H., EDIL, T., & BENSON, C. (2012). Resilient modulus of recycled asphalt pavement and recycled concrete aggregate. *GeoCongress 2012: State of the art and practice in geotechnical engineering*, (S. 3901 - 3910). Oakland/California (USA).
- BRANDL, H. (1977). Ungebundene Tragschichten im Straßenbau. Schriftenreihe „Straßenforschung“, Heft 67. Wien: Bundesministerium für Bauten und Technik.
- BRANDL, H., ADAM, D., KOPF, F., & NIEDERBRUCKER, R. (2003). Der dynamische Lastplattenversuch mit dem Leichten Fallgewichtsgerät - Grundlagen und praktische Anwendung. *Straßenforschung*, Heft 533. Wien: Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie.
- BRAY, J., ZEKOS, D., KAVAZANJIAN, E., ATHANASOPOULOS, G., & RIEMER, M. (2009). Shear strength of municipal solid waste. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering* 135 (6), 709-722.
- BUNGE, R. (2016). Aufbereitung von Abfallverbrennungssaschen - Eine Übersicht. Mineralische Nebenprodukte und Abfälle - Aschen, Schlacken, Stäube und Baurestmassen (S. 141-161). Neuruppin: Thomé-Kozmiensky Verlag GmbH.
- CARDOSO, R., SILVA, R., DE BRITO, J., & DHIR, R. (2016). Use of recycled aggregates from construction and demolition waste in geotechni-

- cal applications: A literature review. *Waste Management* 49, 131-145.
- CAVARRETTA, I., COOP, M., & O'SULLIVAN, C. (2010). The influence of particle characteristics on the behaviour of coarse grained soils. *Géotechnique* 60, S. 413 - 423.
- CERNI, G., COLAGRANDE, S., & BOCCI, M. (2012). Permanent deformation behavior of unbound recycled mixtures. *Construction and Building Materials* 37 (2012), S. 575 - 580.
- COOP, M., & LEE, I. (1993). The behaviour of granular soils at elevated stresses. In G. Houlby, A. Schofield, P. Wroth, & B. Parry, *Predictive Soil Mechanics* (S. 186 - 198). Thomas Telford Ltd.
- DEBIEB, F., & KENAI, S. (2008). The use of coarse and fine crushed bricks as aggregate in concrete. *Construction and Building Materials* 22 (2008), 886-893.
- DEL REY, I., AYUSO, J., GALVIN, A., JIMÉNEZ, J., & BARBUDO, A. (2016). Feasibility of using unbound mixed recycled aggregates from CDW over expansive clay subgrade in unpaved rural roads. *Materials* 9 (2016).
- DEMOND, D., & HAAS, S. (2021). Vibrationshammerverfahren zur Bestimmung der Bezugsgröße für den Verdichtungsgrad von Schichten ohne Bindemittel. Schlussbericht zum Forschungs- und Entwicklungsvorhaben FE 06.0115/2017/EGB des Bundesministeriums für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung.
- DEMOND, D., & MERKEL, T. (2014). Verdichtbarkeit und Tragfähigkeit ungebundener Baustoffgemische. FEhS Report 1/2014, S. 8 - 13.
- DEMOND, D., BARKA, E., BIALUCHA, R., BIRLE, E., REICHE, T., & CUDMANI, R. (2018). Nachhaltige Baustoffverwendung im Erdbau - Einsatz von Eisenhüttenschlacken bei Erdbauwerken mit technischen Sicherungsmaßnahmen. Schlussbericht zum Forschungsvorhaben FV 18746 N, gefördert durch die Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen. Duisburg, München.
- DETTENBORN, T., FORSMAN, J., & KORKIALA-TANTTU, L. (2014). Long-term behavior of crushed concrete in road structure. Proceedings of the 23rd European Young Geotechnical Engineers Conference. Barcelona (Spain).
- DETTENBORN, T., KORKIALA-TANTTU, L., & FORSMAN, J. (2017). Crushed concrete in road structures - two decades of experience. Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Construction Materials 170 (6), S. 273 - 280.
- DEUTLER, T., HORZ, H., & BEHR, H. (1988). Ringanalysen zur Bestimmung der Prüffehler von nicht zerstörungsfreien Messverfahren auf Baustellen, *Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik*, Heft 549. Bonn-Bad Godesberg: Bundesministerium für Verkehr, Abteilung Straßenbau.
- DHIR, R., PAINE, K., & HALLIDAY, J. (2008). Facilitating the wider use of coarse and fine RA from washing plants. WRAP Technical Report No AGG 105-003. Waste Research Action Programme.
- DIN (1998). DIN 18130-1 - Bestimmung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwertes - Teil 1: Laborversuche. Berlin: Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag.
- DIN (2003a). DIN EN 13286-3 - Ungebundene und hydraulisch gebundene Gemische - Teil 3: Laborprüfverfahren für die Trockendichte und den Wassergehalt - Vibrationsverdichtung mit vertikalem Druck - Fassung 2003. Berlin: Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag.
- DIN (2003b). DIN EN 13286-4 - Ungebundene und hydraulisch gebundene Gemische - Teil 2: Laborprüfverfahren für die Trockendichte und den Wassergehalt - Vibrationshammer - Fassung 2003. Berlin: Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag.
- DIN (2003c). DIN EN 13286-5 - Ungebundene und hydraulisch gebundene Gemische - Teil 5: Laborprüfverfahren für die Trockendichte und den Wassergehalt - Vibrationstisch - Fassung 2003. Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag.
- DIN (2005). DIN EN 933-5 - Prüfverfahren für geometrische Eigenschaften von Gesteinskörnungen - Teil 5: Bestimmung des Anteils an gebrochenen Körnern in groben Gesteinskörnungen (enthält Änderung A1:2004). Berlin: Deutsches Institut für Normung e.V./Beuth Verlag.

- DIN (2008). DIN EN 933-4 - Prüfverfahren für geometrische Eigenschaften von Gesteinskörnungen - Teil 4: Bestimmung der Kornform - Kornformkennzahl. Berlin: Deutsches Institut für Normung e.V./Beuth Verlag.
- DIN (2011). DIN 18124 - Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Bestimmung der Korndichte - Kapillarpyknometer, Weithalspyknometer, Gaspyknometer - Fassung 2011. Berlin: Deutsches Institut für Normung e.V./Beuth Verlag.
- DIN (2011). DIN EN 933-11 - Prüfverfahren für geometrische Eigenschaften von Gesteinskörnungen - Teil 11: Einteilung der Bestandteile in grober recycelter Gesteinskörnung - Fassung 2011. Berlin: Deutsches Institut für Normung e.V./Beuth Verlag.
- DIN (2011a). DIN 18125-2 - Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Bestimmung der Dichte des Bodens - Teil 2: Feldversuche - Fassung 2011. Berlin: Deutsches Institut für Normung e.V./Beuth Verlag.
- DIN (2011b). DIN 18196 - Erd- und Grundbau - Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke - Fassung 2011. Berlin: Deutsches Institut für Normung e.V./Beuth Verlag.
- DIN (2012). DIN EN 933-1 - Prüfverfahren für geometrische Eigenschaften von Gesteinskörnungen - Teil 1: Bestimmung der Korngrößenverteilung - Siebverfahren, Fassung 2012. Berlin: Deutsches Institut für Normung e.V./Beuth Verlag.
- DIN (2012a). DIN 18134 - Baugrund - Versuche und Versuchsgeräte - Plattendruckversuch - Fassung 2012. Berlin: Deutsches Institut für Normung e.V./Beuth Verlag.
- DIN (2012b). DIN 18127 - Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Proctorversuch - Fassung 2012. Berlin: Deutsches Institut für Normung e.V./Beuth Verlag.
- DIN (2013). DIN 1097-6 - Prüfverfahren für mechanische und physikalische Eigenschaften von Gesteinskörnungen - Teil 6: Bestimmung der Rohdichte und der Wasseraufnahme - Fassung 2013. Berlin: Deutsches Institut für Normung e.V./Beuth Verlag.
- DIN (2013). DIN EN 13286-2 - Ungebundene und hydraulisch gebundene Gemische - Teil 2: Laborprüfverfahren zur Bestimmung der Referenz-Trockendichte und des Wassergehaltes - Proctorversuch - Fassung 2013. Berlin: Deutsches Institut für Normung e.V./Beuth Verlag.
- DIN (2013). DIN EN 1744-1 - Prüfverfahren für chemische Eigenschaften von Gesteinskörnungen - Teil 1: Chemische Analyse - Fassung 2013. Berlin: Deutsches Institut für Normung e.V./Beuth Verlag.
- DIN (2016a). DIN EN ISO 17892-3 - Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Laborversuche an Bodenproben - Teil 4: Bestimmung der Korndichte - korrigierte Fassung 2015. Berlin: Deutsches Institut für Normung e.V./Beuth Verlag.
- DIN (2016b). DIN 18306 - VOB Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen - Teil C: Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV) - Entwässerungskanalarbeiten - Fassung 2016. Berlin: Deutsches Institut für Normung e.V./Beuth Verlag.
- DIN (2016c). DIN 18307 - VOB Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen - Teil C: Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV) - Druckrohrleitungsarbeiten außerhalb von Gebäuden - Fassung 2016. Berlin: Deutsches Institut für Normung e.V./Beuth Verlag.
- DIN (2016d). DIN 18322 - VOB Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen - Teil C: Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV) - Kabelleitungstiefbauarbeiten - Fassung 2016. Deutsches Institut für Normung e.V./Beuth Verlag.
- DIN (2017a). DIN EN ISO 17892-4 - Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Laborversuche an Bodenproben - Teil 4: Bestimmung der Korngrößenverteilung - Fassung 2017. Berlin: Deutsches Institut für Normung e.V./Beuth Verlag.
- DIN (2017b). DIN EN ISO 17892-5 - Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Laborversuche an Bodenproben - Teil 5: Ödometerversuch mit stufenweiser Belastung (ISO 17892-5:2017). Berlin: Deutsches Institut für Normung e.V./Beuth Verlag GmbH.

