

Lehrstuhl und Prüfamnt  
für Grundbau,  
Bodenmechanik und  
FelsmechanikOrdinarius:  
Prof. Dr.-Ing. Norbert VogtPasing:  
Baumbachstraße 7  
81245 München  
089 / 289-27 131, 133  
Fax: 289-27 189Innenstadt:  
Arcisstraße 21  
80290 München  
089 / 289-22 440, 487  
Fax: 289-22 441grundbau@bv.tum.de  
www.gb.bv.tum.de

FuE-Vorhaben:

Verwertung von Rostschlacken aus der thermischen Abfallbe-  
handlung im Rahmen von Bauvorhaben: Geotechnische und  
umweltrelevante Eigenschaften des Schlackekörpers unter den  
in der Verwertungspraxis gängigen Einbaubedingungen

10978

Schlussbericht

Auftraggeber: Bayerisches Landesamt für Umweltschutz  
Am Mittleren Moos 46 A  
86167 Augsburg

Ort und Datum: München, 31.07.2002

Verteiler: 3-fach an Auftraggeber

Textseiten: 48  
Anlagen: A1 bis A6 (S. 49 bis 64)  
Textfile: L:\ZG\IP\109\10978\Endbericht  
Zeichen: Sb/HyBearbeiter: Dipl.-Ing. Thomas Schwabbaur  
Projektleiter: Dr.-Ing. Dirk Heyer

<b>1</b>	<b>Einleitung</b>	<b>5</b>
1.1	Allgemeines und Begriffbestimmung	6
1.2	Baustoffliche Verwertungsmöglichkeiten	6
1.3	Eignungsnachweis und Anforderungen	9
<b>2</b>	<b>Beschreibung bodenmechanischer Versuche</b>	<b>12</b>
2.1	Korngrößenverteilung	12
2.2	Zustandsgrenzen (Konsistenzgrenzen)	14
2.3	Kornform und Beschaffenheit der Oberfläche	14
2.4	Wassergehalt	14
2.5	Korndichte	15
2.6	Porenanteile	17
2.7	Lagerungsdichte	17
2.8	Wasseraufnahmevermögen	19
2.9	Wasserdurchlässigkeit	20
2.10	Organische Bestandteile	21
2.11	Bestimmung des Kalkgehaltes	22
2.12	Proctorversuch	22
2.13	CBR-Versuch	25
2.14	Kompressionsversuch (Ödometer-Versuch) nach DIN 18135	27
2.15	Direkter Scherversuch	30
2.16	Dreiaxialversuch (Triaxialversuch)	32
2.17	Statischer Plattendruckversuch	33
2.18	Dynamischer Plattendruckversuch	35
2.19	Rammsondierungen	36
2.20	Dichtebestimmung im Feld	37
<b>3</b>	<b>Stand der Technik und Wissenschaft zum Einsatz von HMV-Schlacke</b>	<b>39</b>
3.1	Allgemeines	39
3.2	Korngrößenverteilung	43
3.3	Zustandsgrenzen	43
3.4	Kornform und Beschaffenheit der Oberfläche	43
3.5	Wassergehalt	44
3.6	Korndichte	45

3.7	Wasseraufnahmevermögen	45
3.8	Wasserdurchlässigkeitsbeiwert	46
3.9	Organische Bestandteile	47
3.10	Bestimmung des Kalkgehaltes	47
3.11	Proctorversuch	47
3.12	Widerstand gegen Frost-Tau-Wechsel	49
3.13	Kompressionsverhalten	50
3.14	Direkter Scherversuch	50
3.15	Dreiaxialversuch	51
3.16	Fazit	53
<b>4</b>	<b>BAUBEGLEITENDE VERSUCHE</b>	<b>55</b>
4.1	Allgemeines	55
4.1.1	Baumaßnahme A	55
4.1.2	Baumaßnahme B	56
4.1.3	Baumaßnahme C und D	58
4.1.4	Baumaßnahme E1	59
4.1.5	Baumaßnahme E2	61
4.1.6	Baumaßnahme TV (Testfeld)	63
4.2	Zusammenfassung	65
4.3	Tabellarische Zusammenstellung aller Feldversuche	68
<b>5</b>	<b>LABORVERSUCHE</b>	<b>69</b>
5.1	Allgemeines	69
5.2	Vorversuche	69
5.2.1	Korngrößenverteilung	69
5.2.2	Einfluss der Trocknungstemperatur auf die Wassergehaltsbestimmung	71
5.2.3	organische Bestandteile	72
5.2.4	Bestimmung des Kalkgehaltes	73
5.2.5	Wasseraufnahmevermögen	73
5.2.6	Korndichte	76
5.2.7	Porenanteil	77
5.2.8	CBR-Versuch	77
5.3	Einfluss des Wassergehaltes auf die Verdichtungseigenschaften von HMV-Schlacke	79
5.3.1	Allgemein	79

5.3.2	Probenaufbereitung	79
5.3.3	Versuchsdurchführung	81
5.3.4	Auswertung der Versuche	81
5.4	Untersuchungen zum Kompressionsverhalten von HMV-Schlacke	84
5.4.1	Durchführung des Kompressionsversuches	84
5.4.2	Auswertung und Ergebnisse des Kompressionsversuches	84
5.5	Untersuchungen zum Scherverhalten von HMV-Schlacke	89
5.5.1	Durchführung der Scherversuche	89
5.5.2	Auswertung der Scherversuche	91
<b>6</b>	<b>ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK</b>	<b>93</b>
<b>7</b>	<b>VERZEICHNISSE</b>	<b>95</b>
7.1	Literaturverzeichnis	95
7.2	Normenverzeichnis	97
7.3	Prüfvorschriften-, Merkblätter- und Richtlinienverzeichnis	99
<b>8</b>	<b>Abbildungsverzeichnis</b>	<b>100</b>
<b>9</b>	<b>Tabellenverzeichnis</b>	<b>100</b>
<b>10</b>	<b>Anhang</b>	<b>103</b>

## 1 Einleitung

Im Rahmen des Forschungsvorhabens „Verwertung von Rostschlacken aus der thermischen Abfallbehandlung im Rahmen von Bauvorhaben: Geotechnische und umweltrelevante Eigenschaften des Schlackekörpers unter den in der Verwertungspraxis gängigen Einbaubedingungen“ wurde der Lehrstuhl und das Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der Technischen Universität München beauftragt, das Bayerische Landesamt für Umweltschutz und den Projektpartner, die Firma Max Aicher GmbH & Co., hinsichtlich geotechnischer und bodenmechanischer Fragen zu unterstützen. Die Zusammenarbeit umfasst einerseits die Beratung und Mitwirkung bei der Konzeption und der Beprobung der vom Landesamt für Umweltschutz geplanten Testfelder und die von der Firma Aicher mit Hausmüllverbrennungsschlacke (HMV-Schlacke oder MV-Schlacke) belieferten Bauvorhaben, wo HMV-Schlacke als Tragschichtmaterial bzw. Auffüllmaterial eingesetzt wurde. Andererseits betraf es die Durchführung und Auswertung von geotechnischen Laborversuchsreihen und –untersuchungen am Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der Technischen Universität München an HMV-Schlacke.

Ein weiterer Bestandteil dieses Forschungsvorhabens ist die Literaturrecherche über bereits durchgeführte Untersuchungen von HMV-Schlacke und der Vergleich mit eigenen Versuchsergebnissen. Zudem werden die bodenmechanischen Versuche zur Beschreibung der HMV-Schlacke erläutert und die Problematik hinsichtlich der Durchführung und der Interpretation der Versuchsergebnisse näher betrachtet.

Die im Labor ausgeführten Untersuchungen beinhalten Versuche zur Ermittlung der Korngrößenverteilung auch hinsichtlich der Kornzertrümmerung, der Verdichtungseigenschaften in Abhängigkeit vom Wassergehalt, der Lagerungsdichte und des Kompressionsverhaltens sowie der Scherfestigkeit. Weiterhin werden die Homogenisierungszeiten nach Wasserzugabe von HMV-Schlacke hinsichtlich ihrer Auswirkung auf die Ergebnisse der bodenmechanischen Versuche untersucht.

Die begleitenden Untersuchungen der Bauvorhaben beinhalten Dichtemessungen, Aussagen über die statischen und dynamischen Verformungsmoduln und Rammsondierungen, des weiteren Laborversuche wie z. B. Proctorversuch, Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit und der Korngrößenverteilung an bereits eingebauten HMV-Schlacken.

Abschließend sollen Aussagen über die Eignung bodenmechanischer Versuche zur Beschreibung von HMV-Schlacke getroffen werden und deren Ergebnisse im Vergleich mit natürlichen mineralischen Baustoffen dargestellt werden.

Die im Labor untersuchte HMMV-Schlacke, als auch die bei den Bauvorhaben eingebaute HMV-Schlacke, stammte aus dem Müllheizkraftwerk Burgkirchen.

## 1.1 Allgemeines und Begriffbestimmung

Müllverbrennungsrückstände fallen bei der Verbrennung von Hausmüll und hausmüllähnlichen Gewerbeabfällen in Müllverbrennungsanlagen an. Das Gemenge, welches im Verbrennungsraum (Ausstrag über Naßentschlacker) anfällt, wird als MV-Rohasche bezeichnet. Diese wird für die Verwendung im Erd- und Straßenbau zu MV-Asche, in den meisten Regelwerken als HMV-Schlacke bezeichnet, aufbereitet (TL-MIN StB 2000). Reimann (1994) unterscheidet hierbei grundsätzlich zwischen Rohaschen aus der Feuerung, die er als Schlacken (HMV-Schlacken bzw. HMV-Schlacken) bezeichnet und Aschen (MV-Aschen bzw. HMV-Aschen), die als staubförmige Rückstände aus der Rauchgasreinigung anfallen.

## 1.2 Baustoffliche Verwertungsmöglichkeiten

Ab dem Jahr 2005 dürfen laut TA Siedlungsabfall (1993) auf Deponien der Klasse II nur noch Abfälle abgelagert werden, die einen Glühverlust von weniger als 5 % aufweisen. Dies macht die thermische Verwertung von Abfall notwendig, was zu einer verstärkten Verbrennung von Hausmüll und der Verwertung oder Deponierung der Rückstände führt (Ott, 2001). In den Verwaltungsvorschriften TA Abfall und TA Siedlungsabfall sind folgende mechanische und geohydraulische Forderungen und Festlegungen zusammengefasst:

Regelwerk	Forderungen
TA Abfall (1991)	Anhang B: Probenahme und Analyseverfahren für die erf. Parameter Anhang D: Zuordnungskriterien D1 Festigkeit: Flügelscherfestigkeit $\geq 25 \text{ kN/m}^2$ Axiale Verformung $\leq 20 \%$ Einaxiale Druckfestigkeit $\geq 50 \text{ kN/m}^2$ D2 Glühverlust $\leq 10 \%$ Anhang H: Eignungsprüfung für verfestigte Abfälle: Festigkeit nach DIN 18136 und Durchlässigkeit nach DIN 18130
TA Siedlungsabfall (1993)	Anhang A: Probenahme und Analyseverfahren für die erf. Parameter Anhang B: Zuordnungskriterien D1 Festigkeit: Flügelscherfestigkeit $\geq 25 \text{ kN/m}^2$ Axiale Verformung $\leq 20 \%$ Einaxiale Druckfestigkeit $\geq 50 \text{ kN/m}^2$ D2 Glühverlust $\leq 3 \%$ für Deponieklasse I und $\leq 5 \%$ für Deponieklasse II

Tabelle 1: Zusammenstellung von mechanischen und geohydraulischen Forderungen und Festlegungen aus der TA Abfall (1991) und TA Siedlungsabfall (1993) nach Ott (2001)

Bisher werden Rückstände aus der Hausmüllverbrennung gemäß ihrer Einsatzbereiche wie Böden oder ungebundene Mineralstoffgemische aufgrund von Ergebnissen aus bodenmechanischen Standardversuchen klassifiziert. Verbrennungsrückstände unterscheiden sich aber hinsichtlich ihres Ver-

haltens von natürlichen Böden, so dass eine Beurteilung nach den herkömmlichen Methoden der Bodenmechanik nicht eindeutig auf Verbrennungsrückstände übertragbar ist (Grabe, 2000; Ott, 2001). Von den Hausmüllverbrennungsrückständen dürfen im Erd- und Straßenbau ausschließlich HMV-Schlacken verwendet werden. Da sich erfahrungsgemäß in den MV-Filterstäuben (aus der Abgasreinigung der Filteranlagen), in den Salzen und Schlämmen (aus der Schadgasabscheidung und bei der Abwasseraufbereitung), verglichen mit den Gesamtwerten, die höchsten Schadstoffmengen ansammeln, dürfen sie weder für sich allein noch mit der HMV-Schlacke vermischt verwendet werden (TL-Min StB 2000).

Die bisherigen Einsatzgebiete von HMV-Schlacken liegen vorwiegend im Straßen- und Wegebau sowie im Landschafts- und Erdbau. Es gibt Bestrebungen, sie als Bergbauversatzmaterial im Untertagebereich einzusetzen bzw. werden bereits eingesetzt (Johnke, 1994). HMV-Schlacken können zur Bodenverbesserung und Bodenverfestigung, als gebundenes (hydraulisch oder bituminös) bzw. ungebundenes Tragschichtmaterial, für Baustraßen, befestigte Nebenflächen (Parkplätze und Geh- und Radwege) bzw. land- und forstwirtschaftliche Wege, für Dammschüttungen und Lärmschutzwälle, als Auffüllmaterial im Industrie- und Gewerbebau und für Zwischenabdeckungen im Deponiebau verwendet werden. In Abb. 1 sind die Verwertungsmöglichkeiten der HMV-Schlacke in Deutschland grafisch dargestellt.

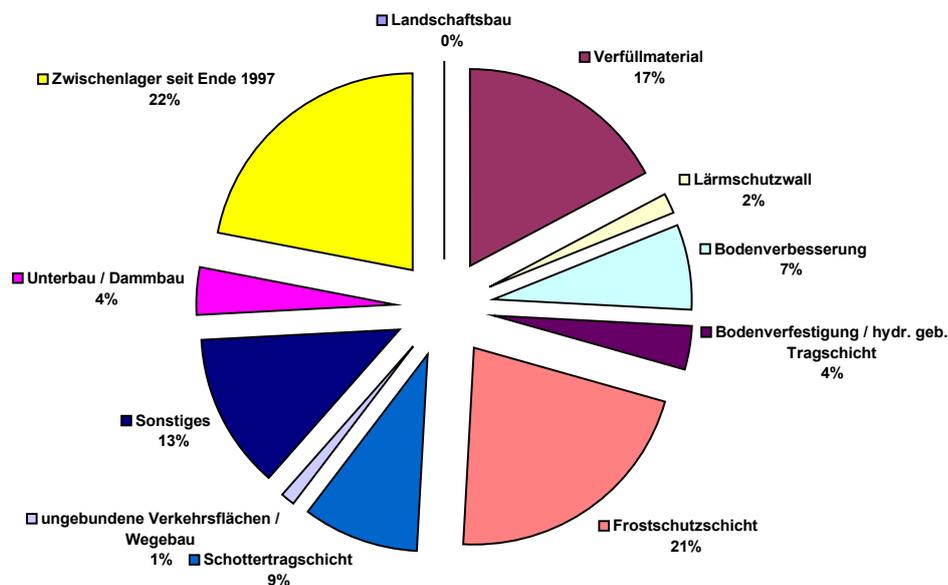


Abb. 1: Verwertung von HMV-Schlacke in der Bundesrepublik Deutschland im Jahre 1997 (Krass et al., 1999)

Gemäß dem Merkblatt der Landesarbeitsgemeinschaft Abfall für die Entsorgung von Abfällen aus Verbrennungsanlagen für Siedlungsabfälle (ersetzt das Merkblatt über die Verwertung von festen Verbrennungsrückständen aus Hausmüllverbrennungsanlagen) kommt für HMV-Schlacken nur ein eingeschränkter Einbau mit definierten technischen Sicherungsmaßnahmen in Betracht (Einbauklas-

se Z2 der Technischen Regeln „Anforderungen an die stoffliche Verwertung von mineralischen Reststoffen/Abfällen“ der LAGA).

Problematisch ist der Einsatz der HMV-Schlacke bezüglich wasserwirtschaftlicher Belange, da Auslaugungen von Schadstoffen, selbst nach längerer Zwischenlagerung, nicht gänzlich auszuschließen sind. Hierzu wird in der ZTVT-StB 95/98 ausdrücklich auf mögliche wasserwirtschaftliche Bedenken hingewiesen. Deshalb sollte eine Verwertung nicht in wasserwirtschaftlich bedeutenden und empfindlichen sowie hydrologisch sensiblen Gebieten erfolgen. Hydrologisch günstig sind z. B. Standorte, wo der Grundwasserleiter nach oben durch flächig verbreitete, ausreichend mächtige Deckschichten mit hohem Rückhaltevermögen gegenüber Schadstoffen überdeckt ist. Dieses Rückhaltevermögen ist in der Regel bei mindestens 2 m dicken Deckschichten aus Tonen oder Schluffen gegeben. Der Abstand zwischen der Schüttkörperbasis und dem höchsten zu erwartenden Grundwasserstand soll mindestens 1 m betragen.

Werden MV-Aschen als Frostschutzschichten bzw. für die Verfestigung mit hydraulischen Bindemitteln<sup>1</sup> nach ZTVT-StB 95/98 eingesetzt, so können sie für die Bauklassen IV bis VI verwendet werden. Ausgeschlossen ist die Verwendung von HMV-Schlacke als Leitungsgrabenverfüllmaterial, da es durch die metallischen und kohlenstoffhaltigen Bestandteile zu massiven Korrosionserscheinungen der metallischen Erdeinbauten kommen kann und ein möglicher Sulfatgehalt der HMV-Schlacke betonangreifend sein kann (vgl. DIN 50929 Teil 1 und 3, bzw. DIN 4030).

Die Herstellung von Tragschichten mit bituminösen Bindemitteln unter Verwendung oder Mitverwendung von HMV-Schlacken ist grundsätzlich möglich, doch wird dadurch erfahrungsgemäß der Bindemittelanspruch des Mischgutes erhöht. Weiterhin ist der Staubanfall an der Mischanlage bei der Mischgutherstellung wesentlich höher als bei der Verwendung von herkömmlichen Mineralstoffe (Kluge et al., 1979).

In der Literatur wurden zudem Bauschäden beschrieben, die aufgrund von volumenvergrößernden Reaktionen der HMV-Schlacke durch Feuchtigkeitszutritt entstanden (Kurth, 1985 und Tillmanns, 2000). Diese aufgetretenen Hebungen können aber durch eine angemessene Zwischenlagerungszeit der Schlacke und den beim Einbau bereits weitgehend abgelaufenen chemischen Reaktionen minimiert werden, so dass keine erkennbaren schädlichen Auswirkungen auf das Bauwerk auftreten. Diese Verbesserung der Raumbeständigkeit durch eine Zwischenlagerung (MV-Nachlager) ist bei der vorgeschriebenen Zwischenlagerungszeit von 3 Monaten überwiegend gegeben (vgl. TL-MIN StB 2000 bzw. TL HMVA-StB 95). Hierbei ist aber zu berücksichtigen, dass der Gehalt an mergeligen und tonigen Bestandteilen durch Verwitterungsvorgänge und damit verbundener Tonmineralneubildung ansteigen kann.

Untersuchungen des Umweltbundesamts (UBA) über einen Zeitraum von 6 Jahren an einer Versuchstrecke im ländlichen Wegebau mit einer ungebundenen Tragschicht (d = 18 cm) bestehend aus Müllverbrennungsschlacke und vier unterschiedlich aufgebauten Deckenkonstruktionen ergaben eine Eignung der HMV-Schlacke als Tragschichtmaterial im ländlichen Wegebau sowie die grundsätzliche

---

<sup>1</sup> Bindemittel (z. B. Kalk, Zement), das mit Wasser sowohl an der Luft als auch unter Wasser erhärtet und nach dem Erhärten wasserbeständig ist.

Verwendbarkeit in bituminösem Deckenmischgut. Auftretende Aufplatzungen des Asphalts sind auf Gehalte an verunreinigtem metallischen Aluminium zurückzuführen, das bei Zutritt von Wasser zu Aluminiumhydroxid reagiert und Drücke bis zu 100 bar entwickeln kann (UBA, 1979). Eine hydraulische Eigenverfestigung konnte bei diesen Untersuchungen nicht festgestellt werden.

### 1.3 Eignungsnachweis und Anforderungen

Nach ZTVE-StB 94/97 gilt grundsätzlich: sollen industrielle Nebenprodukte im Erd- und Straßenbau verwendet werden, so müssen sie den jeweiligen maßgeblichen Technischen Vorschriften und Lieferbedingungen entsprechen oder ihre Eignung muss, im Einzelfall durch ein Gutachten einer fachkundigen und einschlägigen Prüfstelle, nachgewiesen werden. Solch ein Gutachten muss mindestens enthalten (Floss, 1997):

- Eine genaue Beschreibung des Nebenproduktes
- Angaben über die Umweltverträglichkeit
- Angaben über die erforderliche Aufbereitung
- Angaben über die erforderliche Güteüberwachung (Eigen- und Fremdüberwachung)
- Angabe der angewandten Prüfverfahren und Begründung für deren Auswahl
- Die Mitteilung der Prüfergebnisse
- Eine Beurteilung hinsichtlich der Eignung für den vorgesehenen Anwendungszweck

Im allgemeinen erweisen sich die Stoffe als geeignet, wenn sie raumbeständig sind und sich dauerhaft standfest verdichten lassen. Bei sehr heterogen zusammengesetzten Stoffen, hierunter fällt auch die HMV-Schlacke, wo nur geringe Bauerfahrung vorliegt, ist es zweckmäßig, Probeschüttungen auszuführen, um das für die Bauausführung geeignete Arbeitsverfahren zu optimieren und Gütewerte für das Verdichten zu ermitteln (Floss, 1997).

Anwendungsbereiche für den Einsatz von HMV-Schlacke sind in Tabelle 1.1 der ZTVT-StB 95/98 angegeben. Dort ist angegeben, dass der Einsatz von HMV-Schlacke im Bereich von Frostschuttschichten und Verfestigungen der Bauklassen IV bis VI, gemäß den für natürliche Mineralstoffe geltenden Bestimmungen, uneingeschränkt möglich ist.

Für HMV-Schlacke, die z. B. im Straßenoberbau verwendet wird, muss eine Güteüberwachung nach den Grundsätzen der RG Min-StB durchgeführt werden (vgl. Tabelle 2):

Lfd. Nr.	Prüfgegenstand	Prüfverfahren	Eignungsnachweis	Güteüberwachung	
				Eigenüberwachung mind. 1 x wöchentlich je Lieferkörnung bzw. Gemisch	Fremdüberwachung
1	Aufbereitung		X		2 x jährl.
2	Durchführung der Eigenüberwachung		X		4 x jährl.
3	Stoffliche Zusammensetzung	TL MV-Asche Abschnitt 5.1 *	X	X	4 x jährl.
4	Widerstand gegen Frost-Tau-Wechsel	TL MV-Asche Abschnitt 5.2 *	X		2 x jährl.
5	Korngrößenverteilung	DIN 52098	X	X	4 x jährl.
6	Widerstand gegen Schlag	DIN 52115 Teil 3	X		2 x jährl.
7	Kornform	DIN 52114	X		2 x jährl.
8	Wassergehalt	DIN 18121 Teil 1	X	X	4 x jährl.
9	Proctordichte	DIN 18127	X		2 x jährl.
10	Wasserswirtschaftlich Merkmale	FGSV-Arbeitspapier Nr. 28/1	X		4 x jährl.

Tabelle 2: Prüfungen für die Güteüberwachung von Müllverbrennungsasche, (RG Min-StB 93)  
\* Technische Lieferbedingungen für Müllverbrennungsasche (ersetzt durch TL Min StB 2000)

Die HMV-Schlacke muss den Anforderungen der für den jeweiligen Anwendungsbereich maßgeblichen technischen Vorschriften genügen. Darüber hinaus gelten folgende Anforderungen, die in den Technischen Lieferbedingungen TL Min-StB 2000 bzw. TL HMVA-StB 95 (ersetzt durch TL Min-StB 2000) geregelt sind:

– Gewinnung, Aufbereitung und Lagerung

Die zu liefernde HMV-Schlacke ist so zu gewinnen und aufzubereiten, dass sie gleichmäßige Eigenschaften besitzt. Partien mit zu geringem, d. h. ungenügendem Ausbrand sind von der Aufbereitung auszuschließen. Nach der Aufbereitung muss die HMV-Schlacke mindestens 3 Monate feucht gelagert werden.

– Stoffliche Zusammensetzung

Für die stoffliche Zusammensetzung der HMV-Schlacke sind am gewaschenen Kornanteil > 4 mm folgende Bestandteile mengenmäßig zu bestimmen:

- Asche/Schlacke
- Glas/Keramik
- Metalle
- Sonstiges (mit näheren Angaben)
- Unverbranntes

Dabei sind im Kornanteil > 4 mm folgende Grenzwerte einzuhalten:

- Metalle  $\leq 5,0$  M.-%
- Unverbranntes  $\leq 0,5$  M.-%

– Raumbeständigkeit (nur in TL HMVA-StB 95 angegeben)

Die HMV-Schlacke muss ausreichend raumbeständig sein

– Widerstand gegen Frost-Tau-Wechsel

Es muss ausreichende Frostbeständigkeit gegeben sein. Dies ist dann der Fall, wenn die Absplittierungen  $\leq 3,0$  M.-% nach dem Frost-Tauwechsel-Versuch betragen. Eine Überschreitung bis 5,0 M.-% ist zulässig, wenn der Kornanteil < 0,71 mm max. 2,5 M.-% beträgt. Liegen die Absplittierungen über den genannten Grenzwerten, so darf der im Befrostungsversuch an der Gesamtkörnung > 0,063 mm entstandene Anteil < 0,063 mm 2 M.-% nicht übersteigen. Die Summe aus den ursprünglich enthaltenen Anteil < 0,063 mm darf dabei nicht mehr als 9 M.-% betragen.

– Widerstand gegen Schlag (nur in TL HMVA-StB 95 angegeben)

Der Splittschlagzertrümmerungswert  $SZ_{8/12}$  der Kornklasse 8/12,5 mm darf 40 M.-% nicht überschreiten.

– Korngrößenverteilung

Der Kornanteil < 0,063 mm eines Korngemisches darf bei Lieferung nicht mehr als 7,0 M.-% betragen.

– Kornform (nur in TL HMVA-StB 95 angegeben)

Der Anteil an ungünstig geformten Körnern ( $l : d > 3 : 1$ ) darf 50 M.-% nicht überschreiten.

– Proctordichte und Wassergehalt

Die Proctordichte ist zu bestimmen. Bei der Auslieferung darf der Wassergehalt der HMV-Schlacke 90 % des optimalen Wassergehaltes  $w_{opt}$  nicht überschreiten.

– Wasserwirtschaftliche Anforderungen (siehe Technischen Lieferbedingungen)

## 2 Beschreibung bodenmechanischer Versuche

### 2.1 Korngrößenverteilung

Die Bestimmung der Korngrößenverteilung wird durch Sieb- oder kombinierte Siebschlämmanalyse nach DIN 18123 (DIN 52098 bzw. TP Min-StB Teil 6.31/2/3) durchgeführt. Eine Kombination von Sieb- und Schlämmanalyse ist erforderlich, wenn der zu untersuchende Boden nennenswerte Kornanteile unter 0,063 mm enthält. Die Korngrößenverteilung (kurz KGV) gibt Aufschluss über den Massenanteil der einzelnen in einem Boden vorhandenen Korngrößengruppen. Sie dient als Grundlage für Beurteilungs- und Anwendungskriterien von Böden und lässt Rückschlüsse zu auf bestimmte bodenmechanische Eigenschaften, wie z. B. Scherfestigkeit, Verdichtungsfähigkeit, Wasserdurchlässigkeit und Frostempfindlichkeit. Für grob- und gemischtkörnige Böden dient sie als Klassifizierungsmerkmal (DIN 18196).

Die Siebung wird an einem bei etwa 105° Celsius getrockneten Boden mittels genormter Siebe vorgenommen. Teilchen mit weniger als 0,063 mm Korngröße müssen vor der Siebung nass abgetrennt werden. Bei grobkörnigen Materialien mit geringem Feinkornanteil kann auf eine Schlämmanalyse verzichtet werden. Die Benennung der einzelnen durch die verwendeten Siebe getrennten Körnungsgruppe erfolgt jeweils über die Öffnungsweite des Siebes, durch das sie zuletzt gefallen ist. Diese Weite wird als Korngröße oder Korndurchmesser bezeichnet. Aufgrund des nur geringen Anteils an Feinkorn, kann auf eine Sedimentation bei der Ermittlung der KGV der HMV-Schlacke zumeist verzichtet werden.

Aus den Massenanteilen lassen sich die charakteristischen Größen wie Ungleichförmigkeitszahl  $U$ , die ein Maß für die Körnungsliniensteilheit ist und die Krümmungszahl  $C_c$ , welche den Körnungslinienverlauf zwischen  $d_{10}$  und  $d_{60}$  charakterisiert, ableiten. Diese lassen sich aus den Korndurchmessern  $d_{10}$ ,  $d_{30}$  und  $d_{60}$ , die sich bei 10 %, 30 % und 60 % Siebdurchgang ergeben, ermitteln.

$$U = \frac{d_{60}}{d_{10}}$$

$$C_c = \frac{d_{30}^2}{d_{10} \cdot d_{60}}$$

Man bezeichnet dabei Böden mit

$U < 5$  als gleichförmig

$U = 5$  als ungleichförmig

$U > 5$  als sehr ungleichförmig

Wenn  $U > 6$  und  $C_c$  zwischen 1 und 3 liegt, so spricht man von einem weitgestuften Boden. Das Gegenstück nennt man enggestuft, Ausfallkörnungen heißen intermittierend gestuft (treppenartiger Verlauf der Sieblinie).

Durch die Ermittlung der Korngrößenverteilung lässt sich die Bodenklassifizierung nach DIN 18196 ausführen (siehe Tabelle 3 und Tabelle 4).

Hauptgruppe	d [mm]		Gruppe	Kurzzeichen
	< 0,06	> 2,0		
grobkörnige Böden	≤ 5 %	> 40 % ≤ 40 %	Kies, Kies-Sand-Gemisch (eng-, intermittierend-, weitgestuft) Sand, Sand-Kies-Gemisch	GE GI GW SE SI SW
gemischtkörnige Böden	5 - 40 %	> 40 %	Korn < 0,06 mm Kies-Schluff-Gemisch (Kies...G, Schluff...U) Kies-Ton-Gemisch	GU GU* <sup>5)</sup> GT GT* <sup>5)</sup>
		≤ 40 %	Korn < 0,06 mm Sand-Schluff-Gemisch Sand-Ton-Gemisch (Sand...S, Ton...T)	SU SU* <sup>5)</sup> ST ST* <sup>5)</sup>
feinkörnige Böden	> 40 %		Schluff $I_p$ <sup>7)</sup> ≤ 4 % <sup>1)</sup> : leichtplastisch $w_L$ <sup>6)</sup> ≤ 35 % mittelplastisch $w_L$ <sup>6)</sup> > 35-50 % ausgeprägt plastisch $w_L$ <sup>6)</sup> > 50 %	UL UM UA
			Ton $I_p$ <sup>7)</sup> ≥ 7 % <sup>2)</sup> : leichtplastisch $w_L$ <sup>6)</sup> ≤ 35 % mittelplastisch $w_L$ <sup>6)</sup> > 35-50 % ausgeprägt plastisch $w_L$ <sup>6)</sup> > 50 %	TL TM TA
organogene Böden, Böden mit organischen Beimengungen	> 40 %		Schluff $I_p$ <sup>7)</sup> ≥ 7 % <sup>3)</sup> : $w_L$ <sup>6)</sup> = 35 - 50 %	OU
			Ton $I_p$ <sup>7)</sup> ≥ 7 % <sup>3)</sup> : $w_L$ <sup>6)</sup> > 50 %	OT
	≤ 40 %		grob-, gemischtkörnige Böden mit humosen, kalkigen, kieseligen Beimengungen	OH OK
organische Böden			Torf, nicht bis mäßig zersetzt $Z = 1 - 5$ <sup>4)</sup> Torf, zersetzt $Z = 6 - 10$ Mudde, Faulschlamm	HN HZ F
Auffüllung			Boden Fremdstoffe	(...) A

<sup>1)</sup> oder unter der A-Linie    <sup>2)</sup> und über der A-Linie    <sup>3)</sup> und unter der A-Linie    (Def. A-Linie siehe Tabelle 4)  
<sup>4)</sup> Zersetzungsgrad    <sup>5)</sup> GU\* entspricht GÜ in der Norm (ebenso GT, SU, ST)  
<sup>6)</sup> Wassergehalt an der Fließgrenze (Übergang vom flüssigen zum bildsamen Zustand)  
<sup>7)</sup> Plastizitätszahl ( $I_p = w_L - w_P$ )     $w_P$ ... Wassergehalt an der Ausrollgrenze (Übergang vom bildsamen zum halbfesten Zustand)

Tabelle 3: Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke (DIN 18196)

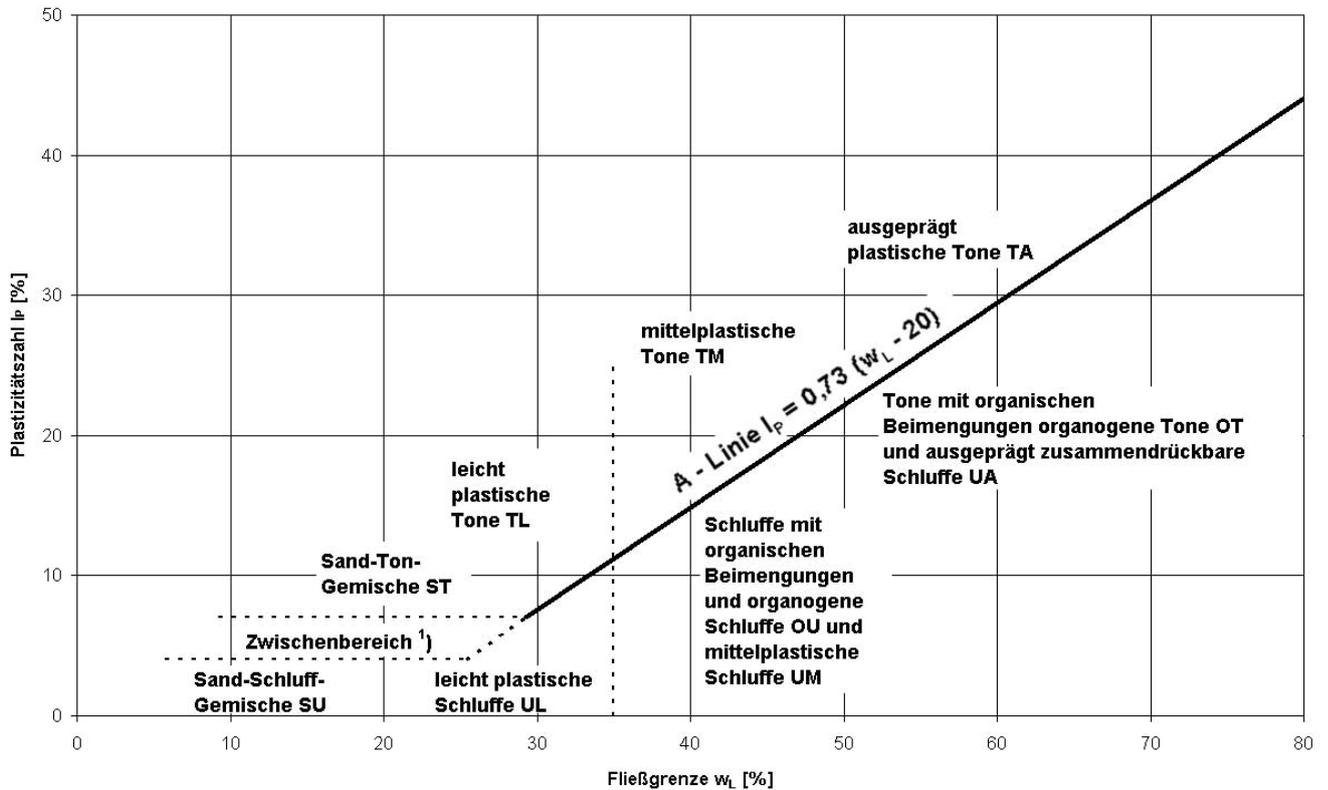


Tabelle 4: Plastizitätsdiagramm mit Bodengruppen (DIN 18196)

## 2.2 Zustandsgrenzen (Konsistenzgrenzen)

Die Zustandsgrenzen werden nur an bindigen Böden nach DIN 18122 ermittelt und sind für HMV-Schlacken nicht relevant. Sie werden anhand der Fließ- und Ausrollgrenze sowie der Schrumpfgrenze bestimmt. Die Zustandsgrenzen sind ein Maß für die Bildsamkeit (Plastizität) und für die Empfindlichkeit eines Bodens gegenüber Änderungen des Wassergehalts. Die Einteilung erfolgt in flüssig, breiig, weich, steif, halbfest und fest.

## 2.3 Kornform und Beschaffenheit der Oberfläche

Die Kornform (DIN 52114) beeinflusst gemäß v. Soos (2001) Textur und Isotropie eines Bodens, die Kornrauigkeit seine Spannungs-Verformungs-Beziehung und seine Scherfestigkeit. Die Kornoberfläche beeinflusst proportional das an der Oberfläche adsorptiv gebundene Wasser.

## 2.4 Wassergehalt

Die Bestimmung des Wassergehaltes erfolgt bei Böden nach DIN 18121 Teil 1 durch Trocknung bis zur Gewichtskonstanz in einem Wärmeofen bei 105° Celsius. Der Wassergehalt  $w$  einer Bodenprobe ist definiert als der Quotient aus der Masse  $m_w$  des Porenwassers (Massenverlust beim Trocknen) und der Masse  $m_d$  des verbleibenden trockenen Bodens:

$$w = \frac{m_w}{m_d} * 100 \text{ [%]}$$

Von der Größe des Wassergehaltes werden bautechnisch bedeutsame Eigenschaften des Bodens wie etwa die Zusammendrückbarkeit und Festigkeit bindiger Böden sowie die Verdichtbarkeit von Böden beeinflusst. So verringert sich z. B. der Steifemodul  $E_s$  und die Scherfestigkeit mit größer werdendem Wassergehalt. Desweiteren dient das Versuchsergebnis auch als Hilfsgröße bei der Auswertung bzw. als Eingangsgröße anderer Labor- und Feldversuche, wie z. B. dem Proctorversuch. Das adsorptiv gebundene Wasser oder innertkristalline Wasser, das bei dieser Temperatur nicht verdunstet, wird zur Trockenmasse gerechnet. Tone, die solches Wasser enthalten, verlieren bei Temperaturen  $> 105^\circ$  Celsius weiter an Masse (Wasser); Quarzsande hingegen sind bei  $105^\circ$  Celsius auch physikalisch trocken (v. Soos, 2001). Zu beachten ist hierbei, dass bereits bei  $60^\circ$  Celsius das Kristallwasser der Tonminerale abgegeben wird bzw. bei  $40^\circ$  Celsius die Zersetzung von Gips beginnt. Diese Reaktionen führen zu Gewichtsveränderungen, ohne dass dies auf organische Bestandteile zurückgeführt werden kann. Bei Bodenproben mit organischen Bestandteilen treten bei einer Trocknungstemperatur von  $105^\circ$  Celsius Oxidationen und Reduktionen auf, die eine Verfälschung des Wassergehaltes verursachen können (DIN 18121 T 1).

Nachfolgend eine Auswahl von Wassergehalten von natürlichen Böden:

nicht bindiger Boden	(erdfeuchter Sand und Kies)	$w = 2 - 10 \text{ %}$
schwach bindiger Boden	(Schluff, Mergel)	$w = 10 - 20 \text{ %}$
stark bindiger Boden	(Ton)	$w = 20 - 80 \text{ %}$
org. Böden	(Oberboden, Torf)	$w = 50 - 800 \text{ %}$

In der Literatur lassen sich bisher keine gesicherten Erkenntnisse darüber finden, bei welcher Trocknungstemperatur Verfälschungen bei der Bestimmung des Wassergehaltes auftreten können.

## 2.5 Korndichte

Als Dichte der Feststoffe des Bodens dient die Korndichte bei der Auswertung vieler bodenmechanischer Versuche als Hilfsgröße. Sie wird benötigt bei der Ermittlung der Körnungslinien bindiger Böden und zur Bestimmung von Bodenkenngrößen wie Wassergehalt, Porenanteil und Schrumpfunggröße, insbesondere ist sie notwendig zur Errechnung der Sättigungslinie beim Proctorversuch. Die Korndichte wird üblicherweise mittels Kapillarpyknometer, Weithalspyknometer, Luftpyknometer oder durch Tauchwägung bestimmt.

Die Korndichte  $\rho_s$  wird bei Böden nach DIN 18124 bestimmt. Sie wird definiert als Masse der Körner  $m_k$  zu Volumen der Körner  $V_k$ .

$$\rho_s = \frac{m_k}{V_k} \text{ [g/cm}^3 \text{ oder t/m}^3\text{]}$$

Bei HMV-Schlacke erweist sich das Luftpyknometer vorteilhafter als z. B. das Kapillarpyknometer, da größere Probenmengen und größere Korndurchmesser verwendet werden können, wodurch die inhomogene Zusammensetzung der HMV-Schlacke besser berücksichtigt wird. Weiterhin benötigt man

bei der Korndichtebestimmung mittels Luftpyknometer weniger Zeit, was im Hinblick auf mögliche ablaufende chemische Reaktionen positiv zu werten ist. Vergleichsuntersuchungen von Ott (2001) zeigen eine sehr gute Übereinstimmung der Ergebnisse aus beiden Verfahren. In der DIN 18124 findet sich auch ein Hinweis auf die Untersuchung von porösen Einzelkörnern, wie z. B. Tuffe, Bims und Schlacken. So dürfen Einzelkörner nicht zertrümmert werden und zusammengebackenes Feinkorn nur auf eine bestimmte Größe zerkleinert werden.

Im Rahmen dieser Forschung wurde zur Ermittlung der Korndichte ein Luftpyknometer nach TP BF-StB Teil B 3.3 verwendet.

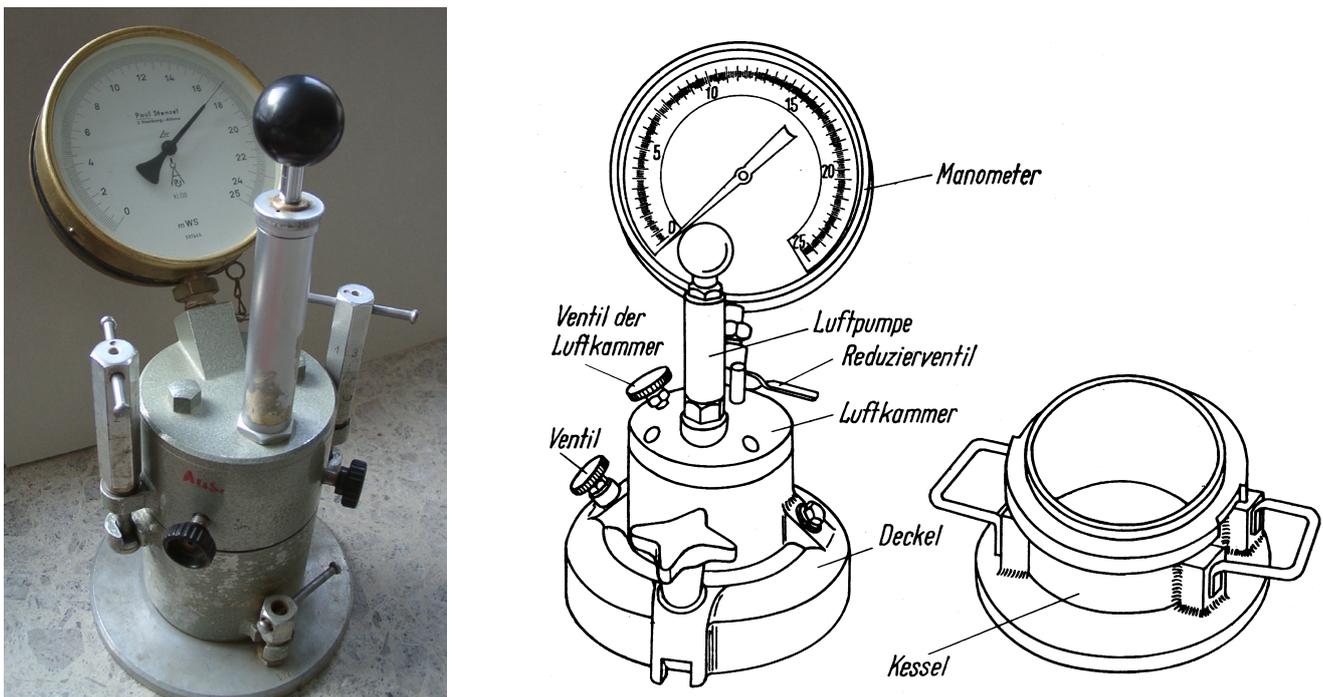


Abb. 2: Luftpyknometer nach Schultze/Muhs (1967)

Bei Böden, die mit Wasser reagierende Bestandteile enthalten, wie z. B. Anhydrit, werden anstelle von Wasser spezielle Messflüssigkeiten mit niedrigen Oberflächenspannungen verwendet. In Tabelle 5 sind Beispiele von Korndichten unterschiedlicher Mineralien aufgezeigt.

Mineralien	Korndichte $\rho_s$ [g/cm <sup>3</sup> ]	Mineralien	Korndichte $\rho_s$ [g/cm <sup>3</sup> ]	Böden	Korndichte $\rho_s$ [g/cm <sup>3</sup> ]
Gips	2,32	Montmorillonit	2,75-2,78	Bimsstein	1,40-1,60
Feldspat	2,55	Glimmer	2,8-2,9	Torf	1,50-1,80
Kaolinit	2,64	Dolomit	2,85-2,95	Sand	2,65
Quarz	2,65	Biotit	2,8-3,2	Kies	2,60-2,70
Na-Feldspat	2,62-2,76	Hornblende	3,1-3,4	Schluff	2,68-2,70
Kalzit	2,72	Baryt (Schwerspat)	4,48	Ton	2,70-2,80
Illite	2,60-2,86	Magnesit	5,17		

Tabelle 5: Korndichte wichtiger Mineralien und Böden (v. Soos, 2001; Möller, 1998)

## 2.6 Porenanteile

Der Hohlraum (Poren) des Bodens ist entweder mit Luft oder Wasser gefüllt (Dreiphasensystem). Die Porenanteile, sie werden über die Dichte und die Korndichte bestimmt, sind bei HMV-Schlacke in der Regel sehr hoch, (nach intensiver Verdichtung etwa 25 – 50 % Porenanteil) und somit sind die Wichten im Vergleich zu natürlichem Boden relativ gering (10 – 35 % leichter), so dass sich ihre Verwendung auch dort empfiehlt, wo es wegen des setzungsempfindlichen Untergrunds darauf ankommt, möglichst leichte Dämme aufzuschütten (Floss, 1997).