- DIN (2018). DIN EN ISO 17892-9 - Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Laborversuche an Bodenproben - Teil 9: Konsolidierte triaxiale Kompressionsversuche an wassergesättigten Böden (ISO 17892-5:2017). Berlin: Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag GmbH.
- DIN (2020). DIN EN 1097-2 - Prüfverfahren für mechanische und physikalische Eigenschaften von Gesteinskörnungen - Teil 2: Verfahren zur Bestimmung des Widerstandes gegen Zertrümmerung (Ausgabe 2020). Berlin: Deutsches Institut für Normung e.V./Beuth Verlag.
- DIN (2021). DIN EN ISO 17892-11 - Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Laborversuche an Bodenproben - Teil 11: Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit. Berlin: Deutsches Institut für Normung e.V./Beuth Verlag.
- DRISSEN, P., & MUDERSBACH, D. (2012). Entwicklung von Baustoffen aus Edelstahlschlacken für Flächensanierung und Deponiebau. FEhS-Report 19 (1) . Duisburg: FEhS-Institut für Baustoff-Forschung e.V.
- DRNEVICH, V., EVANS, A., & PROCHASKA, A. (2007). A study of effective soil compaction of granular soils. Joint Transportation Research Program C-36-3600, School of Engineering Purdue University, Indiana Department of Transportation and US Department of Transportation Federal Highway Administration.
- DÜSER, O. (1999). Verwertung von aus Bauschutt aufbereitetem Recyclingmaterial in mineralischen Dichtungssystemen. Hannover: Dissertation zur Erlangung des akademischen Grades Doktor-Ingenieur der Universität Hannover, Fachbereich Bauingenieur und Vermessungswesen.
- ELLIS, C. (1980). Soil compaction at low moisture content. Field trials in Sudan. 7th regional conference on soil mechanics and foundation engineering. Accra.
- FGSV (1959). ZTV E-StB 59 - Zusätzliche Technische Vorschriften und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau - Fassung 1959. Köln: Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen e.V.
- FGSV (1965). ZTV E-StB 65 - Zusätzliche Technische Vorschriften und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau - Fassung 1965. Köln: Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen e.V.
- FGSV (1976). ZTV E-StB 76 - Zusätzliche Technische Vorschriften und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau - Fassung 1976. Köln: Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen e.V.
- FGSV (1980). Merkblatt für die Herstellung von Tragschichten ohne Bindemittel - Fassung 1980. Köln: Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen e.V.
- FGSV (1988). TP BF-StB B 4.3 - Technische Prüfvorschriften für Boden und Fels im Straßenbau Teil B 4.3: Anwendung radiometrischer Verfahren zur Bestimmung der Dichte und des Wassergehaltes von Böden - Fassung 1988. Köln: Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV).
- FGSV (1988c). TP BF-StB B 3.2 - Technische Prüfvorschriften für Boden und Fels im Straßenbau Teil B 3.2: Bestimmung der Korndichte mit dem Tauchwägegefäß nach Dr.-Ing. Haas. Köln: Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Arbeitsgruppe Erd- und Grundbau.
- FGSV (1988d). TP BF-StB B 3.3 - Technische Prüfvorschriften für Boden und Fels im Straßenbau Teil B 3.3: Bestimmung der Korndichte mit dem Luftpyknometer. Köln: Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Arbeitsgruppe Erd- und Grundbau.
- FGSV (1994). TP BF-StB Teil E2 - Technische Prüfvorschrift für Boden und Fels im Straßenbau Teil E2: Flächendeckende dynamische Prüfung der Verdichtung - Fassung 1994. Köln: Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen.
- FGSV (1994c). ZTV StB-E 1994 - Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau - Fassung 1994 . Köln: Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Arbeitsgruppe Erd- und Grundbau.
- FGSV (2002). Technische Prüfvorschrift für Boden und Fels im Straßenbau Teil C20: Zerfallsbeständigkeit von Gestein - Siebtrommelversuch (TP BF-StB C20). Köln: Forschungsgesellschaft

- für Straßen- und Verkehrswesen, Arbeitsgruppe Erd- und Grundbau.
- FGSV (2003). TP BF-StB Teil E4 - Technische Prüfvorschriften für Boden und Fels im Straßenbau Teil E4 - Kalibrierung eines indirekten Prüfmerkmals mit einem direkten Prüfmerkmal - Fassung 2003. Köln: Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Arbeitsgruppe Erd- und Grundbau.
- FGSV (2008). TP Gestein Teil 3.1.4 - Stoffliche Kennzeichnung von Hausmüllverbrennungsasche (HMVA) - Fassung 2008. Köln: Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV).
- FGSV (2009). TL BuB E-StB 20 - Technische Lieferbedingungen für Böden und Baustoffe im Erdbau des Straßenbaus - Fassung 2020. Köln: Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV).
- FGSV (2009). ZTV E-StB 09 - Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau - Fassung 2009. Köln: Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen.
- FGSV (2012a). TP Gestein Teil 3.1.5 - Stoffliche Kennzeichnung von groben rezyklierten Gesteinskörnungen - Fassung 2012. Köln: Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV).
- FGSV (2012b). TP BF-StB Teil B 8.3 - Technische Prüfvorschriften für Boden und Fels im Straßenbau Teil B 8.3: Dynamischer Plattendruckversuch mit dem Leichtem Fallgewichtsgerät - Fassung 2012. Köln: Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV).
- FGSV (2014). Arbeitspapier Bestimmung der stofflichen Kennzeichnung von RC-Baustoffen nach Augenschein, Ausgabe 2014, FGSV 609. Köln: Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Arbeitsgruppe Gesteinskörnungen, Ungebundene Bauweisen.
- FGSV (2016). TL Gestein-StB 04 - Technische Lieferbedingungen für Gesteinskörnungen im Straßenbau, Ausgabe 2004/Fassung 2007, Änderung Anhänge A und B in 2016. Köln: Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Arbeitsgruppe Gesteinskörnungen, Ungebundene Bauweisen.
- FGSV (2017). ZTV E-StB 17 - Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau - Fassung 2017. Köln: Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen.
- FLOSS, R. (1971). Über den Zusammenhang zwischen der Verdichtung und dem Verformungsmodul von Böden. Straße und Autobahn, Heft 10 (1971), S. 433 - 439.
- FLOSS, R. (2011). ZTV E-StB Ausgabe 2009 - Kommentar und Leitlinien mit Kompendium Erd- und Felsbau (4. Auflage). Bonn: Kirschbaum Verlag GmbH, Fachverlag für Verkehr und Technik.
- FLOSS, R. (2019). Handbuch ZTV E-StB - Kommentar und Kompendium Erdbau, Felsbau, Landschaftsschutz für Verkehrswege. Bonn: Kirschbaum Verlag.
- FORTEZA, R., FAR, M., SEGUÍ, C., & CERDÁ, V. (2004). Characterization of bottom ash in municipal solid waste incinerators for its use in road base. Waste Management 24 (2004), 899-909.
- FSV (2010). Richtlinien und Vorschriften für das Straßenwesen 08.03.01: Technische Vertragsbedingungen für Vor-, Abbruch- und Erdarbeiten - Erdarbeiten (RVS 08.03.01). Österreichische Forschungsgesellschaft Straße - Schiene - Verkehr (FSV), Wien.
- FSV (2010). RVS 08.03.01 - Richtlinien und Vorschriften für das Straßenwesen 08.03.01: Technische Vertragsbedingungen für Vor-, Abbruch- und Erdarbeiten - Erdarbeiten. Wien: Österreichische Forschungsgesellschaft Straße - Schiene - Verkehr (FSV).
- GAMBLE, J. (1971). Durability-plasticity classification of shales and other argillaceous rocks. Ph.D. Thesis. Illinois, USA: University of Illinois.
- GARACH, L., LÓPEZ, M., AGRELA, F., ORDÓNAZ, J., ALEGRE, J., & MOYA, J. (2015). Improvement of bearing capacity in recycled aggregates suitable for use as unbound road sub-base. materials 8 (2015), 8804-8816.
- HARNAS, F., RAHARDJO, H., & WANG, J.-Y. (2013). Design of landfill cover using constructi-

- on and demolition waste: material characterization and numerical modelling. Proceedings on the 18th SEAGC Conference. Singapur.
- HARTMANN, K., & BRÄU, G. (2003). Aufstellung von Anforderungswerten an den dynamischen Verformungsmodul. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik. Bonn: Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen, Abteilung Straßenbau und Straßenverkehr.
- HENZINGER, C. (2017). Bodenverbesserung mit Recyclingmaterial aus Bauschutt. München. doi:10.13140/RG.2.2.23481.88165
- HENZINGER, C., & HEYER, D. (2015). Use of demolition waste in soil improvement. Proceedings of the XVI European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Edingburgh (Scotland).
- HENZINGER, C., & HEYER, D. (2017). Soil improvement using recycled aggregates from demolition waste. Proceedings of the Institution of Civil Engineers Ground Improvement 171 (2), S. 1-8. doi:10.1680/jgrim.17.00031
- HENZINGER, C., KOUKOULIDOU, A., HUBER, S., KUPKA, A., SCHÖNFELDER, I., WOLTER, S., . . . SCHOENHERR, J. (2016). Bedingungen für die Verwendung organogener und weicher Böden sowie von Sekundärbaustoffen als Massenbaustoffe im Erdbau. München/Zittau/Dresden.
- HERRADOR, R., PÉREZ, P., GARACH, L., & ORDÓÑEZ, J. (2012). Use of recycled construction and demolition waste aggregate for road course surfacing. Journal of Transportation Engineering 132 (2), S. 182 - 190 .
- HOFFMANN, C., & JACOBS, F. (2007). Recyclingbeton aus Beton- und Mischabbruchgranulat. Sachstandsbericht der Eidgenössischen Materialprüfungs- und Forschungsanstalt und der TFB (Technische Forschung und Beratung für Zement und Beton).
- HRYCIW, R., ZHENG, J., & SHETLER, K. (2016). Particle roundness and sphericity from images of assemblies by chart estimates and computer methods. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 142 (9).
- HUBER, J., BECKER, A., & LOTHSCHÜTZ, S. (2009). CBR-Versuche an Recycling-Baustoffen. Straße und Autobahn 60 (11), 735-739.
- HUBER, S. (2018). Mechanisches Verhalten von Sanden aus RC-Baustoffen in Zusammenhang mit ihrer Anwendung als Erdbaustoff. Beitrag zum „Forum für junge Geotechniker“ im Rahmen der 18. Baugrundtagung. Stuttgart: Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. .
- HUBER, S. (2021). Ein Beitrag zur bodenmechanischen und erdbautechnischen Charakterisierung von Recycling-Baustoffen. Dissertation, Technische Universität München.
- HUBER, S., & HEYER, D. (2018a). Verwendung von Recyclingbaustoffen aus aufbereiteten mineralischen Baurestmassen im Erdbau. In S. Thiel, E. Thomé-Kozmiensky, B. Friedrich, T. Pretz, P. Quicker, D. Senk, & H. Wotruba, Mineralische Nebenprodukte und Abfälle 5 - Aschen, Schlacken, Stäube und Baurestmassen (S. 372-391). Neuruppin: Thomé-Kozmiensky Verlag GmbH.
- HUBER, S., & HEYER, D. (2018b). Erdbautechnische Eigenschaften von Elektroofenschlacke. Schlacken-Symposium 2018 (S. 143-156). Meitingen: Max Aicher Unternehmensgruppe.
- HUBER, S., & HEYER, D. (2019a). Density measurement of recycled materials with the nuclear gauge and rubber balloon method in earthworks. Proceedings of the EVII European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Reykjavik: ICE Institution of Civil Engineering.
- HUBER, S., & HEYER, D. (2019b). Der anforderungsgerechte Einsatz von Recyclingbaustoffen im Erdbau des Straßenbaus. BauPortal 4/2019, S. 26 - 30.
- HUBER, S., HENZINGER, C., & HEYER, D. (2018). Herausforderungen bei der Verwendung von RC-Baustoffen aus aufbereiteten Baurestmassen im Erdbau. Konferenzband zur 14. Recy&DepoTech-Konferenz an der Montanuniversität Leoben. Leoben (Österreich): Pomberger, R.; ADAM, J.; Aldrian, A.; Curtis, A.; Friedrich, K. et al.
- HUBER, S., HENZINGER, C., & HEYER, D. (2019). Compaction control of secondary mate-

- rials used in earthworks. *Geotechnik*. doi:10.1002/gete.201900007
- IZQUIERDO, M., VAZQUEZ, E., QUEROL, X., BARRA, M., LÓPEZ, Á., & PLANA, F. (2001). Use of bottom ash from municipal solid waste incineration as a road material. 2001 International ash symposium, Center for applied energy research, University of Kentucky. Kentucky.
- JEFFERIES, M., & BEEN, K. (2006). *Soil liquefaction - A critical state approach*. London/New York: Taylor and Francis Group.
- JIMÉNEZ, J., AGRELA, F., AYUSO, J., & LÓPEZ, M. (2011). A comparative study of recycled aggregates from concrete and mixed debris as material for unbound road sub-base. *Materiales de Construcción* 61 (302).
- JITSANGIAM, P., BOONSERM, K., PHENRAT, T., CHUMMUNEERAT, S., CHINDAPRASIRT, P., & NIKRAZ, H. (2015). Recycled concrete aggregates in roadways: laboratory examination of self-cementing characteristics. *Journal of Materials in Civil Engineering* 27 (10).
- KÉZDI, Á. (1970). *Handbuch der Bodenmechanik, Band II: Bodenmechanik im Erd-, Grund- und Straßenbau*. Berlin/Budapest: Gemeinschaftsaufgabe „VEB Verlag für Bauwesen“, Berlin und „Akadémiai Kiadó“, Budapest.
- KOPF, F., ADAM, C., & PAULMICHL, I. (2005). Untersuchungen des statischen Lastplattenversuches mit der Randelementmethode. *Österreichische Ingenieur- und Architekten-Zeitschrift*, Jahrgang 150, Ausgabe 4/5, 102-111.
- KRASS, K., & KOLLAR, J. (2004). Eignung von ziegelreichen Recycling-Baustoffen für Tragschichten ohne Bindemittel. *Forschung Straßenbau und Verkehrstechnik* Heft 884. Bremen: Carl Schünemann Verlag.
- KREBS, H., & ARAND, W. (1976). Bestimmung der Rütteldichte von brechkornhaltigen Mineralstoffgemischen. *Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik*, Heft 196. Bonn: Bundesministerium für Verkehr, Abteilung Straßenbau.
- Kreislaufwirtschaft Bau. (2019). *Mineralische Bauabfälle Monitoring 2016, Bericht zum Aufkommen und Verbleib mineralischer Bauabfälle im Jahr 2016*. Berlin: Bundesverband Steine und Erden e.V.
- KRUMBEIN, W., & SLOSS, L. (1963). *Stratigraphy and Sedimentation (Second Edition)*. San Francisco and London: W.H. Freeman and Company.
- KrWG (2012). *Gesetz zur Förderung der Kreislaufwirtschaft und Sicherung der umweltverträglichen Bewirtschaftung von Abfällen (Kreislaufwirtschaftsgesetz - KrWG)*.
- KUDLA, W., R., F., & TRAUTMANN, C. (1991). Dynamischer Plattendruckversuch - Schnellprüfverfahren für die Qualitätssicherung von ungebundenen Schichten. *Straße und Autobahn* 42 (2), 66-71.
- KUMAR, V., AGNIHOTRI, A., & GUPTA, D. (2013). Use of construction concrete debris as vertical stone column. *Proceedings of Indian Geotechnical Conference*. Roorke (Indien).
- LAMBE, T., & WHITMAN, R. (1969). *Soil Mechanics*. New York: John Wiley & Sons Inc. .
- LANCIERI, F., MARRADI, A., & MANNUCCI, S. (2006). C&D waste for road construction: long time performance of roads constructed using recycled aggregate for unbound pavement layers. In V. Popos, A. Kungolos, C. Brebbia, & H. Itoh, *WIT Transactions on Ecology and The Environment* (S. 559 - 569).
- LEITE, F., DOS SANTOS MOTTA, R., VASCONCELOS, K., & BERNUCCI, L. (2011). Laboratory evaluation of recycled construction and demolition waste for pavements. *Construction and Building Materials* 25 (2011), 2972-2979.
- LELEU, S., & VALDES, J. (2007). Experimental study of the influence of mineral composition on sand crushing. *Géotechnique* 57 (3), S. 313-317.
- LI, Y., ZHOU, H., SU, L., HOU, H., & DANG, L. (2017). Investigation into the application of construction and demolition waste in urban roads. *Advances in Materials Science and Engineering*.
- MCKELVEY, D., SIVAKUMAR, V., BELL, A., & MCLAVERTY, G. (2002). Shear strength of recycled construction materials intended for use