In Abb. 3 ist die Verteilung von Festmasse, Wasser und Luft in einem Dreiphasensystem dargestellt. In Tabelle 6 sind beispielhaft Porenanteil und Porenzahl der wichtigsten Bodenarten genannt. Die rechnerischen Beziehungen zwischen einzelnen Bodenkenngrößen sind in Anlage A 2 als Auszug aus dem Grundbautaschenbuch dargestellt.

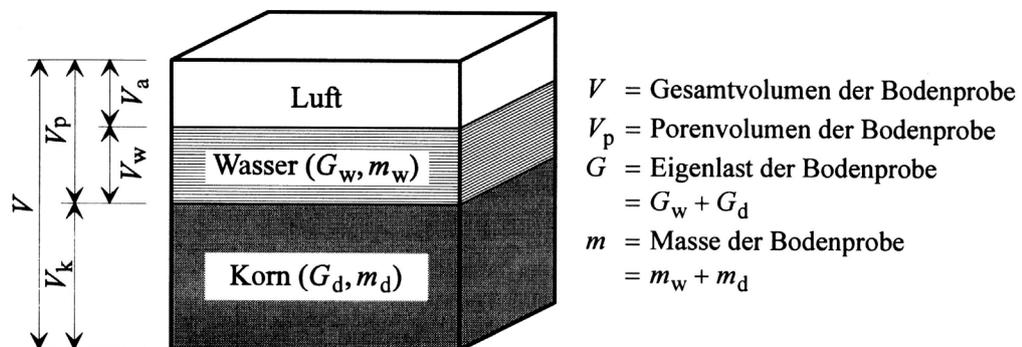


Abb. 3: Verteilung von Festmasse, Wasser und Luft im Dreiphasensystem

Es gelten die Beziehungen:

$$\text{Porenanteil: } n = \frac{V_p}{V} = \frac{e}{1+e} \quad \text{Porenzahl: } e = \frac{V_p}{V_k} = \frac{n}{1-n} \quad \text{Porenluftanteil: } n_a = \frac{V_a}{V}$$

Bodenart	Porenanteil n [%]	Porenzahl e [%]
Starkbindige Böden	30 – 75	0,4 – 3,0
Schwachbindige Böden	25 - 45	0,3 – 0,8
Nichtbindige Böden	30 - 45	0,4 – 0,8

Tabelle 6: Porenanteil und Porenzahl der Hauptbodenarten (Schultze/Muhs, 1967)

## 2.7 Lagerungsdichte

Die Lagerungsdichte wird nach DIN 18126 bestimmt. Hierbei wird die dichteste und die lockerste Lagerung ermittelt. Die dichteste Lagerung wird mittels Rütteltisch oder Schlaggabel bestimmt (Abb. 4 links und mitte), die lockerste Lagerung wird durch Einfüllverfahren mittels Trichter oder Handschaufel bestimmt (Abb. 4 rechts).

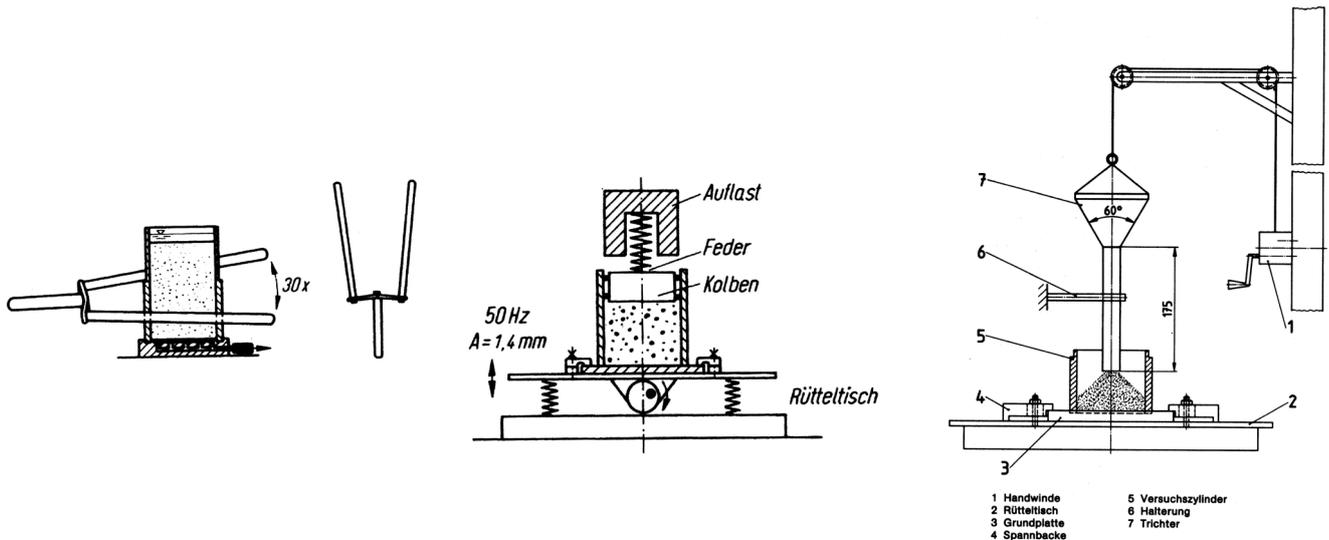


Abb. 4: Bestimmung der dichtesten Lagerung mittels Schlaggabelversuch (links) und Rütteltischversuch (mitte) und Bestimmung der lockersten Lagerung (rechts) nach DIN 18126

Das Schlaggabelverfahren eignet sich für schlufffreie Sande, dabei wird der Boden unter Wasser mit einer Schlaggabel lagenweise in ein Gefäß eingerüttelt, das Wasser anschließend abgesaugt. Beim Rütteltischverfahren, das bei einem Anteil an Schluffkorn bis zu 12 % und Korngrößen bis zu  $1/8$  vom Durchmesser eines beim Proctorversuch verwendeten Prüfzylinders Verwendung findet, wird das im Trockenofen bei  $105^\circ$  getrocknete Probenmaterial im Versuchszylinder durch vertikale Schwingbewegungen einer Tischplatte verdichtet.

Die Ermittlung der Lagerungsdichte dient zur Beurteilung der Verdichtungsfähigkeit und als Bezugsgröße der Dichten anstehender oder künstlich verdichteter Böden. So erhöhen sich z. B. die Wichte, der Reibungswinkel (Scherfestigkeit) und der Steifemodul mit zunehmender Lagerungsdichte. Die Lagerungsdichte wird bei nichtbindigen Böden eingesetzt, deren Korngrößenverteilung sich während der Versuchsdurchführung, z. B. durch Kornzertrümmerung, nicht wesentlich verändert.

Gemäß v. Soos (2001) enthält eine Schüttung in lockerster Lagerung aus gleich großen Kugeln einen Porenanteil von  $\max n = 0,476$  bzw. eine Porenzahl von  $\max e = 0,908$  (Abb. 5 links), in dichtester Lagerung reduzieren sich diese auf  $\min n = 0,259$  bzw.  $\min e = 0,350$  (Abb. 5 rechts). Bei einer Korngröße von  $\rho_s = 2,65\text{ g/cm}^3$  ergeben sich daraus extreme Trockendichten von  $\min \rho_d = 1,35$  und  $\max \rho_d = 1,96\text{ g/cm}^3$ . Bei gleichförmig abgestuften Materialien können noch wesentlich höhere Trockendichten festgestellt werden.

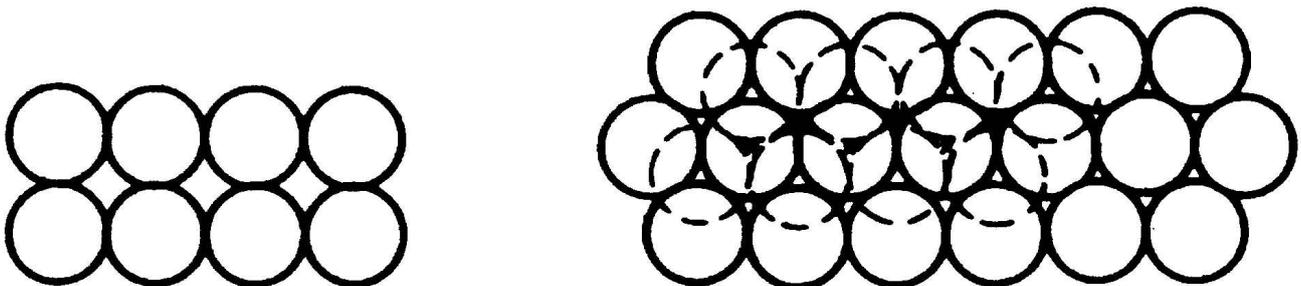


Abb. 5: Lockerste (links) und dichteste Lagerung (rechts)

Die Lagerungsdichte  $D$  gibt Auskunft über den Verdichtungszustand eines Bodens:

$$D = \frac{\max n - n}{\max n - \min n} = \frac{\rho_d - \min \rho_d}{\max \rho_d - \min \rho_d}$$

Die Lagerungsdichte wird wie folgt unterteilt:

Lagerungsdichte $D$	Benennung
0-0,15	sehr locker
0,15-0,30	locker
0,30-0,50	mitteldicht
0,50-0,80	dicht
> 0,80	sehr dicht

## 2.8 Wasseraufnahmevermögen

Die Wasseraufnahmefähigkeit ist im weiten Sinne das Vermögen eines trockenen Bodens, Wasser aufzusaugen, was nachteilige Folgen für Baumaßnahmen haben kann. Sie ist das Verhältnis der von der trockenen Bodenprobe aufgesaugten Wassermasse  $m_{wg}$  zur Trockenmasse  $m_d$

$$w_A = \frac{m_{wg}}{m_d} * 100 \text{ [M.-%]}$$

Das Wasseraufnahmevermögen  $w_A$  des Feinkornanteils  $< 0,4 \text{ mm}$  lässt Rückschlüsse über die Quellfähigkeit und damit auf die Art der Tonminerale zu, nicht aber auf die chemische Zusammensetzung des untersuchten Materials, obwohl laut Schultze/Muhs (1967) die Wasseraufnahmefähigkeit vielmehr von der chemischen Zusammensetzung als von der Korngröße abhängig ist. Unabhängig von der Bodenart besteht ein enger Zusammenhang zwischen dem Wasseraufnahmevermögen und unterschiedlichen Bodenkennwerten. Mit steigender Wasseraufnahmefähigkeit verringert sich die Proctordichte, der Steifemodul, die Durchlässigkeit und der Reibungsbeiwert. Es erhöht sich aber die Fließgrenze.

Der Versuch wird nach Enslin/Neff (DIN 18132) bei bindigen Böden ermittelt. Hierbei wird das Gerät bis zur Filterplatte mit Wasser gefüllt, die durch die Kapillarkraft den Wasserspiegel 50 mm über der Messkapillare hält. Auf die Filterplatte werden 1,0 g des getrockneten und pulverisierten Bodens kegelförmig aufgeschüttet und die von der Bodenprobe aufgesaugte Wassermenge wird an der Messkapillare bis zur endgültigen Beruhigung (meist  $< 15$  Minuten) beobachtet. Je höher das Wasseraufnahmevermögen und die Zeit bis zur Beruhigung sind, um so aktiver sind die Feinbestandteile des Bodens (v. Soos, 2001).

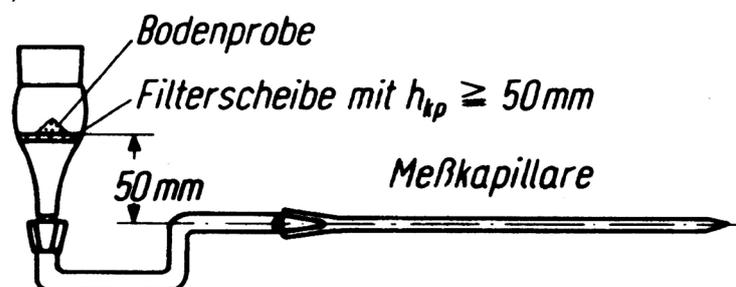


Abb. 6: Gerät zur Ermittlung des Wasseraufnahmevermögens nach Enslin/Neff (v. Soos, 2001)

Das Wasseraufnahmevermögen hängt ab von der spezifischen Oberfläche des Feinkorns und von der Aktivität der Tonminerale. Der Versuch liefert einen Wert, der zu bodenmechanischen Kenngrößen, wie beispielsweise zur Fließ- und Ausrollgrenze, zum Quell- und Schrumpfmaß, korreliert ist und daher zur Beurteilung von Böden sowie zur Beurteilung von mineralischen Baustoffen, z. B. von Bentoniten für Abdichtungszwecke, geeignet ist. Das Wasseraufnahmevermögen ist das Verhältnis der von der getrockneten Bodenprobe im Versuchsgerät aufgesaugten Wassermenge  $m_{wg}$  zur Trockenmasse  $m_d$  der Bodenprobe, wobei  $m_{wg}$  der Grenzwert der im Laufe der Zeit aufgesaugten Wassermasse ist. Bei stark quellfähigen Bodenarten ist als Grenzwert der Wert bei der Versuchsdauer von 24 Stunden zur Berechnung des Wasseraufnahmevermögens anzusetzen (DIN 18132).

Bereich	$w_A$ [%]	Plastizität (DIN 4022 T 1)	Bodengruppe (DIN 18196)	Beispiele
Sehr gering	< 40	keine bis sehr geringe	SE, SU, SU*, ST, ST*	Stein-, Quarzmehl
niedrig	40 – 60	leicht plastisch	UL, TL	Schluff mit Bentonit konditioniert
mittel	60 – 85	mittel plastisch	UM, TM	Tonmehl
hoch	85 – 130	ausgeprägt	TA	Ton für mineralische Dichtungen
Sehr hoch	> 130	plastisch	TA	Bentonite

Abb. 7: Bereiche und Bewertung des Wasseraufnahmevermögens nach (DIN 18132)

## 2.9 Wasserdurchlässigkeit

Die Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit nach DIN 18130 Teil 1 dient im Erd- und Grundbau unter anderem als Grundlage für die Berechnung von Grundwasserströmungen und zur Beurteilung der Durchlässigkeit von künstlich hergestellten Dichtungs-, Sicker-, und Filterschichten. Die zahlenmäßige Einstufung der Wasserdurchlässigkeit von laminar durchströmten Böden erfolgt anhand des Durchlässigkeitsbeiwertes, der eine wesentliche geohydraulische Bodeneigenschaft darstellt. Im Labor gewonnene Zahlenwerte für den Durchlässigkeitsbeiwert sind auf die Bodengegebenheiten in der Natur nur dann übertragbar, wenn die untersuchten Bodenproben für die in situ vorhandene Bodenschicht repräsentativ sind oder durch die Probenentnahme in ihrem Gefüge nicht verändert wurden. Diese Forderungen können aber im Labor nie vollständig eingehalten werden.

Gemäß DIN 18130 sind feinkörnige Proben in der Regel schwächer durchlässig, grobkörnige Proben hingegen stärker durchlässig. Eine ungleichförmige Probe ist bei sonst gleichen Verhältnissen weniger durchlässig als eine gleichförmige. Auch kolloidale Eigenschaften des Feinkorns können die Durchlässigkeit herabsetzen. Fein- und gemischtkörnige Böden haben bei „Krümelstruktur“ infolge der vorhandenen Grobporen eine größere Durchlässigkeit als bei homogener Verteilung der Körner. Krümelstruktur ist bei gestörten und mit niedrigem Wassergehalt künstlich aufbereiteten fein- und gemischtkörnigen Proben zu erwarten. Geschichtete Böden und Böden mit plattigen oder stabförmigen Körnern mit bevorzugter Orientierung weisen parallel zur Schichtung oder der Kornorientierung eine größere Wasserdurchlässigkeit auf als senkrecht dazu.

Bei sehr hohem hydraulischen Gefälle kann es insbesondere in gemischtkörnigen und stark durchlässigen Böden zu Kornumlagerungen während des Versuches kommen, was zur Folge hat, dass Ver-

änderungen bei der Durchlässigkeit auftreten. Bei feinkörnigen Böden mit geringen Feinstkornanteilen kann es zu Kolmationen (Verstopfung der dränenden Poren) an den Filtersteinen kommen, wodurch eine zu geringe Wasserdurchlässigkeit vorgetäuscht werden würde.

Die im Rahmen dieser Forschungsarbeit durchgeführten Durchlässigkeitsversuche zur Bestimmung des Durchlässigkeitsbeiwertes  $k$  wurden im Proctortopf ( $d=100$  mm) gemäß DIN 18130 bei konstantem Druckgefälle durchgeführt. Bei einem Einbauverdichtungsgrad der HMV-Schlacke (0/8 mm) von  $D_{Pr}=100$  % wurden Durchlässigkeitsbeiwerte von  $2,05 \cdot 10^{-5}$  m/s bis  $2,71 \cdot 10^{-5}$  m/s ermittelt.

In Tabelle 7 sind Beispiele für den Durchlässigkeitsbeiwert unterschiedlicher Böden aus Literaturangaben zusammengestellt.

Bodenart	Durchlässigkeitsbeiwert [m/s]	
	Grenzbereiche	überwiegend
Steingeröll	$10^{-1} - 5$	
Grobkies	$10^{-2} - 1$	
Mittelkies		$3,5 \cdot 10^{-2}$
Feinkies	$10^{-4} - 10^{-2}$	$2 \cdot 10^{-2} - 3 \cdot 10^{-2}$
Grobsand	$10^{-5} - 10^{-2}$	$10^{-4} - 10^{-3}$
Mittelsand	$10^{-6} - 10^{-3}$	$10^{-4}$
Feinsand	$10^{-6} - 10^{-3}$	$10^{-5} - 10^{-4}$
Sand, lehmig, schluffig	$10^{-7} - 10^{-4}$	$10^{-6}$
Schluff	$10^{-9} - 10^{-5}$	$10^{-9} - 10^{-7}$
Löss		ungestört: $10^{-5}$ gestört: $10^{-10} - 10^{-7}$
Lehm	$10^{-10} - 10^{-6}$	$10^{-9} - 10^{-8}$
Ton	$10^{-12} - 10^{-8}$	Schluffig: $10^{-9} - 10^{-8}$ Mager: $10^{-10} - 10^{-9}$ Fett: $10^{-12} - 10^{-10}$
Untersuchte HMV-Schlacke		$2 \cdot 10^{-5} - 3 \cdot 10^{-5}$

Tabelle 7: Durchlässigkeitsbeiwerte nach Literaturangaben (Schultze et al., 1967)

## 2.10 Organische Bestandteile

Organische Bestandteile des Bodens können, in Abhängigkeit von der Größe ihres Massenanteils am Boden, wichtige Parameter zur Beschreibung des Bodens wie z. B. Korndichte und Wichte des Bodens erheblich beeinflussen, da ihre Dichte wesentlich geringer ist als die der mineralischen Bodenbestandteile. Da organische Bestandteile viel Wasser binden können, erhöhen schon geringe Anteile im Boden seinen Porenanteil und seine Wasseraufnahmefähigkeit, was zur Verminderung seiner Festigkeits-, Verformungseigenschaften und zur Erhöhung seiner Zusammendrückbarkeit führen kann (v. Soos, 2001). Die Größe des Anteils organischer Bestandteile des Bodens kann mit Hilfe des Glühverlustes nach DIN 18128 abgeschätzt werden.

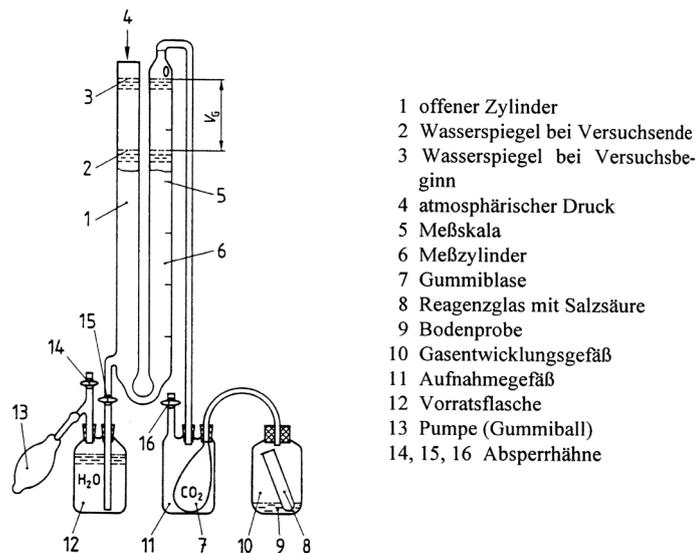
Die zu untersuchende Bodenprobe wird zuerst bei 105°C im Trockenschrank getrocknet und anschließend bei 550°C im Muffelofen gegläht. Der Glühverlust  $V_{gl}$  ist wie folgt definiert: 
$$V_{gl} = \frac{m_d - m_{gl}}{m_d}$$

## 2.11 Bestimmung des Kalkgehaltes

Die Bestimmung des Kalkgehaltes wird nach DIN 18129 im Gasentwicklungsgerät (Gasometer) durchgeführt (vgl. Abb. 8), indem der Gesamtkarbonatgehalt  $m_{Ca}$  der zu untersuchenden Probe bestimmt wird, mit dem der Kalkgehalt wie folgt ermittelt wird: 
$$V_{Ca} = \frac{m_{Ca}}{m_d}$$

Im Gasentwicklungsgerät wird eine chemische Reaktion von in der Bodenprobe enthaltenem Calzit ( $CaCO_3$ ) und Salzsäure ( $2HCl$ ) herbeigeführt. Gemäß  $CaCO_3 + 2HCl \rightarrow CaCl_2 + H_2O + CO_2$  bilden sich dabei Calciumchlorid ( $CaCl_2$ ), Wasser ( $H_2O$ ) und gasförmig frei werdendes Kohlendioxid ( $CO_2$ ).

Der Kalkgehalt beeinflusst die Eigenschaften von Böden nur gering. Er dient dazu, die geologische Herkunft und Entstehung des Bodens zu erkennen und den Boden zu benennen. Kalkhaltig sind z. B. Löß und Mergel (Kalkgehalt bei Mergelböden: 35 % bis 65 %), extrem Kalkhaltig sind Wiesenkalke. Der Kalk wird meist durch Grund- und Sickerwasser in den Boden eingebracht (Möller, 2001).



- 1 offener Zylinder
- 2 Wasserspiegel bei Versuchsende
- 3 Wasserspiegel bei Versuchsbeginn
- 4 atmosphärischer Druck
- 5 Meßskala
- 6 Meßzylinder
- 7 Gummiblase
- 8 Reagenzglas mit Salzsäure
- 9 Bodenprobe
- 10 Gasentwicklungsgefäß
- 11 Aufnahmegefäß
- 12 Vorratsflasche
- 13 Pumpe (Gummiball)
- 14, 15, 16 Absperrhähne

Abb. 8: Schema eines Gasometers nach Scheibler (Müller, 1998)

## 2.12 Proctorversuch

Die bleibende Verminderung des Porenanteils bzw. die bleibende Erhöhung der Trockendichte des Bodens wird Verdichtung genannt. Sie wird je nach Bodenart durch Walzen, Stampfen oder Rütteln am wirksamsten erzielt (v. Soos, 2001). Zur versuchstechnischen Prüfung des Verdichtungsverhaltens wird der Proctorversuch nach DIN 18127 eingesetzt. Hierbei wird die Trockendichte eines Bodens in Abhängigkeit vom Wassergehalt festgestellt, bei dem das Bodenmaterial unter festgelegten Bedingungen verdichtet wird. Der Versuch dient der Abschätzung der auf Baustellen erreichbaren Dichte des Bodens und liefert eine Bezugsgröße für die Beurteilung der vorhandenen bzw. erreichten

Dichte von Bodenmaterial. Er zeigt außerdem, bei welchem Wassergehalt ein Boden sich günstig verdichten lässt, wenn eine bestimmte Trockendichte erreicht werden soll (Möller, 1998).

Der Proctorversuch ist ein Versuch, bei dem die Bodenprobe in einem Stahlzylinder mit festgelegten Abmessungen (Durchmesser abhängig vom Größtkorn: 100 mm, 150 mm, 250 mm) durch ein Fallgewicht mit einer bestimmten Verdichtungsarbeit und nach einem festgelegten Arbeitsverfahren verdichtet wird. Der Versuch besteht aus mindestens 5 Einzelversuchen, die sich jeweils durch einen unterschiedlichen Wassergehalt der Bodenprobe voneinander unterscheiden. Als Ergebnis erhält man einen Zusammenhang zwischen dem Wassergehalt und der Trockendichte aus dem sich die Proctordichte  $\rho_{Pr}$  und der optimale Wassergehalt  $w_{opt}$  ( $w_{Pr}$ ) bestimmen lassen. Der Proctorversuch wird an bindigen und nichtbindigen Böden ausgeführt.

Die ermittelten Trockendichten werden über den zugehörigen Wassergehalten aufgetragen. Durch die gemessenen Punkte wird eine ausgleichende Kurve gelegt. Meist ergibt sich eine etwa parabelförmige Kurve. Der Höchstwert der Proctorkurve ist dadurch zu erklären, dass bei niedrigen Wassergehalten die Reibungswiderstände verhältnismäßig groß sind und eine Verringerung des Porenraums unter dem Einfluss des genormten Fallgerätes erschweren. Der Porenraum ist hier also entsprechend groß, die Trockendichte relativ klein. Mit zunehmenden Wassergehalten nimmt die Trockendichte wegen der kleiner werdenden Reibungswiderstände zunächst laufend zu, bis der Zustand erreicht ist, wo die Hohlräume im Boden schon so stark mit Wasser gefüllt sind, dass die Verschiebung und Umlagerung der Bodenkörner im Sinne einer Verkleinerung des Porenraums nicht mehr möglich ist. Da das Wasser, das an Stelle der Bodenkörner die Hohlräume füllt, leichter als natürlicher Boden ist, muss die Trockendichte ab diesem Wassergehalt wieder abnehmen.

Bei nichtbindigen Böden ist der Einfluss des Wassergehaltes auf die Trockendichte wesentlich geringer als bei bindigen, was sich in einer flacher verlaufenden Proctorkurve bei den nichtbindigen Materialien widerspiegelt. Meist wächst auch die Streubreite der Einzelwerte des Versuches mit zunehmender Grobkörnigkeit der Probe.

In Abb. 9 und Abb. 10 sind Proctorkurven verschiedener natürlicher Böden zusammengestellt.

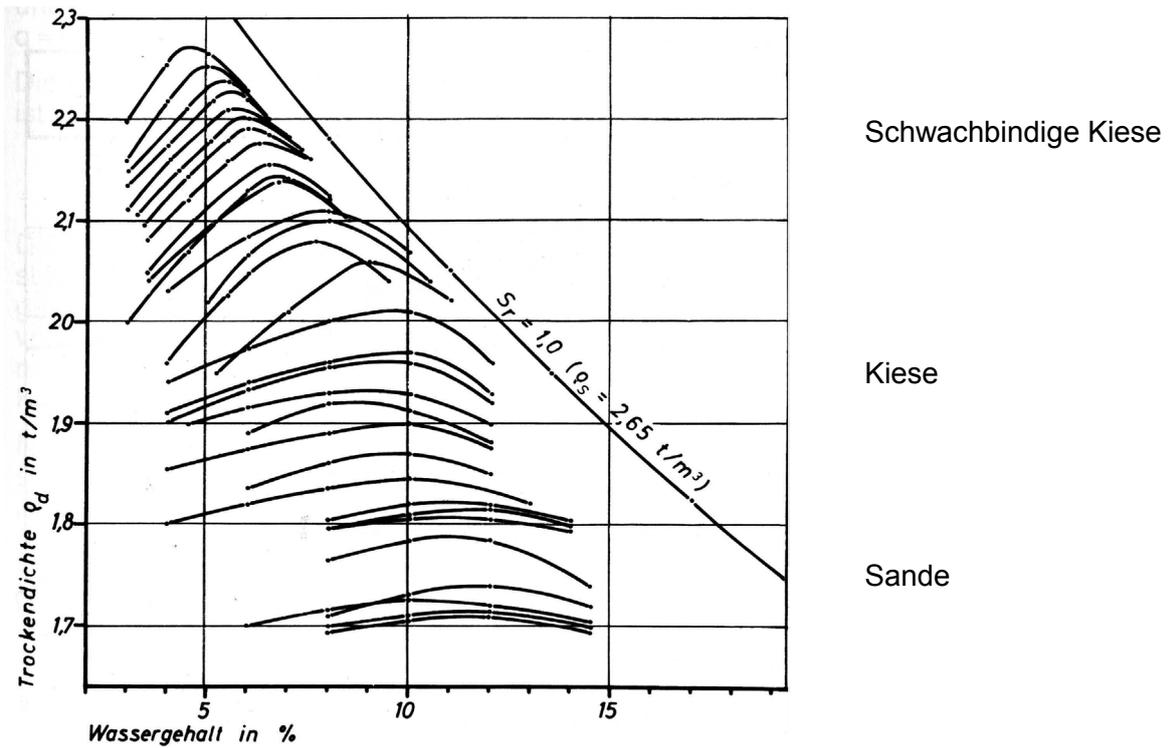


Abb. 9: Proctorkurven verschiedener Kiese und Sande (Voß, 1961)

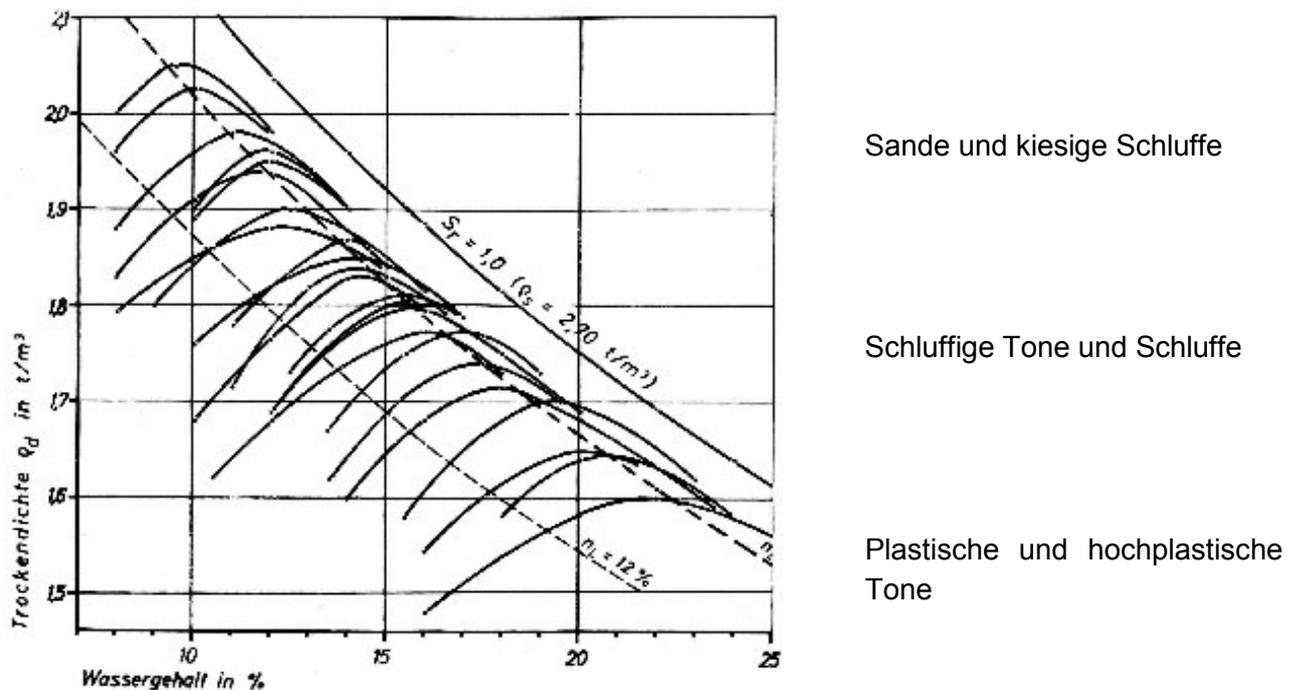


Abb. 10: Proctorkurven verschiedener fein- und gemischtkörniger Böden (Voß, 1961)

Bei grobkörnigen Bodenarten werden die Körner, die größer als das für den Versuchszylinder zulässige Größtkorn sind, von der Probe abgetrennt, da sonst die Trockendichte zu niedrig und der Was-

sergehalt zu groß bestimmt werden. Der Einfluss des Überkornanteils wird dann durch eine Umrechnung berücksichtigt. Der Überkornanteil sollte grundsätzlich nicht mehr als 35 M.-% betragen, ansonsten muss der nächstgrößere Verdichtungszyylinder gewählt werden.

Bei Brechkorngemischen sind die Streuungen der Einzelversuche erfahrungsgemäß groß. Die Genauigkeit des Versuches kann durch Erhöhung der Anzahl der Einzelversuche erhöht werden. Bei Bodenmaterialien, die zu Kornzertrümmerung neigen und bei bindigen Böden soll Bodenmaterial im Versuch nicht mehrfach verwendet werden.

### 2.13 CBR-Versuch

Mit dem CBR-Versuch (Stempeleindrückversuch) nach der Technischen Prüfvorschrift TP BF-StB Teil B7 wird ein empirisches Maß für die Festigkeit eines Bodens ermittelt. Dabei wird ein zylindrischer Stempel ( $d=5$  cm) mit konstanter Geschwindigkeit ( $v=1,25$  mm/min.) bis zu einer bestimmten Tiefe in den zu untersuchenden Boden eingedrückt und die dazu erforderliche Kraft gemessen. Der aus der Kraft und der Stempelfläche errechnete Druck wird ins Verhältnis gesetzt zu dem Druck, der sich bei gleichen Versuchsbedingungen mit einem Standardboden ergibt. Das prozentuale Verhältnis wird CBR- (California Bearing Ratio) Wert genannt. Der CBR-Wert ist eine Funktion des Wassergehaltes, der Trockendichte und der Verdichtungsarbeit. Es werden nach Technischer Prüfvorschrift (TP BF-StB Teil B7) drei Arten von CBR-Werten unterschieden:

- CBR<sub>0</sub>: Dieser Wert wird unmittelbar nach dem Verdichten der Probe ohne weitere Vorbehandlung ermittelt.
- CBR<sub>w</sub>: Dieser Wert wird nach Wasserlagerung der Probe ermittelt.
- CBR<sub>ft</sub>: Dieser Wert wird an Proben ermittelt, die nach Wasserlagerung Frost-Tau-Wechseln unterworfen werden.

Der Versuch läuft wie folgt ab: der CBR-Zylinder, die Grundplatte und der Aufsatzring werden zusammengesetzt, die Einsatzscheibe eingelegt und mit Filter- und Teflonpapier abgedeckt (vgl. Abb. 11). Danach kann das zu untersuchende Material in Anlehnung an den Proctorversuch (DIN 18127) in drei Lagen in den CBR-Topf eingebracht und mit 22 Schlägen je Lage verdichtet werden. Der Aufsatzring wird abgenommen und die Probenoberfläche abgeglichen. Der CBR-Zylinder einschließlich der Probe wird gewogen, um die Dichte des Bodens zu bestimmen. Der Wassergehalt wird gemäß DIN 18121, Teil 1, an Resten der Probe bestimmt. Anschließend wird eine Lochplatte aufgesetzt, mit dem Zylinder verschraubt und der gesamte Versuchsaufbau umgedreht. Die Grundplatte kann nun entfernt und die Einsatzscheibe herausgenommen werden. Auf die Probe werden zwei Belastungsscheiben, die den aufliegenden Boden simulieren sollen, aufgesetzt. Diese Belastungsscheiben ermöglichen das Eindringen des Prüfstempels durch eine kreisförmige Aussparung in der Mitte. Vor Versuchsbeginn wird der Stempel mit einer geringen Vorbelastung auf den Boden aufgesetzt, um etwaige Auflockerungen und Störungen an der Oberfläche des Materials auszugleichen. Danach kann die Null-Ablesung der Kraft- und Wegemesseinrichtung vorgenommen werden.

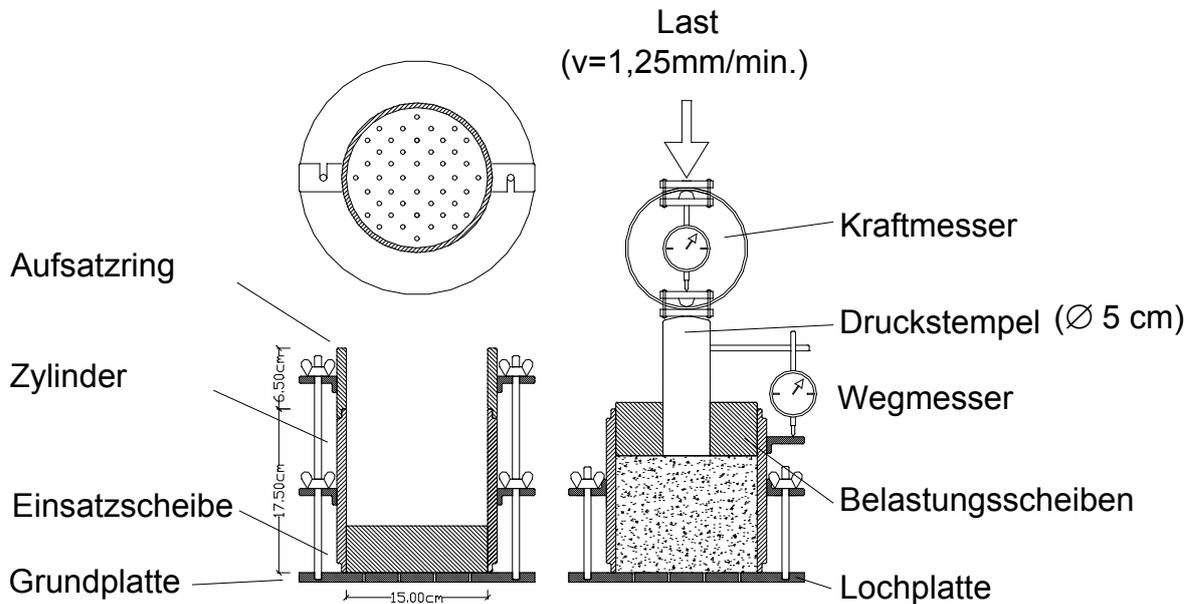


Abb. 11: CBR-Versuchsaufbau nach TP BF-StB Teil B 7

Gemäß Technischer Prüfvorschrift wird der für die Eindringtiefe von 2,5 mm berechnete CBR-Wert für die Beurteilung des Bodens angesetzt. Wenn der für die Eindringtiefe von 5 mm berechnete CBR-Wert größer ist, muss der Versuch wiederholt werden. Bestätigt die Wiederholung die vorherigen Ergebnisse, so ist der für die Eindringtiefe von 5 mm ermittelte Wert maßgebend.

Ist der Verlauf der Kraft/Weg-Kurve nicht linear, sondern weist eine Krümmung mit einem Wendepunkt auf, muss eine Korrektur des Nullpunktes vorgenommen werden (Abb. 12). Durch den Wendepunkt der Versuchskurve wird eine Tangente gelegt. Der Abstand zwischen dem Schnittpunkt dieser Tangente mit der x-Achse und dem Ursprung ergibt das Maß, um das die Versuchskurve korrigiert werden muss. Die korrigierten Stempeldrücke sind dann für die Eindringtiefen von 2,5 mm bzw. 5,0 mm zu berechnen.

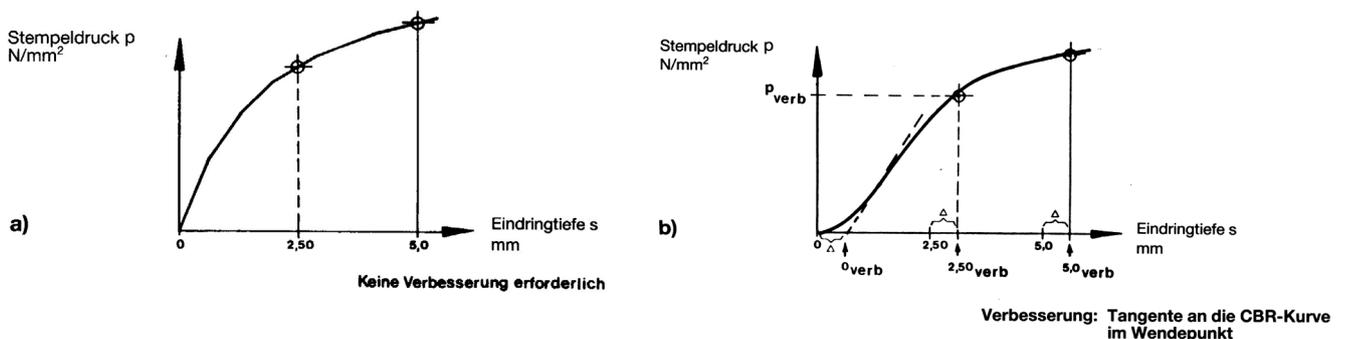


Abb. 12: Kraft-Weg-Kurve des CBR-Versuches ohne Korrektur (links) und mit Korrektur (rechts)

Bei der Ermittlung des  $CBR_w$ -Wertes werden nach dem Umdrehen des Versuchsaufbaus eine gelochte Einsatzplatte und darauf die Belastungsscheiben eingesetzt. Die vorbereitete Probe wird in ein Tauchbecken so eingelegt, dass sie vom Wasser völlig bedeckt ist. Für die Bestimmung des Schwellens wird die Höhe der gelochten Einsatzplatte mit einer Meßeinrichtung bestimmt. Mindestens alle 24 Stunden erfolgt eine Ablesung der Meßuhren zur Bestimmung der Geschwindigkeit des Schwellens. Diese Messung wird solange fortgesetzt, bis die Geschwindigkeit des Schwellens kleiner als  $3/100$  mm je 24 Stunden ist. Nach dem Ende der Wasserlagerung wird das gemessene Schwellen  $s$  auf die Ausgangshöhe  $h_a$  der Probe bezogen und als Schwellmaß  $s_w = s/h_a \cdot 100$  [%] ermittelt.

Nach Erfahrungen am Prüfamts für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik kann bei natürlichen grobkörnigen Materialien auf eine Wasserlagerung verzichtet werden, da bei diesen Materialien nur eine minimale Schwellung und damit ein nur geringer Einfluss auf den CBR-Wert zu erwarten ist, der im Bereich der Messungenauigkeit liegt.

Zur Bestimmung von  $CBR_{ft}$  wird nach der Wasserlagerung die Einsatzplatte und die Belastungsscheiben entfernt und überschüssiges Wasser läßt man etwa 15 Minuten lang ablaufen. Auf die Oberfläche der Probe wird eine polierte Stahlplatte mit drei nach oben weisenden Bolzen gelegt. Die Bolzen tragen die Einsatzplatte, die mit den Belastungsscheiben belastet wird. Die Temperaturen für den Gefrier- und Auftauvorgang sowie Dauer und Anzahl der Zyklen richten sich gemäß Technischer Prüfvorschrift (TP BF-StB Teil B7) nach dem Zweck der Untersuchung. Am Ende jeder Frost- und Tauperiode wird die Längenänderung (Hebung und Setzung) mit der Meßuhr gemessen.

## **2.14 Kompressionsversuch (Ödometer-Versuch) nach DIN 18135**

Der Kompressionsversuch nach DIN 18135 beschreibt das Konsolidationsverhalten von Böden, die bei Verhinderung von seitlichen Verformungen, d. h. radiale Verformungen werden ausgeschlossen, stufenweise Laständerungen unterworfen werden, wobei die Entwässerung nur in axialer Richtung zugelassen wird. Bei diesem Versuch wird die Größe der axialen Zusammendrückbarkeit, deren zeitlicher Verlauf und das Schwellverhalten der Böden untersucht. Dabei können Rückschlüsse über das Setzungsverhalten von Böden gewonnen werden.

Beim Kompressionsversuch wird das zu untersuchende Material in ein ringförmiges Gerät, bestehend aus einem Metallring, so eingebaut, dass es oben und unten durch Filtersteine begrenzt wird, um so den Abbau von gegebenenfalls auftretenden Porenwasserdrücken (Entwässerung) während der Versuchsdurchführung zu ermöglichen (vgl. Abb. 13).

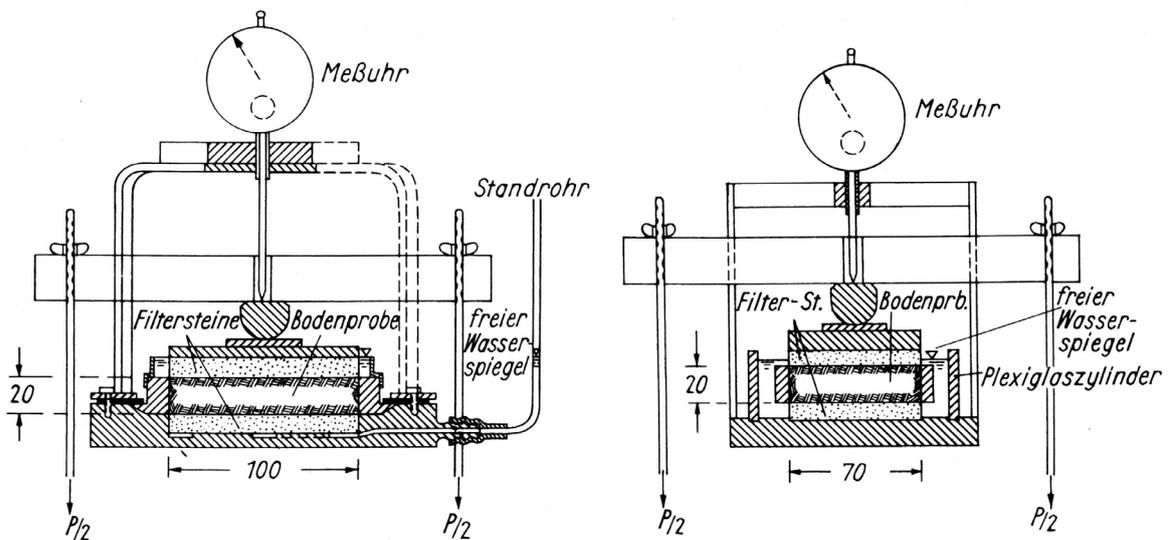


Abb. 13: Schnitt durch das Kompressionsgerät, a) mit festem Ring, b) mit schwebenden Ring (v. Soos, 2001)

Aufgrund der behinderten Seitendehnung entsteht ein einaxialer Deformationszustand, ähnlich jenem, der sich in der Natur beim Konsolidieren ausgedehnter Schichten einstellt. Unebenheiten in der Ober- und Unterfläche der Probe und ihr nicht exakt sattes Anliegen an den Ring wirken sich auf die Versuchsergebnisse störend aus. Um diese Wirkung zu minimieren, ist das Verhältnis Probendurchmesser zu Probenhöhe von  $d/h \approx 5$  zu wählen, das bedeutet bei einem Durchmesser von 10 cm eine Einbauhöhe von 2 cm und bei einem Durchmesser von 30 cm eine Einbauhöhe von 6 cm. Bei diesem Verhältnis heben sich Einflüsse aus Wandreibung und Störungen durch unebene Endflächen in etwa auf. Übliche Probendurchmesser sind 5, 7 und 10 cm bei einer Probenhöhe von mindestens 1,4 cm. Der Probendurchmesser soll bei grobkörnigen Böden mindestens das 8-fache, die Probenhöhe mindestens das 5-fache des Größtkorns betragen, ansonsten ist ein Messen der Mantelreibung empfehlenswert (Ostermayer, 1977). Beim Kompressionsversuch sind zwei Arten von Versuchsgeschäften möglich. Bei Versuchsgeschäften mit „festem Ring“ stehen Unterfläche von Ring und Probekörper bündig auf, bei Geschäften mit „schwebenden Ring“ können beide Filtersteine in den Metallring eindringen.