- in vibro ground improvement. *Ground Improvement* 6 (2), S. 59 - 68.
- MERKEL, T. (2019). Daten zur Erzeugung und Nutzung von Eisenhüttenschlacken 2018. FEhS Report 1/2019 - Wissenschaftsprojekte des FEhS-Instituts, S. 25 - 26.
- MESTERS, K. (2018). Rahmenbedingungen für den Einsatz von Hausmüllverbrennungsrückständen im Bauwesen. Mineralische Nebenprodukte und Abfälle 5 - Aschen, Schlacken, Stäube und Baurestmassen (S. 175-197). Neuruppin: Thomé-Kozmiensky Verlag GmbH.
- MITCHEL, J., & SOGA, K. (2005). *Fundamentals of Soil Behavior* (3rd Edition). New Delhi: Wiley India.
- MIURA, K., MAEDA, K., FURUKAWA, M., & TOKI, S. (1997). Physical characteristics of sands with different primary properties. *Soils and Foundations* 37 (3), S. 53-64.
- MIURA, K., MAEDA, K., FURUKAWA, M., & TOKI, S. (1998). Mechanical characteristics of sands with different primary properties. *Soils and Foundations* 38 (4), S. 159 - 172.
- MOTZ, H., & MERKEL, T. (1995). Feinkörnige Schlacken als Dichtungsbaustoffe - Untersuchungen im Labor und in der Praxis. Bericht EUR 18525 DE technische forschung stahl, gefördert durch die Europäische Kommission. Duisburg.
- MUHUNTHAN, B., TAHA, R., & SAID, J. (2012). Geotechnical engineering properties of incinerator ash mixes. *Journal of the air & waste management association* 54 (8), 958-991 .
- NAGI, M., & WHITING, D. (1999). Evaluation of precision of a nuclear gauge for measurement of water and cement content of fresh concrete. *Cement, Concrete and Aggregates* 21 (1), 1-11.
- NAKATA, Y., KATO, Y., HYODO, M., HYDE, A., & MURATA, H. (2001). One-dimensional compression behavior of uniformly graded sand related to single particle crushing strength. *Soils and Foundations* 41 (3), S. 39-51.
- NATAATMADJA, A., & TAN, Y. (2001). Resilient response of recycled concrete road aggregates. *Journal of Transportation Engineering* 127 (5), S. 450 - 453.
- NEVES, J., FREIRE, A., ROQUE, A., MARTINS, I., ANTUNES, M., & FARIA, G. (2013). Utilization of recycled materials in unbound granular layers validated by experimental test sections. Ninth International Conference on the Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields. Trondheim (Norway).
- O'CONNEL, M., WAMBURA, J., & NEWILL, D. (1987). Soil compaction at low moisture contents in Kenya. 9th regional conference for africa on soil mechanics and foundation engineering. Lagor.
- O'MAHONY, M., & MILLIGAN, G. (1991). Use of recycled materials in subbase layers. *Transportation Research Record No. 130*, 73 - 80. Washington D.C. (USA): Transportation Research Board, National Research Council.
- PAPP, W., MAHER, M., BENNERT, T., & GUCUNSKI, N. (1998). Behavior of construction and demolition debris in base and subbase applications. *Recycled Materials in Geotechnical Applications*, Geotechnical Special Publication 79. Reston/Virginia (USA): American Society of Civil Engineers.
- PARK, T. (2003). Application of construction and building debris as base and subbase materials in rigid pavement. *Journal of Transportation Engineering*, September/October 2003, S. 558 - 563.
- PISTROL, J. (2016). Verdichtung mit Oszillationswalzen - Bewegungsverhalten, walzenintegrierte Verdichtungskontrolle und Verschleißbeurteilung. Dissertation, Technische Universität Wien.
- POON, C., & CHAN, D. (2006a). The use of recycled aggregate in concrete in Hong-Kong. *Resources Conservation and Recycling* 50 (3), 293-305.
- POON, C., & CHAN, D. (2006b). Feasible use of recycled concrete aggregates and crushed clay bricks as unbound road sub-base. *Construction and Building Materials* 20 (8), 578-585.
- POON, C., QIAO, X., & CHAN, D. (2006). The cause and influence of self-cementing properties of fine recycled concrete aggregates on the properties of unbound sub-base. *Waste Management* 26 (10), 1166-1172.

- PROCTOR, R. (1933). Fundamental principles of soil compaction. *Engineering News-Record* Volume III, No. 9, 245-248.
- RAHMAN, A., IMTEAZ, M., ARULRAJAH, A., & DISFANI, M. (2014). Suitability of recycled construction and demolition aggregates as alternative pipe backfilling materials. *Journal of Cleaner Production* 66 (2014), S. 75 - 84.
- RATHJE, E., RAUCH, A., TREJO, D., FOLLIARD, K., VIYANANT, C., ESFELLAR, M., . . . OGALLA, M. (2006). Evaluation of crushed concrete and recycled asphalt pavement as backfill for mechanically stabilized earth walls. CTR Technical Report Nr. 0-4177-3, Texas Department of Transportation. Austin/Texas (USA).
- REGIMAND, A., & GILBERT, A. (1999). Apparatus and method for field calibration of nuclear surface density gauges. *Field instrumentation for soil and rock*, ASTM STP 1358, 135-147. West Conshohocken (USA): American Society for Testing and Materials.
- SAEED, A. (2008). Performance-related tests of recycled aggregates for use in unbound pavement layers. NCHRP Report. Washington D.C. (USA): Transportation Research Board.
- SALOUR, F., ERLINGSSON, S., & ZAPATA, C. (2014). Modelling resilient modulus seasonal variation of silty sand subgrade soils with matric suction control. *Canadian Geotechnical Journal* 51(12), S. 1413-1422.
- SCHREIBER, F. (1977). Zur Frage der Kornverfeinerung eines Gesteinshaufwerkes unter praxisnaher Beanspruchung. *Mitteilungen aus dem Institut für Baustoffkunde und Materialprüfung der Technischen Universität Hannover*, Band 37.
- SCHÜLEN, F. (2014). Untersuchungen zur zeitlich veränderlichen Wasseraufnahme von Recycling-Baustoffen, Abschlussarbeit am Lehrstuhl und Prüfamts für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau der TU München (Betreuung: HUBER Stefan), unveröffentlicht. München.
- SCHULTZE, E., & MUHS, H. (1967). *Bodenuntersuchungen bei Ingenieurbauten* (2. Auflage). Berlin/Heidelberg: Springer Verlag.
- SEALS, R., MOULTON, L., & RUTH, B. (1972). Bottom ash: An engineering material. *Journal of the soil mechanics and foundations division* 4 (1972), 311-325.
- SIEDEK, P. V., FLOSS, R., & BRÜGGEMANN, K. (1982). *Die Bodenprüfverfahren bei Straßenbauten* (7. Auflage). Düsseldorf: WERNER Verlag.
- SIEDEK, P., & VOSS, R. (1955). Über die Lagerungsdichte und den Verformungswiderstand von Korngemischen. *Straße und Autobahn*, Ausgabe 6, Heft 8, 273-277.
- SOWERS, G., & SOWERS, B. (1951). *Introductory Soil Mechanics and Foundations*. New York: Macmillan.
- STRIEGLER, W. (1998). *Dammbau in Theorie und Praxis* (2. Auflage). Berlin: VEB Verlag für Bauwesen.
- STRIEGLER, W., & WERNER, D. (1973). *Erdstoffverdichtung*. Berlin: VEB Verlag für Bauwesen.
- TERZAGHI, K., & JELINEK, R. (1954). *Theoretische Bodenmechanik*. Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer Verlag.
- VEGAS, I., IBANEZ, J., LISBONA, A., DE CORTAZAR, A., & FRIAS, M. (2011). Pre-normative research on the use of mixed recycled aggregates in unbound road sections. *Construction and Building Materials* 25 (2011), S. 2674 - 2682.
- VEGAS, I., IBANEZ, J., SAN JOSE, J., & URZELAI, A. (2008). Construction demolition wastes, Waelz slag and MSWI bottom ash: A comparative technical analyses as material for road construction. *Waste Management* 28 (2008), 565-574.
- VIYANANT, C., RATHJE, E., & RAUCH, A. (2004). Compaction control of crushed concrete and recycled asphalt pavement using nuclear gauge. *Geotechnical special publication: Geotechnical engineering for transportation projects: proceedings of Geo-Trans, Volume 1*. Reston/USA: American Society for Civil Engineering.
- VOSS, R. (1961). Lagerungsdichte und Tragwerte von Böden bei Straßenbauten. *Straße und Autobahn* 12 (4), S. 115-124.

YILDIRIM, I., & PREZZI, M. (2015). Geotechnical properties of fresh and aged basic oxygen furnace steel slag. *Journal of Materials in Civil Engineering*. doi:10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001310

ZEKKOS, D., KABALAN, M., SYAL, S., HAMBRIGHT, M., & SAHADEWA, A. (2013). Geotechnical characterization of a municipal solid waste incineration ash from a michigan monofil. *Waste Management* 33 (2013), 1442-1450.

Bilder

Bild 1: Verdichtungsgerät zur Bestimmung der Proctordichte mit Proctortopf (d = 15 cm)

Bild 2: Charakteristische Gestalt einer Proctorkurve (links) und Proctorkurven bei verschiedenen Verdichtungsenergien und Sättigungsgraden (rechts), aus KÉZDI (1970)

Bild 3: Verdichtungskurve für dränierende Baustoffgemische, adaptiert nach DRNEVICH, EVANS & PROCHASKA (2007)

Bild 4: Vibrationshammer nach DIN EN ISO 1386-4, aus BIALUCHA et al. (2016)

Bild 5: Nach DIN EN 13286-2 (Procterverfahren) und DIN EN 13286-4 (Vibrationshammerverfahren) bestimmte Verdichtungskurven für natürlichen Rheinkies und RC Beton (Korngrößen 0/32), aus BIALUCHA et al., 2016

Bild 6: Schematische Darstellung des Ballongerätes, aus DIN 18125-2 (DIN, 2020)

Bild 7: Dichtebestimmung mit dem Ballonverfahren nach DIN 18125-2 (DIN, 2020)

Bild 8: Radiometrische Sonden – Ausführung als Aufsetzsonden (links) und Einstichsonden (rechts), aus HUBER (2021)

Bild 9: Radiometrische Sonde zur Dichte- und Wassergehaltsbestimmung, Typ Troxler 3440

Bild 10: Gegenüberstellung radiometrisch und durch Ofentrocknung ermittelter

Wassergehalte von Sekundärbaustoffen, nach HUBER & HEYER (2019a)

Bild 11: Beispiel einer Kalibrierkurve für natürliche Mineralstoffgemische, aus BEHR (1988)

Bild 12: Gegenüberstellung radiometrisch und mittels Ballonverfahren bestimmter Feuchtdichten von Sekundärbaustoffen, nach HUBER & HEYER, 2019a)

Bild 13: Beziehung zwischen Porenanteil n und Verformungsmodul E_{V1} und E_{V2} für Sande und Kies-Sand-Gemischen nach FLOSS (1971), aus HUBER (2021)

Bild 14: Zusammenhang zwischen dem Verhältniswert E_{V2}/E_{V1} und dem Porenanteil n , nach BRANDL (1977), aus HUBER (2021)

Bild 15: Statischer Plattendruckversuch nach DIN 18134 (DIN, 2012a)

Bild 16: Statischer Verformungsmodul E_{V1} von Sekundärbaustoffen über den Verdichtungsgrad D_{Pr} , adaptiert nach HUBER, HENZINGER & HEYER (2019)

Bild 17: Statischer Verformungsmodul E_{V2} von Sekundärbaustoffen über den Verdichtungsgrad D_{Pr} , adaptiert nach HUBER, HENZINGER & HEYER (2019)

Bild 18: Verhältniswert E_{V2}/E_{V1} von Sekundärbaustoffen über den Verdichtungsgrad D_{Pr} , adaptiert nach HUBER, HENZINGER & HEYER (2019)

Bild 19: Durchführung eines dynamischen Plattendruckversuches nach TP BF-StB B 8.3 (FGSV, 2012b)

Bild 20: Dynamischer Verformungsmodul E_{Vd} von Sekundärbaustoffen über den Verdichtungsgrad D_{Pr} , nach HUBER, HENZINGER & HEYER (2019)

Bild 21: Gegenüberstellung der Aufzeichnungen der FDVK bei oszillierender (links) und vibrierender Verdichtung (rechts) bei RC M 0/45 mm

Bild 22: Gegenüberstellung der Aufzeichnungen der FDVK bei oszillierender (links) und vibrierender (rechts) Verdichtung bei Elektroofenschlacke 0/4 mm

Bild 23: Typische Schwankungsbereiche der

- stofflichen Zusammensetzung von rezyklierten Baustoffen aus aufbereiteten Bauschuttgemischen, nach HUBER & HEYER (2018)
- Bild 24: Zusammensetzung einer typischen MVA-Rohschlacke unmittelbar nach dem Austrag, aus BUNGE (2016)
- Bild 25: Typische Kornverteilungskurven von RC Bauschuttgemischen und industriellen Nebenprodukten
- Bild 26: Korngrößenverteilungen der Materialien aus Bild 27, aus HUBER et al. (2018) und HUBER & HEYER (2018b)
- Bild 27: Beispiele von Verdichtungskurven und CBR_0 -Werten von rezyklierten Baustoffen und Elektroofenschlacken, aus HUBER et al. (2018) und HUBER & HEYER (2018b)
- Bild 28: Abhängigkeit der maximalen und minimalen Porenzahl (e_{max} , e_{min}) von der mittleren Korngröße (links) und der Ungleichförmigkeitszahl C_U , aus MIURA et al. (1997)
- Bild 29: Sieblinien eines eng- und eines weitgestuften Sandes, adaptiert nach ALTUHAFI & COOP (2011)
- Bild 30: Vergleich der Kompressionskurven der Sieblinien D1 und D2 (s. Bild 29), aus ALTUHAFI & COOP (2011)
- Bild 31: Definition der Angularität eines Einzelkorns (links) und Tafeln zur einfachen Bestimmung der Kantigkeit A_{2D} , aus MIURA et al. (1997)
- Bild 32: Abhängigkeit der maximalen und minimalen Porenzahl (e_{max} , e_{min}) von der Längung (Aspect Ratio), Konvexität (Convexity) und Sphärizität (Sphericity) der Einzelkörner, aus ALTUHAFI, COOP & GEORGIANNOU (2016)
- Bild 33: Kompressionskurven eines links: reinen karbonatischen Sandes sowie mit unterschiedlichen Anteilen an Quarzsand (10 M.-% - $F_q = 0,1$; 30 M.-% - $F_q = 0,3$) sowie rechts: reinen Quarzsandes mit unterschiedlichen Anteilen an karbonatischem Sand (10 M.-% - $F_q = 0,9$; 30 M.-% - $F_q = 0,7$), aus LELEU & VALDES (2007)
- Bild 34: Kompressionskurven von RC B 0/2 mm und EOS 0/2 mm, aus HUBER (2018) und HUBER & HEYER (2018b)
- Bild 35: Bleibende Dehnungen eines rezyklierten Baustoffes (Mixture C&D) und zweier natürlicher Baustoffe (Mixture A und B) infolge zyklischer Belastung im Triaxialversuch, aus CERNI, COLAGRANDE & BOCCI (2012)
- Bild 36: Dehnungsverhalten nichtbindiger Materialien unter zyklischer Belastung (a) und Definition des Resilient Modulus M_R (b), aus SALOUR, ERLINGSSON & ZAPATA (2014)
- Bild 37: Abhängigkeit des Reibungswinkels unterschiedlicher nichtbindiger Baustoffe von der Porenzahl nach LAMBE & WHITMAN (1969), aus HUBER (2021)
- Bild 38: Abhängigkeit des Schüttkegelwinkels ϕ_{rep} von der Kantigkeit A_{2D} , aus MIURA et al. (1997)
- Bild 39: Abhängigkeit des kritischen Reibungswinkels von den Kornformparametern Aspect Ratio AR, Convexity C_x und Sphericity S, aus ALTUHAFI, COOP & GEORGIANNOU (2016)
- Bild 40: Ergebnisse von Triaxialversuche – oben: Deviatorspannung q' über die axiale Dehnung ϵ_a ; unten: Spannungspfade im p' - q -Diagramm am Beispiel eines Betonbruchs 0/2 mm (links) und einer Elektroofenschlacke 0/2 mm (rechts), aus HUBER (2018) und HUBER & HEYER (2018b)
- Bild 41: Erforderliche Mindestmassen bei der Ermittlung der Korngröße nach DIN EN ISO 17892-4 bzw. DIN EN 933-1 (links) sowie maximal zulässige Siebrückstände gemäß DIN EN 933-1 (rechts)
- Bild 42: Bezugsvolumen bei der scheinbaren Rohdichte ρ_a (links) und der Rohdichte auf ofentrockener Basis ρ_{rd} nach DIN 1097-6 (DIN, 2013), aus SCHÜLEN (2014)
- Bild 43: Beispiel aus DIN 18127 (DIN, 2012b) zur Eintragung einer Ausgleichskurve in die Messpunkte eines Proctorversuches