Die Belastung der Probe wird stufenweise, in der Regel durch Verdopplung der vorherigen Last, und mit praktisch vollständiger Erfassung der Konsolidationssetzung (Setzung, die primär infolge des Abbaus der Porenwasserdrücke eintritt und deswegen zeitabhängig ist) pro Laststufe, bis zur Höchstlast aufgebracht. Hierbei wird die zeitabhängige Zusammendrückung der Probe gemessen, woraus sich, bezogen auf die Anfangshöhe des Probekörpers, die „spezifische Setzung“  $s'$  ergibt.

Aus den vorhandenen Druckspannungen  $\sigma_z$  einer Laststufe, die auf der Abszisse und den dazugehörigen bezogenen Setzungen  $s'$ , die auf der Ordinate aufgetragen werden, erhält man das „Druck-Setzungs-Diagramm“. Dieses zeigt den Setzungsverlauf in Abhängigkeit von den verschiedenen Spannungen. Der Steifemodul  $E_s$  entspricht dem über einen Spannungsbereich jeweils für die mittlere Spannung  $\sigma_m$  gemittelten Abstieg  $\Delta\sigma_z/\Delta s'$ , der in Abbildung als Sekantenmodul eingezeichnet ist. Rein rechnerisch kann  $E_s$  auch als Tangentenmodul für eine bestimmte Spannung berechnet werden.

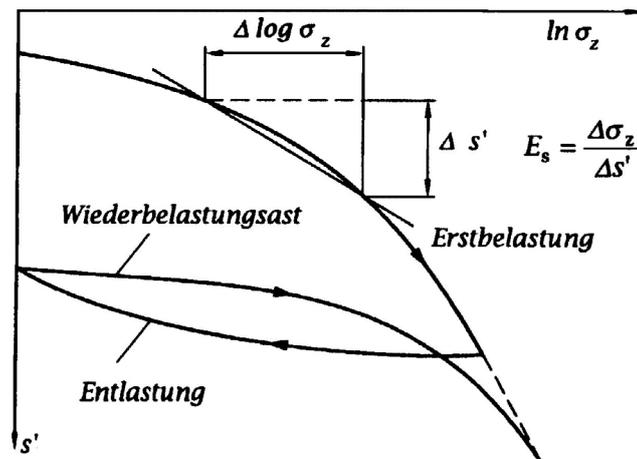


Abb. 14: Druck-Setzungs-Diagramm mit Sekantenmodul (Schmidt, 1996)

Die Auftragung dieser „spezifischen Setzung“ liefert eine Zeit-Setzungs-Kurve. Werden die Endsetzungsgrößen der einzelnen Lastschritte den zugehörigen Belastungsgrößen zugeordnet, so führt das zu dem entsprechenden Druck-Setzungs-Diagramm (siehe Kapitel XXX Abb. XXX).

Bei der Versuchsauswertung wird angenommen, dass sich die Spannung, hier eine Hauptspannung, über die Oberfläche gleichmäßig verteilt. Der Verformungsmodul für die einaxiale Verformung ist der Steifemodul  $E_s$ . Dieser ist ein Maß für die einaxiale Zusammendrückbarkeit von Böden, so entspricht ein zahlenmäßig hoher Steifemodul einem Boden mit geringer Zusammendrückbarkeit (Möller, 1998). Der Steifemodul ist bei Böden nicht konstant, sondern hängt vom Spannungsniveau ab. So nimmt mit zunehmender Spannung die Steifigkeit zu. In Tabelle 8 sind Rechenwerte für Steifemoduln nichtbindiger Böden zusammengestellt.

Bodenart	Steifemodul $E_s$ [MN/m <sup>2</sup> ]
Sand, locker, rund	20 – 50
Sand, locker, eckig	40 – 80
Sand, mitteldicht, rund	50 – 100
Sand, mitteldicht, eckig	80 – 150
Kies ohne Sand	100 – 200
Naturschotter, scharfkantig	150 – 300
Sand, dicht, eckig	150 – 250
Ton, halbfest	5 - 10
Ton, schwer knetbar, steif	2,5 – 5
Ton, leicht knetbar, weich	1 – 2,5
Geschiebemergel, fest	30 – 100
Lehm, halbfest	5 - 20
Lehm, weich	4 - 8
Schluff	3 - 10
Torf	0,4 - 1

Tabelle 8: Charakteristische Steifemoduln von nichtbindigen Böden (EAU, 1996)

## 2.15 Direkter Scherversuch

Unter Scherfestigkeit versteht man die Eigenschaft bzw. Fähigkeit, Schubspannungen bei begrenzter Verformung zu ertragen. Die Scherfestigkeit eines Bodens ist abhängig von der Art und Beschaffenheit der Bodenteilchen, der Struktur des Bodens, dem Wassergehalt des Bodens und seiner Vorbelastung (gilt nur bei bindigen Böden). Die Scherparameter Reibungswinkel  $\varphi'$  und Kohäsion  $c'$  können im sogenannten direkten Scherversuch nach DIN 18137 ermittelt werden. Unter Reibung versteht man den Widerstand in der Kontaktfläche zweier Körper, die gegeneinander verschoben werden. Bei der Kohäsion (Haftfestigkeit) unterscheidet man zunächst zwischen echter und scheinbarer Kohäsion. Die echte Kohäsion ist von der Normalspannung unabhängig und tritt nur bei bindigen Böden auf. Die scheinbare Kohäsion oder Kapillarkohäsion tritt auch bei nichtbindigen Böden auf, in erster Linie bei feuchten Sanden. Ursache der scheinbaren Kohäsion sind Kapillarspannungen im Poren(zwickel)wasser. Durch diese Oberflächenspannungen werden die Bodenkörner aneinander gedrückt. Da die scheinbare Kohäsion ihren Grund nur in dieser Kapillarspannung hat, ist sie bei völlig trockenen Böden, ebenso wie bei vollständig wassergesättigten Böden nicht vorhanden (Schmitt, 1996).

Im Gegensatz zum Triaxialversuch (Kapitel 2.16) ist beim direkten Scherversuch die Lage der Scherfuge durch die Versuchsapparatur vorgegeben. Beim Rahmenscherversuch (vgl. Abb. 15) wird die Bodenprobe in einen zweiteiligen starren Rahmen mit quadratischen oder kreisförmigen Grundriß eingebaut. Prinzipiell gibt es zwei verschiedene Ausführungen: Entweder ist die obere Rahmenhälfte (nach Krey) oder die untere Rahmenhälfte (nach Casagrande) feststehend. Die jeweils andere ist reibungslos verschiebbar. Zwischen oberem und unterem Rahmenteil, verläuft die (erzwungene) ebene Scherfuge.

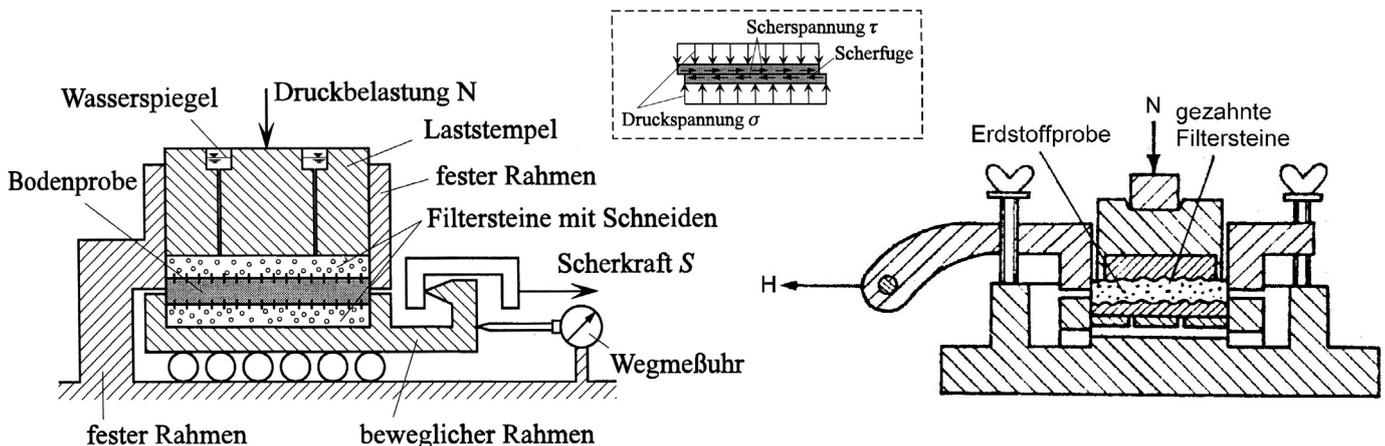


Abb. 15: Schema eines Rahmenschergerätes nach Krey (links), nach Casagrande (rechts) und der in der Scherfuge wirkenden Spannungen (Möller, 1998; Fuchs, 1977)

Zunächst wird auf den Stempel eine Normalkraft  $N$  aufgebracht. Diese Normalkraft belastet während des Versuchs konstant die Probe, die zwischen zwei rauen Filtersteinen eingebaut ist, senkrecht zur Scherfuge. Zur gleichmäßigen Übertragung der Schubkraft sind die Filtersteine entweder gezahnt oder sie besitzen eingearbeitete Stahlschneiden. Die Filtersteine ermöglichen beim Versuch nur ein offenes System; Porenwasserdrücke können nicht gemessen werden.

Dann wird die bewegliche Rahmenhälfte entweder weg- oder kraftgesteuert gegen die feststehende Hälfte verschoben und die Probe abgeschert. Die horizontale Scherkraft  $H$  (auch  $S$  genannt) wird kontinuierlich gemessen. Auch die horizontale Verschiebung des beweglichen Rahmenteils sowie die vertikale Bewegung des Stempels wird aufgenommen.

Grundsätzlich unterscheidet man zwischen dem Konsolidationsvorgang und dem Abschervvorgang. Versuchsart, Höhe der Konsolidationsspannung der einzelnen Probekörper sowie der Abschervvorgang sind der Bodenart, der geologischen Vorbelastung sowie der gestellten Bauaufgabe anzupassen.

Die Scherfestigkeit in einer Scherfuge ist die Schubspannung, die im Grenzzustand auftritt. In der Bodenmechanik hat sich für Scherfugen (Rahmenschergerät) die Grenzbedingung nach Coulomb  $\tau_f = c' + \sigma' \cdot \tan \varphi'$  durchgesetzt.

Der bei den Scherversuchen ermittelte Größtwert der Scherspannung wird der Auswertung zugrunde gelegt. Jeder ermittelte Größtwert der Scherspannung  $\tau_f$  stellt einen Punkt im Scherdiagramm (vgl. Abb. 16) dar.

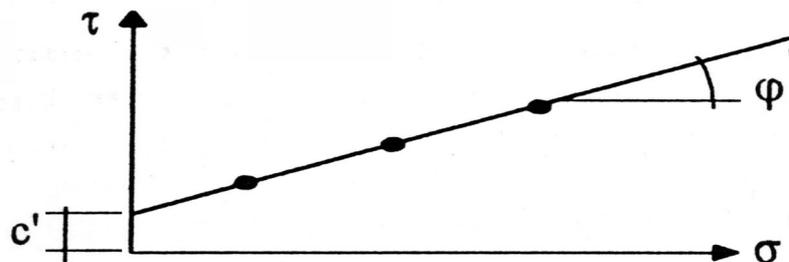


Abb. 16:  $\sigma / \tau$ -Diagramm für Scherfugen

In der Regel werden drei Einzelversuche mit unterschiedlichen Normalspannungen  $\sigma$  gefahren und aus dem Scherdiagramm mittels Regression die Scherparameter  $\varphi'$  und  $c'$  ermittelt (Schmidt, 1996). In Tabelle 9 sind die Scherparameter der Hauptbodenarten aufgelistet.

Bodenart	Endfestigkeit	
	Reibungswinkel $\varphi'$ [°]	Kohäsion $c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]
starkbindige Böden	10 - 25	10 - 25
schwachbindige Böden	25 - 30	0 - 10
nichtbindige Böden	30 - 40	-

Tabelle 9: Reibungswinkel und Kohäsion der Hauptbodenarten (Schultze/Muhs, 1967)

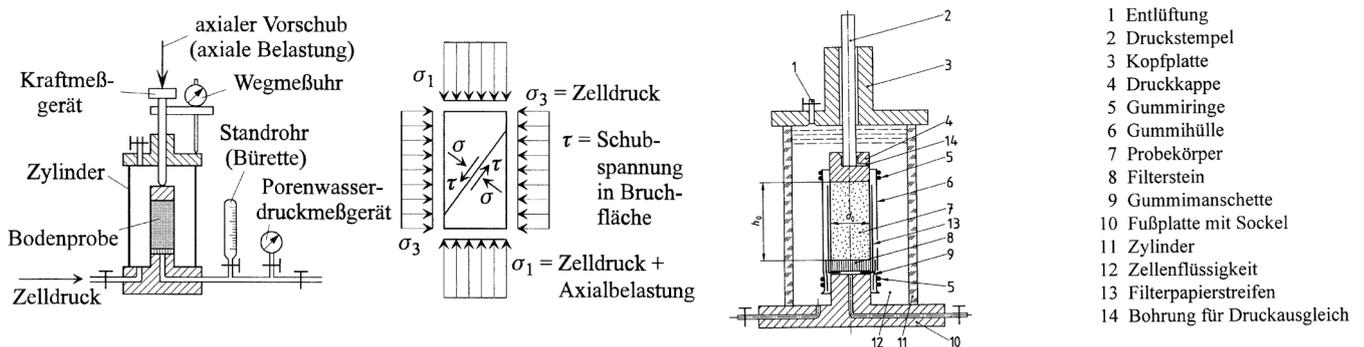
Im direkten Scherversuch kann sich beim Abscheren der Probe auch der Porenwasserdruck in der Scherfuge bzw. in der Umgebung ändern, der aber nicht gemessen werden kann. Aus diesem Grund wird das Scheren so langsam durchgeführt, so dass keine nennenswerten Änderungen des Porenwasserdrucks auftreten können und nur effektive Scherparameter (Gekennzeichnet durch  $'$ ) bestimmt werden.

Aufgrund seiner Einfachheit, insbesondere bei nichtbindigen Böden, findet der Rahmenscherversuch häufig Anwendung.

## 2.16 Dreiaxialversuch (Triaxialversuch)

Der Dreiaxialversuch nach DIN 18137 Teil 2 ist ein indirekter Scherversuch und dient wie der direkte Scherversuch zur Bestimmung der Scherfestigkeit. Hierbei werden zylindrische Probekörper, durch eine Gummihülle von der Druckflüssigkeit getrennt, in eine Druckzelle eingebaut, radial durch eine Druckflüssigkeit (Zelldruck) und axial durch einen Kolben beansprucht. Die Abscherung der Bodenproben erfolgt bei unterschiedlichen Zellendrücken  $\sigma_3$  und zusätzlichen axialen Belastungen, die die axiale Normalspannung  $\sigma_1$  ergeben. Trotz der Bezeichnung Dreiaxialversuch herrscht in der Druckzelle die Hauptspannung  $\sigma_2 = \sigma_3$ .

Die Abscherung der einzelnen Probekörper erfolgt bei Dreiaxialversuch durch axiale Stauchung mit konstanter Geschwindigkeit und bei konstantem Zelldruck, bis der Bruch des Probekörpers herbeigeführt ist. Die Versuchseinrichtung gestattet eine Belastung der zylindrischen Probekörper bei beliebigen Verhältnissen  $\sigma_1/\sigma_3$  (vgl. Abb. 17). Die zu untersuchenden Bodenproben können beim Abscheren wassergesättigt, nicht wassergesättigt oder trocken sein.



- 1 Entlüftung
- 2 Druckstempel
- 3 Kopfplatte
- 4 Druckkappe
- 5 Gummiringe
- 6 Gummihülle
- 7 Probekörper
- 8 Filterstein
- 9 Gummimanschette
- 10 Fußplatte mit Sockel
- 11 Zylinder
- 12 Zellenflüssigkeit
- 13 Filterpapierstreifen
- 14 Bohrung für Druckausgleich

Abb. 17: Prinzipskizze eines Triaxialgerätes und auf die Bodenprobe wirkenden Spannungen

Auf eine Druckzelle kann verzichtet werden, wenn kein Seitendruck aufgebracht werden soll. Man spricht dann von einem einaxialen Druckversuch (DIN 18136) bei dem sich die Seitendehnung der Probe frei entwickeln kann ( $\sigma_2 = \sigma_3 = 0 \text{ kN/m}^2$  ist) und somit im Gegensatz zum Kompressionsversuch im Ödometer ein anderes Spannungs-Stauchungs-Verhalten ermittelt wird.

Beim Dreiaxialversuch können folgende Versuche durchgeführt werden (Möller, 1998):

- Dränierter Versuch (D-Versuch)  
Hierbei kann der Boden der Probe unbehindert Porenwasser abgeben bzw. aufnehmen (geöffnete Dränage) und durch langsam ausgeführte Belastungsänderungen bleibt der Porenwasserdruck im gesamten Probenmaterial konstant und gleich dem Sättigungsdruck. Der Versuch ergibt die effektiven Spannungen in einem Grenzzustand mit unbehinderter Volumenänderung.
- Konsolidierter, undränkter Versuch (CU-Versuch)  
Der auftretende Porenwasserdruck kann bei verhinderter Auf- und Abnahme von Porenwasser (geschlossene Dränage) der Bodenprobe gemessen werden. Wie beim dränierten Versuch werden hier ebenfalls die Belastungsänderungen und Verformungen langsam ausgeführt, so dass sich der Porenwasserdruck im gesamten Probenmaterial gleichmäßig verteilt.
- Unkonsolidierter, undränkter Versuch (UU-Versuch)  
Der bindige Probenkörper wird bei geschlossenem Porenwassersystem durch den Anfangszell- $\sigma_3$  belastet und anschließend durch Steigerung der axialen Normalspannung  $\sigma_1$  abgeschert, wobei der Porenwasserdruck nicht gemessen wird. Auf eine Konsolidationsphase wird verzichtet. Der Versuch liefert die totalen Spannungen in einem Grenzzustand mit einem konstanten Wassergehalt des Probekörpers, der dem Wassergehalt des Baugrunds entsprechen sollte.

Auf die detaillierte Durchführung und Auswertung wird aufgrund der Komplexität des Versuches nicht näher eingegangen.

## 2.17 Statischer Plattendruckversuch

Der statische Plattendruckversuch wird gemäß DIN 18134 ausgeführt. Er dient dazu, Drucksetzungslinien zu ermitteln und anhand dieser die Verformbarkeit und Tragfähigkeit des Bodens zu beurteilen. Aus den Drucksetzungslinien können die Verformungsmoduln der Erst- und Zweitbelastung  $E_{v1}$  und  $E_{v2}$  und der Bettungsmodul  $k_s$  ermittelt werden. Der statische Plattendruckversuch ist ein Prüfverfahren, bei dem der Boden durch eine kreisförmige Lastplatte (Durchmesser je nach Größtkorn des Bodens: 30 cm, 60 cm und 76,2 cm) mit Hilfe einer Druckvorrichtung wiederholt stufenweise be- und entlastet wird. Bei der Erstbelastung werden mindestens 6 Laststufen und etwa gleich große Lastintervalle gewählt. Die Belastung wird so lange gesteigert, bis entweder eine Setzung von 5 mm oder eine Normalspannung unter der Platte von etwa 0,5 MN/m<sup>2</sup> erreicht ist. Die Entlastung erfolgt in 3 Stufen (50 %, 25 %, 0 % der Höchstlast). Daraufhin wird der zweite Belastungszyklus bis zur vorletzten Laststufe des Erstbelastungszyklusses, um im vorbelasteten Bereich zu bleiben, durchgeführt. Die mittleren Normalspannungen unter der Platte und die zugehörigen Setzungen der einzelnen Laststufen werden in einem Drucksetzungsdiagramm als Drucksetzungslinie dargestellt. Der Verformungsmodul ist eine Kenngröße für die Verformbarkeit des Bodens. Seine Werte werden anhand der Drucksetzungslinie der Erst- und Wiederbelastung aus der Neigung der Sekante zwischen den Punkten  $0,3 \cdot \sigma_{1\max}$  und  $0,7 \cdot \sigma_{1\max}$  nach der Beziehung  $E_v = 1,5 \cdot r \cdot \Delta\sigma / \Delta s^2$  berechnet. Diese Beziehung

<sup>2</sup> Hierbei steht  $r$  für den Radius der Lastplatte und  $\Delta\sigma$  bzw.  $\Delta s$  für die Spannungsdifferenz bzw. die Setzungsdifferenz an bzw. unter der Lastplatte, ermittelt an den Punkten  $0,3 \cdot \sigma_{1\max}$  und  $0,7 \cdot \sigma_{1\max}$ .

beschreibt die Einsenkung der Bodenoberfläche nach der Theorie des elastisch isotropen Halbraums<sup>3</sup> unter einer zentrisch und lotrecht belasteten starren Kreisplatte bei Annahme einer Querdehnungszahl von  $\nu = 1 / 4,76$ . Der Einflussbereich des statischen Plattendruckversuches in der Tiefe wird in der Literatur mit dem 1,5- bis 2 fachen des Plattendurchmessers angegeben.

Der statische Plattendruckversuch kann gemäß DIN 18134 auf grobkörnigen Böden, steifen bis festen feinkörnigen Böden sowie auf gemischtkörnigen Böden ausgeführt werden. Körner größer als  $\frac{1}{4}$  des Plattendurchmessers dürfen nicht unmittelbar unter der Lastplatte vorhanden sein. In der Regel liegen die Abweichungen im Wiederholstreubereich des statischen Plattendruckversuches und betragen nach Siedek et al. (1982) weniger als 10 % des Ergebnisses.

Der statische Plattendruckversuch kann auch als indirekter Nachweis zur Beurteilung der Verdichtung bzw. des Verdichtungsgrades herangezogen werden. Die Versuchsergebnisse zeigen die Größe des Verdichtungsgrades  $D_{pr}$  nicht direkt, sondern nur über vergleichbare Kalibrierversuche. Gemäß Floss (1997) erlauben sie auch Rückschlüsse über zu gering verdichtete Bereiche, über oberflächennahe Auflockerungen sowie über die Verformbarkeit des Bodens. Über den Verhältniswert  $E_{v2}/E_{v1}$  lässt sich gemäß ZTVE-StB 94/97 der Verdichtungszustand beurteilen. Die in der ZTVE-StB 94/97 angegebenen Werte verstehen sich aber nur als Näherungen, da die Verformungsmoduln nicht nur vom Verdichtungszustand der zu prüfenden Schicht, sondern auch von der Steifigkeit der Unterlage sowie von der Kornzusammensetzung und dem Wassergehalt der zu prüfenden Böden abhängen (Floss, 1997). In wie weit die in der ZTVE-StB 94/97 angegebenen Richtwerte (vgl. Tabelle 10 und Tabelle 11) bezüglich der Zuordnung von Verdichtungsgrad  $D_{pr}$  und Verformungsmodul  $E_{v2}$  bzw. Verdichtungsgrad  $D_{pr}$  und Verhältniswert  $E_{v2}/E_{v1}$  auch auf HMV-Schlacke anwendbar sind, muss noch untersucht werden.

Langzeituntersuchungen von Kluge et al. (1979) an einer Versuchstrecke, wo HMV-Schlacke als Tragschichtmaterial verwendet wurde, zeigten, dass im Laufe der Jahre eine Zunahme des  $E_{v1}$ -Wertes festzustellen war, wobei der  $E_{v2}$ -Wert annähernd gleich blieb. Dies hat zur Folge, dass sich das Verhältnis  $E_{v2}/E_{v1}$  verbesserte.

Bodengruppen	Verdichtungsgrad $D_{pr}$ in %	Verformungsmodul $E_{v2}$ in MN/m <sup>2</sup>
GW, GI (Kies weitgestuft, Kies intermittierend gestuft)	$\geq 100$	$\geq 100$
	$\geq 98$	$\geq 80$
	$\geq 97$	$\geq 70$
GE, SE, SW, SI (Kies enggestuft, Sand enggestuft, Sand weitge- stuft, Sand intermittierend gestuft)	$\geq 100$	$\geq 80$
	$\geq 98$	$\geq 70$
	$\geq 97$	$\geq 60$

Tabelle 10: Richtwerte für die Zuordnung von Verdichtungsgrad  $D_{pr}$  und Verformungsmodul  $E_{v2}$  bei grobkörnigen Bodengruppen (ZTVE-StB 94/97, Tabelle 8)

<sup>3</sup> Elastisch isotroper Halbraum: Der dreidimensionale Raum wird durch eine waagrechte, unendlich ausgedehnte Ebene in zwei Hälften geteilt, von denen die obere leer, die untere mit einem homogenen Stoff gefüllt ist, der sich vollelastisch verhält. Ein senkrechter Doppelschnitt trennt aus diesem Halbraum die Halbscheibe heraus, die zur Lösung von Aufgaben in der Ebene dient.

Verdichtungsgrad $D_{pr}$ in %	Verhältniswert $E_{v2} / E_{v1}$
$\geq 100$	$\leq 2,3$
$\geq 98$	$\leq 2,5$
$\geq 97$	$\leq 2,6$

Tabelle 11: Richtwerte für den Verhältniswert  $E_{v2}/E_{v1}$  in Abhängigkeit vom Verdichtungsgrad für die in Tabelle 10 genannten Bodengruppen (ZTVE-StB 94/97, Tabelle 9)

## 2.18 Dynamischer Plattendruckversuch

Der dynamische Plattendruckversuch mit Hilfe des leichten Fallgewichtes nach TP BF-StB Teil B 8.3 ist im Vergleich zum statischen Plattendruckversuch ein Schnellprüfverfahren und unterscheidet sich dadurch, dass die Belastung durch einen gedämpften Stoß erzeugt wird und somit auf ein Belastungswiderlager verzichtet werden kann. Dieser Versuch wurde eingeführt, um in vergleichsweise einfacher Art und Weise und mit nur geringem Zeitaufwand die Tragfähigkeit und Verdichtung von Prüfflächen indirekt bzw. vergleichend überprüfen zu können. Das Prüfverfahren eignet sich insbesondere für grobkörnige und gemischtkörnige Böden mit einem Größtkorn bis 63 mm und kann zur Ermittlung des dynamischen Verformungsmoduls  $E_{vd}$  im Bereich von 15 bis 80 MN/m<sup>2</sup> angewendet werden. Der dynamische Verformungsmodul  $E_{vd}$  ist eine Kenngröße für die Verformbarkeit des Bodens unter einer definierten vertikalen Stoßbelastung (maximale Normalspannung unter der Lastplatte ist 0,1 MN/m<sup>2</sup>) mit einer definierten Stoßdauer. Sein Wert wird anhand der gemessenen Setzungsamplitude der Lastplatte nach der Gleichung  $E_{vd} = 1,5 \cdot r \cdot \sigma / s$  berechnet. Der Durchmesser der Lastplatte beim dynamischen Plattendruckversuch beträgt einheitlich 30 cm. Die Genauigkeit des dynamischen Plattendruckversuches ist annähernd vergleichbar mit denen des statischen Plattendruckversuches. Der Einflussbereich liegt, je nach Bodenart, in der Tiefe bei etwa dem 0,8- bis 1,7-fachen des Durchmessers der Lastplatte, das entspricht etwa 25 bis 50 cm.

Der bodenspezifische Anwendungsbereich des dynamischen Plattendruckversuches ist ähnlich wie beim statischen Versuch. Die Verformungsmoduln  $E_{vd}$  der fein- und gemischtkörnigen Bodenarten unterliegen, aufgrund der dynamischen Lasteintragung, stärker dem mit zunehmendem Feinanteil größer werdenden Einfluss des Wassergehaltes und den plastischen Eigenschaften. Gemäß Floss (1997) lässt sich für die gemischtkörnigen Böden bis zu einem Feinkornanteil von 15 % die Zuordnung von  $E_{vd}$  und  $E_v$  noch näherungsweise wie in Tabelle 12 annehmen. Eine Übertragung dieser Zuordnung auf HMV-Schlacke wurde noch nicht untersucht.

Bodengruppen	Dpr in %	$E_{v2}$	$E_{vd}$
GW	103	120	75
	100	100	55
	97	80	45
GE, GI, SE, SI, SW	100	80	30
	97	60	20
	95	45	15

Tabelle 12: Näherungsweise Zuordnung von  $E_{v2}$  und  $E_{vd}$ -Moduln in Abhängigkeit vom Verdichtungsgrad grobkörniger Böden (Floss, 1997)

## 2.19 Rammsondierungen

Sondierungen sind ein Verfahren zur Erkundung und Untersuchung des Baugrunds und sollen schon vorhandene Bodenaufschlüsse ergänzen. Es können hierbei Schichtgrenzen, Hindernisse und Hohlräume im Untergrund festgestellt werden. Des Weiteren lassen sich Rückschlüsse auf die Lagerungsdichte und das Korngefüge bei nichtbindigen Böden und auf die Zustandsform bindiger Böden ziehen. In gewissem Umfang lassen sich auch Aussagen über die Zusammendrückbarkeit und Scherfestigkeit und Steifemodul der Böden machen.

Bei Rammsondierungen gemäß DIN 4094 wird eine Sonde mittels eines Rammjärens bei gleichbleibender Fallhöhe in den zu untersuchenden Boden gerammt. Hierbei wird die Anzahl der Schläge, die für eine Eindringtiefe von jeweils 10 cm erforderlich ist, gemessen. Die Masse des Rammjärens sowie dessen Fallhöhe beim Rammen, aber auch der Spitzendurchmesser, sind abhängig vom gewählten Rammsondentyp. Hierbei wird, je nach Untersuchungstiefe sowie nach Art und Beschaffenheit des Bodens, zwischen leichter (DPL), mittelschwerer (DPM) und schwerer (DPH) Rammsonde unterschieden. Die leichten Rammsonden reagieren empfindlicher auf Festigkeitsänderungen des untersuchten Bodens als die schweren. Weiterhin ist die Wahl der Rammsonde abhängig vom Korndurchmesser, so sollte der Korndurchmesser des zu untersuchenden Bodens nicht größer sein als das 0,1fache des gewählten Sondenspitzenmessers, da der Boden, wegen des dann zu ungünstigen Verhältnisses von Sonden- zu Kornabmessungen, nicht mehr als Kontinuum betrachtet werden kann. Bei Untersuchungen in bindigen Böden ist, aufgrund des Problems der Mantelreibung, möglicherweise die Drucksondierung der Rammsondierung vorzuziehen.

Für eine quantitative Auswertung von Sondierungen ist es notwendig, dass die durchfahrenen Bodenarten bekannt sind. Selbst für eine qualitative Auswertung ist eine allgemeine Kenntnis der Bodenverhältnisse erforderlich, ermöglicht aber folgende Aussagen über den Untergrund bzw. die Schüttung:

- Beurteilung der Gleichmäßigkeit oder Ungleichmäßigkeit
- Erkundung besonders lockerer oder fester Zonen bzw. Schichten
- Beurteilung des Verdichtungserfolges durch Vergleich der Eindringwiderstände „vorher und nachher“

## 2.20 Dichtebestimmung im Feld

Die Kenntnis der Dichte dient der Beurteilung bautechnischer Eigenschaften eines Bodens und ist für die Berechnung des Porenanteils sowie der Sättigungszahl erforderlich. Die aus der Dichte berechenbare Wichte des Bodens wird als Grundwert für die Ermittlung von Bauwerksbelastungen im Rahmen erdstatischer Berechnungen (Setzungen und Erddruck) benötigt und beeinflusst somit direkt die Dimensionierung der davon betroffenen Konstruktionen bzw. Konstruktionsteile. Im Zuge der Eigen- und Fremdüberwachung ist im Erd- und Straßenbau, durch Ermittlung der Dichte der eingebauten Materialien und der Kenntnis der Proctordichte, der erreichte Verdichtungsgrad  $D_{Pr}$  ein wichtiges Kontrollmittel.

Zur Ermittlung der Dichte im Feldversuch sind nach DIN 18125 Teil 2, je nach Bodenart, unterschiedliche Verfahren möglich (vgl. Tabelle 13).

Bodenart		Verfahren	
		Gut geeignet	Ungeeignet
Bindiger Boden	Ohne Grobkorn	Ausstechzylinder- und alle anderen Verfahren	Keine
	Mit Grobkorn	Alle Ersatzverfahren	Ausstechzylinder-Verfahren
Nichtbindiger Boden	Fein- bis Mittelsand	Ausstechzylinder-Verfahren und Ersatzverfahren	Keine
	Kies-Sand-Gemisch	Ballon-, Flüssigkeiterersatz-, Gipsersatz-Verfahren	Ausstechzylinder-Verfahren
	Sandarmer Kies	Ballon-, Wasserersatz-, Gipsersatz-Verfahren	Ausstechzylinder-, Sandersatz-Verfahren, Flüssigkeiterersatz-Verfahren mit Bentonit-schlämme und Tape-tenkleister
Steine und Blöcke mit geringem Beimengungen		Schürfgruben-Verfahren	Alle anderen Verfahren

Tabelle 13: Eignung der Verfahren in Abhängigkeit von der Bodenart (DIN 18125 Teil 2)

Im Rahmen der begleitenden Versuche der Baumassnahmen wurde, aufgrund des Größtkorns der eingebauten HMV-Schlacke von 8 mm, das Ausstechzylinderverfahren und das Ballonverfahren angewendet. Der Einsatz des radiometrischen Verfahrens zur Bestimmung der Dichte bei HMV-Schlacken liefert, durch das Vorhandensein von Metallresten und dem dadurch möglichen Einfluss auf das Ergebnis der Dichtebestimmung, zu große Streuungen. Weitere bei HMV-Schlacke anwendbare Verfahren sind die Gips-, Sand- und Bentonitersatzmethode.

Das Ballon-Verfahren nach DIN 18125 Teil 2 eignet sich für nicht bindige und bindige Böden, in denen sich standfeste Gruben ausheben lassen. Die Anwendung empfiehlt sich vor allem bei feinkörnigen Böden mit eingelagerten Kiesen und Steinen sowie für grobkörnige Böden. In Böden mit scharfkantigen Steinen kann die Ballonhaut beschädigt werden, was bei der Beprobung von HMV-Schlacken oftmals der Fall sein kann. Nach dem Abgleichen der Auflagerfläche der zu beprobenden Stelle wird die Stahlringplatte plan auf die vorbereitete Fläche gelegt. Auf die Stahlringplatte wird das

Ballongerät gestellt und die Nullmessung durchgeführt, indem der Gummiballon zur Oberfläche abgesenkt wird und satt anliegt. Danach wird das Ballongerät von der Stahlringplatte abgehoben und die Prüfgrube ausgehoben. Nach dem Aushub wird das Ballongerät erneut auf die Stahlringplatte gestellt und der Ballon in die ausgehobene Grube abgesenkt (vgl. Abb. 18). Das Volumen der Prüfgrube ist gleich dem Flüssigkeitsvolumen, das der Gerätekolben zwischen den beiden Ablesungen verdrängt hat. Der aus der Prüfgrube entnommene Boden wird im Labor getrocknet, der Wassergehalt und die Feuchtmasse bzw. die Trockenmasse bestimmt. Aus diesen Daten kann nun die Trockendichte der beprobten Stelle ermittelt werden.

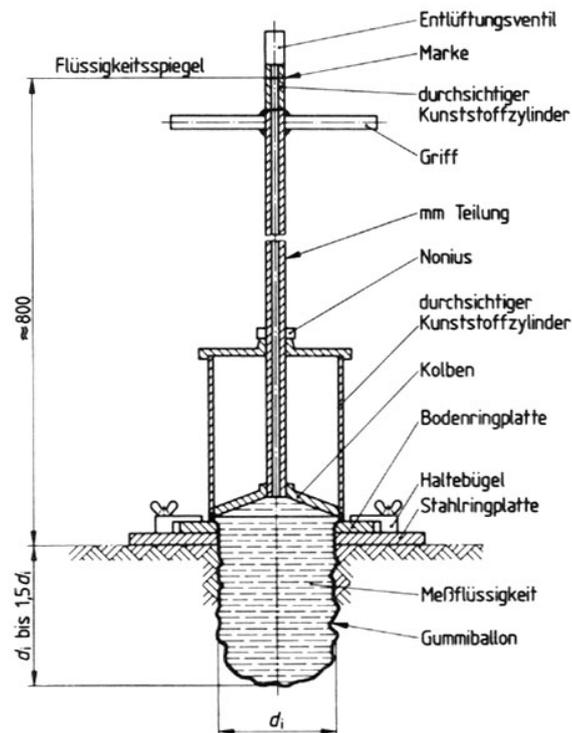


Abb. 18: Ballongerät und Stahlringplatte (DIN 18125 T 2)

### 3 Stand der Technik und Wissenschaft zum Einsatz von HMV-Schlacke

#### 3.1 Allgemeines

Müllverbrennungsschlacken fallen als gut abgestufte Körnung mit hohem Ungleichförmigkeitsgrad an, wobei Fein- und Größtkornanteil durch die Aufbereitung in gewissem Maße beeinflusst werden können. Dem Rohmaterial entsprechend, schwankt die stoffliche Zusammensetzung aus Glas, Keramikbruch, zusammengesinterter Material, Schlacken, feinen Aschen, Metallresten und unvollständig verbrannten organischen Rückständen aus Holz, Textil, Papier und Kunststoff (Bosse, 1981). In Abb. 19 ist die stoffliche Zusammensetzung von 28 HMV-Schlacken dargestellt.

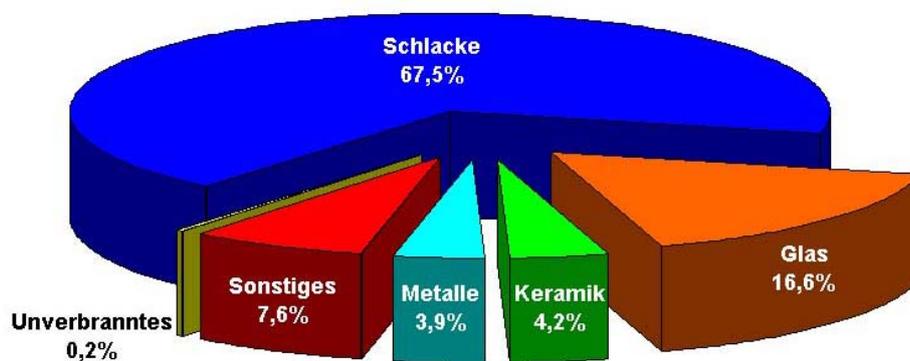


Abb. 19: Stoffliche Zusammensetzung der HMV-Schlacke nach Reichelt (1996)

Hinsichtlich der Verdichtungsanforderungen ist die HMV-Schlacke einem weitgestuften grobkörnigen Boden gleichzusetzen (GW), obwohl die von Gähl et al. (1987) untersuchte HMV-Schlacke nach DIN 18196 von der Kornzusammensetzung her den Bodengruppen SU oder GU zuzuordnen wäre. Aus Gründen der Raumbeständigkeit und des Setzungsverhaltens sollte ein möglichst hoher Verdichtungsgrad erreicht werden, welcher bei Schüttlagendicken bis maximal 50 cm ohne erhöhten Aufwand möglich ist (Gähl et al., 1987). Laut Damm (2000) sind beispielsweise in Hamburg bei der Verwendung von HMV-Schlacke als Tragschichtmaterial folgende Anforderungen einzuhalten:

Verdichtungsgrad nach Proctor $D_{Pr}$ :	> 103 %
Verformungsmodul $E_{v2}$ :	> 130 MN/m <sup>2</sup>

Nach Gähl et al. (1987) ist HMV-Schlacke bautechnisch als Schüttmaterial für hohe Dämme geeignet, wenn die entsprechenden Anforderungen des Merkblattes für die Entsorgung von Abfällen aus Verbrennungsanlagen für Siedlungsabfälle und der ZTVE-StB 94/97 eingehalten werden und wenn der Wassergehalt bei der Anlieferung der HMV-Schlacke im Bereich des optimalen Wassergehaltes liegt. Aufgrund der Einteilung Z2 der HMV-Schlacke kann durch allseitige Abdeckung mit feinkörnigem Boden und durch die gebundenen Schichten des Straßenoberbaus die HMV-Schlacke wie in einer Deponie im Dammkern abgelagert werden (vgl. Abb. 20).

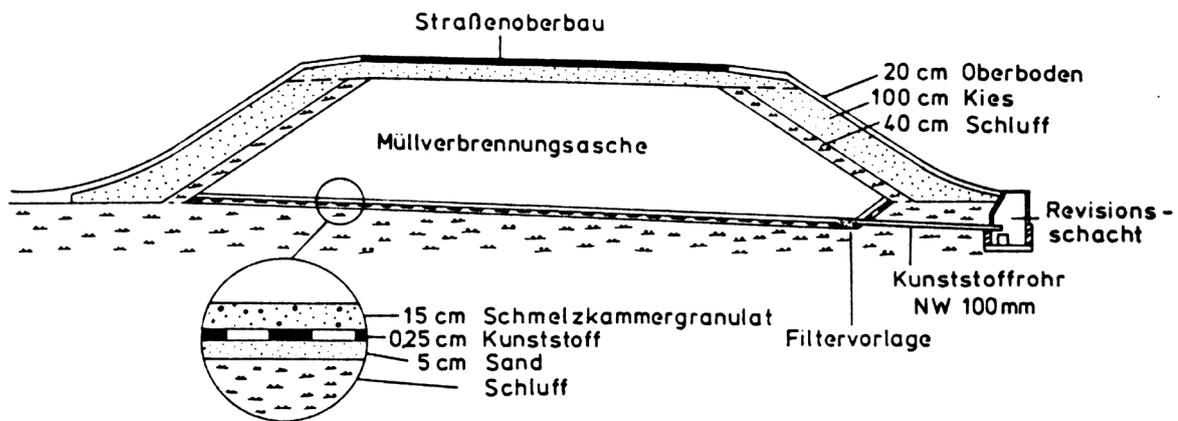


Abb. 20: Schematischer Aufbau eines Damms aus HMV-Schlacke (aus Gähl et al., 1987)

Im Rahmen einer Lärmschutzmaßnahme wurde HMV-Schlacke als Dammbaustoff verwendet (Mesters, 1994). Durch Variation der Abdeckungs- und Abdichtungsart der Dämme (vgl. Abb. 21) wurde der Sickerwassermengeneinfluß auf das Auslageverhalten der HMV-Schlacke bezüglich der wasserlöslichen wassergefährdenden Stoffe aufgezeigt werden. Mittels der Ergebnisse dieser Feldversuche schlägt Mesters (1994) folgende erforderliche Schutzmaßnahmen beim Einsatz von HMV-Schlacke als Dammbaustoff vor:

- zur Minimierung der Elution sollte der Direktabfluß möglichst groß sein, was durch eine möglichst große Böschungsneigung und durch eine relativ wasserundurchlässige Abdeckung erreichbar ist. Damit kann gewährleistet werden, dass das Niederschlagswasser zum größten Teil über die Oberfläche abfließt und nicht durch den Dammkern versickert.
- die Evapotranspiration sollte möglichst hoch sein. Dies ist durch eine verdunstungsstarke dichte Vegetation oberhalb der Abdeckung des Damms möglich.
- Die Bodenspeicherung sollte möglichst gering sein, um eine geringe Verweilzeit des Sickerwassers im Damm zu ermöglichen und den damit verbundenen Schadstofftransport zu minimieren. Dies könnte durch eine Reduzierung des Feinkornanteils erreicht werden.
- Falls der Untergrund nicht ausreichend wasserdurchlässig ist, sollte eine drainierte Schicht auf der Dammsohle angeordnet werden, um einen Aufstau von Sickerwasser ausschließen zu können und eine schnelle Abführung des Sickerwassers zu ermöglichen.

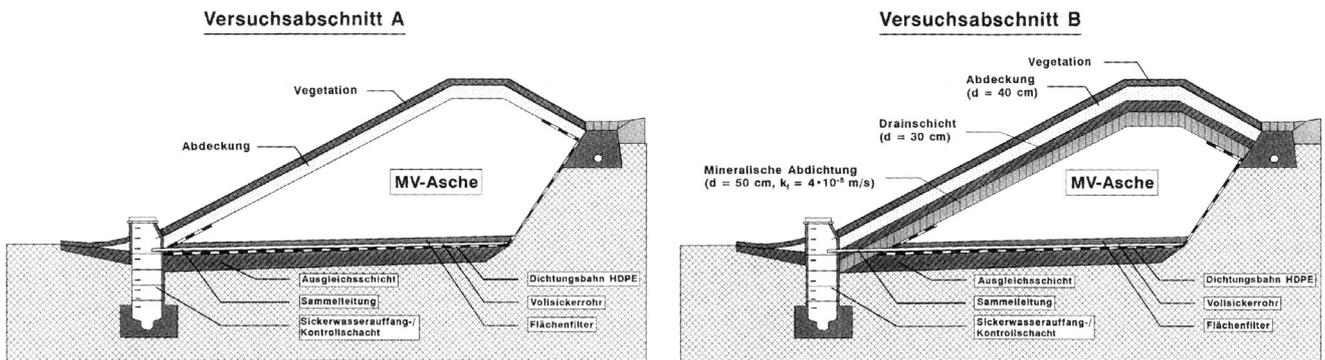


Abb. 21: Versuchsabschnitt A und B: Dammkern mit HMV-Schlacke (Mesters, 1994)

In Anhang XXX sind weitere Einsatzgebiete von HMV-Schlacke (HMVA I und II) im Bereich von Dämmen und Lärmschutzwällen aufgezeigt.

In Tabelle 14 sind bodenmechanische Kenngrößen nach Literaturangaben zusammengestellt. In der rechten Spalte sind die zusätzlichen Anforderungen an die HMV-Schlacke gemäß der TL HMVA-StB 95 (wurde ersetzt durch TL Min-StB 2000) aufgelistet. Weitere Anforderungen, die aber natürliche Böden ebenfalls erfüllen müssen, ergeben sich aus den jeweiligen Anwendungsbereichen und den damit maßgeblichen geltenden Vorschriften.

Erfahrungswerte				Grenzwerte gemäß TL HMVA-StB 95 (ersetzt durch TL Min-StB 2000)
<b>Bodengruppe</b> DIN 18196	[-]		SU, GU, GW	k. A.
<b>Korngrößenverteilung</b> DIN 18123, DIN 52098	< 0,063 mm < 2,0 mm	[%] [%]	0,2 – 21,5 30 – 55	< 7,0 % -
<b>Kornform</b> DIN 52114	Anteil (1:d > 3:1)	[M.-%]	6 – 32	< 50
<b>Proctordichte und Proctorwassergehalt</b> DIN 18127	$\rho_{pr}$ $w_{pr}$	[g/cm <sup>3</sup> ] [%]	1,36 - 1,90 9 – 24	Ist zu bestimmen
<b>Verformungsmoduln der Erst- und Zweitbelastung (statisch, dynamisch)</b> DIN 18134, TP BF-StB T B 8.3	$E_{v1}$ $E_{v2}$ $E_{v2}/E_{v1}$ $E_{dyn}$	[MN/m <sup>2</sup> ] [MN/m <sup>2</sup> ] [-] [MN/m <sup>2</sup> ]	35 – 70 100 - 160 1,5 - 2,8 30 – 60	k. A.
<b>Frostempfindlichkeit</b> DIN 52104 T 1, TP Min-StB T B 8.3	< 0,063 mm	[M.-%]	0,5 – 12	$\leq 3,0$ bzw. $\leq 5,0$ (< 0,71 mm max 2,5 M.-%) $\leq 2$ (0,063 mm an Gesamtkörn. > 0,063 mm) $\leq 9$ (< 0,063 mm vorher plus < 0,063 mm nachher) $\leq 7$ (< 0,063 mm), falls höher: Nachweis erf.
<b>Wasserdurchlässigkeit</b> DIN 18130 T 1	k	[m/s]	$10^{-5}$	k. A.
<b>CBR-Versuch</b> TP BF-StB B 7 nach Verdichtung nach Wasserlagerung nach Wasserlagerung + Frost-Tau-Wechsel	CBR <sub>O</sub> CBR <sub>w</sub> CBR <sub>ft</sub>	[%] [%] [%]	80 - 120 80 - 150 80 - 150	k. A.  (CBR = California Bearing Ratio Versuch)
<b>Einbaudichte</b> DIN 18125	$\rho$	[g/cm <sup>3</sup> ]	1.8 - 1.9	k. A.
<b>Korndichte</b> TP BF-StB T B 3.3	$\rho_s$	[g/cm <sup>3</sup> ]	2.28 - 2.86	k. A.

<b>Wasseraufnahme</b> DIN 18132	$w_A$	[%]	3.2 - 13.1	k. A.
<b>Scherfestigkeit</b> DIN 18137	$\varphi'$	[°]	35 – 40	k. A.
<b>Kohäsion</b> DIN 18137	$C'$	[kN/m <sup>2</sup> ]	< 20	k. A.
<b>Wassergehalt</b> DIN 18121 T 1	$w$	[%]	10 – 14	< 90 % von $w_{opt}$
<b>Glühverlust</b> DIN 38414 T 3, DIN 18128	$V_{Gl}$	[M.-%]	0,4-12,1	k. A.
<b>Widerstand gegen Schlag</b> DIN 52115, TP Min T 5.2.1.4	SZ8/12	[M.-%]	34 – 46,7	< 40
<b>Eluierbarkeit</b> DIN 38414 T 4		[M.-%]	-	Siehe Tabelle 1 in TL HMVA-StB 95 (ersetzt durch TL Min-StB 2000)

Tabelle 14: Zusammenstellung der bodenmechanischen Kennwerte von HMV-Schlacke gemäß Literaturangaben

Im Kommentar zur ZTVE-StB 94/97 ist zudem der Körnungsbereich von HMV-Schlacke angegeben (Abb. 22).

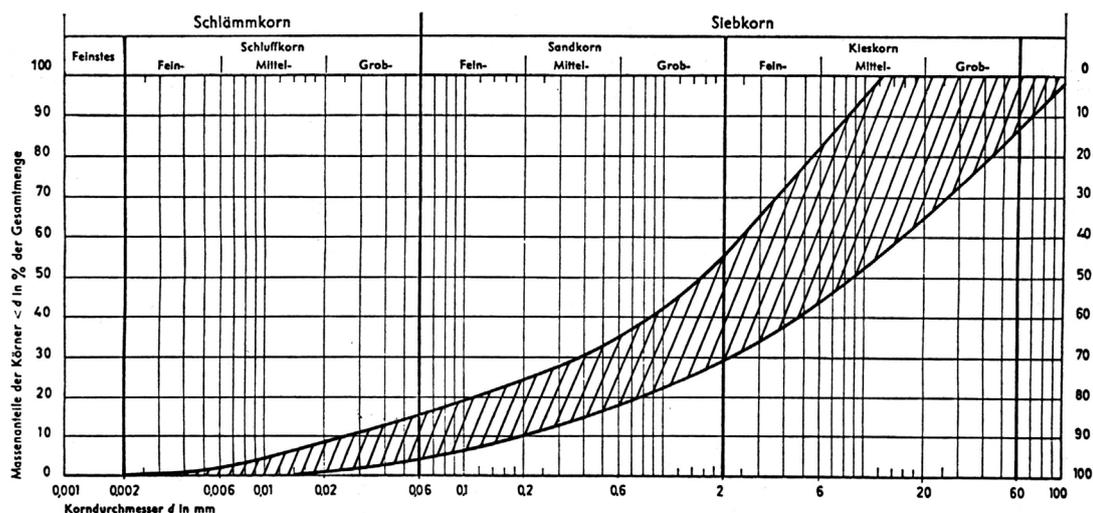


Abb. 22: Körnungsbereich von Müllverbrennungsschlacke gemäß Kommentar ZTVE-StB 94/97 (Floss, 1997)

Bei der Ermittlung der bodenmechanischen Kennwerte ergeben sich Probleme, da die HMV-Schlacken ein sehr heterogenes Gemisch von anteilmäßig sehr veränderlichen Bestandteilen darstellen. Diese Schwankungen in der Zusammensetzung der Schlacke beruhen auf Schwankungen in der Zusammensetzung der Ausgangsmaterialien und in den Verbrennungsbedingungen. Aufgrund dieser Tatsache ist zu untersuchen, in wie weit die in der Bodenmechanik bekannten Untersuchungsverfahren bei der Betrachtung der bodenmechanischen Eigenschaften von HMV-Schlacke verwendbar sind. Im folgenden werden gängige bodenmechanische Untersuchungsverfahren hinsichtlich der Beurteilung der bodenmechanischen Eigenschaften von HMV-Schlacke beschrieben und damit verbundene Problematiken kurz aufgezeigt.

### 3.2 Korngrößenverteilung

Nach Bateau (1984) sind die Verfahren zur Bestimmung der Korngrößenverteilung mittels Schlämmanalyse bei Verbrennungsrückständen infolge Koagulation und Ausflockung der Partikel nur bedingt oder nicht geeignet. Die Ermittlung der Verteilung des Feinkorns  $< 0,063$  mm mittels Aräometer<sup>4</sup> ist unzulässig, da feine Metallteile und mögliche auftretende Reaktionen, bei einer Versuchsdauer von 24 Stunden, zu falschen Ergebnissen führen. Überlegungen das Lasergranulometrische Verfahren zur Bestimmung der KGV einzusetzen, scheitert daran, dass hierzu annähernd runde Partikel vorausgesetzt werden, was bei HMV-Schlacke nicht zutrifft (Grabe, 2000).

Die Bestimmung des Feinkornanteils, ist nicht nur für bodenmechanische Aussagen von Bedeutung, insbesondere der Übergang von Schluff zu Sand (bei 0,063 mm), sondern spielt für die Prognose des chemischen Reaktionspotentials und für eine umweltrelevante Bewertung eine wichtige Rolle, so berichten Heinrichsbauer et al. (1995) hinsichtlich des Elutionsverhaltens, dass die wesentlichen Belastungen des Eluats in der Kornfraktion  $\leq 10$  mm vorgefunden wird.

Aufgrund der mechanischen Beanspruchung bei der Siebung der HMV-Schlacke kann Kornbruch und Kornzermahlung auftreten, was sich in der Erhöhung des Feinkorn- bzw. Sandanteils bemerkbar macht und damit das Ergebnis der KGV insofern verändert, dass infolge Abriebs ein zu hoher Feinkornanteil vorgetäuscht wird.

### 3.3 Zustandsgrenzen

Laut Grabe (2000) wäre aufgrund des hohen Wasseraufnahmevermögens und der großen Porenzahl z. B. bei Klärschlammaschen aus bodenmechanischer Sicht ein bildsames Verhalten zu erwarten, was jedoch nicht festgestellt wurde. Ott (2001) konnte ebenfalls bei den von ihr untersuchten HMV-Schlacken kein bildsames Verhalten feststellen. Deshalb kann für die HMV-Schlacken, hinsichtlich ihres nicht plastischen Verhaltens durchaus der Vergleich mit Böden, die vergleichbare Körnungslinien aufweisen, gezogen werden.

### 3.4 Kornform und Beschaffenheit der Oberfläche

HMV-Schlacke besitzt neben Anteilen an Metall, Glas, Keramik und Steinen, die meist eckig, teilweise plattig größtenteils aber scharfkantig sind, hauptsächlich zusammengebackene Partikel, die als Einzelpartikel in Erscheinung treten. Die Kornform von HMV-Schlacken ist abhängig vom Verbrennungsvorgang und der Art der Aufbereitung. Desweiteren ist sie abhängig von der Phase, in der sie sich befindet, was eine Klassifizierung an Hand der Kornform unmöglich macht (Ott, 2001).

Der Anteil der ungünstig geformten Körner gemäß DIN 52114 liegt im Allgemeinen zwischen 6,0 Gew.-% und 32,0 Gew.-% (vgl. Tabelle 14). Die Kanten der Körner sind scharf, die Kornform eher bizarr als rund. Die Oberfläche der Körner ist meist rau. Deutliche Unterschiede lassen sich im Ras-

---

<sup>4</sup> Aus der Dichteanzeige eines Aerometers nach Bouyoucos/Casagrande wird auf den Massenanteil der Körner geschlossen, die im Standzylinder bis zu einem gewissen Zeitpunkt unter den Schwerpunkt des Aräometers abgesunken sind. Aus der Absinkzeit und der Absinktiefe wird nach dem Gesetz von Stokes der zugehörige Korndurchmesser errechnet.

terelektronenmikroskop (REM) erkennen. Hierzu wurden von Ott (2001) Untersuchungen an HMV-Schlacke, die direkt aus dem Bunker entnommen wurde (Abb. 23 links) und an HMV-Schlacke, die 12 Wochen feuchtgelagert wurde (Abb. 23 rechts), durchgeführt. Die vor der Feuchtlagerung untersuchte HMV-Schlacke zeigt eine unregelmäßige mit kubischen und stabförmigen verklebte Partikeln bestückte Oberfläche. Eine Verkrustung einzelner Partikel wird sichtbar, die sich zu unregelmäßigen Gebilden formen. Nach der Feuchtlagerung wurden neue Kristallstrukturen gebildet, körnige Einzelkomponenten, die miteinander verwachsen sind. Die größeren, plattig/kantigen Partikel zeigen vorhandenes Portlandit, das sich bei Verfügbarkeit von Wasser, Sauerstoff und  $\text{CO}_2$  in Calcit umwandelt und zur Erhärtung führen kann. Nach der Feuchtlagerung sind deutlich weniger Vertiefungen und Hohlräume sichtbar.

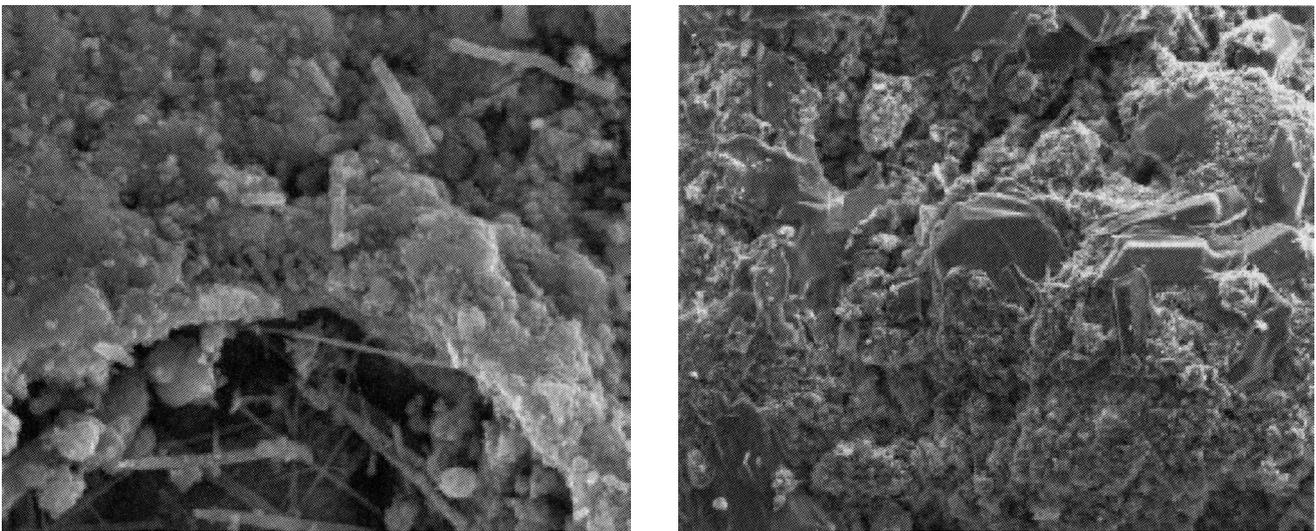


Abb. 23: REM-Aufnahmen von Abfallrostaschen, linkes Bild – nicht gelagert (BB=363  $\mu\text{m}$ ) rechtes Bild - gelagert (BB=154  $\mu\text{m}$ ) aus Ott (2001)

Durch die äußerst vielfältige Zusammensetzung von HMV-Schlacke lassen sich Aussagen über die mechanischen Eigenschaften von HMV-Schlacke aufgrund ihrer Kornform nicht treffen (Ott, 2001).

### 3.5 Wassergehalt

Die HMV-Schlacken besitzen ein sehr großes Hydratationsvermögen und somit sind die gemessenen Wassergehalte sehr stark vom Zeitpunkt der Messung abhängig. Der Wassergehalt der aufbereiteten Schlacke variiert je nach Lieferkörnung, Lagerung und Witterung. Im Gegensatz zu natürlichen grobkörnigen Böden wird bei der HMV-Schlacke Wasser in unterschiedlicher Form eingelagert und chemisch gebunden, was nicht unerhebliche Auswirkungen auf die Versuche zur Bestimmung von bodenmechanischen Kennwerten haben kann. Dies erkennt man an den Wassergehalten der HMV-Schlacke bei der Anlieferung, die zwischen 10 % und 25 % schwanken können, und bei Betrachtung ihrer Körnungslinien im Vergleich zu natürlichen Böden sehr hoch sind (Ott, 2001).

Ott (2001) stellte bei ihren Untersuchungen fest, dass Abweichungen bis zu 5 % zwischen den eingestellten und den mittels Ofentrocknung ermittelten Wassergehalten auftraten. Diese Unterschiede

fürte sie auf chemische Bindung von Wasser während der Versuchsdurchführung und der Trocknung zurück. Des Weiteren zeigte sich, dass tendenziell die HMV-Schlacken mit höheren Korndichten auch höhere Proctordichten aufwiesen, die sie auf die darin enthaltenen metallischen und keramischen Bestandteile zurückführte. Die sich bei ihren Untersuchungen eingestellten höheren Wassergehalte und die nicht stetig verlaufenden Proctorkurven (Abb. 24) führt sie auf bereits während der Versuchsdurchführung ablaufende chemische Reaktionen (Carbonat- und/oder Hydratbildung) zurück. Schwierigkeiten ergaben sich in der Reproduzierbarkeit der Versuchsergebnisse, so stellte sie, trotz gleicher Versuchsbedingungen, starke Streuungen der Ergebnisse aus dem Proctorversuch fest, was sie auf die inhomogene Zusammensetzung der HMV-Schlacken zurückführt.

Aufgrund der rau beschaffenen Oberfläche und der hohen Porosität der HMV-Schlackekörner kann der hohe Wasserbedarf auch zum Teil auf das physikalische Saugvermögen des Materials zurückgeführt werden und stellt laut Ott (2001) nicht das für Verdichtung wirksame Wasser (freies Wasser) dar.

Klärungsbedarf besteht hinsichtlich der Wahl der Trocknungstemperatur, ob 105°C, wie sie in der DIN 18121 gefordert wird, bei HMV-Schlacken Einfluß auf das Ergebnis der Wassergehaltsbestimmung hat.

### 3.6 Korndichte

Ott (2001) stellt fest, dass der Begriff Korndichte zur Beschreibung der mittleren Rohdichte im Zusammenhang mit Abfallrostaaschen nicht verwendet werden sollte, da es sich hierbei nicht wie im Sinne der Bodenmechanik um die Dichte einer einheitlich zusammengesetzten und gleichbleibenden Kornsubstanz handelt, sondern um die Dichte eines inhomogenen Gemenges (Vielstoffgemisch). Sie verwendet im weiteren den Begriff Stoffdichte.

Die Stoffdichten der von ihr mittels Luftpyknometer untersuchten HMV-Schlacke lagen zwischen 2,61 g/cm<sup>3</sup> und 2,86 g/cm<sup>3</sup>.

Bei der Bestimmung der Korndichte  $\rho_s$ , die nach DIN 18124 auch als Rohdichte der festen Einzelbestandteile (Körner) des Bodens bezeichnet wird, ermittelt man die trockene Masse bezogen auf das Volumen eines Stoffes einschließlich der in der Festmasse eingeschlossenen Poren (Gesteinsporen), aber ohne Haufwerksporen. Bei der Bestimmung der Reindichte (Mineraldichte) wird die trockene Masse bezogen auf das Volumen ausschließlich der in der Festmasse eingeschlossenen Poren.

Als Raumdichte bezeichnet man die Masse des Bodens bezogen auf das Volumen einschließlich Gesteinsporen und Haufwerksporen.

### 3.7 Wasseraufnahmevermögen

Das von Ott (2001) ermittelte Wasseraufnahmevermögen an HMV-Schlacken wurde zwischen 51,2 und 69,3 % angegeben und wurde bei allen untersuchten Schlacken bereits nach 15 Sekunden erreicht. Dies unterscheidet sich deutlich von den in der Literatur angegebenen Werten von  $w_A = 3,2\%$  bis 13,1 % (vgl. Tabelle Tabelle 14). Sie beschreibt, dass die Trocknungstemperatur und die dabei

ablaufenden chemischen Prozesse die Ergebnisse des Wasseraufnahmevermögens beeinflussen. So unterscheiden sich die Werte bzw. auch die Abweichungen voneinander für Temperaturen bei 105° und 60° Celsius. Teilweise steigt das Wasseraufnahmevermögen mit steigender Trocknungstemperatur an, teilweise sinkt es aber auch, so dass keine eindeutige Aussage über das Wasseraufnahmevermögen bei unterschiedlichen Trocknungstemperaturen möglich ist.

Im Vergleich zu Böden mit ähnlicher Korngrößenverteilung ist das Wasseraufnahmevermögen, bedingt durch die Mikro- und Makroporen aber relativ groß (Grabe, 2000).

Die Wasseraufnahme, nicht jedoch die Geschwindigkeit der Wasseraufnahme, ist vergleichbar mit einem leicht plastischen Ton. Bei der Interpretation der Wasseraufnahme ist auch zu beachten, dass ein Teil des Wassers u. U. durch hydraulische Umsetzungsprozesse gebunden wird (Grabe, 2000). Betrachtet man nun die Kornverteilungskurve von HMV-Schlacke, so erkennt man, dass der Anteil an Körnern < 0,4 mm zwischen 15 M.-% und 30 M.-% liegt und somit nicht ausschließlich das bodenmechanische Verhalten von HMV-Schlacke prägt.

Mit dem Gerät nach Enslin/Neff können nur Feinteile von Böden untersucht werden. Da bei HMV-Schlacke davon auszugehen ist, dass auch größere Kornstrukturen aufgrund ihrer Makro- und Mikroporen Wasser ansaugen können, ist zu überdenken, ob nicht die Bestimmung der Wasseraufnahme nach DIN 52103 durchzuführen ist. Dieses Verfahren wird im Rahmen dieser Forschungsarbeit ausführlicher an HMV-Schlacke untersucht.

Hierbei wird die Wasseraufnahme von Naturstein unter Atmosphärendruck bestimmt. Die Wasseraufnahme unter diesen Bedingungen kennzeichnet die Porositätsverhältnisse von Naturstein. Die zu untersuchenden gewogenen Proben werden eine Stunde lang bis zur Hälfte, dann vollständig mit 20 mm ± 5 mm Überdeckung in destilliertem Wasser von Atmosphärendruck und 20 ± 1°C bis zur Gewichtskonstanz gelagert. Nach Abschluss der Versuche werden die Proben bei 105° bis zur Massenkonstanz getrocknet.

Laut Ott (2001) ist mit einer Quellfähigkeit von HMV-Schlacken nicht zu rechnen.

### 3.8 Wasserdurchlässigkeitsbeiwert

Von Ott (2001) durchgeführte Durchlässigkeitsversuche an Probekörpern mit 150 mm Durchmesser und 125 mm Höhe mit einem Verdichtungsgrad von  $D_{PR}=97\%$  ergaben k-Werte um die  $2,7 \cdot 10^{-5}$  m/s, die in etwa auch aufgrund von Erfahrungswerten aus den Körnungslinien abgeleitet werden können. Durch Aluminiumhydratisierung entsteht ab einem Tag Versuchszeit Wasserstoffgas, was zu einem Anstieg der Wassersäulen in den Standrohren führt (Huber et al., 1998). Diese chemischen Reaktionen können nach Kluge et al. (1979), im Gegensatz zu den Beobachtungen von Ott (2001), zu starken Quellerscheinungen führen, was beim Einsatz der HMV-Schlacke bei Baumaßnahmen zu Bauschäden führen kann. Wesentliche Veränderungen der Durchlässigkeit (Durchlässigkeit nimmt ab) entstehen mit der Liegezeit und der oben genannten Gasproduktion. Hierbei bilden sich neben dem Wasserstoffgas auch Calcit, Gips, Ettringit und Calciumsilikathydratphasen (CSH), die einen wesentlichen Einfluss auf die Veränderung des Porenraumes haben können. Im Hinblick auf diese Problematik empfiehlt Ott (2001), die Versuchszeiten relativ kurz zu halten und durch die Entsättigung

der Proben aufgrund der Entstehung von Gasen sollte die Anwendung des Gesetzes von Darcy durch die Betrachtung von Mehrphasendurchlässigkeiten ersetzt werden. Die angewandten Methoden zur Bestimmung der Durchlässigkeit sind laut Ott (2001) auf HMV-Schlacken nicht übertragbar.

### 3.9 Organische Bestandteile

Nach Ott (2001) sind, aufgrund der hohen Verbrennungstemperaturen zwischen 850°C und 1200°C, keine bzw. nur sehr geringe Glühverluste von 1,57 % bis 4,42 % bei den von ihr untersuchten HMV-Schlacken aufgetreten. Damit sind die Kriterien der TA Siedlungsabfall zur Ablagerung auf Deponien der Klassen I und II sowie das Einbaukriterium der FGSV für Tragschichten in den Untergrund mit  $\leq 5$  M.-% eingehalten. Zu berücksichtigen ist bei der Ermittlung des Glühverlustes, dass durch die sehr hohen Temperaturen bei der Durchführung dieses Versuches möglicherweise chemische Reaktionen ablaufen, die das Ergebnis des Versuches beeinflussen können.

### 3.10 Bestimmung des Kalkgehaltes

Nach Ott (2001) besteht ein signifikanter Zusammenhang zwischen dem Kalkgehalt einer HMV-Schlacke und dem Wasseraufnahmevermögen, dem Glühverlust sowie dem Durchlässigkeitsbeiwert. Es tritt auch die Frage auf, inwieweit der Anteil an Carbonaten Aufschluß über bereits abgeschlossene oder über noch zu erwartende Verfestigung der HMV-Schlacke infolge von Carbonatbildung geben kann, die mögliche Auswirkungen auf bodenmechanische Eigenschaften der HMV-Schlacke haben können. Ott (2001) ermittelte bei den von ihr untersuchten HMV-Schlacken Kalkgehalte von 5,4 % - 11,0 %.

### 3.11 Proctorversuch

Bei der Anwendung des Proctorversuches auf Verbrennungsrückstände ist zu beachten, dass die Schlacken, bedingt durch latent hydraulische Eigenschaften einen Teil der Wassermenge zeitabhängig hydraulisch binden. Deshalb und durch mögliche ablaufende chemische Reaktionen können unterschiedliche Homogenisierungszeiten bei der Aufbereitung der HMV-Schlacke für bodenmechanische Versuche starke Streuungen der Versuchsergebnisse ergeben. Der Proctorversuch ist für HMV-Schlacke so zu modifizieren, dass die im Proctorversuch untersuchten Schlackematerialien gleich lange in Kontakt mit Wasser bei der Homogenisierung stehen. Kurze Homogenisierungszeiten reduzieren möglicherweise das physikalische Saugvermögen und die Bereitschaft der HMV-Schlacke chemisch zu reagieren (vgl. Kapitel 2.2). Demgegenüber steht aber die Vergleichbarkeit der Ergebnisse der HMV-Schlacke aus Laboruntersuchungen mit den Einbaubedingungen insitu, wo die verwendeten Materialien längere Zeit der Witterung ausgesetzt sind, bis sie in Bauwerke eingebaut werden.

Des weiteren tritt bei der schlagenden Beanspruchung durch den Proctorversuch Kornbruch bei den Schlackekörnern auf, so dass hierdurch die Proctordichte beeinflusst wird (Grabe, 2000). Aus diesem Grund kann die zu untersuchende Schlackeprobe nur einmal mittels Proctorversuch untersucht werden, da ansonsten bei weiterer Verwendung derselben Probe eine zum Ausgangsmaterial unterschiedliche Korngrößenverteilung vorliegen würde.

Die Auswertung des Proctorversuches, durchgeführt an HMV-Schlacke, zeigt eine ausgeprägt steile Kurve sowohl auf der nassen als auch auf der trockenen Seite der Proctorkurve. Daraus erklärt sich auch die bekannte Empfindlichkeit der Schlacke gegenüber Abweichungen vom optimalen Wassergehalt (Schubenz, 1990).

Grabe (2000) weist darauf hin, dass die im Labor erzielten Dichten bei Verbrennungsrückständen im allgemeinen nicht von den Baugeräten vor Ort erreicht werden können. Bei Verwendung von HMV-Schlacke bei Baumaßnahmen kann man feststellen, dass beim Einbau von höheren Schichtstärken sich teilweise harte, dünne Deckschichten bilden, unter denen sich nur ungenügend verdichtete Schlacke befindet. Dies ist möglicherweise auf die Oberflächenstruktur (scharfe Kanten) und der damit verbundenen guten Verzahnung der Schlackekörner untereinander zurückzuführen.

Untersuchungen von Ott (2001) an HMV-Schlacken ergaben Schwankungen der Einzelversuchswerte von Proctorversuchen zwischen  $\rho_{Pr} = 1,45 \text{ g/cm}^3$  und  $\rho_{Pr} = 1,92 \text{ g/cm}^3$  bei zugehörigen optimalen Wassergehalten von  $w_{Pr} = 20,6 \%$  und  $w_{Pr} = 15,1 \%$  (vgl. Abb. 24). Des Weiteren ist die Reproduzierbarkeit ihrer Versuchsergebnisse aus den Proctorversuchen, aufgrund der stark streuenden Werte, nur bedingt möglich und wird auf die inhomogene Zusammensetzung der untersuchten Schlacke zurückgeführt. Diese Schwankungsbreiten traten trotz einer sorgfältigen Bearbeitung der HMV-Schlacke innerhalb von 15 Minuten nach Zugabe des Wassers auf.

Die untersuchten HMV-Schlacken reagieren stark auf Wassergehaltsschwankungen und sind in ihrem Proctorverhalten am ehesten mit nichtbindigen Böden vergleichbar. Die entsprechenden optimalen Wassergehalte liegen dabei aber wesentlich höher als die von natürlichen Böden mit vergleichbaren Korngrößenverteilungen. Die HMV-Schlacken mit höheren Korndichten neigen zu höheren Proctordichten (Ott, 2001).

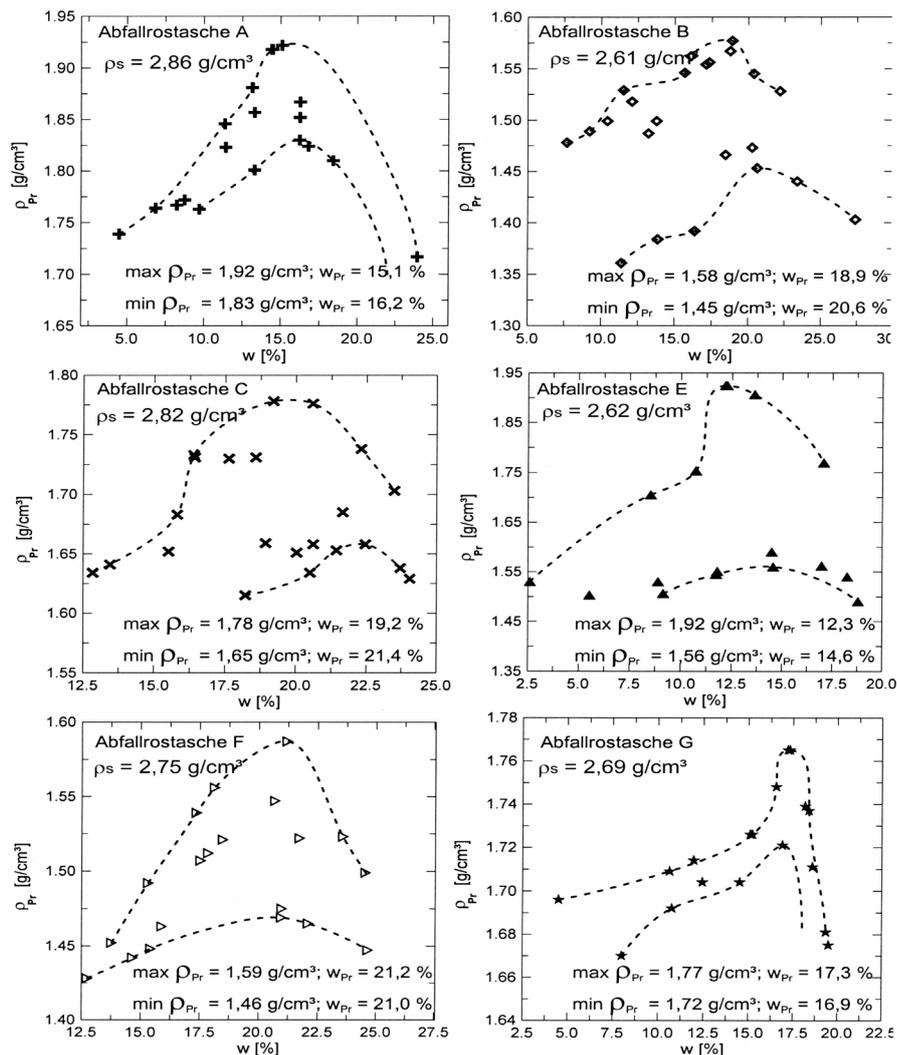


Abb. 24: Proctorversuche der von Ott (2001) untersuchten HMV-Schlacken

Durch die verbesserte Aufbereitung der HMV-Schlacke, die im Rahmen dieser Forschungsarbeit untersucht wurde, ist anzunehmen, dass geringere Streuungen bei der Ermittlung des Proctoroptimums zu erwarten sind. Klärungsbedarf besteht hinsichtlich der exakten Bestimmung des Proctoroptimums.

### 3.12 Widerstand gegen Frost-Tau-Wechsel

Nach Angaben von Kurth (1985) erreicht die HMV-Schlacke, insbesondere nach langen Ablagezeiten, teilweise nicht die geforderten Werte. Der Widerstand gegen Frost kann bei der HMV-Schlacke nicht nach den geltenden Richtlinien ermittelt werden, da nach der Kornzusammensetzung die Schlacken in die Frostempfindlichkeitsklasse F2<sup>5</sup> eingruppiert werden, die in der Praxis gemachten Erfahrungen widersprechen aber dieser Einstufung (Kurth, 1985).

<sup>5</sup> Das Frostverhalten der Böden wird nach den drei Klassen F1 bis F3 unterschieden. F2: gering bis mittel frostempfindlich gemäß ZTVE-StB94/97 fallen darunter die Bodengruppen TA, OT, OH, OK, ST, GT, SU, GU.

### 3.13 Kompressionsverhalten

Von Ott (2001) durchgeführte Kompressionsversuche (großmaßstäbliche Versuche  $d = 30$  cm, Verdichtungsgrad  $D_{Pr}=0,97$ ) ergaben Steifemodule von  $20 \text{ MN/m}^2$  bis  $30 \text{ MN/m}^2$  bei Laststufen zwischen  $\sigma_v = 50$  und  $\sigma_v = 100 \text{ MN/m}^2$  und stiegen auf Werte zwischen  $27$  und  $67 \text{ MN/m}^2$  in der Erstbelastungsstufe an. Die Wiederbelastungsmoduln lagen etwa doppelt so hoch wie die Erstbelastungsmoduln (vgl. Tabelle 15). Vergleichbar sind diese Werte mit locker bis mitteldicht gelagerten Sanden, was aber bzgl. der Körnungslinien und dem Verdichtungsgrad im Vergleich zu Böden sehr niedrig erscheint.

Eine wesentliche Kornzertrümmerung durch statische Belastung während der Versuchsdurchführung konnte hierbei nicht festgestellt werden. Wie Ott (2001) auch bei den Proctorversuchen feststellte, ergaben sich nur minimale Abweichungen der Körnungslinien vor und nach der Versuchsdurchführung.

Belastungsstufen [kN/m <sup>2</sup> ]	HMV-Schlacke A [MN/m <sup>2</sup> ]	Schlacke B [MN/m <sup>2</sup> ]	Schlacke E [MN/m <sup>2</sup> ]	Schlacke G [MN/m <sup>2</sup> ]	Schlacke H [MN/m <sup>2</sup> ]
Erstbelastung					
50-100	32,2	17,0	22,6	24,9	4,7
100-200	30,0	26,0	30,2	43,5	6,4
200-400	53,5	55,0	44,6	56,9	9,9
Zweitbelastung					
50-100	58,0	-	-	70,1	12,7
100-200	94,1	67,0	39,7	87,0	17,9
200-400	97,0	55,0	49,0	111,8	25,0

Tabelle 15: Steifemoduln  $E_s$  aus großmaßstäblichen, eindimensionalen Kompressionsversuchen ( $d=30\text{cm}$ ) aus Ott (2001)

Die ermittelten Steifemoduln bei HMV-Schlacken weisen bei einem Verdichtungsgrad von  $D_{PR}=97 \%$  ähnliche Werte auf wie locker bis mitteldicht gelagerte Sande (Schnell, 1987).

Großmaßstäbliche Kompressionsversuche sind sehr aufwendig in der Durchführung. Es stellt sich die Frage, ob Kompressionsversuche mit kleineren Probendurchmessern ähnliche Versuchsergebnisse liefern.

### 3.14 Direkter Scherversuch

Untersuchungen von Ott (2001) zeigten, dass sich, aufgrund der aufgetretenen großen Streuungen und Standardabweichungen der untersuchten HMV-Schlacken, Schwierigkeiten bei der Reproduzierbarkeit der Scherfestigkeitsuntersuchungen (Reibungswinkel und Kohäsion) ergaben. Ursache sind dafür möglicherweise unterschiedliche chemische Reaktionen in den einzelnen Abfallrostaaschen wie z. B. Verfestigungsreaktionen, die das Gesamtgefüge verbinden oder Treibreaktionen, die das Gesamtgefüge auflockern. Es konnte weder eine zufriedenstellende Übereinstimmung der Einzelversuchswerte erzielt werden, noch folgen die Scherparameter einer einheitlichen, von der Liegezeit abhängigen Tendenz bzw. entwickeln sich für die Gesamtheit der untersuchten HMV-Schlacken einheitlich. Ein möglicher Indikator, wie ausgeprägt das zeitliche Verhalten einer HMV-Schlacke ist, könnte

ihrer Meinung nach das Wasseraufnahmevermögen nach Enslin/Neff bei 60° Trocknungstemperatur sein. Hierzu sind aber weitere Untersuchungen notwendig.

Ott (2001) beobachtete nach etwa einer 7 tägigen Lagerung der HMV-Schlacke eine Strukturveränderung in Form von fest miteinander verwachsenen Körpern, die Abweichungen in ihrer Festigkeit bedingen.

Abschließend folgert Sie, dass es sich bei HMV-Schlacken um Materialien handelt, deren Festigkeitsverhalten nicht hinreichend mit der derzeit gebräuchlichen Versuchstechnik bzw. Vorgehensweise erfasst werden kann.

Die von Ott (2001) ermittelten Kohäsionswerte von weit über 300 kN/m<sup>2</sup> erscheinen für HMV-Schlacke, betrachtet man ihre bodenmechanischen Parameter, als sehr hoch. Hier stellt sich die Frage, ob eine verbesserte Aufbereitung der HMV-Schlacke und/oder eine Veränderung der Geräte zur Ermittlung der Scherparameter abweichende Ergebnisse liefern können.

### 3.15 Dreiaxialversuch

Die von Ott (2001) durchgeführten Triaxialversuche wurden an Probekörpern mit folgenden Einbaubedingungen  $D_{PR}=0,97_{\text{trocken}}$ ,  $D_{PR}=1,0$  und  $D_{PR}=0,97_{\text{nass}}$  ermittelt, um zu zeigen inwieweit unterschiedliche Einbaudichten und Wassergehalte Einfluss auf die mechanischen Eigenschaften der HMV-Schlacke bedingt durch Umwandlungsprozesse haben. Hierzu wurden zusätzlich unterschiedliche Liegezeiten der HMV-Schlacke untersucht.

Die gemessene Kohäsion ist untypisch für körnige Erdstoffe und wird für die HMV-Schlacke teilweise auf physikalisch-chemische Anziehungskräfte, d.h. den Gehalt an Feinkorn bzw. die Porengröße und Porenverteilung, teilweise auf scheinbare Kohäsion, d.h. auf Kapillarspannungen infolge unvollständiger Sättigung und teilweise auf chemische Bindungskräfte aus den stattfindenden Reaktionen zurückgeführt (Ott, 2001). Die gemessenen Scherwinkel sind mit mitteldichten, kantigen Sanden bzw. von sandigen Kiesen vergleichbar.

Beim Vergleich aller durchgeführten Dreiaxialversuche an HMV-Schlacke mit oben genannten Einbaukennwerten und bodenmechanischen Kenngrößen kam Ott (2001) zu folgenden Erkenntnissen:

- Alle Versuche zeigten eine Abhängigkeit der Anfangstangentenmoduln von der Liegezeit und entwickeln sich für verschiedene Seitendrücke stark unterschiedlich.
- Alle Versuche, unabhängig von der Liegezeit, der Einbaudichte und dem Wassergehalt, wiesen zunächst kontraktantes und danach dilatantes Verhalten (steil verlaufender Ast im Volumen-Dehnungs-Diagramm) auf. Letzteres deutet darauf hin, dass das Volumen in einem engen Axialdehnungsbereich sehr stark ansteigt, welches zu Dilatanzwinkeln zwischen 18,1° und 49,4° führt. Werte in dieser Größenordnung sind aus der Literatur nicht bekannt. Da dieser steile Bereich bei allen dreiaxialen Versuchen beobachtet werden kann, lässt er auf einen materialspezifischen Mechanismus schließen, der laut Ott (2001) auf folgende Ursachen zurückzuführen ist: Zum einen ist die Stoffmatrix nicht abschließend beschreibbar, d.h. chemische Reaktionen sind bereits zum Versuchszeitpunkt abgelaufen wie bspw. Calcitbildung aus Portlandit, Gipsreaktionen aus Anhydrit und üben Einfluss auf das mechanische Verhalten aus. Andererseits tritt durch die aufgeprägte

Verformung ein gewisser Ausrichtungseffekt ungünstig geformter Bestandteile auf und erst danach verhält sich die HMV-Schlacke wie ein körniger Erdstoff. Körnige Erdstoffe in dichter Lagerung zeigen ein ähnliches Volumen-Dehnungs-Verhalten. Bei niedrigen Seitendrücken erfährt die HMV-Schlacke höhere Volumenzunahme, was ebenfalls mit dem Verhalten von natürlichen Böden vergleichbar ist. Die Dilatanzwinkel bei ansteigenden  $\varepsilon_1$  (rechter Bereich der Volumen-Dehnungs-Kurve) sind vergleichbar mit natürlichen Böden und nehmen tendenziell mit der Liegezeit ab.

Ott (2001) verwendet den Wert aus  $\varepsilon_3/\varepsilon_1=0,2$  näherungsweise als Poissonzahl, da in Bereichen kleiner Verformungen die plastischen Dehnungen von untergeordneter Bedeutung sind.

- Die Scherfestigkeit weist bei allen Einbauparametern eine starke Zeitabhängigkeit auf. Die maximale Scherfestigkeit tritt meist nach etwa 28 Tagen auf und fällt danach wieder ab. Nach einem Jahr beträgt der Zuwachs der Scherfestigkeit bei  $D_{Pr}=0,97_{\text{trocken}}$  zwischen 44 % und 107 %, bei  $D_{Pr}=1,0$  zwischen 65 % und 110 % und bei  $D_{Pr}=0,97_{\text{naß}}$  zwischen 8 % und 28 %. Eine Gesetzmäßigkeit zwischen der Scherfestigkeit, und der Liegezeit ist nicht eindeutig bestimmbar, tendenziell neigt die Scherfestigkeit für die Liegezeiten bis zu einem Jahr bei unterschiedlichen Wassergehalten zu einer Erhöhung.
- Bei längeren Liegezeiten ist eine nicht eindeutige minimale Erhöhung der Reibungswinkel um etwa  $5^\circ$  möglich, was auf zwei nicht kontrollierbare Eigenschaften zurückzuführen ist: zum einen auf die Inhomogenität in der makroskopischen Zusammensetzung (Eigenschaften des Haufwerks bedingt durch stark unterschiedliche Kornform und Beschaffenheit), zum anderen durch Inhomogenitäten in der chemischen Zusammensetzung (Neu/Umbildungsprozesse). Nach Liegezeiten von einem Tag ist der Reibungswinkel der HMV-Schlacke mit Werten für gut abgestuften Sand (SW) bzw. mit einem sandig, schluffigen Kies (GU) oder mit einem mitteldicht gelagerten Sand vergleichbar. Die Reibungswinkel nach 360 Tagen liegen oberhalb der für Lockergesteine in Standardversuchen ermittelten Werte aus der Literatur. Der Reibungswinkel ist grundsätzlich von den Einbaubedingungen und einem weiteren Materialparameter, der die Kurzzeit- von der Langzeitbetrachtung unterscheidet. Des weiteren ist, im Gegensatz zu granularen Erdstoffen, wo der Wassergehalt die Einbaudichte bzw. die Zustandsform steuert, ein direkter Zusammenhang zwischen dem Wassergehalt und dem Reibungswinkel festzustellen.
- Eine Tendenz bei der Abhängigkeit der Kohäsion von der Liegezeit ist ebenfalls nicht eindeutig ableitbar. Bei der Betrachtung der graphischen Darstellung ist ein Kohäsionsanstieg zu Beginn und eine Abnahme bis unter den Anfangswert (Liegezeit von einem Tag) nach etwa 7 bis 28 Tage erkennbar. Beim Vergleich der Kohäsion nach einem Tag und nach 360 Tagen lässt sich eine Verringerung um etwa  $20 \text{ kN/m}^2$  feststellen, was mit Literaturangaben nicht vergleichbar ist, da keine Angaben über effektive Kohäsionswerte bezüglich gemischtkörniger Lockergesteine vorliegen. Der Anstieg der Kohäsion ist laut Ott (2001) auf chemische Verfestigungsreaktionen zurückzuführen (Entstehung von Calcit, Gips und Ettringit), das Abfallen kann entweder durch weniger Verfestigungspotential in den unterschiedlichen Proben oder durch Auflockerung des Gefüges infolge volumenbildender Reaktionen bedingt sein. Eine deutliche Abnahme der Kohäsion bei zunehmendem Wassergehalt ist erkennbar.
- Bezüglich Bruchspannungsverhältnis und Restscherfestigkeit lässt sich sagen, dass mit zunehmender Liegezeit eine Sprödhheit der HMV-Schlacke festzustellen ist, was durch die Reaktionen, die durch chemisch/mineralogischer Untersuchungen nachgewiesen wurden, zu erklären ist.

Zusammenfassend lässt sich sagen, dass mit zunehmendem Probenalter die Bestimmung der Scherparameter immer unzuverlässiger wird. Die gemessene Kontraktanz und anschließende starke

Dilatanz weist auf die Zerstörung von chemischen Bindungen bei gleichzeitiger Reorientierung der Körner hin. Vergleicht man die Bestimmtheitsmaße miteinander, so steigt mit zunehmendem Wassergehalt (Versuch  $D_{Pr} = 97\%_{\text{naß}}$ ) die Zuverlässigkeit bei der Ermittlung der Festigkeitsparameter ( $R^2 = 0,968-0,999$ ) (Ott, 2001).

### 3.16 Fazit

Wie im vorherigen Kapitel deutlich wurde, sind die aus der Bodenmechanik bekannten Untersuchungsverfahren teilweise nur mit ergänzenden Betrachtungen anwendbar (Grabe, 2000). Besonderheiten der HMV-Schlacken gegenüber natürlichen Böden, wie z. B. physikalisch/chemische Umsetzungsprozesse, Kornbruch, starke Heterogenität, große Porenzahlen und niedrige Dichten, müssen in die Beurteilung der Ergebnisse aus bodenmechanischen Standardversuchen mit einfließen, bzw. müssen die Untersuchungsmethoden an die Besonderheiten der HMV-Schlacke angepasst werden.

Ott (2001) konnte bei der Untersuchung von HMV-Schlacke keine aussagekräftigen Zusammenhänge zwischen einzelnen bodenmechanischen Parametern feststellen mit Ausnahme der Wasseraufnahme und der Durchlässigkeit. Eine qualitative Erklärung liefern möglicherweise die Mineralum- und Mineralneubildungen bei Verfügbarkeit von Wasser und Luft und die damit verbundenen Veränderungen des Porenraumes, d.h. bei steigendem Wasseraufnahmevermögen wurden geringere Durchlässigkeiten ermittelt (Polynomfunktion,  $R^2 = 0,75$ ), was auf eine stärkere Verringerung des Porenraumes schließen lässt.

Bedingt durch chemische Umwandlungen verändert die HMV-Schlacke in Abhängigkeit von der Liegezeit ihr mechanisches Verhalten. Als maßgebende bodenmechanische Größe ergab sich laut Ott (2001) der Wassergehalt. Von ihr gefundene mathematische Beschreibungen für wesentliche Modellparameter auf Basis der elastisch-plastischen Modelltheorie, die sich in Abhängigkeit von der Liegezeit, den Materialkenngrößen, den Einbaubedingungen und dem Spannungsniveau abschätzen lassen, gelten zwar grundsätzlich nur für die von ihr untersuchten HMV-Schlacken, lassen sich aber annähernd auf andere HMV-Schlacken übertragen. Vorausgesetzt sie sind von den makroskopischen Eigenschaften insbesondere Körnungslinie und Kornform und von den mikroskopischen Eigenschaften, bzw. mineralogische Zusammensetzung und damit verbundenes chemisches Reaktionspotential vergleichbar. Zusammenhänge ergaben sich nur folgendermaßen: der Durchlässigkeitsbeiwert nimmt ab bei steigendem Wasseraufnahmevermögen und bei geringeren Korndichten (Stoffdichten).

Grundsätzlich stellt Ott (2001) fest, dass es sich bei HMV-Schlacken (Zusammenfassung der bodenmechanischen Kenngrößen in, Korngrößenverteilung siehe Abb. 25) um ein nicht hinreichend untersuchtes Material handelt, welches eine generelle Vergleichbarkeit mit Böden nicht zulässt.