- Bild 44: Gipskörper zur Volumenermittlung mit dem Gipsersatzverfahren nach DIN 18125-2 mit (links) und ohne (rechts) Verwendung von in Öl getränkten Zellstoffstreifen
- Bild 45: Definition des minimalen bzw. maximalen Feret-Durchmessers, aus HUBER (2021)
- Bild 46: Tafel nach KRUMBEIN & SLOSS (1963) zur Ermittlung der Sphärizität und Rundheit von Einzelkörnern, aus HUBER (2021)
- Bild 47: Ergebnisse der Beprobung der Planien der Probefelder mit dem leichten Fallgewichtsgesetz (dynamischer Plattendruckversucht), Ergebnisse in $[MN/m^2]$
- Bild 48: Ausbreiten der ersten Lage des Versuchsmaterials RC M 0/22 (links) und Verdichtung der ersten Lage des Versuchsmaterials natürliches Brechkorn 0/32 (rechts)
- Bild 49: Probefelder aus natürlichem Rundkorn 0/45, RC B 0/16, RC Mix 0/22 und natürlichem Brechkorn 0/32 (ausgehend von oben links im Uhrzeigersinn) nach Beprobung
- Bild 50: Schematische Darstellung der Probefelder
- Bild 51: Schematische Darstellung der Anordnung der je Teilfeld unmittelbar nach Herstellung der Probefelder durchgeführten Felduntersuchungen
- Bild 52: Korngrößenverteilungen der untersuchten Erdbaustoffe
- Bild 53: Ergebnisse zur Bestimmung des Seitenverhältnisses AR
- Bild 54: Ergebnisse zur Bestimmung der Sphärizität S
- Bild 55: Ergebnisse zur Bestimmung der Rundheit R
- Bild 56: Fotodokumentation der untersuchten Einzelkörner des nat. Rundkorns (links) und des natürlichen Brechkorns (rechts)
- Bild 57: Fotodokumentation der untersuchten Einzelkörner des RC Beton – links: Stofffraktion Beton; rechts: Stofffraktion Steine
- Bild 58: Fotodokumentation der untersuchten Einzelkörner des RC Mix – oben links: Stofffraktion Beton; oben rechts: Stofffraktion Steine; unten links: Stofffraktion Ziegel
- Bild 59: Ergebnisse der Siebtrommelversuche zur Zerfallsbeständigkeit der Versuchsmaterialien
- Bild 60: Ergebnisse der Proctorversuche an den Versuchsmaterialien
- Bild 61: Entwicklung des Verdichtungsgrades D_{Pr} über die Vertikalspannung σ'
- Bild 62: Entwicklung der Porenzahl e über die Vertikalspannung σ' – oben: Vertikalspannung σ' im linearen Maßstab; unten: Vertikalspannung σ' im logarithmischen Maßstab
- Bild 63: Entwicklung des Ödometermoduls E_{Oed} bei Erst- und Wiederbelastung über die Vertikalspannung σ' – links: RC M 0/22 und RC B 0/16; rechts: nat. Rundkorn 0/32 und nat. Brechkorn 0/32
- Bild 64: Entwicklung des Kompressions- und Rekompansionsbeiwertes über die Vertikalspannung σ' – links: RC M 0/22 und RC B 0/16; rechts: nat. Rundkorn 0/32 und nat. Brechkorn 0/32
- Bild 65: Spannungspfade und Bruchgeraden der Versuchsmaterialien
- Bild 66: Verläufe der Deviatorspannungen über die axiale Dehnung
- Bild 67: Verläufe der volumetrischen Dehnungen über die axiale Dehnung
- Bild 68: Mittels Ofentrocknung und radiometrisch bestimmte Wassergehalte $w_{Ofentrocknung}$ bzw. $w_{Troxler}$
- Bild 69: Mit dem Ballonverfahren und radiometrisch bestimmte Feuchtdichten $\rho_{f, Ballon}$ bzw. $\rho_{f, Troxler}$
- Bild 70: Mit dem Ballonverfahren und radiometrisch bestimmte Trockendichten ρ_{Ballon} bzw. $\rho_{Troxler}$
- Bild 71: Statische Verformungsmoduln E_{V1} unmittelbar nach Herstellung der Probefelder
- Bild 72: Statische Verformungsmoduln E_{V2}

- unmittelbar nach Herstellung der Probefelder
- Bild 73: Verhältnis E_{V2}/E_{V1} unmittelbar nach Herstellung der Probefelder
- Bild 74: Dynamische Verformungsmoduln E_{Vd} unmittelbar nach Herstellung der Probefelder
- Bild 75: Verformungsmoduln E_{V2} und E_{V1} sowie Verhältnswerte E_{V2}/E_{V1} unmittelbar nach Herstellung des Probefeldes aus RC M 0/22 sowie nach 1 und 2 Tagen Liegezeit
- Bild 76: Verformungsmoduln E_{Vd} unmittelbar nach Herstellung des Probefeldes aus RC M 0/22 sowie nach 1 und 2 Tagen Liegezeit
- Bild 77: Verformungsmoduln E_{V2} und E_{V1} sowie Verhältnswerte E_{V2}/E_{V1} unmittelbar nach Herstellung des Probefeldes aus RC B 0/16 sowie nach 1 und 2 Tagen Liegezeit
- Bild 78: Verformungsmoduln E_{Vd} unmittelbar nach Herstellung des Probefeldes aus RC B 0/16 sowie nach 1 und 2 Tagen Liegezeit
- Bild 79: Verformungsmoduln E_{V2} und E_{V1} sowie Verhältnswerte E_{V2}/E_{V1} unmittelbar nach Herstellung des Probefeldes aus natürlichem Rundkorn 0/45 sowie nach 1 Tag Liegezeit
- Bild 80: Verformungsmoduln E_{Vd} nach Herstellung des Probefeldes aus natürlichem Rundkorn 0/45 sowie nach 1 Tag Liegezeit
- Bild 81: Verformungsmoduln E_{V2} , E_{V1} und E_{Vd} sowie Verhältnis E_{V2}/E_{V1} unmittelbar nach Herstellung des Probefeldes aus natürlichem Brechkorn 0/32 sowie nach 1 Tag Liegezeit
- Bild 82: Verformungsmoduln E_{Vd} unmittelbar nach Herstellung des Probefeldes aus natürlichem Brechkorn 0/32 sowie nach 1 Tag Liegezeit
- Bild 83: Ausbreitung des Erdbaustoffes im Probefeld
- Bild 84: Verteilung des Erdbaustoffes im Probefeld
- Bild 85: Verdichtung des Erdbaustoffes im Probefeld
- Bild 86: Verdichtetes Probefeld aus EOS
- Bild 87: Bilderserie zur Oberflächenstruktur des verdichteten Materials
- Bild 88: Darstellung der gemittelten dynamischen Tragfähigkeitsmessungen je Teilfeld
- Bild 89: Grenzen der für die Laboruntersuchungen ausgewählten Bodengruppen und angestrebte Mustersieblinien der Versuchsmaterialien für die Laborversuche
- Bild 90: Korngrößenverteilungen der Versuchsmaterialien der Soll-Bodengruppe GW
- Bild 91: Korngrößenverteilungen der Versuchsmaterialien der Soll-Bodengruppe GU
- Bild 92: Korngrößenverteilungen der Versuchsmaterialien der Soll-Bodengruppe SU
- Bild 93: Schematische Darstellung des Dampfgerätes inkl. Prüfkörper
- Bild 94: Versuchsaufbau für den Hebungversuch
- Bild 95: Messverlauf Hebungsmessung Teilprobe A
- Bild 96: Messverlauf Hebungsmessung Teilprobe B
- Bild 97: Grafische Darstellung der gemittelten optimalen Wassergehalte mittels Proctor- und Vibrationshammerverfahren
- Bild 98: Grafische Darstellung der gemittelten maximalen Trockendichten mittels Proctor- und Vibrationshammerverfahren
- Bild 99: Am Zentrum Geotechnik der TUM ermittelte Proctorkurven der Versuchsmaterialien aus den vergleichenden Laboruntersuchungen
- Bild 100: Vergleich der am Zentrum Geotechnik der TUM und vom FEhS-Institut ermittelten Proctorkurven am Beispiel des Versuchsmaterials KSS 0/22
- Bild 101: Vergleich der Proctorkurven von RCM 0/8 nach 24 h und 10 min Homogenisierungszeit