Stoffdichte $\rho_s$ [g/cm <sup>3</sup> ]	2,76
Glühverlust $V_{gl}$ [M.-%]	3,87
Kalkgehalt $V_{Ca}$ [M.-%]	6,6
Wasseraufnahmevermögen $w_A$ bei 105°/60° [M.-%]	56,8 / 58,1
Proctordichte $\rho_{Pr}$ bei $D_{PR}=0,97_{trocken}$ / $D_{PR}=1,0$ / $D_{PR}=0,97_{naß}$ [g/cm <sup>3</sup> ]	1,54 / 1,59 / 1,54
Proctorwassergehalt $w_{Pr}$ bei $D_{PR}=0,97_{trocken}$ / $D_{PR}=1,0$ / $D_{PR}=0,97_{naß}$ [%]	10,4 / 14,9 / 19,4
Scherwinkel (Rahmenscherversuch) $\varphi'$ [°]	33,4
Kohäsion (Rahmenscherversuch) $c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	59,1
Scherwinkel (Dreiaxialversuch) $\varphi'$ bei $D_{PR}=0,97_{trocken}$ / $D_{PR}=1,0$ / $D_{PR}=0,97_{naß}$ [°]	39,8 / 40,2 / 49,4
Liegezeit 1 Tag	39,8 – 40,2
Liegezeit 360 Tage	47,2 – 49,4
Kohäsion (Dreiaxialversuch) $c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	44,2 – 266
Liegezeit 1 Tag	62 – 80
Liegezeit 180 Tage	44 - 56
Durchlässigkeitsbeiwert $k$ [m/s]	$1,7 \cdot 10^{-5}$

Tabelle 16: Bodenmechanische Kenngrößen der von Ott (2001) untersuchten HMV-Schlacke

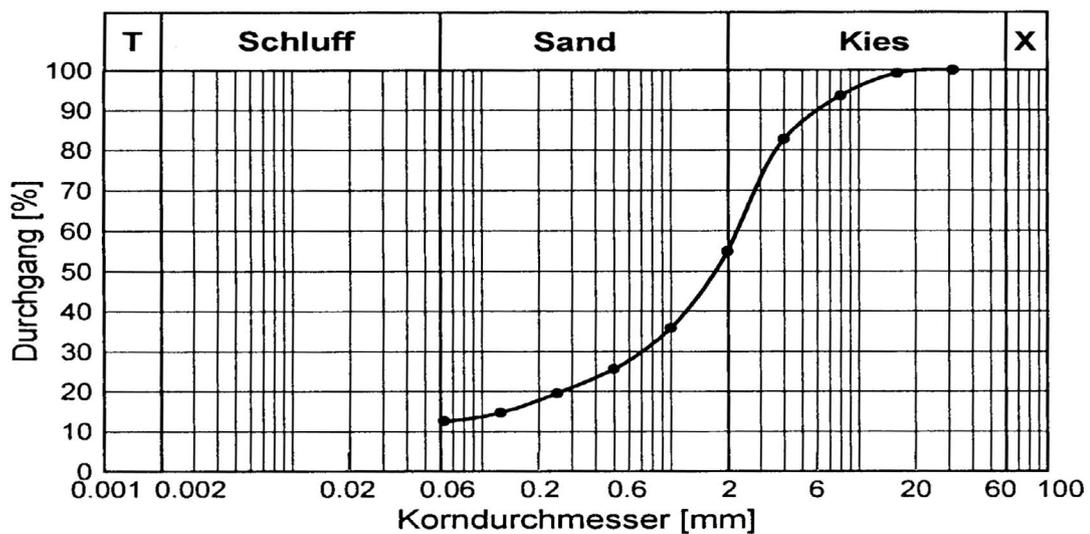


Abb. 25: Korngrößenverteilung der von Ott (2001) untersuchten HMV-Schlacke

## 4 BAUBEGLEITENDE VERSUCHE

### 4.1 Allgemeines

In Zusammenarbeit mit dem Bayerischen Landesamt für Umweltschutz wurden an fünf unterschiedlichen Bauvorhaben, im weiteren als Bauvorhaben A bis E bezeichnet, Felduntersuchungen bzw. anschließend Laboruntersuchungen an HMV-Schlacke vorgenommen. Bei der verwendeten HMV-Schlacke handelt es sich, wie bei der im Labor untersuchten Schlacke, um Material der Fa. Aicher aus dem Müllheizkraftwerk Burgkirchen. Der Einbau vor Ort wurde durch Tief- bzw. Straßenbauunternehmen ausgeführt. Bei den Bauvorhaben A und B wurde bereits überbaute HMV-Schlacke beprobt, während bei den Bauvorhaben C bis E die Untersuchungen direkt vor der Überbauung bzw. unmittelbar nach dem Einbringen der HMV-Schlacke vorgenommen wurden. Zudem wurden begleitende bodenmechanische Versuche am Versuchsfeld auf dem Gelände des Landesamtes für Umweltschutz in Augsburg durchgeführt (Baumaßnahme TV). In Kapitel 4.3 sind alle Versuchsergebnisse der Baumaßnahmen (A bis E) und des Testfeldes (TV) zusammengestellt.

Es wurden folgende Beprobungen (soweit möglich) bei den Baumaßnahmen durchgeführt:

- Statischer Plattendruckversuch (stat. PDV) gemäß DIN 18134
- Dynamischer Plattendruckversuch (dyn. PDV) gemäß TP BF-StB T B 8.3
- Rammsondierungen mit leichter Rammsonde (DPL) gemäß DIN 4094
- Dichtebestimmung mittels Ausstechzylinder-Verfahren bzw. Ballon-Verfahren gemäß DIN 18125 Teil 2
- Bestimmung der Korngrößenverteilung (KGV) gemäß DIN 18123
- Bestimmung des Wassergehaltes gemäß DIN 18121 Teil 1
- Proctorversuch (einfache Proctordichte) gemäß DIN 18127
- Bestimmung der Korndichte mittels Luftpyknometer gemäß TP BF-StB T B 3.3
- Bestimmung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwertes gemäß DIN 18130 Teil 1

#### 4.1.1 Baumaßnahme A

Bei der Baumaßnahme A wurde die HMV-Schlacke als Verfüllmaterial unterhalb der Bodenplatte einer Lagerhalle eingebaut. Es wurden zwei Kernbohrungen durch die Bodenplatte bzw. durch einen Versorgungsschacht unterhalb dieser Bodenplatte ausgeführt, um Proben der Schlacke aus dem Verfüllbereich zu erhalten. Dieses Probenahmeverfahren mittels Kernbohrung hat den Nachteil, dass Bohrflüssigkeit in das Bohrloch und damit bis zur HMV-Schlacke gelangt. Die Ermittlung von Wassergehalten bzw. chemische Untersuchungen an der hier gewonnenen HMV-Schlacke ist damit als problematisch anzusehen.

Aufgrund der Entnahme der Proben aus Bohrlöchern mit einem nur begrenzten Durchmesser von 200 mm, konnten keine bodenmechanischen Feldversuche in situ durchgeführt werden und nur eine begrenzte Menge an Probenmaterial entnommen werden, die ausschließlich im Labor untersucht

wurde. Bei der Probenbeurteilung stellte sich heraus, dass Kiese und Sande der HMV-Schlacke zugemischt worden waren. Die Probe war stark kalkhaltig und schwach glimmerhaltig, des weiteren wurden Ziegel- und Glasstücke gefunden. Es handelt es sich bei der untersuchten Bodenprobe um sandig bis stark sandigen, schwach schluffigen Kies der Bodengruppe GW bzw. GU mit einem Größtkorn von 42 mm. Der Feinkornanteil kleiner 0,063 mm liegt bei etwa 5 %, was gemäß den Richtlinien als frostsicheres Material bezeichnet werden kann, der Anteil kleiner 2 mm liegt knapp über 40 %. Die Proctordichte wird bei etwa 1,85 bis 1,93 g/cm<sup>3</sup>, bei einem Proctorwassergehalt von etwa 15 bis 17 % erreicht. Dies unterscheidet sich deutlich von der festgelegten Bodengruppe. Gemäß Literaturangaben, wie z. B. Grundbautaschenbuch, sind für diese Bodengruppen Proctorwerte von etwa 2,0 bis 2,3 g/cm<sup>3</sup> bei Proctorwassergehalten zwischen 4 und 7 % angegeben. Die ermittelten Proctorwassergehalte des untersuchten Kies-Schlacke-Gemisches würden auf höhere Feinkornanteile über 20 % schließen lassen. Der Wasserdurchlässigkeitsbeiwert bei einem Einbauverdichtungsgrad des Probenmaterials von etwa  $D_{PR}=0,97$  liegt bei etwa  $2,5 \cdot 10^{-5}$  m/s, was als „durchlässig“ bezeichnet werden kann und gemäß Literaturangaben mit einem Material der Bodengruppe GU, GW in etwa übereinstimmt. Der Wassergehalt der entnommenen Probe betrug etwa 17 bis 18 % und liegt damit oberhalb des Proctorwassergehaltes, was wie bereits geschildert auf das Eindringen von Wasser durch die Kernbohrung zurückzuführen ist.

#### 4.1.2 Baumaßnahme B

Bei der Baumaßnahme B wurde die HMV-Schlacke als Tragschichtmaterial unterhalb einer Pflasterdecke eingebaut. Zur Beprobung der HMV-Schlacke wurde an zwei, etwa 1,0 \* 1,0 m<sup>2</sup> großen Flächen das Pflaster und der unmittelbar sich darunter befindliche Splitt bis zur Oberkante der HMV-Schlacke zurückgebaut. Bei dieser Baumaßnahme wurden statische und dynamische Plattendruckversuche, leichte Rammsondierungen und Dichtemessungen mittels Ballonverfahren durchgeführt. Weiterhin wurden Proben genommen, um weitere Versuche im Labor durchführen zu können.

Die Beprobung der Baumaßnahme B kann nur teilweise gewertet werden, da sich zum Zeitpunkt der Beprobung, wie sich erst beim Aufgraben der HMV-Schlacke herausstellte, noch Frost in einer Tiefe zwischen 30 und 40 cm unter GOK befand und in einer Tiefe von etwa 48 cm ein Geotextil angetroffen wurde. Aus diesem Grund wurde die Baumaßnahme nochmals zu einem späteren Zeitpunkt untersucht.

Wie auch bei Baumaßnahme A wurde bei Baumaßnahme B keine reine HMV-Schlacke vorgefunden, sondern ebenfalls Kiese und Sande die der Schlacke zugemischt wurden. Dies hat Auswirkungen auf die bodenmechanischen Eigenschaften der HMV-Schlacke. Bei der Probenbeurteilung wurden ebenfalls Ziegel- und Glasreste gefunden und das Probenmaterial als stark sandiger, schwach schluffiger Kies der Bodengruppe GW bzw. GU, sehr schwach glimmerhaltig bzw. stark kalkhaltig, angesprochen. Die Feinkornanteile (< 0,063 mm) betragen, ebenfalls wie bei Baumaßnahme A, etwa um die 5,0 %. Der Anteil der Körner kleiner 2,0 mm liegt etwas höher zwischen 40 % und 60 %. Das Größtkorn liegt bei ca. 10 bis 27 mm. Der vorgefundene Wassergehalt des Kies-Schlacke-Gemisches beträgt etwa 17 bis 18 %, wobei hier zu berücksichtigen ist, dass das oberhalb des Kies-Schlacke-Gemisches eingebaute Pflaster, trotz spezieller Verfüugung, als wasserdurchlässig anzusehen ist und somit der ermittelte Wassergehalt des eingebauten Gemisches stark von Witterungseinflüssen abhängig ist. Dichtemessungen mittels Ausstechzylinderverfahren ergaben Trockendichten um die

1,54 g/cm<sup>3</sup>. Das Ausstechzylinderverfahren wurde aufgrund der geringen Platzverhältnisse gewählt. Der Durchlässigkeitsbeiwert liegt bei  $k=1,0 \cdot 10^{-5}$  bis  $1,0 \cdot 10^{-6}$  m/s bei einer Einbaudichte von etwa  $D_{PR}=1,0$ . Diese Abnahme des Durchlässigkeitsbeiwertes um  $10^{-1}$  liegt möglicherweise an der höheren Einbaudichte des zu untersuchenden Probenmaterials. Grundsätzlich sind die beiden eingebauten Kies-Schlacke-Gemische bei Baumaßnahme A und B in etwa vergleichbar.

Die Plattendruckversuche konnten nur bedingt gewertet werden, da die  $E_v$ -Werte durch die Frostein- dringung und das Geotextil möglicherweise stark beeinflusst wurden, so sind  $E_{v2}$ -Werte von 400 MN/m<sup>2</sup> als höchst zweifelhaft anzusehen. Zur Auswertung kamen deshalb nur zwei dynamische und ein statischer Plattendruckversuch, die bei der späteren Beprobung ausgeführt wurden, mit folgenden Verformungsmoduln:

$$E_{vd} = 44,4 \text{ bzw. } 38,5 \text{ MN/m}^2$$

$$E_{v1} = 70,3 \text{ MN/m}^2$$

$$E_{v2} = 178,0 \text{ MN/m}^2$$

Hierbei ist aber zu beachten, dass die gemessenen Werte, insbesondere der  $E_{vd}$ - und  $E_{v1}$ -Wert deutlich höher liegen als bei einer Beprobung unmittelbar nach dem Einbau des Kies-Schlacke-Gemisches, da aufgrund höherer Verspannungen durch die Überbauung mit gebrochenem Material und dem darauf aufgebauten Pflaster die Verformungsmoduln zunehmen. Grundsätzlich ist auch davon auszugehen, dass mit einer Liegezeit von etwa einem Jahr im eingebauten Zustand die Verformungsmoduln zunehmen können.

Nach Auswertung der leichten Rammsondierungen, kann man von einer Einbauhöhe der HMV-Schlacke bzw. des Gemisches, von etwa 60 cm ausgehen. Die Schlagzahlen bei Messstelle B2 betragen etwa 20 – 30 Schläge je 10 cm in den ersten 30 cm, danach steigen die Schlagzahlen zwischen 40 und 60 cm Tiefe bis auf 60 Schläge an, um unterhalb von 60 cm deutlich auf Schlagzahlen von etwa 10 bis 20 Schläge abzufallen (vgl. Abb. 26). Ob im Bereich von etwa –40 cm und Schlagzahlen von 60 ebenfalls ein Geotextil eingebaut worden ist konnte nicht nachgeprüft werden. Bei einer Rammsondierung die bei einer vorhergehenden Beprobung durchgeführt wurde, konnte ein ähnlicher Verlauf wie bei der ersten festgestellt werden, jedoch stiegen die Schlagzahlen in einer Tiefe von etwa 50 cm, wo das Geotextil eingebaut wurde, stark an (160 Schläge und mehr). An dieser Messstelle konnte bis zum Geotextil abgegraben werden um festzustellen was ursächlich für die hohen Schlagzahlen ist.

Aufgrund der sehr unterschiedlichen Versuchsbedingungen bei dieser Baumaßnahme B ist eine Bewertung der Ergebnisse nur bedingt möglich.



Abb. 26: Zusammenstellung der leichten Rammsondierungen der Baumaßnahme B

#### 4.1.3 Baumaßnahme C und D

Bei den Baumaßnahmen C und D wurde die HMV-Schlacke als Tragschichtmaterial eingebaut. Nach dem Einbau und dem Verdichten wurde die HMV-Schlacke durch darüber ausgebreiteter Planen bzw. Folien am Austrocknen gehindert. Die Beprobung wurde einige Tage nach dem Einbau der HMV-Schlacke und unmittelbar vor dem Einbau einer Asphalttragschicht, die oberhalb der HMV-Schlacke vorgesehen ist, durchgeführt. Hierbei wurden, wie bei der Baumaßnahme B, an mehreren Stellen statische und dynamische Plattendruckversuche und leichte Rammsondierungen direkt auf der Oberfläche der HMV-Schlacke durchgeführt. Die dynamischen Plattendruckversuche und die Rammsondierungen wurden unmittelbar aber außerhalb des Einflussbereiches der statischen Plattendruckversuche durchgeführt, um alle gewonnenen Ergebnisse besser miteinander vergleichen zu können. Aufgrund dessen, dass beide eingebauten HMV-Schlacken aus derselben Müllverbrennungsanlage stammen und am gleichen Tag angeliefert und eingebaut wurden, kann man die beiden Baumaßnahmen gemeinsam betrachten.

Bei diesen Baumaßnahmen wurden nur dynamische bzw. statische Plattendruckversuche und leichte Rammsondierungen ausgeführt. Die Einbaudicke der HMV-Schlacke ist, gemäß Aussagen der örtlichen Bauleitung bzw. durch die Auswertung der leichten Rammsondierung, etwa 60 bis 80 cm. Die Schlagzahlen schwanken etwa zwischen 15 und 30 Schlägen je 10 cm Eindringtiefe. Ab einer Tiefe von 70 cm bei der Baumaßnahme C und ab etwa 90 cm bei Baumaßnahme D steigen die Schlagzahlen deutlich an, was auf die Unterkante der eingebauten HMV-Schlacke hindeutet (vgl. Abb. 27). In Tabelle 17 sind die dynamischen und statischen Plattendruckversuche beider Baumaßnahmen gegenübergestellt. Zusammenhänge zwischen dem dynamischen, dem statischen Plattendruckversuch und der leichten Rammsondierung sind nicht herzustellen.

Baumaßnahme	Dynamischer PDV [MN/m <sup>2</sup> ]			Statischer Plattendruckversuch (stat. PDV) [MN/m <sup>2</sup> ]		
	E <sub>vd</sub>			E <sub>v1</sub>	E <sub>v2</sub>	E <sub>v2</sub> /E <sub>v1</sub>
C1	35,0		31,7	42,7	157,7	3,70
C2	37,9	39,8	40,5	34,1	106,2	3,11
D	43,0		31,1	57,8	176,8	3,06

Tabelle 17: Gegenüberstellung der dynamischen und statischen Plattendruckversuche der Baumaßnahmen C und D

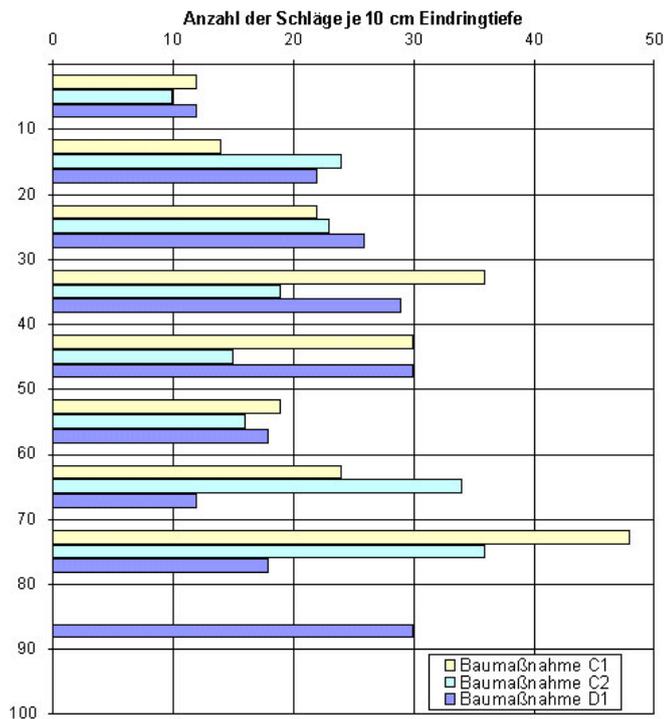


Abb. 27 Darstellung der Ergebnisse der leichten Rammsondierung der Baumaßnahmen C und D

#### 4.1.4 Baumaßnahme E1

Bei der Baumaßnahme E1 wurde HMV-Schlacke der Körnung 0/8 mm als Auffüllmaterial verwendet und nach der Anlieferung unvermischt in einer Mächtigkeit von etwa 30 cm eingebaut. Die Beprobung erfolgte erst einige Monate nach dem Einbau der HMV-Schlacke an zwei ausgewählten Stellen (Punkt 1 und 2). Es wurden, wie bei allen Baumaßnahmen, statische und dynamische Plattendruckversuche (vgl. Tabelle 18), Dichtemessungen und leichte Rammsondierungen durchgeführt.

Unterhalb der HMV-Schlacke wurde ein kiesiges Auffüllmaterial angetroffen. Aufgrund der geringen Überdeckung des kiesigen Materials (ca. 30 cm), kann davon ausgegangen werden, dass die Ergebnisse der Plattendruckversuche durch diese Auffüllung unterhalb der eingebauten HMV-Schlacke beeinflusst werden können. In Tabelle 18 sind die dynamischen und statischen Plattendruckversuche zusammengestellt. Es zeigt sich, dass der Erstbelastungsmodul  $E_{v1}$  sehr gering, der Zweitbelastungsmodul  $E_{v2}$  bei Messstelle P1 niedrig und bei Messstelle P2 hoch ist. Die unterschiedlichen  $E_{v2}$ -Werte spiegeln sich auch in den dynamischen Verformungsmoduln wieder.

Baumaßnahme E	Dynamischer PDV [MN/m <sup>2</sup> ]	Statischer Plattendruckversuch (stat. PDV) [MN/m <sup>2</sup> ]		
	$E_{vd}$	$E_{v1}$	$E_{v2}$	$E_{v2}/E_{v1}$
Messstelle P1	18,9	10,35	56,99	5,51
Messstelle P2	35,0	9,06	159,86	17,65

Tabelle 18: Zusammenstellung der dynamischen und statischen Plattendruckversuche der Baumaßnahme E1

Diese sehr geringen  $E_{v1}$ -Werte sind möglicherweise auf Auflockerungserscheinungen durch Witterungseinflüsse während der langen Liegezeit der HMV-Schlacke über die Wintermonate zurückzuführen. Durch diese Oberflächenauflockerung kommt es bei der Erstbelastung zu großen Verformungen, sobald diese Verformungen durch die Verdichtungswirkung der Erstbelastung abgebaut wurden, werden bei der Zweitbelastung größere Verformungsmoduln gemessen. Die unterschiedlich großen Verformungsmoduln  $E_{v2}$  bzw.  $E_{vd}$  der beiden Messstellen P1 und P2 sind auf unterschiedliche Einbauhöhen bzw. Untergrundverhältnisse zurückzuführen, wie auch in den Ergebnissen der leichten Rammsondierung (Abb. 28) ersichtlich ist. Hierbei zeigt sich, dass dort wo die niedrigen Verformungsmoduln festgestellt wurden auch die geringeren Schlagzahlen (Messstelle P1) ermittelt wurden. Bei Messstelle P2 treten sehr hohe Schlagzahlen in einer Tiefe von 40 bis 70 cm auf, was die höheren Verformungsmoduln von  $E_{v2}=159,86$  MN/m<sup>2</sup> und  $E_{vd}=35,0$  MN/m<sup>2</sup> im Vergleich zu Messstelle P2 erklärt. Der starke Abfall der Schlagzahlen ab einer Tiefe von etwa einem Meter ist darauf zurückzuführen, dass nach Angaben der örtlichen Bauüberwachung im Herbst die Auffüllung (Kies und darüber HMV-Schlacke) auf den stark aufgeweichten schluffigen Untergrund eingebaut wurde.

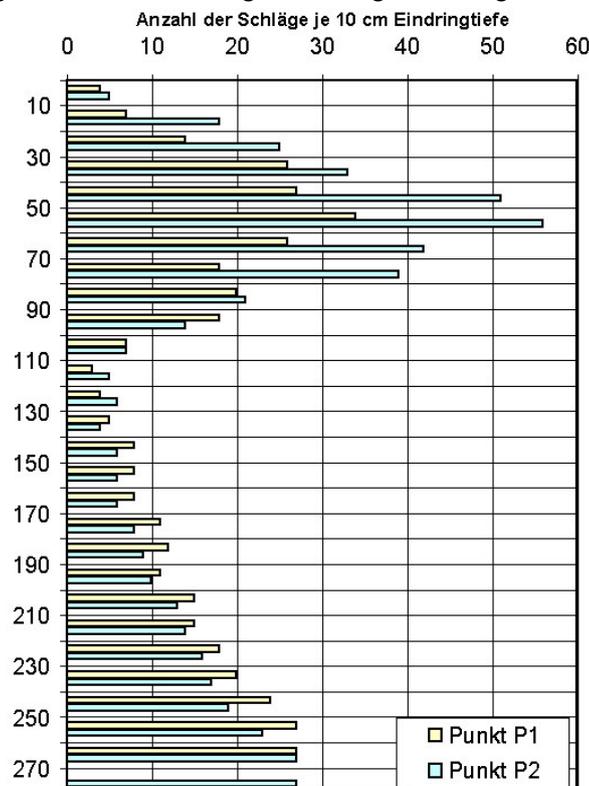


Abb. 28: Darstellung der Ergebnisse der leichten Rammsondierung der Baumaßnahme E1

Im Labor wurde die Korngrößenverteilung und die Proctordichte bzw. Proctorwassergehalt an der HMV-Schlacke ermittelt. Es zeigt sich, dass die lange Liegezeit und der damit bedingten Witterungs-

einflüsse, eine Zunahme des Feinkornanteils ( $< 0,063 \text{ mm}$ ) bewirkt (vgl. Abb. 29 links). Nach Auswertung des Proctorversuches, stellt man eine sehr hohe Proctordichte von  $\rho_{Pr}=1,921 \text{ g/cm}^3$  bei einem verhältnismäßig niedrigen Wassergehalt von  $w_{Pr}=14,91 \%$  fest (vgl. Abb. 29 rechts).

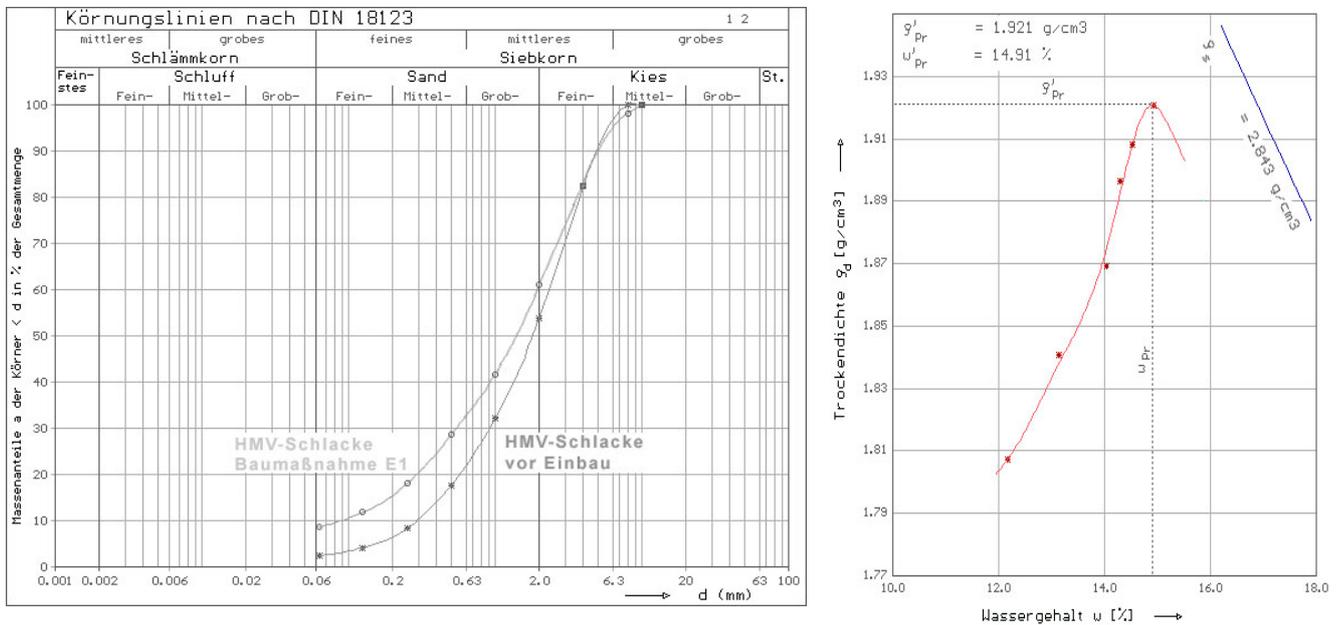


Abb. 29: Korngrößenverteilung und Proctorversuch der HMV-Schlacke vor dem Einbau und nach einer längeren Liegezeit bei Baumaßnahme E1

Die gemessenen Dichten ergaben Verdichtungsgrade an der Messstelle P1 von  $D_{Pr}=0,82$  und an der Messstelle P2 von  $D_{Pr}=0,92$  und sind durch die Witterungseinflüsse relativ gering. Sie korrelieren hingegen sehr gut mit den Ergebnissen der Plattendruckversuche und der leichten Rammsondierung, d.h. an Stellen mit hohen Verdichtungsgraden sind entsprechend die  $E_v$ -Werte und die Schlagzahlen der Rammsondierung größer.

#### 4.1.5 Baumaßnahme E2

Die Baumaßnahme E2 liegt einige Meter von der Baumaßnahme E1 entfernt. Sie unterscheidet sich nur dadurch, dass die HMV-Schlacke bei Baumaßnahme E2 unmittelbar nach dem Einbau beprobt wurde und die Einbaudicke wesentlich größer ist als bei der Baumaßnahme E1. Es wurde ebenfalls HMV-Schlacke der Körnung 0/8 mm als Auffüllmaterial verwendet und nach der Anlieferung unvermischt in einer Mächtigkeit von etwa 2,50 m lagenweise (Lagenstärke etwa 40 cm) eingebaut und verdichtet. Die Beprobung erfolgte unmittelbar nach dem Einbau der HMV-Schlacke an vier ausgewählten Stellen (Messstelle 1 bis 4). Es wurden, wie bei allen Baumaßnahmen, statische und dynamische Plattendruckversuche Dichtemessungen und leichte Rammsondierungen durchgeführt. Die statischen Plattendruckversuche zeigen  $E_{v2}$ -Werte von etwa  $100 \text{ MN/m}^2$ , wobei die Verhältniswerte  $E_{v2}/E_{v1}$  zwischen 2,06 bis 2,51 liegen. Verglichen mit bereits bei vorhergehenden Baumaßnahmen ermittelten dynamischen Plattendruckversuchen, weisen die  $E_{vd}$ -Moduln bei Baumaßnahme E2 deutlich geringere Werte zwischen  $E_{vd}=15,1 \text{ MN/m}^2$  bis  $E_{vd}=23,3 \text{ MN/m}^2$  auf. Untersuchungen an kurz zuvor eingebauter HMV-Schlacke der Testfelder beim LfU in Augsburg zeigen ebenfalls sehr geringe dynamische Verformungsmoduln zwischen  $E_{vd}=19,3 \text{ MN/m}^2$  und  $E_{vd}=23,5 \text{ MN/m}^2$ . Dies liegt möglich-

erweise daran, dass die Versuche unmittelbar nach dem Einbau der HMV-Schlacke durchgeführt wurden.

Baumaßnahme E	Dynamischer PDV [MN/m <sup>2</sup> ]			Statischer Plattendruckversuch (stat. PDV) [MN/m <sup>2</sup> ]			Verdichtungs- grad
	E <sub>vd</sub>			E <sub>v1</sub>	E <sub>v2</sub>	E <sub>v2</sub> /E <sub>v1</sub>	D <sub>Pr</sub>
Messstelle 1	17,5	18,2	22,8	43,37	108,89	2,51	0,99
Messstelle 2	17,9	20,5	21,2	55,43	114,16	2,06	1,01
Messstelle 3	15,1	22,5	23,3	38,07	81,26	2,13	0,97
Messstelle 4	15,8	16,6	18,1	43,82	105,56	2,41	0,93

Tabelle 19: Zusammenstellung der dynamischen, statischen Plattendruckversuche und der Verdichtungsgrade der Baumaßnahme E2

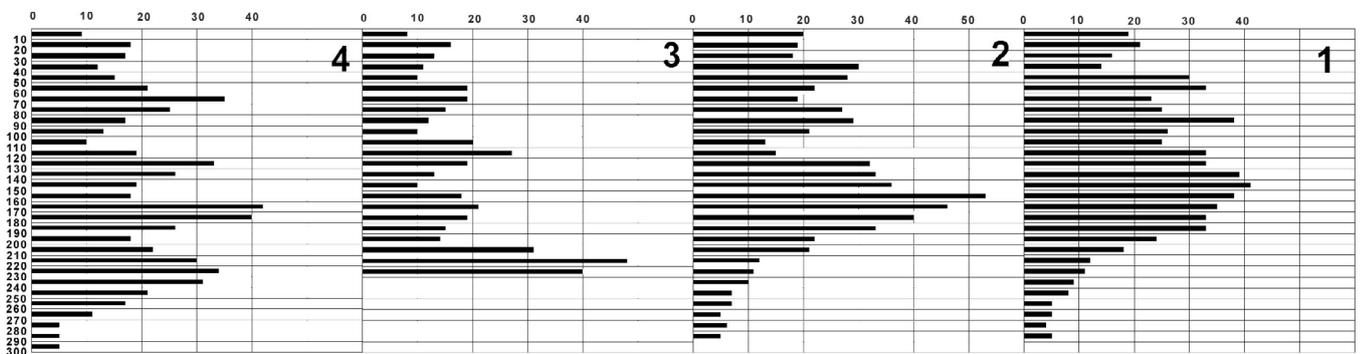


Abb. 30 Darstellung der Ergebnisse der leichten Rammsondierung der Baumaßnahme E2 (Lageplan siehe Anhang XXX)

Zudem wurden dynamische Plattendruckversuche an unverdichtet geschütteter HMV-Schlacke ( $E_{vd}=15,4 \text{ MN/m}^2$ ), an Stellen mit augenscheinlich hohem Wassergehalt der HMV-Schlacke ( $E_{vd}=22,8 \text{ MN/m}^2$ ) und an Stellen mit starker Austrocknung der Oberfläche durchgeführt ( $E_{vd}=22,3 \text{ MN/m}^2$ ). Auch an bis zu 30 cm tief abgegrabenen Stellen ( $E_{vd}=22,8 \text{ MN/m}^2$ ) und an augenscheinlich stark verdichteten Stellen in den Fahrspuren der Lieferfahrzeuge ( $E_{vd}=26,9 \text{ MN/m}^2$ ), die aussahen als wäre die Oberfläche der HMV-Schlacke verbacken wurden dynamische Plattendruckversuche gemacht. Bei mehrmaligem Durchführen des dynamischen Plattendruckversuches an der selben Stelle zeigte sich, dass zu Beginn der  $E_{vd}$ -Wert etwas geringer ausfiel, sich bei der folgenden Versuchen immer mehr einem  $E_{vd}$ -Wert von etwa  $23 \text{ MN/m}^2$  annäherte.

Stellt man diese Ergebnisse gegenüber, so lassen sich plausible Zusammenhänge erkennen, dennoch steigt der  $E_{vd}$ -Wert bei dieser Baumaßnahme nie höher als maximal  $E_{vd}=27 \text{ MN/m}^2$ . Die minimalen Unterschiede zwischen unverdichteter Oberfläche ( $E_{vd}=15,4 \text{ MN/m}^2$ ) und normal verdichteter Oberfläche ( $E_{vd}=15,1 \text{ MN/m}^2$  bis  $E_{vd}=25,4 \text{ MN/m}^2$ ) wurden bereits bei früheren Bauprojekten, wo ebenfalls HMV-Schlacke aus Burgkirchen eingesetzt wurde festgestellt.

Die leichte Rammsondierung zeigte bei den Messstellen 1 und 2 im oberen Bereich höhere Schlagzahlen (um die 20 Schläge) als bei den Messstellen 3 und 4. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die Messstellen 1 und 2 im vorderen Bereich der geschütteten Fläche lagen und somit einer zusätzlichen

Verdichtung durch die Befahrung der Lieferlastwagen ausgesetzt waren. Die Auswertung der Dichtemessungen ergab eine höhere Dichte im Bereich der Messstellen 1 und 2. Betrachtet man den weiteren Verlauf der Diagramme der leichten Rammsondierung, so erkennt man bei der Messstelle 1 hohe Schlagzahlen zwischen 25 und 40, bei Messstelle 2 Schlagzahlen zwischen 20 und 40. Bei den Messstellen 3 und 4 sind aber deutlich geringere Schlagzahlen von etwa 10 bis 25 Schlägen mit deutlich erkennbaren Einbaulagenstärken von etwa 40 cm bis 50 cm feststellbar.

Die Auswertung der Dichtebestimmung ergab bzgl. des Bezugsproctorversuches von  $\rho_{Pr}=1,720 \text{ g/cm}^3$  ( $w_{Pr}=16,7 \%$ ) Verdichtungsgrade zwischen  $D_{Pr}=0,94$  und  $D_{Pr}=1,01$ . Wobei den Messstellen P1 und P2 aufgrund der starken Befahrung der Lieferfahrzeuge auch die höheren Verdichtungsgrade zuzuordnen sind. Ein signifikanter Zusammenhang zwischen den Plattendruckversuchen und den Verdichtungsgraden ist nicht eindeutig zuweisbar, wobei aber die größte Dichte an der Messstelle ermittelt wurde, wo auch der größte  $E_{v2}$ -Wert gemessen wurde.

Eine Zuordnung der Ergebnisse der leichten Rammsondierung mit den Ergebnissen der statischen und dynamischen Plattendruckversuchen ist nicht eindeutig möglich. Lediglich bei Messstelle 3 sind den geringeren Schlagzahlen auch die geringeren Verformungsmoduln des statischen Plattendruckversuches zuzuordnen.

#### 4.1.6 Baumaßnahme TV (Testfeld)

Auf dem Gelände des Bayerischen Landesamtes für Umweltschutz (LfU) in Augsburg wurde ein Testfeld zur Untersuchung der HMV-Schlacke eingerichtet. Im Zuge der Beprobung der Baumaßnahmen wurden auf dem Testfeld (TV) zwei dynamische Plattendruckversuche unmittelbar nach dem Einbau der HMV-Schlacke durchgeführt. Nach Abschluß der ersten Untersuchungen am Testfeld wurden nochmals zwei Testfelder aufgebaut, eines war nach oben geöffnet, so dass es den Witterungseinflüssen ausgesetzt war, das Zweite war abgedeckt aber mit einer Bewässerungseinrichtung ausgestattet, die es erlaubte Niederschlagsereignisse zu simulieren. In Anlehnung an die realen Niederschläge wurde simultan zum offenen Testfeld das abgedeckte Testfeld künstlich beregnet. Beide Testfelder wurden ebenfalls durch dynamische Plattendruckversuche während und durch zwei leichte Rammsondierungen gegen Ende der Versuchslaufzeit beprobt.

Die Auswertung der Ergebnisse der dynamischen Plattendruckversuche nach dem Einbau der HMV-Schlacke ergaben  $E_{vd}$ -Werte von  $19,3 \text{ MN/m}^2$  und  $23,5 \text{ MN/m}^2$  und liegen demnach im Bereich der  $E_{vd}$ -Werte ( $E_{vd}=15,1$  bis  $23,3 \text{ MN/m}^2$ ) von Baumaßnahme E2, wo ebenfalls unmittelbar nach dem Einbau der HMV-Schlacke die Versuche durchgeführt wurden.

Die Ergebnisse der dynamischen Plattendruckversuche der zweiten Testfelder sind in Abb. 31 dargestellt. Die ersten dynamischen Plattendruckversuche wurden ebenfalls unmittelbar nach dem Einbau der HMV-Schlacke ausgeführt. Die  $E_{vd}$ -Werte liegen aber deutlich höher als bei den Versuchen die am ersten Testfeld durchgeführt wurden. Dies beruht möglicherweise auf einem erhöhten Verdichtungsgrad der eingebauten HMV-Schlacke. Die weiteren dynamischen Plattendruckversuche zeigen eine Erhöhung der  $E_{vd}$ -Werte auf wobei zwischen den vorletzten und letzten Versuchen keine signifikante Steigerung erkennbar ist. Die  $E_{vd}$ -Werte des abgedeckten Feldes sind zu Beginn niedriger als die des offenen Feldes, steigen aber im Weiteren an und liegen deutlich oberhalb der  $E_{vd}$ -Werte des

offenen Feldes, was möglicherweise auf den direkten Einfluss der Witterung zurückzuführen ist. Da die Niederschlagsmenge und –zeiten sowie die Temperatur bei beiden Testfeldern gleich sind, können die Unterschiede der Ergebnisse des dynamischen Plattendruckversuches durch die Sonneneinstrahlung und die Windeinflüsse hervorgerufen werden. Die wesentlich höheren dynamischen Verformungsmoduln die nach einer gewissen Liegezeit auf den Testfeldern gemessen wurden sind nicht erklärbar, berücksichtigt man die annähernd identischen Schlagzahlen der Rammsondierung der Baumaßnahmen und des Testfeldes (vgl. Abb 32).

Es ist aber bei der Auswertung der dynamischen Plattendruckversuche zu berücksichtigen, dass die Oberfläche der Testfelder sehr klein ist und somit Randeinflüsse bzw. Einflüsse aus weiteren Messgeräten, die vom LfU in die Testfelder eingebaut wurden, nicht auszuschließen sind.

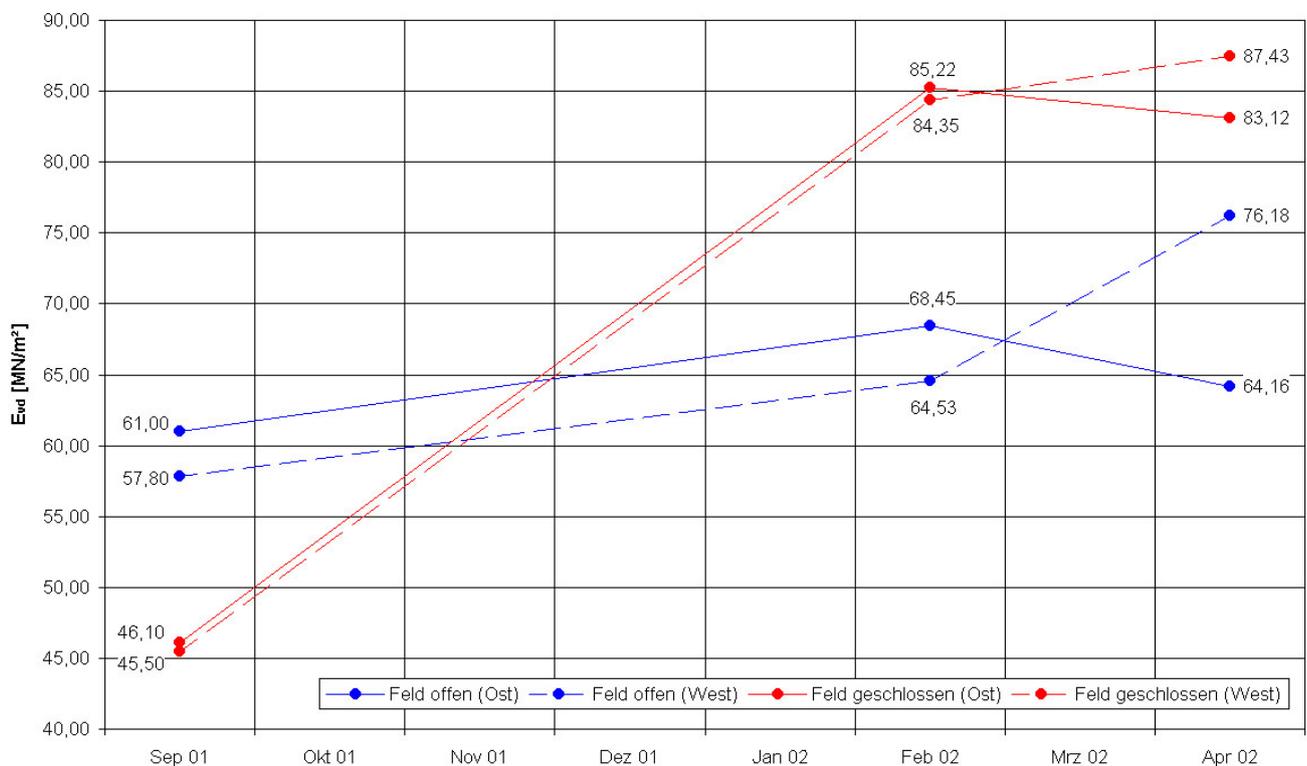


Abb. 31: Darstellung der  $E_{vd}$ -Werte ermittelt an den zweiten Testfeldern

Vor Abschluß der Forschung wurden zwei leichte Rammsondierungen auf den Testfeldern durchgeführt (vgl. Abb 32). Beide Verläufe der Schlagzahlen bzgl. 10 cm Einschlagtiefe sind annähernd identisch. Lediglich die Rammsondierung auf dem abgedeckten Feld zeigt in den oberen 30 cm leicht erhöhte Schlagzahlen.

Augenscheinlich ist die Oberfläche des offenen Testfeldes deutlich aufgelockerter und heller, was auf einen niedrigeren Wassergehalt der HMV-Schlacke hindeutet, als die des abgedeckten Testfeldes.

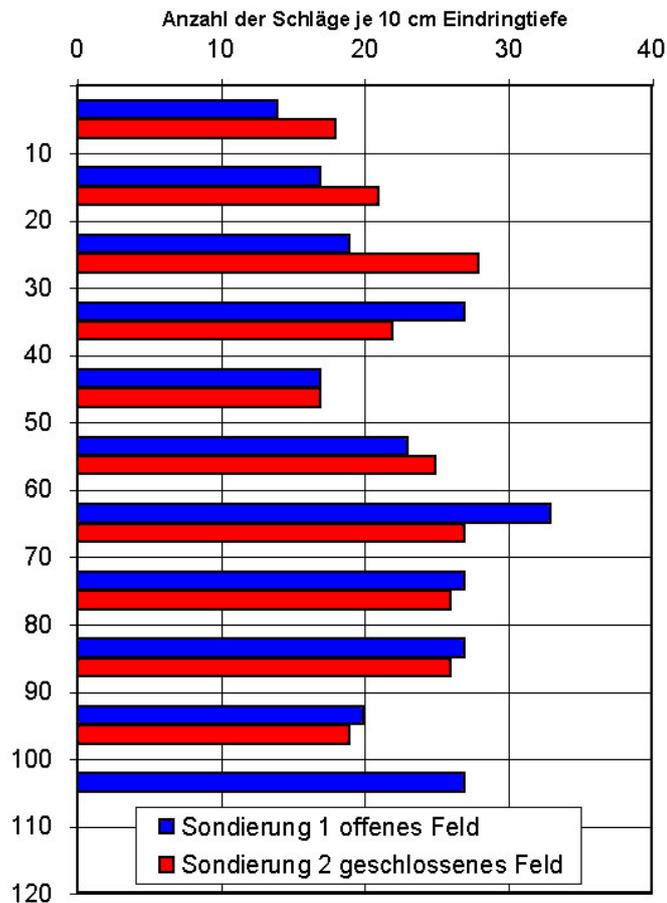


Abb 32: Darstellung der Ergebnisse der leichten Rammsondierung durchgeführt auf den Testfeldern des LfU

## 4.2 Zusammenfassung

Die Auswertung aller baubegleitenden Feldversuche ergab keine typischen Zusammenhänge. Das liegt zum einen daran, dass nur eine geringe Anzahl an Versuchsergebnissen vorliegt und zudem die Randbedingungen stark variieren. So konnten die Ergebnisse nur bedingt gewertet werden wo Frost bzw. ein Geotextil im Untergrund angetroffen wurde. Auch sind die Ergebnisse der Baustellen nicht wertbar, wo erhöhte Beimengungen natürlicher grobkörniger Böden in der HMV-Schlacke angetroffen wurden. Bei Einbauhöhen der HMV-Schlacke von 30 cm haben Untergrundeinflüsse großen Einfluss auf die Messergebnisse. Zum anderen haben die unterschiedlichen Entstehungszeitpunkte der HMV-Schlacke und somit die sich variierenden Ausgangsstoffe bzw. die unterschiedlichen Zeiträume zwischen Einbau und Beprobung der HMV-Schlacke nicht vergleichbare Ausgangsbedingungen zur Folge um gezielte Aussagen über das bodenmechanische Verhalten der in situ verwendeten HMV-Schlacke zu treffen.

Auffallend ist jedoch, dass die Ergebnisse der dynamischen Plattendruckversuche der realen Baumaßnahmen tendenziell niedriger liegen, mit Ausnahme des Punktes 6, als Vergleichswerte die auf geschütteten und anschließend verdichteten, natürlichen Materialien gewonnen wurden (vgl. Abb. 33). Die auf den zweiten Testfeldern des LfU durchgeführten dynamischen Plattendruckversuche

ergaben mit der Zeit steigende  $E_{vd}$ -Werte von mindestens 45 MN/m<sup>2</sup> bis auf maximal 87 MN/m<sup>2</sup>. Die Ergebnisse der ersten Testfelder hingegen ergaben  $E_{vd}$ -Werte von im Mittel 21 MN/m<sup>2</sup>, was sehr gut mit den Feldversuchen der realen Baumaßnahmen übereinstimmt.

Die in Abb. 33 dargestellten  $E_{vd}$ -Werte wurden teilweise an HMV-Schlacke die kurz zuvor eingebaut worden ist (Punkte 2, 3, 4, 5, 6, 7, 9) ermittelt, teilweise an HMV-Schlacke die vor etwa 6 Monaten eingebaut worden ist (Punkte 1 und 8). Eine Erklärung der niedrigen  $E_{vd}$ -Werte aufgrund der Liegezeit ist somit nicht gegeben.

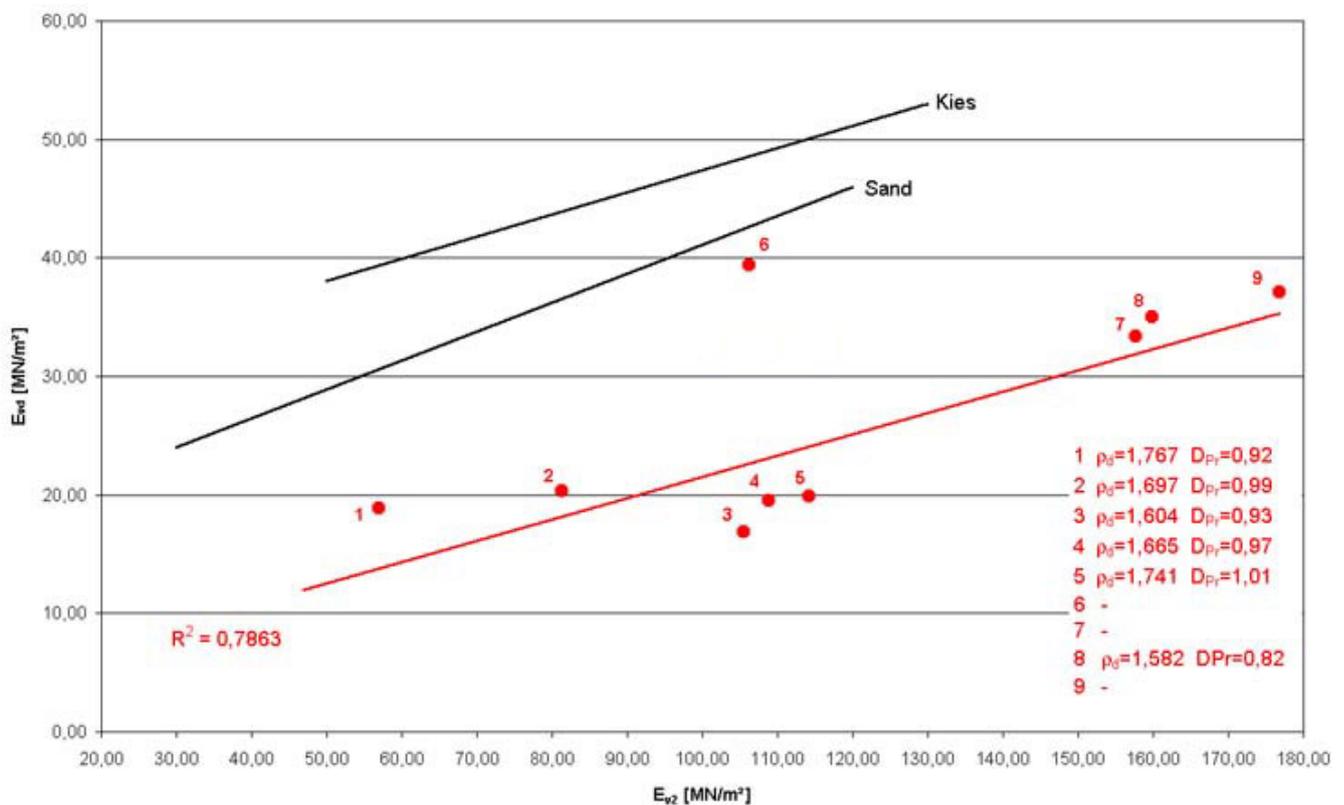


Abb. 33: Zusammenhang zwischen dynamischen und statischen Verformungsmodul der HMV-Schlacke ermittelt an den Baumaßnahmen. Zum Vergleich Korrelationen von Sand und Kies

Betrachtet man die leichten Rammsondierungen aller Feldversuche, so lassen sich keine auffallenden Abweichungen in den Schlagzahlen erkennen. Die gemessenen Dichten bzw. Verdichtungsgrade können den höheren  $E_{vd}$ - oder  $E_{v2}$ -Werten ebenfalls nicht sinnvoll zugeordnet werden.

Zusammenhänge zwischen bodenmechanischen Parametern der bei Baumaßnahmen eingebauten HMV-Schlacke können aufgrund oben genannter Schwierigkeiten nicht bzw. nur unzureichend hergestellt werden und bedürfen noch weiterer systematischer Untersuchungen, die im Rahmen dieser Forschungsarbeit nicht im nötigen Umfang gemacht werden konnten.

Die Beprobung von Testfeldern, wie sie vom LfU errichtet wurden, kann die großmassstäblichen Felduntersuchungen sinnvoll ergänzen, da hier viele Randeinflüsse ausgeschlossen bzw. besser

nachvollziehbar gemacht werden können. Auf die Überprüfung der gewonnenen Erkenntnisse an realen Baumaßnahmen kann nicht verzichtet werden und sollte im Anschluß an die Feldversuche auf den Testfeldern erfolgen. Die im Rahmen dieser Forschung festgestellten Unterschiede bei den  $E_{vd}$ -Werten erfordern noch weitere Untersuchungen.

4.3 Tabellarische Zusammenstellung aller Feldversuche

Bauvorhaben	Datum	Probestelle/-Tiefe	Bodenart	Bodengruppe	< 0,063 mm	Korngrößenverteilung [%]	Größtkorn	Trockendichte $\rho_d$	Wassergehalt w	Kornlichte $\rho_k$	Porenanteil n	Porenzahl e
						0,063 mm - 2,0 mm	2,0 mm - 63 mm	[g/cm <sup>3</sup> ]	[%]	[g/cm <sup>3</sup> ]	[-]	[-]
A	03.02.00	30 cm (Horizontalföhrung)	G <sub>s</sub> <sup>s</sup> , u <sup>r</sup>	GW	4,6	37,1	58,3	31	-	2,774	-	-
	17.02.00	25 cm (durch Bodenplatte)	G <sub>s</sub> <sup>s</sup> , u <sup>r</sup>	GW	5,5	35,4	59,1	42	17,5	2,819	-	-
B <sup>4</sup>	03.02.00	0-20 cm OK Schlacke	IG <sub>s</sub> u <sup>r</sup>	-	5,1	35,8	59,1	10	-	-	-	-
	03.02.00	40 cm	S <sub>IG</sub> u <sup>r</sup>	-	4,9	52,6	42,5	-	28,3	-	-	-
B	10.06.00	-25 cm	G <sub>s</sub> <sup>s</sup> , u <sup>r</sup>	GW	4,7	43,5	51,7	21,8	17,9	-	0,46	0,87
	10.06.00	-35 cm	G <sub>s</sub> <sup>s</sup> , u <sup>r</sup>	GU	5,4	42,3	52,4	26,8	16,8	2,875	0,47	0,88
C	26.06.00	OK Schlacke (h=60-70cm)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	26.06.00	OK Schlacke (h=80cm)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
D	26.06.00	OK Schlacke (h=80cm)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
E 1	02.04.02	OK Schlacke (h=40cm)	G <sub>s</sub> <sup>s</sup> *	GW	8,6	34,7	56,7	30	14,2	2,573	0,39	0,63
	P2 02.04.02	OK Schlacke (h=40cm)	G <sub>s</sub> <sup>s</sup> *	GW	8,6	34,7	56,7	30	9,2	2,843	0,38	0,61
E 2	P1 27.06.02	OK Schlacke (h=2,50m)	-	-	-	-	-	-	10,3	-	-	-
	P2 27.06.02	OK Schlacke (h=2,50m)	-	-	-	-	-	-	10,9	-	-	-
	P3 27.06.02	OK Schlacke (h=3,00m)	-	-	-	-	-	-	13,5	-	-	-
	P4 27.06.02	OK Schlacke (h=3,00m)	-	-	-	-	-	-	14,7	-	-	-
TV (L.t.U)	25.06.00	-	G <sub>s</sub> <sup>s</sup> *	GW	0,8	46,3	50,9	-	13,8	2,840	0,51	1,00
TV (L.t.U)	26.08.01	offener Teil	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	26.08.01	geschlossener Teil	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
TV (L.t.U)	04.02.02	offener Teil	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	04.02.02	geschlossener Teil	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
TV (L.t.U)	29.04.02	offener Teil	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	29.04.02	geschlossener Teil	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Bauvorhaben	Datum	Proctordichte $\rho_{pr}$	Wassergehalt	Verdichtungsgrad	Rammsondierung	dyn. PDV $E_{w, dyn}$	stat. Plattendruckversuch	Durchlässigkeitsbeiwert k	Sonstiges
		[g/cm <sup>3</sup> ]	[%]	[-]	(Schläge je 10 cm)	[MN/m <sup>2</sup> ]	$E_{v1}$ $E_{v2}$ $E_{v3}$ $E_{v4}$	m/s	
A	03.02.00	1,93	15,3	-	-	-	-	-	mit Kies vermischt
	17.02.00	1,86	17,1	-	-	-	-	-	mit Kies vermischt
B <sup>4</sup>	03.02.00	-	-	-	siehe Protokoll	80,9	48,7	147	Frost
	03.02.00	-	-	-	-	-	120	146,2	Frost
B	10.06.00	1,64	22,6	0,94	siehe Protokoll	44,4	70,3	178	-
	10.06.00	-	-	0,93	siehe Protokoll	49,3	163,1	393,8	-
C	26.06.00	-	-	-	siehe Protokoll	37,9	39,8	40,5	reine Schlacke
	26.06.00	-	-	-	siehe Protokoll	35,0	31,7	42,7	reine Schlacke
	26.06.00	-	-	-	siehe Protokoll	43,0	31,1	57,8	reine Schlacke, Planum feucht
E 1	02.04.02	1,92	15,3	0,82	siehe Protokoll	19,9	10,35	56,99	reine Schlacke, Planum trocken, OK aufgelockert
	P2 02.04.02	1,72	16,7	0,92	siehe Protokoll	35,0	9,06	159,86	reine Schlacke, Planum trocken, OK aufgelockert
E 2	P1 27.06.02	1,72	16,7	0,89	siehe Protokoll	17,5	18,2	22,8	reine Schlacke, Planum trocken
	P2 27.06.02	1,72	16,7	1,01	siehe Protokoll	17,9	20,5	21,2	reine Schlacke, Planum trocken
	P3 27.06.02	1,72	16,7	0,97	siehe Protokoll	15,1	22,5	23,3	reine Schlacke, Planum trocken
	P4 27.06.02	1,72	16,7	0,93	siehe Protokoll	15,8	16,6	18,1	reine Schlacke, Planum trocken
TV (L.t.U)	25.06.00	-	-	-	siehe Protokoll	23,5	19,3	-	festfeld 1
TV (L.t.U)	26.08.01	-	-	-	siehe Protokoll	57,8	61,0	-	festfeld 2-3
	26.08.01	-	-	-	siehe Protokoll	46,1	45,5	-	festfeld 2-3
TV (L.t.U)	04.02.02	-	-	-	siehe Protokoll	68,5	64,5	-	festfeld 2-3
	04.02.02	-	-	-	siehe Protokoll	85,2	84,4	-	festfeld 2-3
TV (L.t.U)	29.04.02	-	-	-	siehe Protokoll	76,2	64,2	-	festfeld 2-3
	29.04.02	-	-	-	siehe Protokoll	83,1	87,4	-	festfeld 2-3

## 5 LABORVERSUCHE

### 5.1 Allgemeines

Im Rahmen dieses Forschungsvorhabens wurden, neben den zu den Bauvorhaben begleitend ausgeführten Feld- und Laboruntersuchungen, zusätzliche Laborversuche an HMV-Schlacke durchgeführt. Hierbei wurde der Einfluss des Wassergehaltes auf die Verdichtungseigenschaften, das Kompressionsverhalten und das Scherverhalten von HMV-Schlacken untersucht. Sich dabei ergebende Fragestellungen wie z. B. Veränderungen am Versuchsaufbau oder an der Versuchsdurchführung wurden genauer betrachtet. Die Untersuchungen erfolgten ausschließlich an HMV-Schlacke der Körnung 0/8 mm aus dem Müllheizkraftwerk Burgkirchen, die auch bei den beprobten Baumaßnahmen verwendet wurde.

### 5.2 Vorversuche

#### 5.2.1 Korngrößenverteilung

Bei der untersuchten HMV-Schlacke (0/8 mm) handelt es sich nach DIN 4022 um einen Feinkies, stark grobsandig, mittelsandig, schwach feinsandig, schwach mittelkiesig. Der Vergleichsand (0/8 mm) wird als Grobsand, stark feinkiesig, mittelsandig, schwach feinsandig, schwach mittelkiesig bezeichnet (vgl. Abb. 34 und Tabelle 20). Beide Materialien gehören nach DIN 18196 zu den intermittierend gestuften Kies-Sand-Gemischen (GI), die sich vor allem durch eine sehr große Scherfestigkeit, gute Verdichtungsfähigkeit, sehr geringe Zusammendrückbarkeit und vernachlässigbar kleine Frostempfindlichkeit auszeichnen (v. Soos, 2001).

Aufgrund der bereits erwähnten Heterogenität der HMV-Schlacke können die Korngrößenverteilungskurven leicht voneinander abweichen. Diese Unterschiede im Körnungsband können die bodenmechanischen Eigenschaften der HMV-Schlacke derart beeinflussen, dass deutliche Unterschiede in den Ergebnissen der durchgeführten bodenmechanischen Versuche auftreten können. Desweiteren können noch Anteile an Metallen, Glas und Porzellan in der HMV-Schlacke gefunden werden, die wesentlichen Einfluss auf bodenmechanische Eigenschaften wie z. B. die der Dichtebestimmung haben können und damit Schwankungen bei der Bestimmung der Korndichte und der Proctordichte hervorrufen.

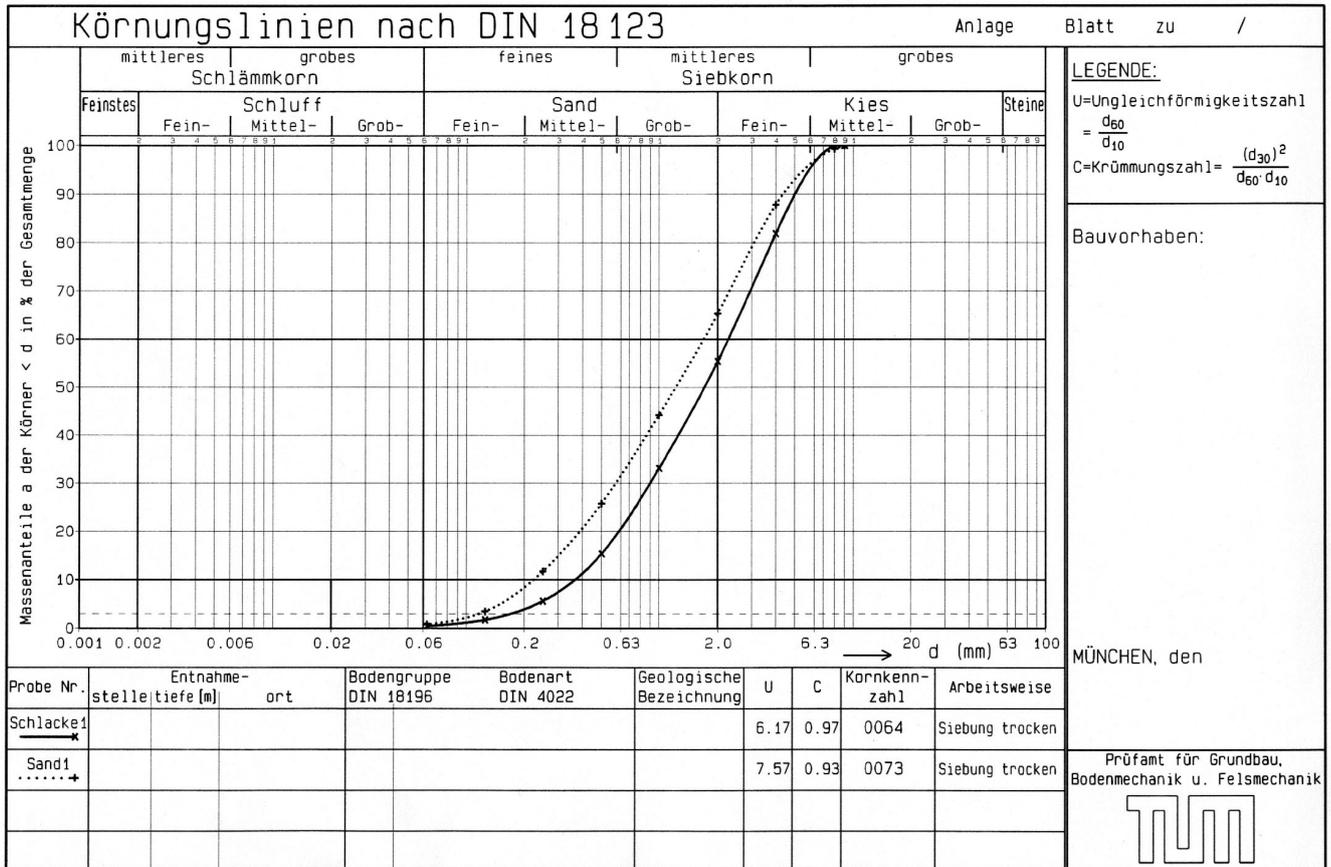


Abb. 34: Korngrößenverteilung der HMV-Schlacke und des Vergleichssandes

	Grobschluff (0,06-0,02mm)	Feinsand (0,2-0,06mm)	Mittelsand (0,6-0,2mm)	Grobsand (2,0-0,6mm)	Feinkies (6,3-2,0mm)	Mittelkies (20,0-6,3mm)
HMV-Schlacke	0,4 %	3,5 %	15,4 %	36,1 %	41,1 %	3,5 %
Vergleichssand	0,7 %	7,7 %	21,9 %	35,1 %	31,6 %	3,1 %

Tabelle 20: Massenanteile der einzelnen Kornfraktionen der untersuchten HMV-Schlacke und des Vergleichssandes

Der mechanische Einfluss bei der Durchführung von bodenmechanischen Versuchen, die in den folgenden Kapiteln beschrieben werden, hat zur Folge, dass Kornzertrümmerungen bzw. eine Erhöhung des Feinkornanteils durch Abrieb an der Oberfläche von HMV-Schlackekörner auftreten. Die Veränderungen der Korngrößenverteilung sind bei den jeweiligen Versuchen dargestellt. Hierzu wurde eine Bestimmung der Korngrößenverteilung vor und nach dem beschriebenen bodenmechanischen Versuch durchgeführt.

Die Auswahl des Verfahrens zur Ermittlung der Korngrößenverteilung und die erforderliche Probenmenge ergibt sich aus den vorhandenen Kornanteilen. Alleinige Siebungen werden verwendet, wenn der Anteil des Feinkorns (Schluff und Ton mit  $d \leq 0,06$  mm) weniger als etwa 10 % der Gesamtprobe beträgt. Wenn der Kornanteil mit  $d > 0,06$  mm (Sand und gröber) weniger als etwa 20 % beträgt, kann zunächst sedimentiert und ggf. noch gesiebt werden. Bei größerem Sandanteil wird das Grobkorn

zunächst naß abgesiebt und der verbleibende, aufgefangene Rest sedimentiert. Bei den Sedimentationen dürfen nur Bodenproben untersucht werden, die noch nicht vorgetrocknet wurden.

Aufgrund der relativ geringen Feinkornanteile wird die Korngrößenverteilung der zu untersuchenden HMV-Schlacke durch Trockensiebung bestimmt. Zudem können chemische Reaktionen, die durch das Naßabtrennen der Korngrößen  $< 0,063$  mm möglicherweise auftreten, den Feinkornanteil verändern. Auf eine Bestimmung des Feinkornanteils mittels Sedimentation wurde aufgrund des relativ geringen Feinkornanteils der im Rahmen dieser Forschung untersuchten HMV-Schlacke und der Schwierigkeiten bei der Bestimmung mittels Sedimentation, die in der Literatur beschrieben sind wie z. B. Schaumbildung und nicht auflösende Flockenbildung, verzichtet.

### 5.2.2 Einfluss der Trocknungstemperatur auf die Wassergehaltsbestimmung

Es herrscht keine einheitlich Meinung darüber, ob sich HMV-Schlacke bei der Trocknung zur Wassergehaltsbestimmung wesentlich anders verhält wie natürliche Böden. Stellenweise findet sich in der Literatur die Meinung, dass bei einer Trocknung der HMV-Schlacke bei  $105^{\circ}\text{C}$  kristallin bzw. chemisch gebundenes Wasser verdunstet, was die Wassergehaltsbestimmung verfälschen kann. Allgemein gilt, dass adsorptiv gebundenes Wasser oder innerkristallines Wasser, das bei  $105^{\circ}\text{C}$  nicht verdampft, zur Trockenmasse gerechnet wird. Es ist bekannt, dass bestimmte Tone bei Temperaturen größer  $105^{\circ}\text{C}$  solches Wasser verlieren. Auch bei Gips ist eine Abgabe von Kristallwasser bereits bei Trocknungstemperaturen ab  $60^{\circ}\text{C}$  bekannt (vgl. Kapitel 2.4 und 3.5).

Um festzustellen, ob bei der untersuchten HMV-Schlacke auf Grund oben genannter Probleme ähnliche Verfälschungen bei der Bestimmung des Wassergehaltes auftreten, wurden Vergleichsuntersuchungen an unterschiedlichen Materialien durchgeführt. Untersucht wurden die HMV-Schlacke, der verwendete Vergleichssand (SW) und zudem ein Feinsand (SU), ein leicht plastischer (TL) und ein ausgeprägt plastischer Ton (TA), die auf ihren optimalen Wassergehalt  $w_{\text{opt}}$  (auch  $w_{\text{Pr}}$  bezeichnet), d.h. auf ihren Wassergehalt bei Proctoroptimum angemischt und anschließend bei unterschiedlichen Temperaturen und Bedingungen bis zur Massenkonstanz getrocknet wurden. Der optimale Wassergehalt  $w_{\text{opt}}$  wurde aus Proctorversuchen bestimmt. Die Trocknungstemperaturen wurden bei  $105^{\circ}\text{C}$ ,  $60^{\circ}\text{C}$  und  $35^{\circ}\text{C}$  gewählt. Die Proben wurden regelmäßig gewogen und der aktuelle Wassergehalt ermittelt. In Abb. 35 ist die Wassergehaltsabnahme in Abhängigkeit von der Trocknungstemperatur dargestellt. Die HMV-Schlacke verhält sich bezüglich des Kurvenverlaufs der Wassergehaltsabnahme bei allen Trocknungstemperaturen annähernd wie der ausgeprägt plastische Ton (TA). Dennoch zeigt sich, dass die Wassergehaltbestimmung von der Höhe der Trocknungstemperatur abhängt, da nach einer Trocknungszeit von 11 Tagen sich bei einer Trocknungstemperatur von  $105^{\circ}\text{C}$  ein Wassergehalt von 20,00 %, bei  $60^{\circ}\text{C}$  ein Wassergehalt von 19,02 % und bei  $35^{\circ}\text{C}$  ein Wassergehalt von 17,88 % ergeben würde. Bei allen Vergleichsmaterialien sind zwischen der Trocknungstemperatur von  $105^{\circ}\text{C}$  und  $60^{\circ}\text{C}$  mit Ausnahme des plastischen Tons keine Unterschiede zu erkennen.

Da sich natürliche Materialien teilweise ähnlich in ihrem Verlauf der Wasserabgabe bei unterschiedlichen Trocknungstemperaturen verhalten wie die untersuchte HMV-Schlacke und keine chemischen bzw. mineralogischen Untersuchungen an HMV-Schlacke zu verschiedenen Trocknungstemperaturen

vorliegen, wird bei allen Untersuchungen im Rahmen dieser Forschung, der Wassergehalt bei einer Trocknungstemperatur von 105°C im Trockenschrank bestimmt.

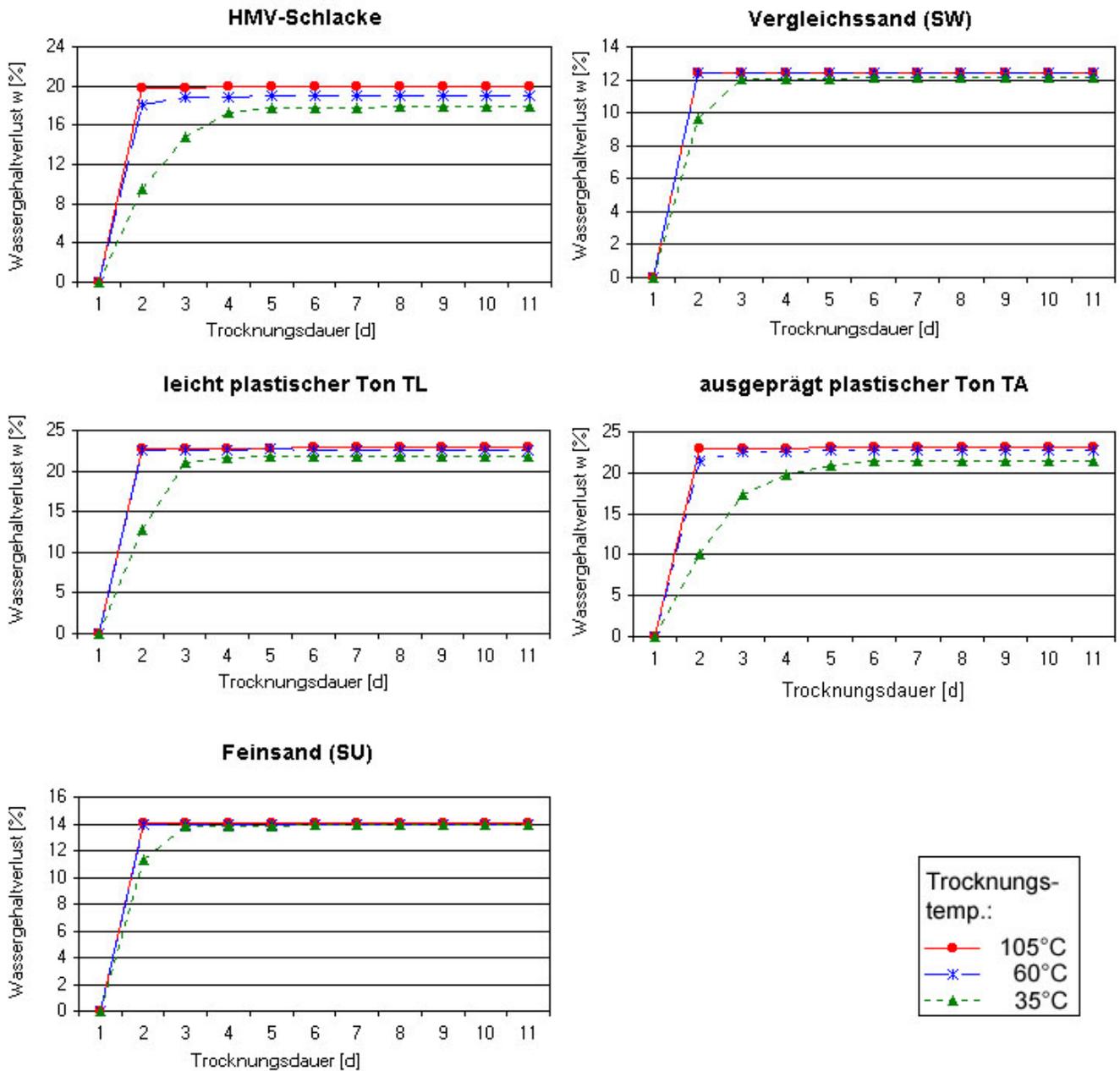


Abb. 35: Einfluss der Trocknungstemperatur auf die Wassergehaltsabnahme in Abhängigkeit von der Trocknungsdauer an ausgewählten Böden und an HMV-Schlacke

### 5.2.3 organische Bestandteile

Der Anteil an organischen Bestandteilen der HMV-Schlacke wurde mittels Glühen bei 550°C nach DIN 18128 bestimmt. Es ergab sich aus vier Versuchen ein Mittelwert von  $V_{gl} = 3,60\%$ . Als Besonderheit der HMV-Schlacke ist neben den in Kapitel 2.10 und 3.9 bereits beschriebenen Phänomenen, dass die HMV-Schlacke wesentlich mehr als natürliche Böden beim Glühen zu Verpuffung neigt.

Deshalb wird ein bedeutend geringerer Füllungsgrad der Glütigel empfohlen, als in der DIN 18128 angegeben.

#### **5.2.4 Bestimmung des Kalkgehaltes**

Der Kalkgehalt wurde nach DIN 18129 an drei Versuchen ermittelt. Er schwankt zwischen 13,96 % und 14,26 % und liegt demnach höher als der von Ott (2001) festgestellte (vgl. Kapitel 3.10). Dolomit konnte nicht festgestellt werden. Für die Bestimmung des Kalkgehaltes ist gemörsertes Material zu verwenden. Da die HMV-Schlacke aufgrund ihres Anteils an Metallen und Glas- bzw. Tonscherben nur bedingt gemörsert werden kann, wurde sie zuerst gesiebt und anschließend die Feinteile in der Auffangschale des Prüfsiebsatzes nach der Siebung gemörsert. Genaugenommen wurde der Kalkgehalt der Feinteile < 0,063 mm bestimmt, was möglicherweise die oben beschriebenen Unterschiede hervorgerufen haben könnte.

#### **5.2.5 Wasseraufnahmevermögen**

Zur Beurteilung des Wasseraufnahmevermögens wurden Versuche nach DIN 18132 (Enslin/Neff) und nach DIN 52103 (Prüfung von Naturstein) durchgeführt. Generell wird mit dem Versuch nach DIN 18132 das Wasseraufnahmevermögen an bindigen Böden bestimmt. Dieser Versuch macht auch bei gemischtkörnigen Böden Sinn, wo der bindige Anteil überwiegt bzw. die bodenmechanischen Eigenschaften des Bodens bestimmt (schwimmendes Grobkorn). Bei grobkörnigen Materialien die wenig bzw. keinen Feinkornanteil besitzen wird aufgrund der Probenaufbereitung (Zerkleinern und Mörsern des Probenmaterials) das Material derart verändert, so dass die bodenmechanischen Eigenschaften des Ausgangsmaterials sich gänzlich ändern können. Die Mikro- und Makroporenstruktur der HMV-Schlacke erlaubt aber, bzgl. der Eigenschaft des Wasseraufnahmevermögens, den Vergleich mit bindigen Materialien. Da Natursteine aufgrund ihrer Porositätsverhältnisse auch Wasser aufnehmen können, erscheint der Versuch nach DIN 52103 zur Ermittlung des Wasseraufnahmevermögens von HMV-Schlacke als das geeignetere Verfahren.

Für den Versuch nach DIN 18132 (Enslin/Neff) wurde die HMV-Schlacke der Körnung 0/8 mm einmal abgesiebt (< 0,4 mm) und einmal gemörsert (< 0,063 mm). In Abb. 36 sind die Ergebnisse beider Versuche dargestellt. Auffallend daran ist, dass sich sowohl die abgesiebte als auch die gemörserte HMV-Schlacke im Wasseraufnahmevermögen nach Art und Höhe nicht signifikant unterscheiden. Das bestätigt, dass das Wasseraufnahmevermögen weniger von der Korngröße und des Anteils von Tonmineralen abhängt, sondern vielmehr von der chemischen Zusammensetzung des Probenmaterials. Bei allen Proben stellt sich ein Wasseraufnahmevermögen von etwa 80 % bis 85 % ein, was nach DIN 18132 als mittel bis hoch einzustufen ist. Ott (2001) hat bei ihren Untersuchungen zur Wasseraufnahmefähigkeit Werte von 51,2 % bis 69,3 % ermittelt, die bereits nach 15 Sekunden erreicht waren. Der unterschiedliche Verlauf der Kurven zu Beginn des Versuches, die langsamere Wasseraufnahme des gemörserten Materials, ist durch die höhere Kapillarität und mit dem damit verbundenen stärkerem Saugvermögen des abgesiebten Probenmaterials zu erklären.

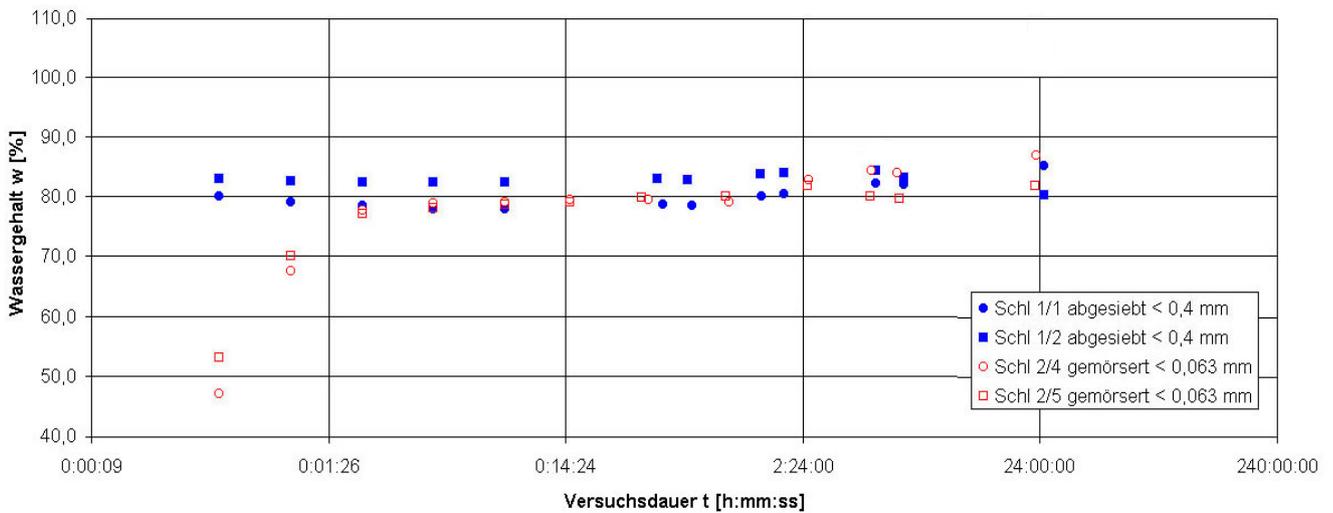


Abb. 36: Ergebnisse des Versuches nach Enslin/Neff (DIN 18132)

In situ ist aber die gesamte Körnungsbreite der angelieferten HMV-Schlacke für die Wasseraufnahme wirksam, so dass die Bestimmung des Wasseraufnahmevermögens an gemahlene Körnern, auch im Hinblick auf den geringen Anteil an Feinkorn, nicht aussagekräftig ist. Für den Versuch in Anlehnung an die DIN 52103 wurde die HMV-Schlacke mit der Korngrößenverteilung wie im Anlieferungszustand (Körnung 0/8 mm) verwendet. Die HMV-Schlacke wurde auf ein Prüfsieb gegeben und in ein Wasserbad getaucht. Zu bestimmten Zeitpunkten wurde das Sieb samt Probenmaterial aus dem Wasserbad genommen und nach dem Abtropfen gewogen. Hierbei ergab sich ein Wasseraufnahmevermögen von etwa 40 %, was im Vergleich zum Ergebnis des Versuches nach DIN 18132 ungefähr der Hälfte entspricht. Da für diesen Versuch sowohl die Körner < 0,4 mm als auch Körner zwischen 0,4 mm und 8 mm wirksam sind, ist die geringere Wasseraufnahme plausibel, da eingeschlossene und nach Aussen hin abgeschlossenen Poren in den größeren Körnern keine Auswirkung auf das Wasseraufnahmevermögen haben.

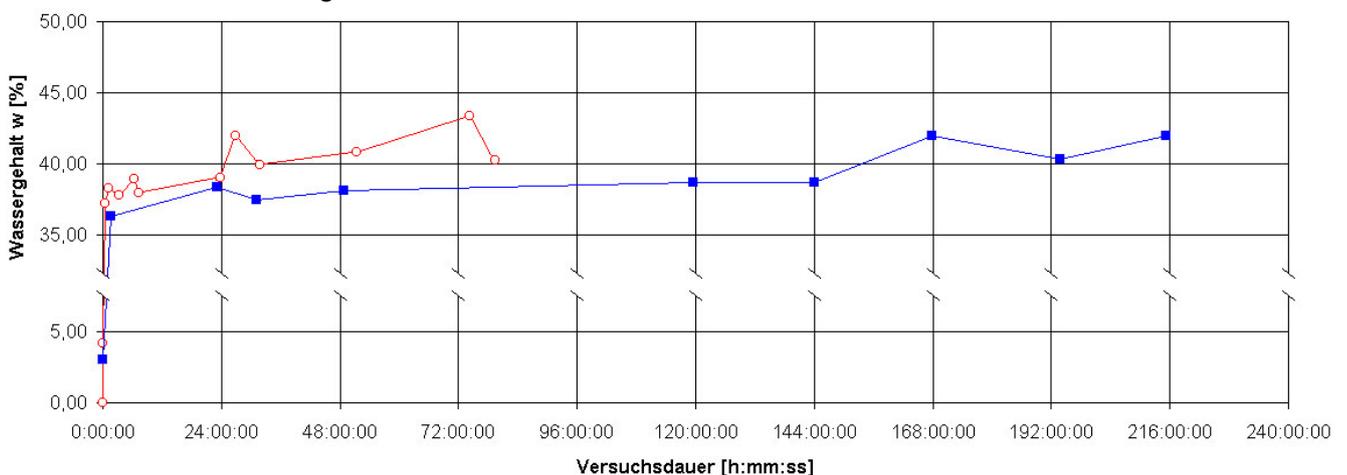


Abb. 37: Ergebnisse des Versuches nach DIN 52103 an HMV-Schlacke der Körnung 0/8 mm

Neben der Körnung 0/8 mm wurden zudem einzelne Körner der HMV-Schlacke mit etwa 3 mm bis 7 mm Durchmesser gemäß DIN 52103 auf ihr Wasseraufnahmevermögen hin untersucht (vgl. Bild im Anhang). In Abb. 38 sind die Ergebnisse der sechs untersuchten Körner dargestellt. Wie bereits nach der Untersuchung der HMV-Schlacke der Körnung 0/8 mm zu erwarten war, nimmt das Wasserauf-

nahmevermögen bei der Untersuchung der Einzelkörner nochmals deutlich ab und lag zwischen 3 % und 9 %.

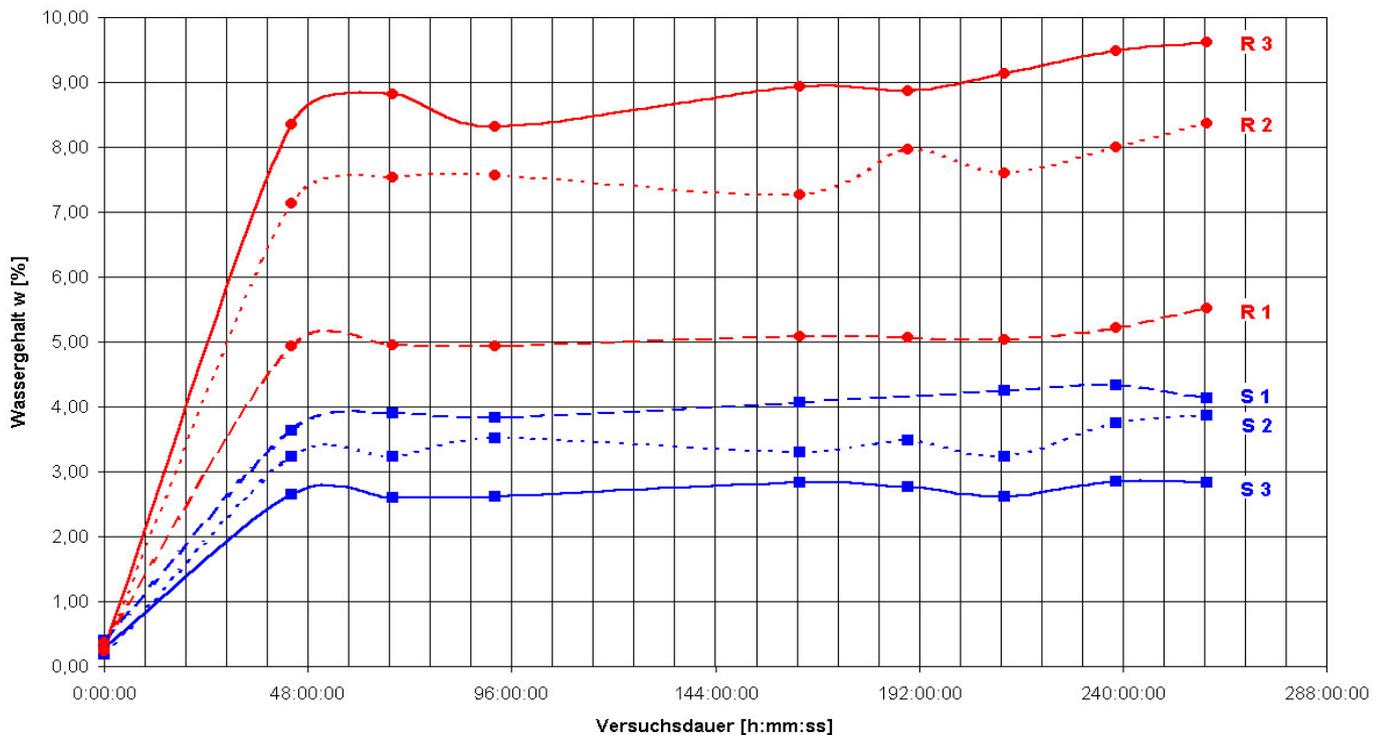


Abb. 38: Ergebnisse des Versuches nach DIN 52103 an HMV-Schlacke der Körnung ~40 mm (die einzelnen untersuchten Körner sind auf einem Bild im Anhang dargestellt)

Am HMV-Schlackekorn S1 wurde nochmals das Wasseraufnahmevermögen mittels Tauchwägung (Unterwasserwägung) bestimmt (Abb. 39), da hierbei mögliche Ungenauigkeiten bei der Bestimmung der Feuchtmasse (DIN 52103) nach dem Herausnehmen aus dem Wasser ausgeschlossen werden können. Vergleicht man diese Ergebnisse mit den Ergebnissen nach DIN 52103 (vgl. Abb. 38), so zeigen sich ähnliche Kurvenverläufe. Die unterschiedlichen Anfangsverläufe der beiden Kurven sind durch die fehlenden Messwerte bei der Ermittlung der Feuchtmasse nach DIN 52103 (blaue Kurve) zu erklären. Auffallend ist, dass nach etwa 170 Stunden immer noch eine leichte Gewichtszunahme, wie auch bei den Versuchen der sechs HMV-Schlackekörner, festzustellen ist. Dies bedeutet entweder eine stetige Wasseraufnahme des HMV-Schlackekorns und/oder ablaufende chemische Reaktionen wie z. B. die Oxidation von Eisen zu Eisenoxid, wie sie in Abb. 39 (Korn rechts) gut zu erkennen ist.

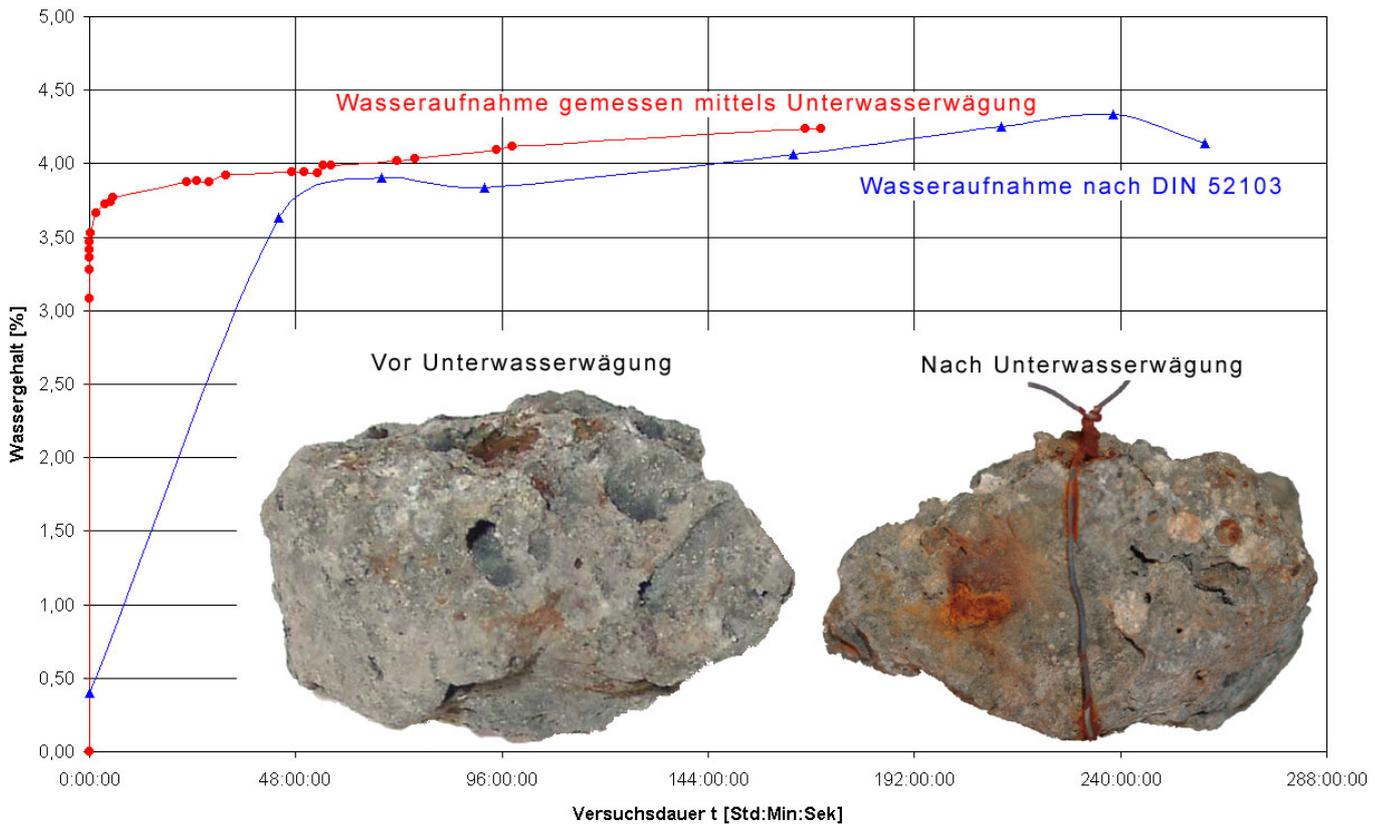


Abb. 39: Wasseraufnahmevermögen nach DIN 52103 (blaue Kurve) und mittels Unterwasserwägung (rote Kurve) am HMV-Schlackekorn S1 (Die beiden dargestellten Körner sind identisch)

Nach Auswertung des Wasseraufnahmevermögens mittels Unterwasserwägung zeigt sich, dass die größte Wasseraufnahme des HMV-Schlackekorns nach etwa 6 bis 24 Stunden beendet ist. Den exakten Zeitpunkt, wo diese Wasseraufnahme abgeschlossen ist und nur noch geringe Wasseraufnahme bzw. die chemischen Reaktionen für die Gewichtszunahme verantwortlich sind kann man nicht bestimmen, da nach etwa 3 Stunden ein Rosten am Übergang zwischen HMV-Schlackekorn und Draht erkennbar ist. Möglicherweise ist der Knick der blauen Linie nach einer Versuchszeit von etwa 240 Stunden (vgl. Abb. 39) das Ende der Wasseraufnahme. Da leider hier der Versuch abgebrochen wurde kann es sich aber auch um einen Messfehler oder eine Messungenauigkeit handeln.