- Bild 102: Platzierung der farblich eingefärbten Einzelkörner auf der mittleren Schicht bei der Verdichtung im Proctor
- Bild 103: Eingefärbte Einzelkörner des Materials KSS 0/32 vor (links) und nach (rechts) der Verdichtung im Proctortopf
- Bild 104: CBR-Apparatur nach TP BF-StB am FEhS-Institut
- Bild 105: Schematische Darstellung des dynamischen CBR-Versuches inkl. leichtem Fallgewicht aus TP Gestein-StB Teil 5.6
- Bild 106: Grafische Darstellung der statischen und dynamischen CBR-Prüfergebnisse
- Bild 107: Entwicklung der Porenzahlen e von KSS 0/5, KSS 0/22 und KSS 0/32 über die Vertikalspannung σ'
- Bild 108: Entwicklung der Ödometermoduln E_{Oed} von KSS 0/5, KSS 0/22 und KSS 0/32 über die Vertikalspannung σ'
- Bild 109: Entwicklung der Kompressions- bzw. Rekompansionsbeiwerte C_C bzw. C_{Cr} von KSS 0/5, KSS 0/22 und KSS 0/32 über die Vertikalspannung σ'
- Bild 110: Entwicklung der Porenzahlen e von RCM 0/4, RCM 0/16 und RCM 0/32 über die Vertikalspannung σ'
- Bild 111: Entwicklung der Ödometermoduln E_{Oed} von RCM 0/4, RCM 0/16 und RCM 0/32 über die Vertikalspannung σ'
- Bild 112: Entwicklung der Kompressions- bzw. Rekompansionsbeiwerte C_C bzw. C_{Cr} von RCM 0/4, RCM 0/16 und RCM 0/32 über die Vertikalspannung σ'
- Bild 113: Entwicklung der Porenzahlen e von HMVA 0/8, LDS 0/16 und LDS 0/32 über die Vertikalspannung σ'
- Bild 114: Entwicklung der Ödometermoduln E_{Oed} von HMVA 0/8, LDS 0/16 und LDS 0/32 über die Vertikalspannung σ'
- Bild 115: Entwicklung der Kompressions- bzw. Rekompansionsbeiwerte C_C bzw. C_{Cr} von HMVA 0/8, LDS 0/16 und LDS 0/32 über die Vertikalspannung σ'
- Bild 116: Vergleich der Entwicklung der Porenzahlen sowie der Ödometermoduln der Versuchsmaterialien einer Soll-Bodengruppe
- Bild 117: Entwicklung der axialen Dehnungen von KSS 0/22, RCM 0/16 und LDS 0/16 über die Vertikalspannung σ' bei zyklischer Beanspruchung
- Bild 118: Entwicklung der axialen Dehnungen infolge der zyklischen Lastwechsel am Beispiel von KSS 0/22
- Bild 119: Spannungspfade, Bruchgeraden und Scherparameter von KSS 0/5, KSS 0/22 und KSS 0/32
- Bild 120: Verläufe der Deviatorspannungen über die axiale Dehnung von KSS 0/5, KSS 0/22 und KSS 0/32
- Bild 121: Verläufe der volumetrischen Dehnungen über die axiale Dehnung von KSS 0/5, KSS 0/22 und KSS 0/32
- Bild 122: Spannungspfade, Bruchgeraden und Scherparameter von RCM 0/4, RCM 0/16 und RCM 0/32
- Bild 123: Verläufe der Deviatorspannungen über die axiale Dehnung von RCM 0/4, RCM 0/16 und RCM 0/32
- Bild 124: Verläufe der volumetrischen Dehnungen über die axiale Dehnung von RCM 0/4, RCM 0/16 und RCM 0/32
- Bild 125: Spannungspfade, Bruchgeraden und Scherparameter von HMVA 0/8, LDS 0/16 und LDS 0/32
- Bild 126: Verläufe der Deviatorspannungen über die axiale Dehnung von HMVA 0/8, LDS 0/16 und LDS 0/32
- Bild 127: Verläufe der volumetrischen Dehnungen über die axiale Dehnung von HMVA 0/8, LDS 0/16 und LDS 0/32
- Bild 128: Vergleich der Bruchgeraden sowie der Entwicklung der deviatorischen Spannungen der Versuchsmaterialien einer Soll-Bodengruppe
- Bild 129: Statische Verformungsmoduln E_{V1} bei Erstbelastung über den Verdichtungsgrad D_{Pr}
- Bild 130: Statische Verformungsmoduln E_{V2} bei Wiederbelastung über den Verdichtungsgrad D_{Pr}
- Bild 131: Verhältniszerte E_{V2}/E_{V1} über den Ver-

dichtungsgrad D_{Pr}

Bild 132: Dynamische Verformungsmoduln E_{Vd} über den Verdichtungsgrad D_{Pr} (EOS 0/80 außerhalb des dargestellten Bereiches)

Tabellen

- | | |
|--|--|
| <p>Tab. 1: Übersicht über die Versuchsmaterialien für die Untersuchungen im Labor</p> <p>Tab. 2: Anforderungen an das 10 %-Mindestquantil für den Verdichtungsgrad D_{Pr} bzw. an das 10 %-Höchstquantil für den Luftporenanteil n_a (Auszug), adaptiert nach ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017).</p> <p>Tab. 3: Mindestanforderungen an die Verdichtung gemäß RVS 08.03.01 (FSV, 2010)</p> <p>Tab. 4: Durchmesser $d_{Zylinder}$ und Höhe $h_{Zylinder}$ des Proctortopfes in Abhängigkeit des Größtkorndurchmessers d_{max}</p> <p>Tab. 5: Prüfverfahren zur Ermittlung der Verdichtungskennwerte aus dem Straßenoberbau und deren Anwendungsgrenzen in Abhängigkeit vom Korngrößenbereich, adaptiert nach BIALUCHA et al. (2016)</p> <p>Tab. 6: Vergleich der Kenndaten des einfachen Proctorversuches nach DIN EN 13286-2 (DIN, 2013) und DIN 18127 (DIN, 2012b) am Beispiel eines Proctortopfes mit einem Durchmesser von 150 mm</p> <p>Tab. 7: Volumenersatzverfahren nach DIN 18125-2 (DIN, 2020)</p> <p>Tab. 8: Richtwerte für die Zuordnung des Verdichtungsgrades D_{Pr} zum statischen und dynamischen Verformungsmodul nach ZTV E-StB 17 (FGSV, 2017)</p> <p>Tab. 9: Historische Entwicklung der Zuordnungen zwischen Verdichtungsgrad D_{Pr} und Verformungsmodul E_{V2} sowie Verhältnis E_{V2}/E_{V1}</p> <p>Tab. 10: Typische Spannen der Verformungsmoduln E_{V2} von grob-, gemischt- und feinkörnigen Böden, adaptiert nach STRIEGLER (1998)</p> | <p>Tab. 11: Von (HUBER, HENZINGER, & HEYER, 2019) untersuchte Materialien und ihre Bodengruppen nach DIN 18196 (DIN, 2011b)</p> <p>Tab. 12: Beispiele für typische CBR_0-Werte von mineralischen Sekundärbaustoffen</p> <p>Tab. 13: Einfluss der Kornform und der Abstufung der Kornverteilungskurve auf den Peakreibungswinkel, nach SOWERS & SOWERS (1951)</p> <p>Tab. 14: Scherparameter von Sekundärbaustoffen aus der Literatur</p> <p>Tab. 15: Laborprüfverfahren und wesentliche bei der Prüfung von mineralischen Sekundärbaustoffen im Labor auftretende Schwierigkeiten und Ursachen</p> <p>Tab. 16: Mindestmassen der Messprobe zur Bestimmung der stofflichen Zusammensetzung in Abhängigkeit vom Größtkorn d_{max} nach TP Gestein StB Teil 3.1.4, TP Gestein StB Teil 3.1.5 und DIN EN 933-11</p> <p>Tab. 17: Prüfverfahren zum Nachweis des Verdichtungsgrades und wesentliche bei der Prüfung von mineralischen Sekundärbaustoffen im Feld auftretende Schwierigkeiten und Ursachen</p> <p>Tab. 18: Vorgaben zum Durchmesser sowie zur Tiefe der Prüfgrube bei den Volumenersatzverfahren nach DIN 18125-2 (DIN, 2020)</p> <p>Tab. 19: Beurteilung der Zerfallsbeständigkeit nach GAMBLE (1971)</p> <p>Tab. 20: Ein- und Ausbauwassergehalte sowie Einbaudichten der Versuchsmaterialien in den Großödometerversuchen</p> <p>Tab. 21: Erstbelastungs-, Entlastungs- und Wiederbelastungsstufen der Großödometerversuche</p> <p>Tab. 22: Einbaubedingungen der Prüfkörper in den Triaxialversuchen</p> <p>Tab. 23: Bodenmechanische Kenngrößen der untersuchten Erdbaustoffe</p> <p>Tab. 24: Stoffliche Zusammensetzung von RC M 0/22 und RC B 0/16</p> <p>Tab. 25: Ergebnisse zur Bestimmung der</p> |
|--|--|