### 5.2.6 Korndichte

Die im Rahmen dieser Forschungsarbeit mittels Luftpyknometer nach TP BF-StB Teil B 3.3 ermittelten Korndichten an HMV-Schlacke der Körnung 0/8 mm lagen zwischen  $2,85 \text{ g/cm}^3$  und  $3,05 \text{ g/cm}^3$ . Wobei sich die häufigsten sich ergebenden Werte etwa im Bereich des Mittelwertes von  $2,94 \text{ g/cm}^3$  befanden. Die Vorteile bei der Verwendung des Luftpyknometers liegen, wie schon von Ott (2001) beschrieben, darin dass eine größere Probenmenge untersucht werden kann und somit sich die Streuungen in der Zusammensetzung der HMV-Schlacke weniger stark auf die Ergebnisse der Korndichtebestimmung auswirken. Vorteilhaft erweist sich zudem die wesentlich kürzere Versuchsdauer, dadurch ist die Wahrscheinlichkeit einer chemischen Reaktion der HMV-Schlacke mit Wasser minimiert.

## 5.2.7 Porenanteil

## 5.2.8 CBR-Versuch

Der CBR-Versuch wurde gemäß Technischer Prüfvorschrift TP BF-StB Teil B 7.1 unmittelbar nach dem Verdichten der Probe ohne weitere Vorbehandlung ermittelt. Die Auswertung der CBR-Versuche ergab CBR-Werte zwischen 48 % und 56 %, wobei sich das Maximum von 55,51 % bei einem Wassergehalt von 20 % einstellt, d. h. etwa 2 % unterhalb des optimalen Wassergehaltes (vgl. Abb. 40). Gemäß Literaturangaben ergibt sich der höchste CBR-Wert beim optimalen Wassergehalt. Die Abweichung ist nicht eindeutig nachzuvollziehen. Die CBR-Werte des Vergleichsandes lagen bei etwa 66 %. Auffallend bei der Versuchsdurchführung war, dass sich der Ausbau der HMV-Schlacke aus dem CBR-Topf als wesentlich kraftaufwendiger darstellte als beim Vergleichssand. Dies ist auf die stärkere Verzahnung der HMV-Schlacke und mit dem damit einhergehenden größeren Einspannungseffekt der HMV-Schlacke im CBR-Topf zurückzuführen.

Die Versuchsstreuung der im Rahmen dieser Forschung durchgeführten CBR-Versuche an HMV-Schlacke ist, im Vergleich zu Angaben aus der Literatur (Floss, 1973) für grobkörnige Böden von 9 % und im Hinblick auf die Heterogenität des untersuchten Materials, überraschend niedrig. Sie liegt, wie beim untersuchten Vergleichssand, bei etwa 5 %.

Der an HMV-Schlacke ermittelte CBR-Wert von im Mittel 56 % liegt im Bereich von grobkörnigen Materialien.

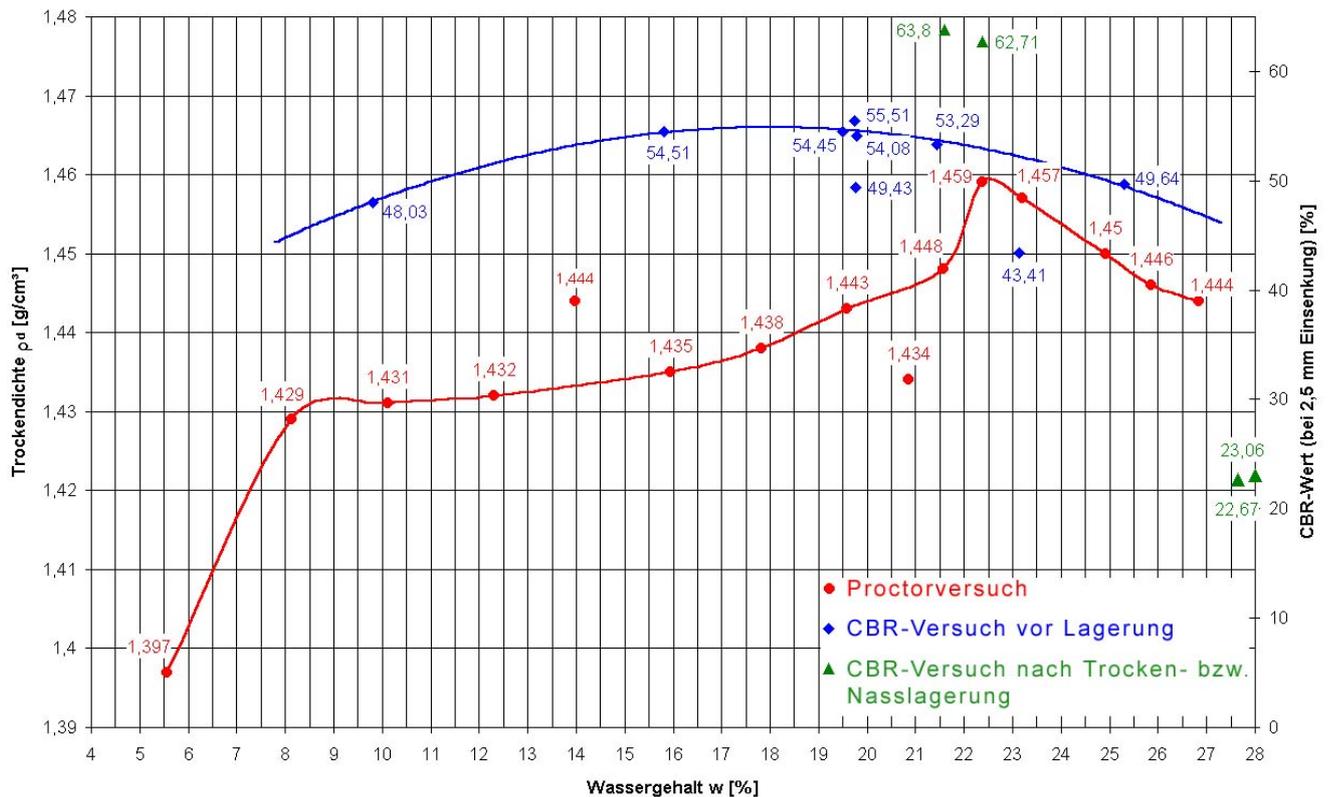


Abb. 40: Ergebnisse des CBR-Versuches im Vergleich zum Proctorversuch an HMV-Schlacke in Abhängigkeit vom Wassergehalt

Versuche zum Quellverhalten von HMV-Schlacke wurden ebenfalls im CBR-Topf durchgeführt. Hierbei wurde die HMV-Schlacke mit Proctorwassergehalt und Proctorenergie ( $D_{Pr}=1,0$ ) in den CBR-Topf eingebaut. Danach wurden zwei Versuche trocken und zwei Versuche unter Wasser gelagert. Mittels einer Meßuhr an der Oberseite des CBR-Topfes konnte die vertikale Hebung bzw. Setzung der Schlacke ermittelt werden. Nach einer Versuchsdauer von 21 Tagen trat keine erkennbare Volumenzunahme der HMV-Schlacke auf, d. h. ein Quellverhalten der HMV-Schlacke war nicht festzustellen. Anschließend wurden an diesen vier Proben nochmals CBR-Versuche durchgeführt um Auswirkungen der Trocken- bzw. Wasserlagerung nach dem Einbringen mit Proctorenergie und Proctorwassergehalt zu erkennen.

Die CBR-Versuche an der trocken gelagerten HMV-Schlacke ergaben höhere CBR-Werte (62,7 % und 63,8 %) als die vor der Lagerung bzw. unmittelbar nach dem Einbau der HMV-Schlacke in den CBR-Topf. Die CBR-Versuche an der im Wasser gelagerten HMV-Schlacke ergaben wesentlich niedrigere CBR-Werte um die 23 %. Es zeigte sich auch, dass beim Ausbau der HMV-Schlacke nach dem CBR-Versuch die im Wasser gelagerten Proben erheblich einfacher aus dem CBR-Topf auszubauen waren, es war praktisch keine Verzahnung bzw. Verspreizung im CBR-Versuch erkennbar. Der Ausbau der Trocken gelagerten Proben erwies sich als am schwierigsten.

Diese Ergebnisse deuten darauf hin, dass die unter Proctorbedingungen eingebaute und anschließend trocken gelagerte Schlacke durch chemische Reaktionen deutlich an Tragfähigkeit zunimmt, während die im Wasser gelagerte HMV-Schlacke deutlich an Tragfähigkeit abnimmt, obwohl keine Volumenveränderung der HMV-Schlacke festgestellt werden konnte.

## **5.3 Einfluss des Wassergehaltes auf die Verdichtungseigenschaften von HMV-Schlacke**

### **5.3.1 Allgemein**

Gemäß Floss (1997) werden die Verdichtungseigenschaften allgemein als Zusammenhang zwischen Verdichtungsgrad, Trockendichte und Wassergehalt angegeben. Hierzu findet bei natürlichen Böden der Proctorversuch nach DIN 18127 Anwendung. Erfahrungen zeigen aber, dass die Anwendung von Proctorversuchen zur Bestimmung der Verdichtungseigenschaften bei HMV-Schlacken größere Streuungen der Ergebnisse aufweisen kann. Da der Proctorversuch eine wichtige bodenmechanische Größe liefert, wurden Untersuchungen durchgeführt, um die Ursachen dieser Schwankungen der Versuchsergebnisse genauer zu betrachten. Die Untersuchungsschwerpunkte lagen hierbei, Aussagen über die Homogenität hinsichtlich Kornverteilung und Wassergehalt und über auftretenden Kornbruch zu machen.

### **5.3.2 Probenaufbereitung**

Wie bereits bekannt, handelt es sich bei der HMV-Schlacke um ein heterogenes Gemisch, dessen Zusammensetzung stark von den Ausgangsmaterialien und den Verbrennungsbedingungen abhängig ist und demzufolge großen Streuungen unterliegt. So sind Beimengungen in der HMV-Schlacke, wie z. B. Glas, Keramik, Metalle, Unverbranntes und Gestein, in unterschiedlichen Anteilen zu finden.

Diese Unterschiede in der Zusammensetzung der HMV-Schlacke haben große Auswirkungen auf die Ergebnisse der Versuche und den sich daraus ergebenden bodenmechanischen Parametern. Aus diesem Grund wurden die Materialproben vor der Beprobung durch mehrmalige Probenzerteilung mittels Riffelteiler und durch Vierteln möglichst „homogen“ aufbereitet. Das Vierteln gemäß DIN EN 932-1 wird auf einer speziellen Arbeitsunterlage aus Blech oder PVC durchgeführt. Hierbei wird die HMV-Schlacke auf diese Unterlage geschüttet, mit einer Schaufel gründlich durchmischt und anschließend zu einem Kegel aufgetürmt. Dieser Kegel wird dreimal zu einem neuen Kegel umgesetzt und danach zu einem flachen Haufen ausgebreitet. Dieser Haufen wird anschließend so oft geviertelt, wobei zwei jeweils gegenüberliegende Teile verworfen werden, bis die erforderliche Endmenge erreicht wird. Zudem wurde nach DIN EN 932-1 eine Riffelteiler verwendet. Er besteht aus einem Einfüllstutzen, unter dem mehrere Schlitze angebracht sind, die in zwei getrennte Auffangbehälter münden. Die Anwendung dieser Verfahren ermöglicht eine relativ genaue Teilung und gleichmäßige Zusammensetzung der Probematerialien, soweit dies bei HMV-Schlacken überhaupt möglich ist.

Wie bereits erläutert, tritt bei einer mechanischen Beanspruchung, wie dies beim Proctorversuch der Fall ist, Kornbruch auf. Um nun diesen Einfluss auf das Ergebnis des Proctorversuches weitgehend auszuschließen, wurde je zu schlagenden Proctorpunkt, eine neue, zuvor durch Viertlung und mittels Riffelteiler aufbereitete Probe, verwendet. Dies hat aber den Nachteil, dass sich die verwendeten Proben, je zu schlagenden Proctorpunkt, trotz spezieller Aufbereitung, aufgrund der Heterogenität des Probenmaterials, unterscheiden. Zur Ermittlung des Kornbruchs wurde die Korngrößenverteilung jeweils vor dem Einbau des Materials in den Proctortopf und nach dem Proctorversuch ermittelt (Abb. 41).

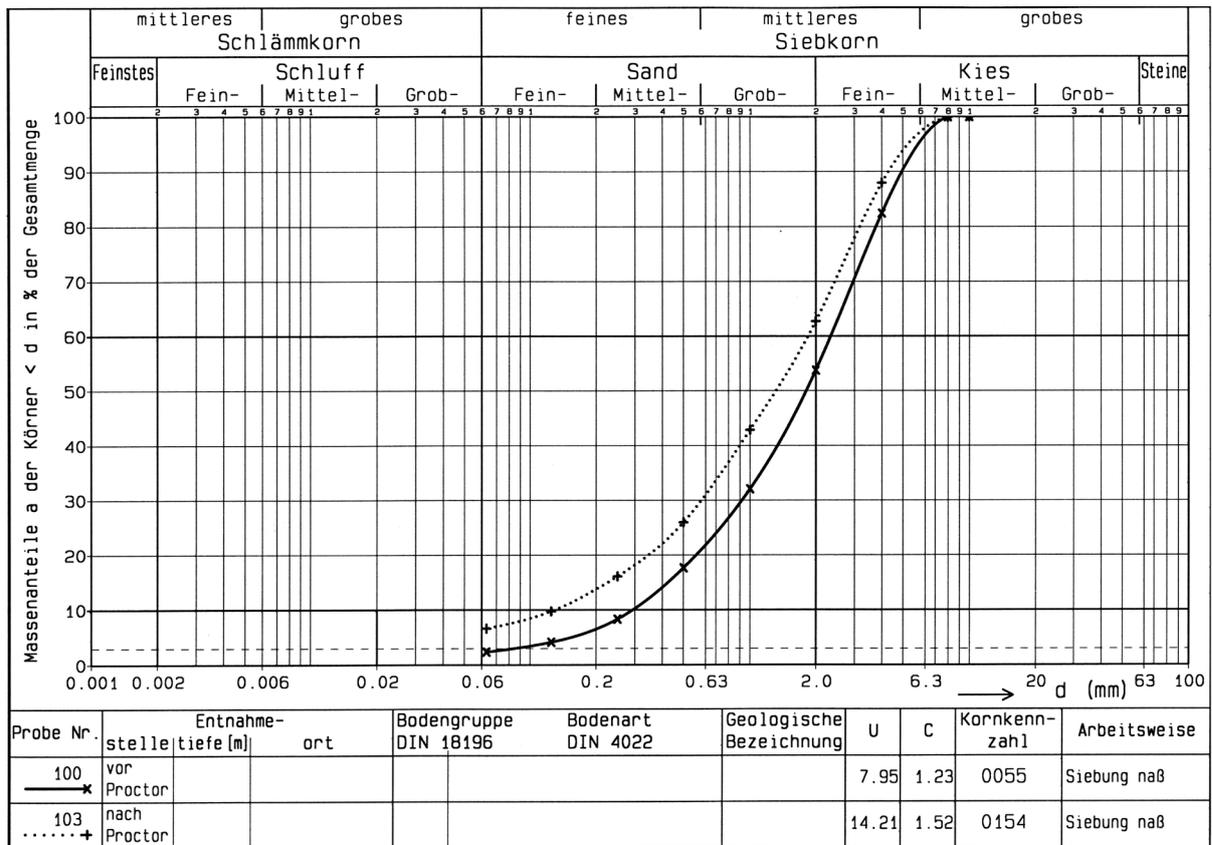


Abb. 41: Vergleich der Korngrößenverteilung vor und nach dem Proctorversuch

Diese Erhöhung des Feinkornanteils wird nicht nur bei Laborversuchen festgestellt, schon Kluge et al. (1979) zeigten, dass sich der Feinkornanteil von eingebauter HMV-Schlacke als Tragschichtmaterial unterhalb Asphaltbeton im Laufe von sechs Jahren geringfügig erhöhte (Kornanteil < 0,09 mm nahm von 4,3 M.-% auf 9,9 M.-% zu). Dies konnte aber nur im oberen Bereich der Tragschicht beobachtet werden.

Im Gegensatz zu natürlichen Böden wird Wasser bei der HMV-Schlacke in sehr unterschiedlicher Form angelagert und gebunden. Dies kann Streuungen bei der Ermittlung des Wassergehaltes zur Folge haben. Aus diesem Grund wurde der Proctorversuch an der HMV-Schlacke nach unterschiedlichen Homogenisierungszeiten ausgeführt. Im Rahmen dieser Forschungsarbeit wurde die HMV-Schlacke nach einer Homogenisierungszeit von 1, 2, 7, 14 Tage untersucht.

Desweiteren wurde der HMV-Schlacke auf unterschiedliche Weise das Wasser zugegeben. Zum einen wurde die Probe gemäß DIN 18121 bei 105° Celsius bis zur Massenkonstanz heruntergetrocknet und daraufhin die jeweilige Wassermenge zugeführt. Diese Trocknung bei 105° Celsius kann aber, wie in DIN 18121 Teil 1 beschrieben, möglicherweise chemische Reaktionen bei der HMV-Schlacke hervorrufen, was zu einer Verfälschung der Ergebnisse bei der Wassergehaltsbestimmung führen kann. Zum anderen wurde der natürliche Wassergehalt als Ausgangswassergehalt verwendet und die jeweilige fehlende Wassermenge hinzugegeben, so dass Auswirkungen beim Trocknen der Probe bei 105° Celsius ausgeschlossen werden können.

### 5.3.3 Versuchsdurchführung

Vor der Versuchsdurchführung wurde an einem Teil der aufbereiteten Probe eine Korngrößenverteilung durchgeführt. Das Probematerial wurde wie in Kapitel 5.3.2 beschrieben aufbereitet. Gemäß DIN 18127 besteht der Proctorversuch aus mindestens 5 Einzelversuchen. Dazu wird bei einem Größtkorn von etwa 8 mm eine Probenmenge von 3 kg je Proctorpunkt mit unterschiedlichen Wassergehalten, vorbereitet. Es werden 3 Lagen gleicher Dicke in den Proctortopf (Durchmesser 100 mm) eingebaut und mit dem Proctorhammer (Fallgewicht: 2,5 kg) gemäß Vorgabe DIN 18127 mit 25 Schlägen je Schicht, gleichmäßig über den Querschnitt verteilt, verdichtet (Abb. 42). Alle Proctorversuche wurden mittels Stahlplatte geschlagen, um ein seitlich nach oben gerichtetes Ausweichen der Körner zu vermeiden. Nach dem Proctorversuch wird der Wassergehalt nach DIN 18121 Teil 1 an der gesamten Probe bestimmt. Im Anschluss wird an der getrockneten Probe eine Korngrößenverteilung durchgeführt, um eine möglicherweise auftretende Kornzertrümmerung festzustellen.



Abb. 42: Ermittlung der Proctordichte gemäß DIN 18127 mittels motorbetriebenem Verdichtungsgerät

### 5.3.4 Auswertung der Versuche

Im Rahmen dieser Forschungsarbeit wurden 6 Proctorversuche durchgeführt, die als Vorversuche gewertet wurden und zur Optimierung der Vorgehensweise bei der Durchführung der Proctorversuche dienten. Auf diese wird im Weiteren nicht näher eingegangen. Insgesamt wurden 17 Proctorversuche

mit etwa 6 bis 10 Proctorpunkten durchgeführt und ausgewertet (vgl. Tabelle 21). Damit wurden etwa 130 Proctorpunkte geschlagen und ausgewertet.

Versuch-Nr.	Homogenisierungszeit [Tage]	Proctordichte $\rho_{Pr}$ [g/cm <sup>3</sup> ]	Proctorwassergehalt $w_{Pr}$ [%]
1	1	1,69	20,09
2	1	1,51	22,49
3	1	1,46	22,65
4	1	1,72	19,51
5	1	1,74	19,24
6	2	1,68	19,89
7	2	1,74	21,14
8	3	1,47	21,33
9	3	1,44	19,74
10	3	1,44	18,02
11	5	1,51	21,35
12	7	1,68	20,45
13	7	1,73	21,88
14	7	1,49	23,52
15	11	1,48	22,76
16	14	1,70	22,13
17	14	1,50	22,30

Tabelle 21: Zusammenstellung der ausgewerteten Proctorversuche mit unterschiedlichen Homogenisierungszeiten

Die Proctordichte, ermittelt an der HMV-Schlacke 0/8 mm, liegt bei den durchgeführten Proctorversuchen zwischen 1,44 g/cm<sup>3</sup> und 1,74 g/cm<sup>3</sup> bei einem optimalen Wassergehalt zwischen 18,02 % und 23,52 %.

Es zeigte sich, dass bei längeren Homogenisierungszeiten keine wesentliche Änderung des Wassergehaltes festzustellen ist. Aus diesem Grund wurden alle weiteren Untersuchungen nach etwa 24 Stunden Homogenisierungszeit ausgeführt.

Die Untersuchungen der Trocknungstemperatur im Trockenschrank zur Bestimmung des Wassergehaltes nach DIN 18121 wurden bei 105° und bei 60° an 6 Proben der HMV-Schlacke 0/8 mm durchgeführt. Die Trocknungszeit betrug bei beiden Trocknungstemperaturen jeweils 3 Tage. Es zeigte sich, dass die 3 bei 60° Trocknungstemperatur ermittelten Wassergehalte zwischen 3,2 % und 3,3 % lagen, die Wassergehalte bei einer Trocknungstemperatur von 105° lagen zwischen 4,3 % und 4,5 %. Dies zeigt deutlich, dass die Trocknungstemperatur Auswirkungen auf die Bestimmung des Wassergehaltes bei HMV-Schlacke hat. Diese Unterschiede bei der Ermittlung der Wassergehalte sind aber auch bei natürlichen Böden festzustellen.

An zwei Proben wurde die Korngrößenverteilung vor bzw. nach dem Proctorversuch bestimmt um die Kornzertrümmerung durch den Proctorversuch zu untersuchen (Abb. 41). Stellt man die Linien der

Korngrößenverteilung die vor und nach dem Proctorversuch ausgeführt wurden gegenüber (Abb. 41), so erkennt man eine deutliche Zunahme des Feinkorns um etwa 5 %. Diese Erhöhung ist auf eine Kornzertrümmerung durch die Einwirkung des Proctorhammers auf die Schlackeprobe zurückzuführen. Der Grad der Kornzertrümmerung ist bei HMV-Schlacke deutlich höher als bei natürlichen Böden. Bei Verwendung der HMV-Schlacke im Erd- und Straßenbau tritt ebenfalls eine Kornzertrümmerung beim Einbau bzw. bei der Verdichtung auf. Diese ist abhängig vom Gewicht des Verdichtungsgerätes, von der Einwirkungsart (dynamisch oder statisch) und von der Einwirkungsdauer bzw. Anzahl der Verdichtungsübergänge.

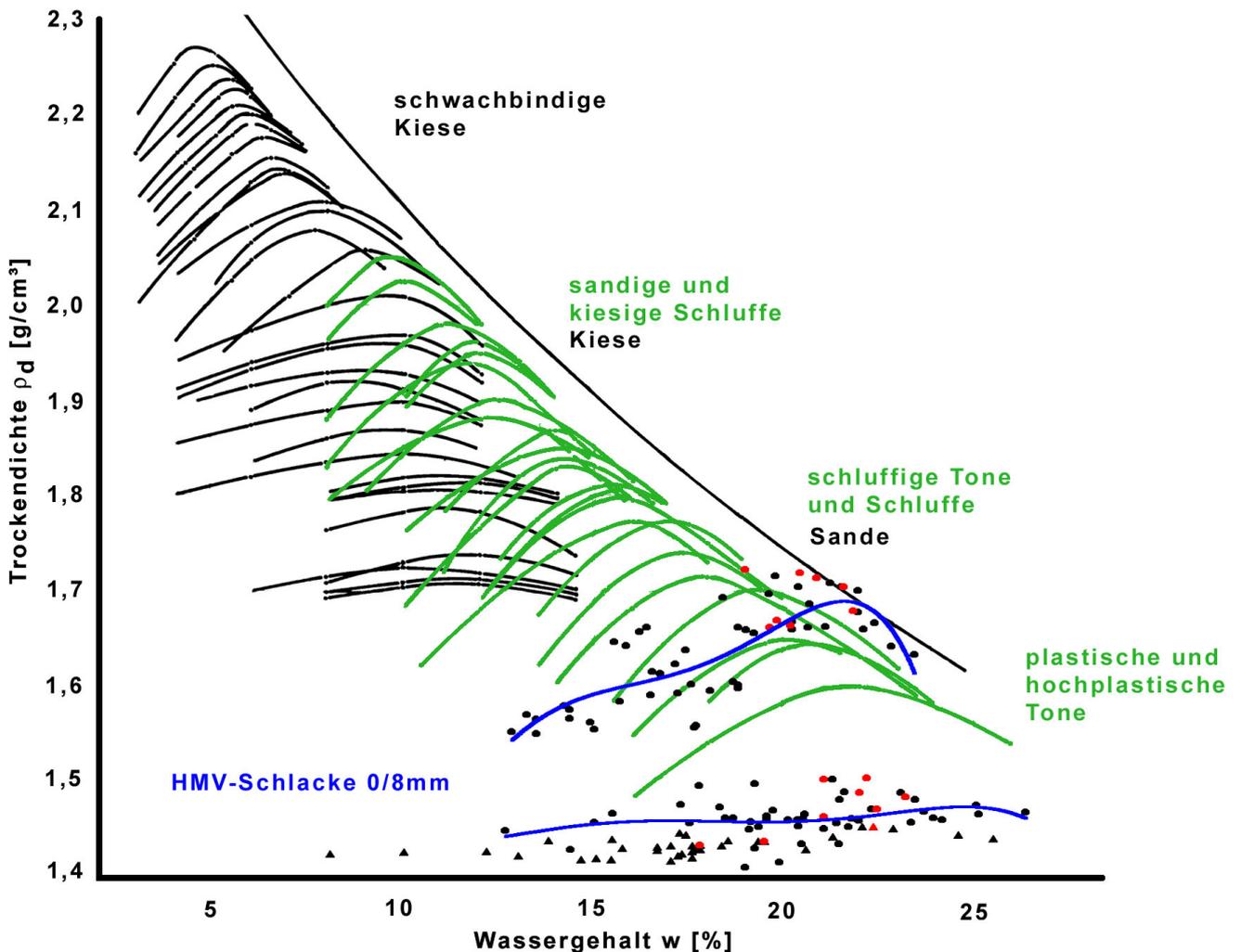


Abb. 43: Gegenüberstellung der Proctorkurven der HMV-Schlacke 0/8 mm mit Literaturangaben aus Voss (1961).

## 5.4 Untersuchungen zum Kompressionsverhalten von HMV-Schlacke

### 5.4.1 Durchführung des Kompressionsversuches

Um geeignete Probenabmessungen und Laststufen zu finden wurden zahlreiche Vorversuche an der HMV-Schlacke durchgeführt. So wurden Probendurchmesser von 7 bzw. 10 cm und Probenhöhen von 2 und 4 cm untersucht. Die Belastung der einzelnen Laststufen, die Einbaudichten ( $D_{pr}=0,65, 0,75, 0,90, 0,95, 1,0$ ), die Homogenisierungszeiten und die Wassergehalte der HMV-Schlacke wurden variiert (Versuche auf der trockenen und auf der nassen Seite der Proctorkurve). Letztendlich wurden die Kompressionsversuche an der HMV-Schlacke im Versuchsgerät mit 10 cm Durchmesser und einer Probenhöhe von 2 cm, durchgeführt. Bei diesen Abmessungen (Verhältnis von Durchmesser zu Höhe 5:1) können störende Einflüsse aus Mantelreibung und unebenen Endflächen der Probe klein gehalten werden. Die Laststufen betragen 0, 25, 50, 100 und 200 kN/m<sup>2</sup> (Laststufe 0, 1, 2, 3, 4). Sowohl bei der Erstbelastung, als auch bei der Zweitbelastung werden die Proben bis zur höchsten Laststufe (200 kN/m<sup>2</sup>) belastet, danach entlastet und im Anschluss wieder belastet (Zweitbelastung), die prinzipiell wie die Erstbelastung ausgeführt wird. Jede Belastung der einzelnen Laststufen bleibt so lange unverändert, wie die Messuhr merkliche Setzungen anzeigt. Danach wird die nächste Laststufe aufgebracht. Bei jeder Laststufe werden bei verschiedenen Zeitpunkten (hier 5, 10, 15, 30, 60, 120, 300, 600, 900, 1800, 3600 und 7200 Sekunden) die Setzungen gemessen um einen zeitlichen Verlauf der Setzungen zu bekommen.

Vergleichsweise wurden Großkompressionsversuche mit 30 cm Probendurchmesser durchgeführt. Es zeichneten sich aber keine signifikanten Unterschiede ab zu den Versuchen mit Probendurchmesser von 10 cm, so dass darauf nicht näher eingegangen wird. Eine Reduzierung der Streuung durch die vergrößerte Probenabmessung und dem damit verbundenen geringeren Einfluss der Mantelreibung, insbesondere bei der Zweitbelastung, konnte nicht festgestellt werden. Da großmaßstäblichen Versuche prinzipiell wie die mit Probendurchmesser von 10 cm durchgeführt und ausgewertet werden, nur wesentlich aufwendiger in der Durchführung sind, wurden weiterhin Kompressionsversuche mit Probendurchmesser von 10 cm durchgeführt.

Vergleichsweise wurde ein natürlicher Boden, hier ein Sand der Körnung 0/8 mm ( $\rho_{pr} = 1,93 \text{ g/cm}^3$ ,  $w_{pr} = 8,9 \%$ ), ebenfalls untersucht, ausgewertete und die Ergebnisse denen der HMV-Schlacke gegenübergestellt.

### 5.4.2 Auswertung und Ergebnisse des Kompressionsversuches

Beim Einbringen der HMV-Schlacke in den Versuchsaufbau, zeigte sich, dass ein Einbau der HMV-Schlacke auf der trockenen Seite der Proctorkurve, ohne einen Kornbruch zu erzeugen nur bis zu einer Einbaudichte von  $D_{pr} = 0,85$  bis maximal  $D_{pr} = 0,90$  möglich ist. Die notwendige Energie beim Ein- und Ausbau der HMV-Schlacke ist deutlich höher als die beim Sand 0/8 mm. Weiterhin zeigt sich, dass der Ein- und Ausbau mit Wassergehalten auf der nassen Seite der Proctorkurve mit wesentlich weniger Aufwand möglich ist als auf der trockenen Seite. Dieser höhere Energieaufwand deutet auf die größeren Verspannungen der HMV-Schlacke, insbesondere bei relativ trockener HMV-Schlacke hin, ist aber nicht schlackespezifisch und tritt auch bei natürlichen nichtbindigen Böden in

ähnlicher Weise auf. Wie bereits in Kapitel 5.3 beschrieben, wurde ebenfalls die Kornzertrümmerung durch den Einbau und der Versuchsdurchführung untersucht. So wurde bei 4 Proben vor und nach dem Kompressionsversuch die HMV-Schlacke mittels Siebung auf ihre Korngrößenverteilung hin untersucht. Die Versuche wurden alle mit einer Trockendichte von  $D_{pr} = 0,95$  und einem Wassergehalt von 20,5 % bis 22,5 % bei unterschiedlichen Homogenisierungszeiten von 3 und 5 Tagen durchgeführt. Im Vergleich zum natürlichen Sand und zu Untersuchungen von Ott (2001) ist bei den im Rahmen dieser Forschung durchgeführten Untersuchungen ein signifikanter Anstieg des Feinkornanteils der HMV-Schlacke nach dem Ausbau aus dem Kompressionsgerät zu erkennen (vgl. Abb. 44). Selbst bei kleinen Spannungen von 200 kN/m<sup>2</sup> werden die Schlackekörner leicht zermahlen. Beim Vergleichssand ist keine Kornzertrümmerung feststellbar.



Abb. 44: Vergleich der Korngrößenverteilung der HMV-Schlacke vor und nach dem Kompressionsversuch

Nach Variation der Homogenisierungszeiten der HMV-Schlacke stellt sich heraus, dass der Steifemodul  $E_s$ , der sich aus den Kompressionsversuchen ableiten lässt, mit Erhöhung der Homogenisierungszeit abnimmt. Eine mögliche Erklärung wäre hierzu, dass das Wasser ab einer gewissen Homogenisierungszeit die Schlackekörner durchdringt und damit erst nach dem Vordringen des Wassers bis in die inneren Poren des Kornes eine Veränderung der Festigkeit des Kornes bewirkt. Chemische Reaktionen wie die Carbonatisierungserscheinungen der HMV-Schlacke sind ebenfalls eine weitere denkbare Erklärung dafür. Quellerscheinungen der HMV-Schlacke und die damit einhergehende Ausdehnung, die den Setzungen entgegenwirkt, konnten im Rahmen von Versuchen zum Schwell-

verhalten vom HMV-Schlacke nicht bestätigt werden und sind somit für die Abnahme der Steifigkeit nicht ursächlich.

Untersuchungen mit unterschiedlichen Wassergehalten bei gleichbleibendem Verdichtungsgrad zeigen, dass je niedriger der Wassergehalt der Schlacke ist, desto höher die Steifemoduln sind, was auch zu erwarten war und auch beim Vergleichssand festgestellt werden konnte. Weiterhin zeigte sich, dass die Trocknung bei 105° Celsius bis zur Massenkonstanz und der anschließenden Wasserzuführung bis zum gewünschten Wassergehalt der HMV-Schlacke stärkere Streuungen ergab. So empfiehlt es sich bei bodenmechanischen Versuchen zum natürlichen Wassergehalt der HMV-Schlacke, der sich nach der Aufbereitung ergibt, die errechnete Wassermenge zuzugeben, bis sich der gewünschte Wassergehalt einstellt.

Die Kompressionsversuche ergaben, dass sich bei Heruntertrocknung auf einen Wassergehalt von  $w=0\%$  und anschließender Zugabe der gewünschten Wassermenge bis zum Proctorwassergehalt (optimaler Wassergehalt) niedrigere Setzungen ergaben (durchgezogene Linie in Abb. 45) als wenn zu dem Ausgangswassergehalt die erforderliche Wassermenge zugegeben wurde (gestrichelte Linie Abb. 45). Die sich bei heruntergetrockneter HMV-Schlacke ergebenden Setzungen sind vergleichbar denen des Vergleichsandes (schwarze Linie Abb. 45). Eine Erklärung kann hierzu aber nicht gegeben werden.

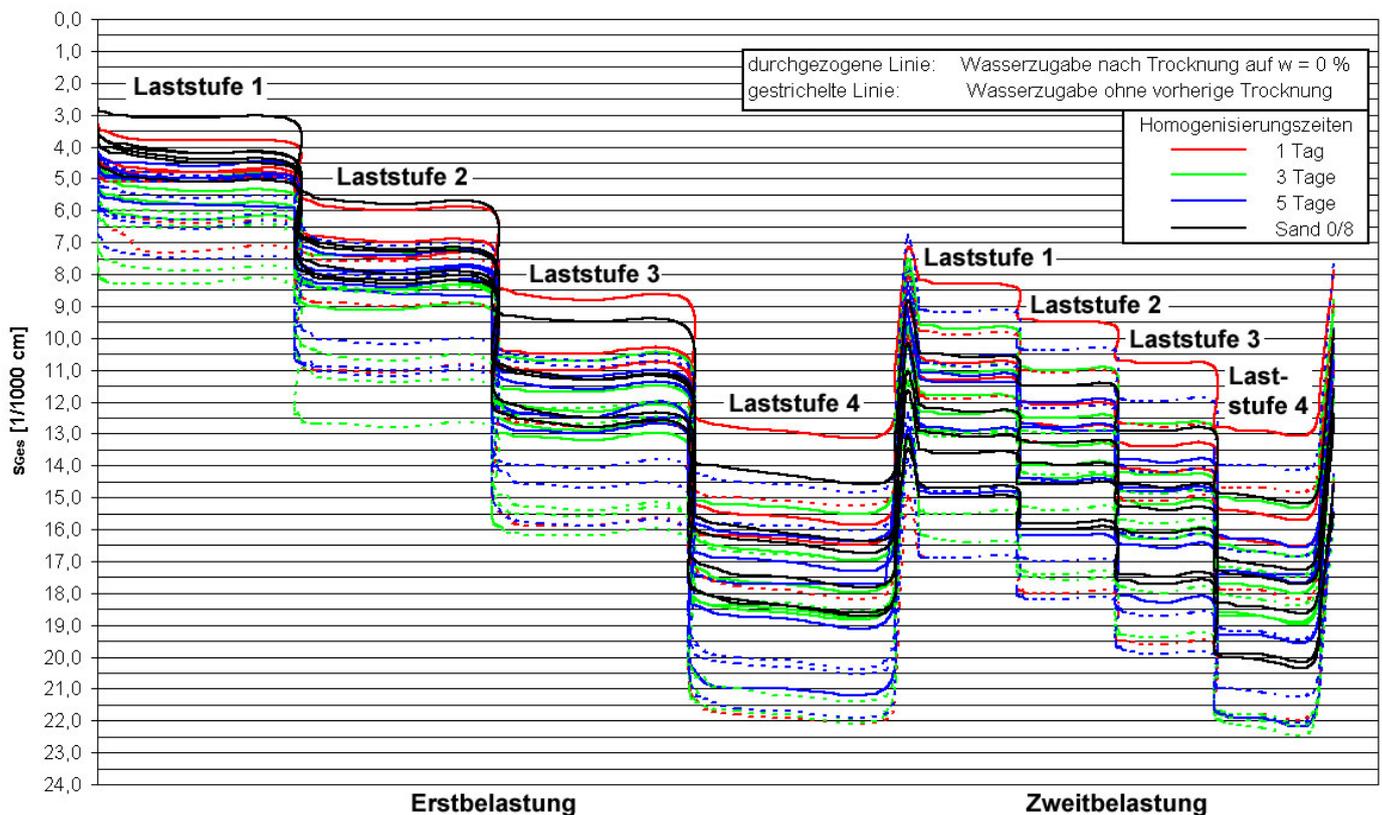


Abb. 45: Zeit-Setzungs-Diagramm aller Kompressionsversuche an HMV-Schlacke 0/8 mm und dem Vergleichssand 0/8 mm bei einem Einbauverdichtungsgrad von  $D_{Pr} = 0,95$

Ob ein Einfluss der Homogenisierungszeiten auf die Größe der Setzung und damit auch auf den Steifemodul besteht kann nicht eindeutig aus den Versuchsergebnissen abgeleitet werden. Betrachtet man sich aber Abb. 45, so kann man tendenziell erkennen, dass die roten Linien (1 Tag Homogenisierungszeit) eher im oberen Bereich des Diagramms liegen und somit eine geringere Setzung bei einer Homogenisierungszeit von einem Tag bedeuten. Vergleicht man die grünen (3 Tage Homogenisierungszeit) und die blauen Linien (5 Tage Homogenisierungszeit), so kann man keine signifikanten Unterschiede erkennen. In Vorversuchen wurden bei Homogenisierungszeiten von 14 Tagen und mehr ebenfalls keine eindeutigen Unterschiede zu den Versuchen mit Homogenisierungszeiten von 3 bzw. 5 Tagen festgestellt.

Wie erwartet sind die Gesamtsetzungen der Erstbelastung im Vergleich zur Zweitbelastung um so größer, je geringer die Trockendichte der Probe beim Einbau ist. Logischerweise lässt sich der Boden aufgrund der geringen Verdichtungsarbeit und damit der niedrigeren Trockendichte bei der Erstbelastung stärker verdichten, womit auch stärkere Setzungen auftreten. Bei hohen Verdichtungsgraden und damit hohen Trockendichten können somit auch höhere Steifigkeiten ( $E_s=110,3 \text{ MN/m}^2$ ) erreicht werden.

Bei den im Rahmen dieser Forschung durchgeführten Kompressionsversuchen an HMV-Schlacke ergaben sich Steifemoduln zwischen 15 und 100  $\text{MN/m}^2$  (Mittelwert unter Berücksichtigung des späteren Verwendungszwecks etwa  $E_s = 20 \text{ MN/m}^2$  bis  $35 \text{ MN/m}^2$ ). Diese sind mit den Versuchsergebnissen des Sandes der Körnung 0/8 mm in etwa vergleichbar von  $E_s = 13 - 90 \text{ MN/m}^2$ . Es zeigte sich aber, dass die Ergebnisse die aus den Versuchen mit der HMV-Schlacke gewonnen wurden größere Streuungen aufweisen bzw. anfällig auf Variationen der Homogenisierungszeit reagierten, insbesondere bei der Zweitbelastung (vgl. Abb. 46). Betrachtet man Abb. 46 so erkennt man deutlich, dass bei der Zweitbelastung die HMV-Schlacke mit einem Tag Homogenisierungszeit deutlich höhere Steifemoduln aufweist als die Versuche mit Homogenisierungszeiten von 3 bzw. 5 Tagen.

Im Druck-Steifemodul-Diagramm (vgl. Abb. 46) ist deutlich erkennbar, dass die Kurven der HMV-Schlacke und des Vergleichssandes bei der Erstbelastung relativ ähnlich verlaufen, bei der Zweitbelastung hingegen liegen die Kurven der HMV-Schlacke tendenziell unterhalb derer des Vergleichssandes (schwarze gestrichelte Linie), d. h. der Steifemodul  $E_s$  des Vergleichssandes liegt höher als bei der HMV-Schlacke.

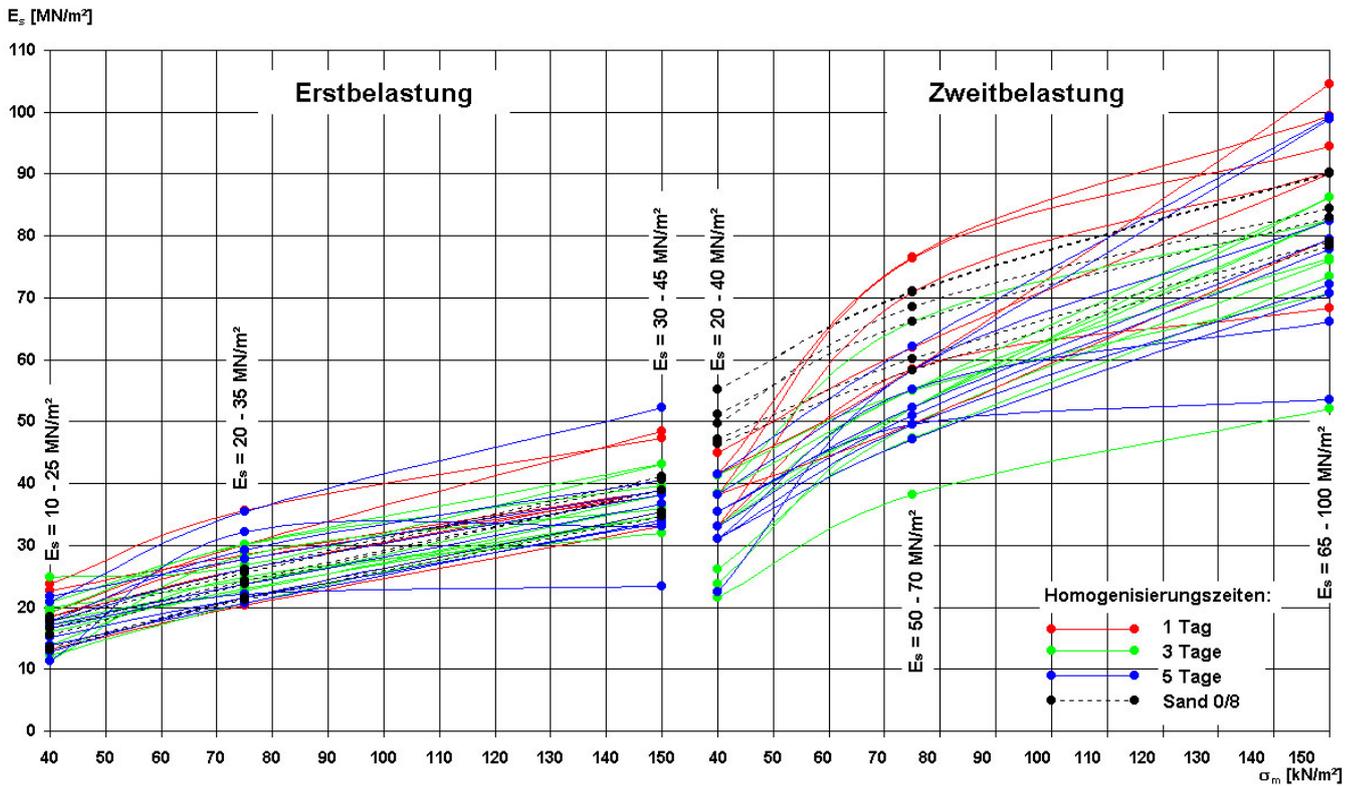


Abb. 46: Druck-Stifemodul-Diagramm aller Kompressionsversuche an HMV-Schlacke 0/8 mm und dem Vergleichsand 0/8 mm bei einem Einbauverdichtungsgrad von  $D_{Pr} = 0,95$

Vergleicht man die im Rahmen dieser Forschung ermittelten Steifemoduln an HMV-Schlacke (graues Band in Abb. 47) mit Ergebnissen aus der Literatur (Ott, 2001), so stellt man eine deutliche Übereinstimmung insbesondere bei der Erstbelastung fest.