	Kornformkennzahl SI sowie des Anteils an gebrochenen Körnern der jeweiligen Versuchsmaterialien		schließlich ausgewählten Versuchsmaterialien
Tab. 26:	Abszissenschnittpunkte b und Neigungen α der Bruchgeraden aus Bild 65 und daraus abgeleitete Scherparameter φ'_{peak} und c'_{peak} der Versuchsmaterialien	Tab. 39:	Spannen der Kennzahlen der Korngrößenverteilungen und Korndichte der Versuchsmaterialien
Tab. 27:	Verformungsmoduln E_{50} der Versuchsmaterialien, abgeleitet aus Bild 66	Tab. 40:	Ergebnisse der Kornklassenabhängigen Kornformbestimmung
Tab. 28:	Mittelwerte der Verhältnisse $w_{Troxler}/w_{Ofentrocknung}$, deren Standardabweichungen s und Min- bzw. Max-Werte sowie Korrekturfaktor Δw nach BEHR (1988)	Tab. 41:	Ergebnisse der Wassergehaltsbestimmung an den Ausgangsmaterialien
Tab. 29:	Mittelwerte der Verhältnisse $\rho_{f,Troxler}/\rho_{f,Ballon}$, deren Standardabweichungen s und Min- bzw. Max-Werte sowie Korrekturfaktor $C_{x,f}$ nach BEHR (1988)	Tab. 42:	Schlagzertrümmerungswerte S_z der Versuchsmaterialien
Tab. 30:	Mittelwerte der Verhältnisse $\rho_{d,Troxler}/\rho_{d,Ballon}$, deren Standardabweichungen s und Min- bzw. Max-Werte sowie Korrekturfaktor $C_{x,d}$ nach BEHR (1988)	Tab. 43:	Kornzusammensetzung der beiden Versuchsproben gemäß DIN EN 1744-1, Abs. 19.3
Tab. 31:	Zusammenstellung der Verformungsmoduln der Versuchsmaterialien bei einem Verdichtungsgrad von $D_{Pr} = 100\%$	Tab. 44:	Ergebnisse der Raumbeständigkeitsprüfungen an Stahlwerksschlacken
Tab. 32:	Bodenmechanische Kenngrößen und Sieblinie der untersuchten Elektroofenschlacke	Tab. 45:	Ergebnisse der Raumbeständigkeitsprüfungen an Hausmüllverbrennungssasche (HMVA)
Tab. 33:	Ergebnisse der dynamische Tragfähigkeitsmessungen auf dem Planum des Probefeldes aus Elektroofenschlacke	Tab. 46:	Stoffliche Zusammensetzung des Versuchsmaterials Hausmüllverbrennungssasche (HMVA)
Tab. 34:	Ergebnisse der stat. Lastplattendruckversuche des untersuchten Erdbaumaterials aus EOS	Tab. 47:	Eluatkonzentrationsgrenzwerte gemäß TL Gestein-StB und Baustoff
Tab. 35:	Dynamische Tragfähigkeiten des Erdbaumaterials aus EOS direkt nach der Verdichtung	Tab. 48:	Eluatkonzentrationen der berücksichtigten Baustoffe
Tab. 36:	Dynamische Tragfähigkeiten des Erdbaumaterials aus EOS nach 24 Stunden Liegezeit	Tab. 49:	Ergebnisse der Verdichtungsversuche mittels Proctorverfahren
Tab. 37:	Ergebnisse der Bodendensitometermessungen	Tab. 50:	Ergebnisse der Verdichtungsversuche mittels Vibrationshammerverfahren
Tab. 38:	Übersicht über die für die Untersuchungen im Labor gemäß Vorhabensbeschreibung vorgesehenen und	Tab. 51:	Verfeinerungsgrade der Versuchsmaterialien nach SCHREIBER (1977) nach Verdichtung mit dem Proctor- und Vibrationshammerverfahren
		Tab. 52:	Aus den Proctorversuchen am Zentrum Geotechnik der TUM abgeleitete Proctorkenngrößen
		Tab. 53:	Schadensklassen nach NAKATA et al. (2001)
		Tab. 54:	Schadensklassen der eingefärbten Einzelkörner der Versuchsmaterialien nach Verdichtung im Proctortopf
		Tab. 55:	Tabellarische Zusammenfassung der Prüfergebnisse der statischen und dynamischen CBR-Versuche

-
- Tab. 56: Ergebnisse der an den Versuchsmaterialien durchgeführten Wasserdurchlässigkeitsversuche sowie zugehörige Ein- und Ausbauenngößen
- Tab. 57: Ein- und Ausbauwassergehalte sowie Einbaudichten der Versuchsmaterialien in den Großödometerversuchen
- Tab. 58: Erstbelastungs-, Entlastungs- und Wiederbelastungsstufen der Großödometerversuche
- Tab. 59: Ein- und Ausbauwassergehalte sowie Einbaudichten der Versuchsmaterialien in den zyklischen Großödometerversuchen
- Tab. 60: Gesamtdehnungen sowie plastischer und elastischer Dehnungsanteil nach der Erstbelastung und anschließender Entlastung
- Tab. 61: Einbaubedingungen der Prüfkörper in den Triaxialversuchen
- Tab. 62: Verformungsmoduln E_{50} der Körnungen aus Kalksteinschotter, abgeleitet aus Bild 120
- Tab. 63: Verformungsmoduln E_{50} der rezyklierten Baustoffe, abgeleitet aus Bild 123
- Tab. 64: Steifemoduln E_{50} der industriellen Nebenprodukte, abgeleitet aus Bild 126
- Tab. 65: Zusammenstellung der Verformungsmoduln der untersuchten Primär- und Sekundärbaustoffe bei einem Verdichtungsgrad von $D_{Pr} \geq 100 \%$

Schriftenreihe

Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen

Unterreihe „Straßenbau“

2022

S 171: Informationssystem Straßenzustand Teil 2: Entwicklung von Sensoren zur Erfassung des strukturellen Zustandes von Asphaltstraßen (SENSOR)

Bald, Böhm, Čičković, Tiemann, Hill, Peitsch, Gablovský, Muschalla, Czaja, Ulrich, Farbischewski, Huczek
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 172: Verbesserung der Erfassung des Verhaltens von Trag-schichten ohne Bindemittel (ToB) zur Berücksichtigung in den RStO, RDO und den RSO

Wellner, Leischner, Spanier € 16,50

S 173: Analyse der Auswirkungen von Witterungsextremen an bestehenden Straßenbefestigungen in Betonbauweise

Villaret, Beckenbauer, Riwe, Tschernack
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 174: Raumdichtebestimmung an hohlraumreichen Asphalten

Dudenhöfer, Rückert
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 175: Einfluss der Fugenöffnungsweite auf die akustischen Eigenschaften von Fahrbahndecken aus Beton

Altreuther, Beckenbauer, Ertsey, Otto, Schubert, Kropp, Hoever
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 176: Strömungsmodelle zur Simulation der Durchsickerung von Straßenbauwerken mit Implementierung hydrologischer Parameter

Michaelides, Koukoulidou, Birle, Heyer, Vogt
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 177: Bestimmung von Kenndaten zur sicheren Charakterisierung von Fugenvergusmassen

Breitenbücher, Buckenhüskes, Radenberg, Twer
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 178: Ringversuch zum statischen Spaltzugversuch nach AL Sp-Beton

Weise, Hüskes, Niedack-Nad
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 179: Die neue Autobahnverwaltung des Bundes – das Straßenrecht der Verkehrswende

Durner
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 180: Entwicklung eines aktuellen Verfahrens zur rechnerischen Dimensionierung gemäß den RDO Beton

Kathmann, Hermes, Kucera, Stöver, Neumann, Lehmkühl, Pfeifer € 14,50

2023

S 181: Möglichkeiten und Grenzen des Georadarverfahrens

Hülsbömer, Weißelborg, Gogolin, Mörchen
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 182: Optimierung der Anwendbarkeit der Probabilistik in der Dimensionierung und Substanzbewertung von Betonstraßen

Neumann, Liu, Blasl, Reinhardt
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 183: Potenzialuntersuchung zum Einsatz von Asphalteinlagen

Mollenhauer, Wetekam, Wistuba, Büchler, Al-Qudsi, Falchetto, Kollmus, Trifunović, Schmalz, Ziegler
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 184: Generelle Methodik zur Abschnittsbildung bei der Erhaltung kommunaler Straßen

Berthold, Großmann
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 185: Potenzialanalyse – Prozesssichere Herstellung lärm- armer Straßen in Betonbauweise OPB – Offenporiger Beton

Freudenstein, Bollin, Eger, Klein, Kränkel
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 186: Praxisgerechte Anforderungen an den Polierwiderstand feiner Gesteinskörnungen

Oeser, Schulze, Benninghoff, Renken
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 187: Überprüfung der Geotextilrobustheitsklassen hinsichtlich neuer Produktentwicklungen

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 188: Untersuchungen an einer CEM III-Versuchsstrecke auf der BAB A7 bei Wörnitz

Kuhnsch
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 189: Optimierung der Zusammensetzung Offenporiger Asphalte zur Verbesserung des Nutzungsverhaltens

Radenberg, Breddemann
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 190: Wirtschaftlichkeitsuntersuchung an Bauweisen mit Betondecke der Belastungsklasse Bk100

Ressel, Engel, Ferraro, Alber, Garrecht, Mielich, Wellner, Kamratowsky, Kraft
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 191: Vergleich der Gebrauchseigenschaften von Asphalten mit Polymermodifiziertem Bindemittel und Gummimodifizierten Bindemitteln mit unterschiedlichen Gummianteilen

Hase, Beyersdorf, Hase, Rademacher, Schindler
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 192: Analyse von Auswertungs- und Bewertungsverfahren für die Anwendung des Traffic-Speed-Deflectometers auf Asphaltbefestigungen

Čičković, Bald, Middendorf

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 193: Materialsteifigkeit des Straßenbetons im Verlauf des Ermüdungsprozesses

Bolz, Wellner, Lindner, Schulze

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 194: Aspekte der Dimensionierung und Konstruktion zur Sicherstellung der Verfügbarkeit bei temporärer Nutzung von Randbereichen von Bundesfernstraßen

Wellner, Sommer, Clauß, Spanier, Villaret, Tschernack, Villaret, Gebhardt

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 195: Verfahren zur Bildung und Beschreibung zustandshomogener Abschnitte und repräsentativer Kennzahlen für das Erhaltungsmanagement

Berthold, Großmann

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 196: Eignung konventioneller Prüfverfahren für Recycling-Baustoffe und industrielle Nebenprodukte im Erdbau

Huber, Birle, Heyer, Demond

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

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 03-48

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

www.schuenemann-verlag.de

Alle Berichte, die nur in digitaler Form erscheinen, können wir auf Wunsch als »Book on Demand« für Sie herstellen.