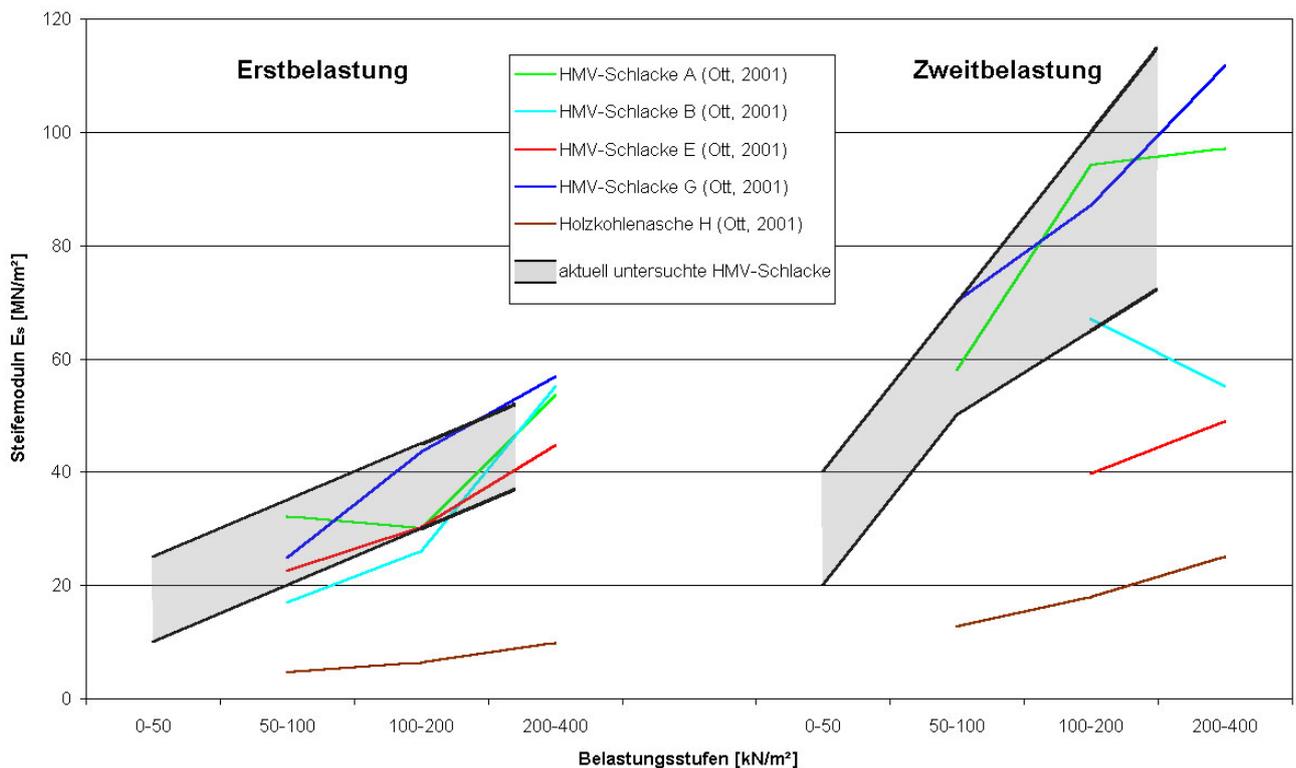


Abb. 47: Vergleich der Steifemoduln  $E_s$  unterschiedlicher Belastungsstufen der aktuell untersuchten HMV-Schlacke mit Literaturangaben von Ott (2001)

Im Anhang A.6 sind die ausführlichen Versuchsergebnisse mit Darstellung der Druck-Setzungs-Diagramme, Druck-Steifemodul-Diagramme sowie der Zeit-Setzungs-Diagramme beispielsweise von Versuch-Nr. 26 (HMV-Schlacke 0/8 mm) und Versuch-Nr. 47 (Sand 0/8 mm) dargestellt. Diese beiden Kompressionsversuche weisen sehr ähnliche Steifemoduln auf.

## 5.5 Untersuchungen zum Scherverhalten von HMV-Schlacke

### 5.5.1 Durchführung der Scherversuche

Die Scherversuche mit dem Rahmenschergerät ( $\varnothing$  10 cm) wurden in Anlehnung an die DIN 18137 Teil 3 durchgeführt. In Vorversuchen wurden Fragen zur Versuchsdurchführung und zur Vergleichbarkeit zwischen runden und quadratischen Grundriss des Schergerätes und zwischen Rahmenschergerät mit 10 cm und 30 cm Grundrissseitenlänge diskutiert. Desweiteren wurden Versuche an trockenen als auch an feuchter HMV-Schlacke bzw. Vergleichssand durchgeführt.

Nach Schultze/Muhs (1967) kann in einfachen Fällen die Reibung eines unbelasteten nicht bindigen Bodens auch durch Messen des natürlichen Böschungswinkels bestimmt werden. Der natürliche Böschungswinkel für die trockene HMV-Schlacke und dem Vergleichssand kann auf zwei unterschiedliche Arten ermittelt werden. Mit Hilfe eines Trichters wird ein Kegel geschüttet, wobei aus dem Verhältnis von Kegelhöhe zu Kegelradius der Böschungswinkel bei lockerster Lagerung ermittelt werden kann. Eine zweite Möglichkeit ist in eine längliche Wanne das zu untersuchende Material mit Hilfe des Trichters in lockerster Lagerung einzufüllen und die Wanne an einem Ende langsam und möglichst erschütterungsfrei hochzuheben, bis das Material zu Rutschen beginnt (schiefe Ebene). Auch hier wird aus dem Verhältnis von angehobener Höhe zu senkrecht nach unten projizierender Länge der Böschungswinkel berechnet. In Tabelle 22 sind die Ergebnisse aus insgesamt drei Kegeln je Material und je vier Versuche an der schiefen Ebene gegenübergestellt.

Material	Kegel		schiefe Ebene	
	Mittelwert	Standarsabweichung	Mittelwert	Standardabweichung
HMV-Schlacke	37,2°	0,76°	36,5°	0,24°
Vergleichssand	34,5°	0,31°	38,0°	0,42°

Tabelle 22: Versuchsergebnisse zur Bestimmung des natürlichen Böschungswinkels an HMV-Schlacke und am Vergleichssand

Wie beim Proctor- und beim Kompressionsversuch wurde die Kornzertrümmerung vor bzw. nach dem direkten Scherversuch ermittelt. Hierzu wurde, wie in Abb. 48 dargestellt, die Korngrößenverteilung vor dem Einbau in das Rahmenschergerät und nach dem Ausbau, d.h. nach dem Scherversuch, ermittelt. Es kommt zu einer leichten Erhöhung der Körnungslinie, was auf eine Kornzertrümmerung hindeutet, da die Erhöhung im wesentlichen im Sandbereich auftritt. Ob nun diese Kornzertrümmerung durch die schlagende Beanspruchung beim Einbau, den Schervorgang selbst oder durch den

Ausbau der HMV-Schlacke aus dem Scherkasten, bzw. durch alle drei mechanischen Beanspruchungen zusammen, hervorgerufen wird, kann nicht eindeutig geklärt werden.

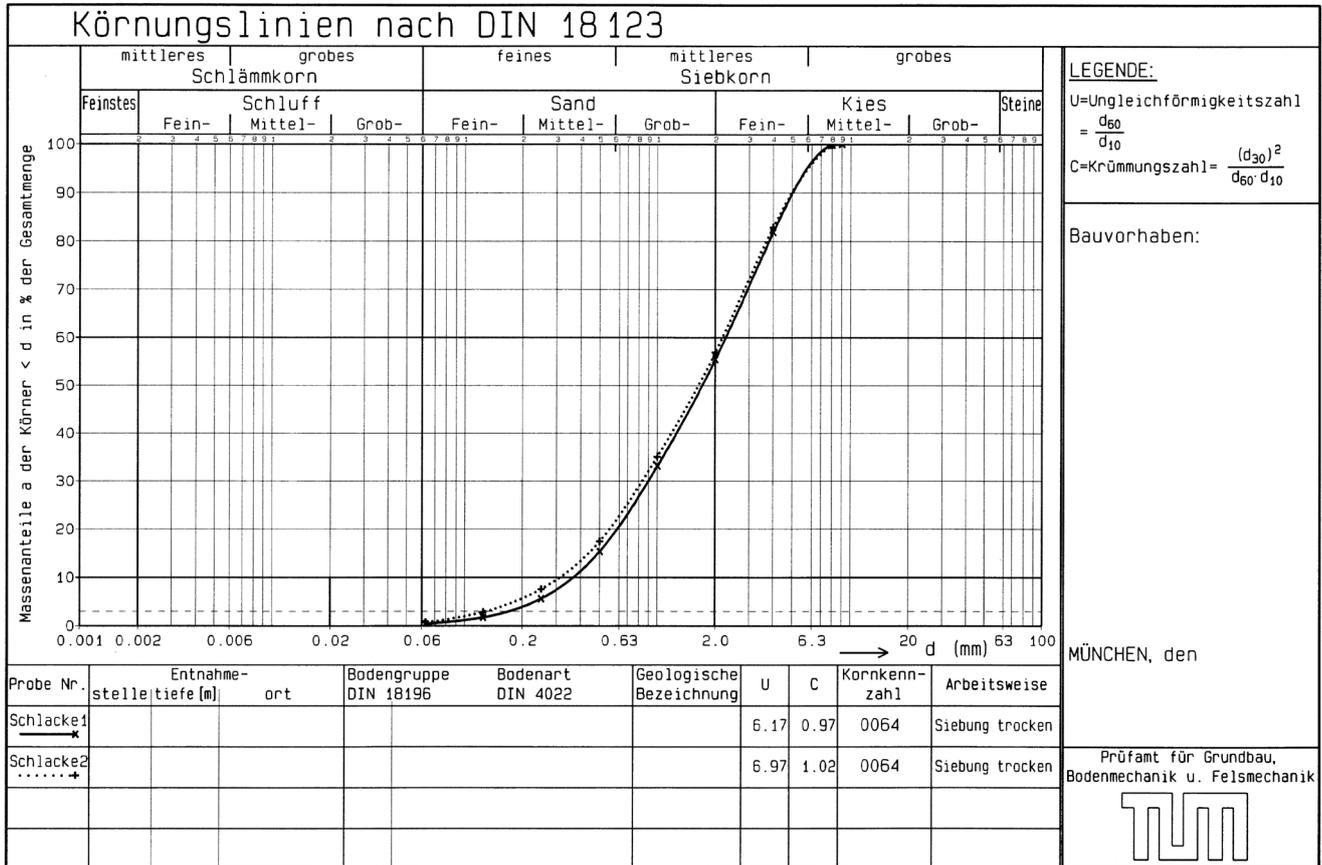


Abb. 48: Korngrößenverteilung der HMV-Schlacke vor (Schlacke 1, durchgezogene Linie) und nach dem Schervorgang (Schlacke 2, gestrichelte Linie)

Für die direkten Scherversuche wurde das Rahmenschergerät mit quadratischen Grundriss mit horizontal und vertikal verschieblichen oberen Rahmen (Rahmenschergerät nach Casagrande) verwendet. Um Porenwasserdrücke ausgleichen zu können, ist in die untere Rahmenhälfte eine Filterplatte eingelegt; auch in den Stempel, der die Probe nach oben begrenzt, ist eine Filterplatte eingebaut. Zur möglichst gleichmäßigen Übertragung der Schubkräfte sind in die Filterplatten im Abstand von etwa 10 mm Stahlschneiden mit einer herausragenden Höhe von 2 mm eingearbeitet. Der Stempel ist so beschaffen, dass die eingebaute Probe völlig wassergesättigt werden kann. Hierzu befindet sich an der Oberseite des Stempels eine Rinne, die mit Wasser gefüllt werden kann. Die Rinne ist über Bohrungen mit der Filterplatte verbunden. Überschüssiges Wasser, das aus der unteren Filterplatte austritt, wird in Auffangrinnen in der unteren Rahmenhälfte gesammelt.

Die Proben werden in gleicher Weise wie beim Kompressionsversuch in die Rahmenschergeräte eingebaut. Die Konsolidierungsspannung wird in Schritten von etwa 50 kN/m<sup>2</sup> bis zur maximalen Konsolidierungsspannung von 200 kN/m<sup>2</sup> gesteigert und mit einer relativ geringen Schergeschwindigkeit von 0,12 mm/min, so dass eventuell auftretende Porenwasserdrücke über die Filterplatten abgebaut werden können, abgeschert.

### 5.5.2 Auswertung der Scherversuche

In dichten grobkörnigen Böden wird bereits nach geringen Scherverformungen die größte Scherspannung  $\tau_f$  (auch Scherfestigkeit genannt) erreicht. Bei weiterer Scherverformung fällt die Scherspannung bei gleichzeitiger Vergrößerung des Probenvolumens (Entfestigung und Dilatanz) wieder ab, bis sich mit zunehmender Verformung das Volumen nicht weiter vergrößert. Bei großen Scherwegen fällt die Scherfestigkeit auf einen Kleinstwert  $\tau_r$  (Restscherfestigkeit) ab. Bei sehr lockerer Lagerung streben grobkörnige Böden nach großen Verformungen unter ständiger Volumenabnahme (Kontraktanz) bei stetiger Zunahme der Scherspannung (Verfestigung) seiner größten Scherfestigkeit  $\tau_f$  zu.

Die Scherversuche können entweder trocken, teilgesättigt oder gesättigt durchgeführt werden. Nach der Theorie darf bei grobkörnigen Materialien zwischen trockener und gesättigter Versuchsdurchführung kein Unterschied bestehen. Die Auswertung der Versuche hierzu zeigt nur minimale Abweichungen untereinander, die hinsichtlich der Inhomogenität und der leicht unterschiedlichen erreichbaren Einbaudichten der HMV-Schlacke als vernachlässigbar klein zu werten sind (vgl. Tabelle 23).

Einbau:	Reibungswinkel $\varphi'$ [°]	Kohäsion $c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]
trocken	44,5	8,1
teilgesättigt	45,1	4,7
wassergesättigt	44,1	3,2

Tabelle 23: Vergleich der Scherparameter der HMV-Schlacke bei trockener, teilgesättigter und wassergesättigter Versuchsdurchführung (Einbaudichte bei mitteldichter Lagerung:  $D_{Pr} = 0,86$ )

Bei allen durchgeführten Versuchen liegt der Reibungswinkel der HMV-Schlacke um etwa 5° über dem des Vergleichssandes.

Betrachtet man die Ergebnisse der gesamten Rahmenscherversuche für die HMV-Schlacke, so stellt man fest, dass der Scherwinkel nur in einem begrenzten Bereich schwankt. Sein Mittelwert liegt bei etwa  $\varphi' = 43,9^\circ$  bei einer Standardabweichung von  $4,0^\circ$ . Der natürliche Böschungswinkel der untersuchten HMV-Schlacke wird nur in einem Scherversuch leicht unterschritten. Nach der Theorie ist der natürliche Böschungswinkel kleiner als der Winkel der inneren Reibung, da dieser in der Regel durch das Herabfallen einzelner Körner an der Oberfläche des geschütteten Kegels begrenzt wird.

Betrachtet man die Kohäsionswerte aller Rahmenscherversuche, so erkennt man eine stärkere Streuung als bei den Scherwinkeln. Ihr Mittelwert liegt bei  $15,7 \text{ kN/m}^2$  bei einer Standardabweichung von  $11,4 \text{ kN/m}^2$ .

Die bei den durchgeführten Rahmenscherversuchen an HMV-Schlacke ermittelte Kohäsion tritt möglicherweise aufgrund von Verspannungen und Zwängungen im Rahmenschergerät auf, was sich mit der Zunahme der Kohäsion bei steigender Einbaudichte erklären lässt. In Abb. 49 ist dieser deutliche Zusammenhang (Bestimmtheitsmaß  $R^2 = 0,80$ ) zwischen Feuchtdichte  $\rho_f$  bzw. Verdichtungsgrad  $D_{Pr}$  und Kohäsion  $c'$  der HMV-Schlacke dargestellt. Wobei es unerheblich ist bei welcher Lagerungsdichte und bei welchem Wassergehalt die HMV-Schlacke in die Versuchsanlage eingebaut wurde.

Weitere Zusammenhänge z. B. zwischen Reibungswinkel  $\varphi'$  und der Kohäsion  $c'$  sind nicht erkennbar. So kann, wie in der Literatur beschrieben, keine Zunahme der Kohäsion mit steigendem Reibungswinkel festgestellt werden.

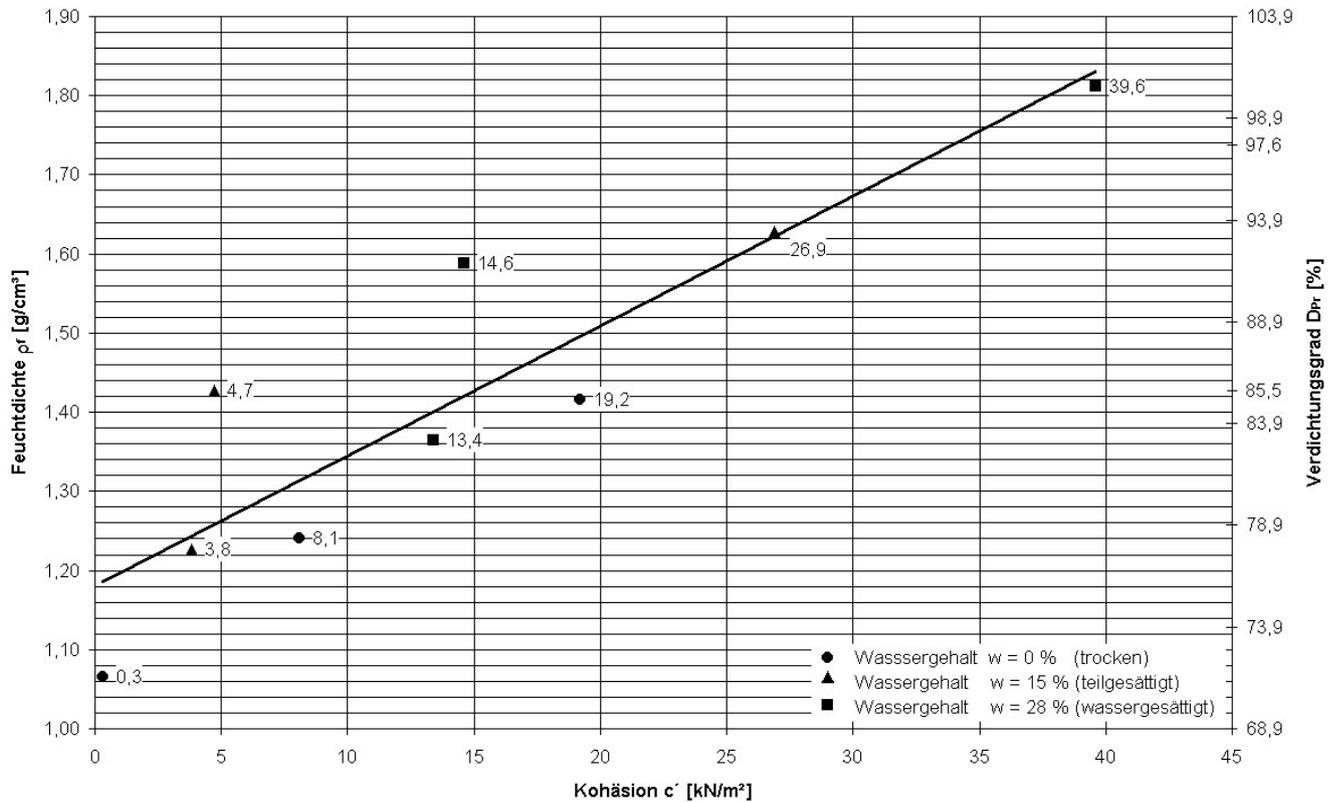


Abb. 49: Zusammenhang zwischen Feuchtdichte  $\rho_f$  bzw. Verdichtungsgrad  $D_{PR}$  und Kohäsion  $c'$  der HMV-Schlacke

Von Soos (2001) gibt den Streubereich des Rahmenscherversuches mit 6 bis 13,5 % (Variationskoeffizient=Standardabweichung durch Mittelwert) für natürliche Böden an. Im Rahmen dieser Forschung wurden bei der Ermittlung der maximalen Scherfestigkeiten eine Standardabweichung von  $s=6,6$  kN/m<sup>2</sup>, d.h. ein Variationskoeffizient von  $V=3,7$  % erreicht. Dieser Wert liegt deutlich unter dem aus Literaturangaben. Eine weitere Möglichkeit, die Streuung der Versuche zu quantifizieren, ist die Angabe der mathematischen Bestimmtheit  $R^2$  der Regressionsgerade in der Darstellung als Diagramm. Unter der mathematischen Bestimmtheit  $R^2$  versteht man das Quadrat der Pear'schen Korrelationskoeffizienten. Von allen durchgeführten Scherversuchen mit der HMV-Schlacke, inklusiv der Vorversuche, wird das Bestimmtheitsmaß  $R^2=0,99$  mit einer Standardabweichung von 0,014 ermittelt.

Trotz der Heterogenität der HMV-Schlacke ist die Versuchsstreuung überraschend gering, was möglicherweise auf die sorgfältige Aufbereitung und die langen Ablagerungszeiten der untersuchten HMV-Schlacke zurückzuführen ist.

Das Scherverhalten der untersuchten HMV-Schlacke entspricht qualitativ dem eines grobkörnigen Bodens. Die HMV-Schlacke weist einen etwas größeren Reibungswinkel ( $\varphi' = 43,9^\circ$ ) auf als der Vergleichssand.

Parallel dazu wurden Dreiaxialversuche nach der Mehrstufentechnik an der HMV-Schlacke bei einem Einbauverdichtungsgrad von  $D_{pr} = 1,0$  durchgeführt. Hierbei wurde ein Reibungswinkel von  $\varphi' = 43,4^\circ$  und eine Kohäsion von  $c' = 51,6 \text{ kN/m}^2$  ermittelt. Der Reibungswinkel stimmt sehr gut mit dem aus den direkten Scherversuchen überein. Die ermittelte Kohäsion ist bedingt durch Dilatationserscheinungen und steigt bei größeren Scherspannungen an. Würden geringere Scherspannungen gewählt werden, so ergäben sich deutlich geringere Kohäsionen. Auf die genauen Hintergründe der gemessenen Kohäsion und auf eine detaillierte Auswertung der Dreiaxialversuche wird im Anbetracht der Komplexität der Thematik verzichtet.

## 6 ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK

Die im Rahmen der Zusammenarbeit mit dem Bayerischen Landesamt für Umweltschutz durchgeführten Untersuchungen umfassten sowohl Feld- als auch Laborversuche an HMV-Schlacke. Es wurden an zwei abgeschlossenen und an zwei sich im Bau befindenden Maßnahmen bodenmechanische Standarduntersuchungen durchgeführt. Hierbei zeigte sich, dass die Ergebnisse der Versuche an der HMV-Schlacke mit natürlichen Materialien, die im Erd- und Straßenbau verwendet werden, vergleichbar sind. Um hier aber detaillierte Aussagen zu treffen, bedarf es noch weiterer Untersuchungen, insbesondere sind genauere Angaben über den Untergrund, auf den die HMV-Schlacke aufgebaut wird, notwendig, um Einflüsse aus dem darunterliegenden Schichten berücksichtigen zu können.

Die Laborversuche die parallel zu den Feldversuchen durchgeführt wurden zeigen deutliche Schwierigkeiten bei der Ausführung bodenmechanischer Standardversuche an HMV-Schlacke. Es stellte sich heraus, dass Modifikationen an den genormten Versuchen notwendig sind, die Besonderheiten der HMV-Schlacken berücksichtigen. So sind Versuche mit definierten Wassergehalten der HMV-Schlacke nur bei Einhaltung von bestimmten Homogenisierungszeiten sinnvoll. Zu beachten ist aber hierbei, dass bei längeren Homogenisierungszeiten chemische Reaktionen ablaufen, welche die Ergebnisse beeinflussen können.

Weiterhin zeigt sich deutlich, dass die durchgeführten Versuche, bei denen eine Trocknung der HMV-Schlacke entsprechend den bodenmechanischen Normen, bei relativ hohen Temperaturen von  $105^\circ$  Celsius vorgenommen wurden und der anschließenden Zufuhr von Wasser bis zum gewünschten Wassergehalt, größere Streuungen bzw. deutlich unterschiedliche Ergebnisse aufweisen. Hierzu sind gesonderte Untersuchungen nötig, um den Einfluss von unterschiedlichen Trocknungstemperaturen im Vergleich zu natürlichen Böden aufzuzeigen.

Bei mechanischer Beanspruchung der HMV-Schlacke neigen die Körner zu Kornzertrümmerung, was zu Verfälschungen der Ergebnisse aufgrund der Erhöhung des Feinkornanteils führen kann. Aus diesem Grund ist bei den Versuchen eine mehrmalige Verwendung der HMV-Schlacke problematisch und möglichst zu vermeiden.

Die bisher durchgeführten Laboruntersuchungen werden fortgesetzt und vervollständigt. Geplant sind hierzu Untersuchungen in Zusammenarbeit mit der Technischen Hochschule in Aachen, um detailliertere Aussagen über die Porenstruktur und den Wassergehalt der HMV-Schlacke treffen zu können. Zusätzlich werden weitere bodenmechanische Versuche zur Beschreibung der HMV-Schlacke ausgeführt und durch die sich ergebenden Erfahrungen auf die Besonderheiten der HMV-Schlacke angepasst. Schwerpunkte sind hierbei Untersuchungen zum Scherverhalten und der Druckfestigkeit.

Mit Beginn des Aufbaus der Testfelder in Meitingen werden weitere Felduntersuchungen und parallel hierzu auch Laborversuche vom Prüfamts für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der Technischen Universität München durchgeführt, um die materialspezifischen Streuungen der HMV-Schlacke durch eine größere Datenbasis besser erfassen zu können.

Desweiteren werden wieder Bauvorhaben begleitet, wo HMV-Schlacke eingebaut wird, die Aussagen über den Einsatz der HMV-Schlacke im realen Baubetrieb machen und Problematiken aufzeigen können, die im Rahmen von Laborversuchen und Testfeldern nicht auftreten. Hierbei wird größerer Wert auf die Untergrundeigenschaften gelegt, da bei früheren Untersuchungen der eingebauten HMV-Schlacke Einflüsse aus dem Untergrund nur unzureichend berücksichtigt werden konnten.

## 7 VERZEICHNISSE

### 7.1 Literaturverzeichnis

Batereau, C.; 1984:

Bestimmung der Kornverteilung von Aschen. Bauplanung-Bautechnik, Heft 1

Bosse, K.; 1981:

Verwertung von Schlacken aus der Müllverbrennung im Straßenbau. Beiheft zu Müll und Abfall, Heft 2, S. 48f

Damm, K.W.; 2000:

Erfahrungen mit Hausmüllverbrennungsschlacken in ungebundenen Tragschichten. Workshop Verbrennungsrückstände 22.03.2000, S. 87-90

Floss, R.; 1997:

Kommentar zu Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau ZTVE-StB 94. Kirschbaum Verlag Bonn

Gähl, N.; Herz, G.; Reuter, A.; Toussaint, A.; 1987:

Erfahrungen mit der Verwendung von Müllverbrennungsschlacken als Dammschüttmaterial. Straße und Autobahn, Heft 5, S. 186-189

Grabe, J.; 2000:

Was ist das besondere an Verbrennungsrückständen? Workshop Verbrennungsrückstände 22.03.2000, S. 19-31

Johnke, B.; 1994:

Schlackeverwertung und –entsorgung unter Beachtung der Vorgaben gesetzlicher und technischer Regelungen. Beiheft zu Müll und Abfall, Heft 31, S. 200-205

Krass

Kézdi, A.; 1973:

Handbuch der Bodenmechanik. Band III, Akadémiai Kiadó, Budapest, S. 245-251

Kluge, G., Saalfeld, H., Dannecker, W.; 1979:

Untersuchungen des Langzeitverhaltens von Müllverbrennungsschlacken beim Einsatz im Straßenbau, Umweltbundesamt Forschungsbericht 103 03 006

Kurth, N.; 1985:

Erfahrungen beim Einsatz von Müllverbrennungsschlacke und Recyclingprodukten im kommunalen Straßen- und Wegebau. Straße und Autobahn, Heft 4, S. 154-158

Möller, G.; 1998:

Geotechnik Teil 1 Bodenmechanik. Werner Verlag Düsseldorf

Ott, E.; 2001:

Zum bodenmechanischen Verhalten von Abfallrostaschen, Schriftenreihe Geotechnik Universität Kassel, Heft 11

Reichelt, J.; 1996:

Mineralogische Aspekte bautechnischer und umweltrelevanter Eigenschaften von Müllverbrennungsschlacken. Veröffentlichungen des Institutes für Straßen- und Eisenbahnwesen der Universität Karlsruhe, Heft 47

Reimann, D.O.; 1994:

Menge, Beschaffenheit und Verwertungsmöglichkeiten von HMV-Schlacke - Gesamtübersicht. Beiheft zu Müll und Abfall: Entsorgung von Schlacken und sonstigen Reststoffen, Heft 31, S. 30-37

Schneider, J; Pfrang-Stotz, G.; Kössel, H.; 1994:

Charakterisierung von HMV-Schlacken. Beiheft zu Müll und Abfall, Heft 31, S. 38-43

Schubenz, D.; 1990:

Müllverbrennungssaschen als Baustoff für Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln. Straße und Autobahn, Heft 9, S. 394-400

Schultze, E.; Muhs, H.; 1967:

Bodenuntersuchungen für Ingenieurbauten. Springer-Verlag Berlin, Heidelberg, New York, 2. Auflage

Siedek, P.; Voß, R.; Floss, R.; 1982:

Die Bodenprüfverfahren bei Straßenbauten, Werner Verlag Düsseldorf, 7. Auflage

Soos v., P.; 2001:

Eigenschaften von Boden und Fels – ihre Ermittlung im Labor. Grundbau-Taschenbuch Teil 1: Geotechnische Grundlagen, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, Auflage 6, S. 117-201

Tillmanns, W. 2000:

Bauwerkschäden infolge Verwendung von Hausmüllverbrennungssasche (HMV-Asche) am Beispiel von 2 Gewerbeobjekten im Raum Köln. Workshop Verbrennungsrückstände 22.03.2000, S. 115-121

Voss, R.; 1961:

Lagerungsdichte und Tragwerte von Böden bei Straßenbauten. Straße und Autobahn 12, Heft 4, S. 115-124

## 7.2 Normenverzeichnis

- Deutsches Institut für Normung (Hrsg.); DIN 4030 T 1; 1991-06:  
Beurteilung betonangreifender Wässer, Böden und Gase; Grundlagen und Grenzwerte
- Deutsches Institut für Normung (Hrsg.); DIN 4030 T 2; 1991-06:  
Beurteilung betonangreifender Wässer, Böden und Gase; Entnahme und Analyse von Wasser- und Bodenproben
- Deutsches Institut für Normung (Hrsg.); DIN 4094; 1990-12:  
Baugrund, Erkundung durch Sondierungen
- Deutsches Institut für Normung (Hrsg.); DIN 18121 T 1; 1998-04:  
Baugrund, Untersuchung von Bodenproben, Wassergehalt, Bestimmung durch Ofentrocknung
- Deutsches Institut für Normung (Hrsg.); DIN 18123; 1996-11:  
Baugrund, Untersuchung von Bodenproben, Bestimmung der Korngrößenverteilung
- Deutsches Institut für Normung (Hrsg.); DIN 18124; 1997-07:  
Baugrund, Untersuchung von Bodenproben, Bestimmung der Korndichte; Kapillarpyknometer; Weithalspyknometer
- Deutsches Institut für Normung (Hrsg.); DIN 18125 T 2; 1999-08:  
Baugrund, Untersuchung von Bodenproben, Bestimmung der Dichte des Bodens; Feldversuche
- Deutsches Institut für Normung (Hrsg.); DIN 18126; 1996-11:  
Baugrund, Untersuchung von Bodenproben, Bestimmung der Dichte nichtbindiger Böden bei lockerster und dichtester Lagerung
- Deutsches Institut für Normung (Hrsg.); DIN 18127; 1997-11:  
Baugrund, Untersuchung von Bodenproben, Proctorversuch
- Deutsches Institut für Normung (Hrsg.); DIN 18128; 1990-11:  
Baugrund, Versuche und Versuchsgeräte, Bestimmung des Glühverlustes
- Deutsches Institut für Normung (Hrsg.); E DIN 18130 T 1; 1998-05:  
Baugrund, Untersuchung von Bodenproben; Bestimmung Bestimmung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwertes – Teil 1: Laborversuche
- Deutsches Institut für Normung (Hrsg.); DIN 18132; 1995-12:  
Baugrund, Versuche und Versuchsgeräte, Bestimmung des Wasseraufnahmevermögens
- Deutsches Institut für Normung (Hrsg.); E DIN 18134; 1995-08:  
Baugrund, Versuche und Versuchsgeräte, Plattendruckversuch
- Deutsches Institut für Normung (Hrsg.); E DIN 18135; 1999-06:  
Baugrund, Untersuchung von Bodenproben, Eindimensionaler Kompressionsversuch
- Deutsches Institut für Normung (Hrsg.); DIN 18137 T 1; 1990-08:  
Baugrund, Versuche und Versuchsgeräte, Bestimmung der Scherfestigkeit, Begriffe und grundsätzliche Versuchsbedingungen
- Deutsches Institut für Normung (Hrsg.); DIN 18137 T 2; 1990-12:  
Baugrund, Versuche und Versuchsgeräte, Bestimmung der Scherfestigkeit, Triaxialversuch
- Deutsches Institut für Normung (Hrsg.); DIN 18196; 1988-01:  
Erd- und Grundbau, Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke
- Deutsches Institut für Normung (Hrsg.); DIN 38414 T 3; 1985-11:

Deutsche Einheitsverfahren zur Wasser-, Abwasser- und Schlammuntersuchung; Schlamm und Sedimente (Gruppe S); Bestimmung des Glührückstandes und des Glühverlustes der Trockenmasse eines Schlammes (S 3)

Deutsches Institut für Normung (Hrsg.); DIN 38414 T 4; 1984-10:

Deutsche Einheitsverfahren zur Wasser-, Abwasser- und Schlammuntersuchung; Schlamm und Sedimente (Gruppe S); Bestimmung der Eluierbarkeit mit Wasser (S 4)

Deutsches Institut für Normung (Hrsg.); DIN 52098; 1990-01:

Prüfung von Gesteinskörnungen; Bestimmung der Korngrößenverteilung durch Siebanalyse

Deutsches Institut für Normung (Hrsg.); DIN 52102; 1988-08:

Prüfung von Naturstein und Gesteinskörnungen; Bestimmung von Dichte, Trockenrohddichte, Dichtigkeitsgrad und Gesamtporosität

Deutsches Institut für Normung (Hrsg.); DIN 52104 T 1; 1982-11:

Prüfung von Naturstein; Frost-Tau-Wechsel-Versuch; Verfahren A bis Q

Deutsches Institut für Normung (Hrsg.); DIN V 52104 T 3; 1992-09:

Prüfung von Naturstein und Gesteinskörnungen; Frost-Tauwechsel-Versuch; Prüfung von Gesteinskörnungen mit Taumitteln

Deutsches Institut für Normung (Hrsg.); DIN 52114; 1988-08:

Prüfung von Gesteinskörnungen; Bestimmung der Kornform mit dem Kornform-Meßschieber

Deutsches Institut für Normung (Hrsg.); DIN 52115 T 2; 1997-06:

Prüfung von Gesteinskörnungen – Schlagversuch – Teil 2: Schlagversuch an Schotter

### 7.3 Prüfvorschriften-, Merkblätter- und Richtlinienverzeichnis

EAU; 1996:

Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“ der Hafenbautechnischen Gesellschaft e. V. und der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e. V., Verlag Ernst & Sohn, 7. Auflage, Berlin

Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Arbeitsgruppe Erd- und Grundbau, TP BF-StB Teil B 3.3; 1988: Technische Prüfvorschrift für Boden und Fels im Straßenbau, Bestimmung der Korndichte mit dem Luftpiknometer

Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Arbeitsgruppe Erd- und Grundbau, TP BF-StB Teil B 7.1; 1988: Technische Prüfvorschrift für Boden und Fels im Straßenbau, CBR-Versuch

Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Arbeitsgruppe Erd- und Grundbau, TP BF-StB Teil B 8.3; 1997: Technische Prüfvorschrift für Boden und Fels im Straßenbau, Dynamischer Plattendruckversuch mit Hilfe des leichten Fallgewichtsgeschützes

Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Arbeitsgruppe Mineralstoffe im Straßenbau,

Merkblatt für die Herstellung von Trag- und Deckschichten ohne Bindemittel, Ausgabe 1995

Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Arbeitsgruppe „Erd- und Grundbau“, Merkblatt für die Verhütung von Frostschäden an Straßen, Ausgabe 1991

Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Arbeitsgruppe Mineralstoffe im Straßenbau,

Merkblatt über die Verwendung von industriellen Nebenprodukten im Straßenbau Teil: Müllverbrennungsasche (MV-Asche), Ausgabe 1986

Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Arbeitsgruppe Mineralstoffe im Straßenbau,

RG Min-StB 93; 1993: Richtlinien für die Güteüberwachung von Mineralstoffen im Straßenbau

Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Arbeitsgruppe Mineralstoffe im Straßenbau,

TL Min-StB 2000; 2000: Technische Lieferbedingungen für Mineralstoffe im Straßenbau

Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Arbeitsgruppe Mineralstoffe im Straßenbau,

TL HMVA-StB 95; 1995: Technische Lieferbedingungen für Hausmüllverbrennungsasche im Straßenbau

Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Arbeitsgruppe Erd- und Grundbau, ZTVE-StB 94; 1997: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau

Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Arbeitsausschuss „Ländliche Wege“, ZTV LW 87; 1987: Zusätzliche Technische Vorschriften und Richtlinien für die Befestigung ländlicher Wege

Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Arbeitsgruppe Sonderaufgaben, ZTVT-StB 95; 1998: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Trag-schichten im Straßenbau

## 8 Abbildungsverzeichnis

Abb. 1: Verwertung von HMV-Schlacke in der Bundesrepublik Deutschland im Jahre 1997 (Krass et al., 1999).....	7
Abb. 9: Proctorkurven verschiedener Kiese und Sande (Voß, 1961).....	24
Abb. 10: Proctorkurven verschiedener fein- und gemischtkörniger Böden (Voß, 1961).....	24
Abb. 13: Schnitt durch das Kompressionsgerät, a) mit festem Ring, b) mit schwebenden Ring (v. Soos, 2001) .....	28
Abb. 22: Körnungsbereich von Müllverbrennungsschlacke gemäß Kommentar ZTVE-StB 94/97 (Floss, 1997).....	42
Abb. 41: Vergleich der Korngrößenverteilung vor und nach dem Proctorversuch .....	80
Abb. 43: Vergleich der Korngrößenverteilung der HMV-Schlacke vor und nach dem Kompressionsversuch.....	85

## 9 Tabellenverzeichnis

Tabelle 1: Zusammenstellung von mechanischen und geohydraulischen Forderungen und Festlegungen aus der TA Abfall (1991) und TA Siedlungsabfall (1993) nach Ott (2001).....	6
Tabelle 2: Eignungsnachweis und Güteüberwachung von MV-Asche für den Straßenbau (Merkblatt 616/5 über die Verwendung von industriellen Nebenprodukten im Straßenbau, Teil: Müllverbrennungssasche (MV-Asche), 1986) .....	10
Tabelle 3: Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke (DIN 18196).....	13
Tabelle 4: Plastizitätsdiagramm mit Bodengruppen (DIN 18196) .....	14
Abb. 2: Luftpynometer nach Schultze/Muhs (1967).....	16
Abb. 3: Verteilung von Festmasse, Wasser und Luft im Dreiphasensystem.....	17
Tabelle 6: Porenanteil und Porenzahl der Hauptbodenarten (Schultze/Muhs, 1967).....	17
Abb. 4: Bestimmung der dichtesten Lagerung mittels Schlaggabelversuch (links) und Rütteltischversuch (mitte) und Bestimmung der lockersten Lagerung (rechts) nach DIN 18126..	18
Abb. 5: Lockerste (links) und dichteste Lagerung (rechts).....	18
Abb. 6: Gerät zur Ermittlung des Wasseraufnahmevermögens nach Enslin/Neff (v. Soos, 2001) .....	19
Abb. 7: Bereiche und Bewertung des Wasseraufnahmevermögens nach (DIN 18132).....	20
Tabelle 7: Durchlässigkeitsbeiwerte nach Literaturangaben (Schultze et al., 1967) .....	21
Abb. 8: Schema eines Gasometers nach Scheibler (Müller, 1998).....	22
Abb. 12: Kraft-Weg-Kurve des CBR-Versuches ohne Korrektur (links) und mit Korrektur (rechts)	26
Abb. 14: Druck-Setzungs-Diagramm mit Sekantenmodul (Schmidt, 1996).....	29
Tabelle 8: Charakteristische Steifemoduln von nichtbindigen Böden (EAU, 1996) .....	29
Abb. 15: Schema eines Rahmenschergerätes nach Krey (links), nach Casagrande (rechts) und der in der Scherfuge wirkenden Spannungen (Möller, 1998; Fuchs, 1977) .....	30
Abb. 16: $\sigma / \tau$ -Diagramm für Scherfugen.....	31
Abb. 17: Prinzipskizze eines Triaxialgerätes und auf die Bodenprobe wirkenden Spannungen.....	32
Tabelle 10: Richtwerte für die Zuordnung von Verdichtungsgrad $D_{pr}$ und Verformungsmodul $E_{v2}$ bei grobkörnigen Bodengruppen (ZTVE-StB 94/97, Tabelle 8) .....	34

Tabelle 11: Richtwerte für den Verhältniswert $E_{v2}/E_{v1}$ in Abhängigkeit vom Verdichtungsgrad für die in Tabelle 10 genannten Bodengruppen (ZTVE-StB 94/97, Tabelle 9) .....	35
Tabelle 12: Näherungsweise Zuordnung von $E_{v2}$ und $E_{vd}$ -Moduln in Abhängigkeit vom Verdichtungsgrad grobkörniger Böden (Floss, 1997) .....	36
Tabelle 13: Eignung der Verfahren in Abhängigkeit von der Bodenart (DIN 18125 Teil 2) .....	37
Abb. 18: Ballongerät und Stahlringplatte (DIN 18125 T 2).....	38
Abb. 19: Stoffliche Zusammensetzung der HMV-Schlacke nach Reichelt (1996).....	39
Abb. 20: Schematischer Aufbau eines Dammes aus HMV-Schlacke (aus Gähl et al., 1987) .....	40
Abb. 21: Versuchsabschnitt A und B: Dammkern mit HMV-Schlacke (Mesters, 1994).....	41
Tabelle 14: Zusammenstellung der bodenmechanischen Kennwerte von HMV-Schlacke gemäß Literaturangaben.....	42
Abb. 23: REM-Aufnahmen von Abfallrostaschen, linkes Bild – nicht gelagert (BB=363 $\mu$ m) rechtes Bild - gelagert (BB=154 $\mu$ m) aus Ott (2001) .....	44
Tabelle 15: Steifemoduln $E_s$ aus großmaßstäblichen, eindimensionalen Kompressionsversuchen (d=30cm) aus Ott (2001).....	50
Tabelle 16: Bodenmechanische Kenngrößen der von Ott (2001) untersuchten HMV-Schlacke .....	54
Abb. 25: Korngrößenverteilung der von Ott (2001) untersuchten HMV-Schlacke .....	54
Abb. 26: Zusammenstellung der leichten Rammsondierungen der Baumaßnahme B.....	58
Tabelle 17: Gegenüberstellung der dynamischen und statischen Plattendruckversuche der Baumaßnahmen C und D .....	59
Abb. 27 Darstellung der Ergebnisse der leichten Rammsondierung der Baumaßnahmen C und D	59
Tabelle 18: Zusammenstellung der dynamischen und statischen Plattendruckversuche der Baumaßnahme E1 .....	60
Abb. 28: Darstellung der Ergebnisse der leichten Rammsondierung der Baumaßnahme E1 .....	60
Abb. 29: Korngrößenverteilung und Proctorversuch der HMV-Schlacke vor dem Einbau und nach einer längeren Liegezeit bei Baumaßnahme E1.....	61
Tabelle 19: Zusammenstellung der dynamischen, statischen Plattendruckversuche und der Verdichtungsgrade der Baumaßnahme E2 .....	62
Abb. 30 Darstellung der Ergebnisse der leichten Rammsondierung der Baumaßnahme E2 (Lageplan siehe Anhang XXX).....	62
Abb. 31: Darstellung der $E_{vd}$ -Werte ermittelt an den zweiten Testfeldern.....	64
Abb 32: Darstellung der Ergebnisse der leichten Rammsondierung durchgeführt auf den Testfeldern des LfU.....	65
Abb. 33: Zusammenhang zwischen dynamischen und statischen Verformungsmodul der HMV-Schlacke ermittelt an den Baumaßnahmen. Zum Vergleich Korrelationen von Sand und Kies ...	66
Abb. 34: Korngrößenverteilung der HMV-Schlacke und des Vergleichssandes .....	70
Tabelle 20: Massenanteile der einzelnen Kornfraktionen der untersuchten HMV-Schlacke und des Vergleichssandes .....	70
Abb. 35: Einfluss der Trocknungstemperatur auf die Wassergehaltsabnahme in Abhängigkeit von der Trocknungsdauer an ausgewählten Böden und an HMV-Schlacke .....	72
Abb. 36: Ergebnisse des Versuches nach Enslin/Neff (DIN 18132).....	74
Abb. 37: Ergebnisse des Versuches nach DIN 52103 an HMV-Schlacke der Körnung 0/8 mm ...	74
Abb. 38: Ergebnisse des Versuches nach DIN 52103 an HMV-Schlacke der Körnung ~40 mm (die einzelnen untersuchten Körner sind auf einem Bild im Anhang dargestellt) .....	75

Abb. 39: Wasseraufnahmevermögen nach DIN 52103 (blaue Kurve) und mittels Unterwasserwägung (rote Kurve) am HMV-Schlackekorn S1 (Die beiden dargestellten Körner sind identisch).....	76
Abb. 40: Ergebnisse des CBR-Versuches im Vergleich zum Proctorversuch an HMV-Schlacke in Abhängigkeit vom Wassergehalt.....	78
Abb. 42: Motorbetriebenes Gerät zum Einbau in den Proctorzylinder <b>Fehler! Textmarke nicht definiert.</b>	
Tabelle 21: Zusammenstellung der ausgewerteten Proctorversuche mit unterschiedlichen Homogenisierungszeiten.....	82
Abb. 44: Zeit-Setzungs-Diagramm aller Kompressionsversuche an HMV-Schlacke 0/8 mm und dem Vergleichsand 0/8 mm bei einem Einbauverdichtungsgrad von $D_{Pr} = 0,95$ .....	86
Abb. 45: Druck-Steifemodul-Diagramm aller Kompressionsversuche an HMV-Schlacke 0/8 mm und dem Vergleichsand 0/8 mm bei einem Einbauverdichtungsgrad von $D_{Pr} = 0,95$ .....	88
Abb. 46: Vergleich der Steifemoduln $E_s$ unterschiedlicher Belastungsstufen der aktuell untersuchten HMV-Schlacke mit Literaturangaben von Ott (2001).....	89
Tabelle 22: Versuchsergebnisse zur Bestimmung des natürlichen Böschungswinkels an HMV-Schlacke und am Vergleichssand .....	89
Abb. 47: Korngrößenverteilung der HMV-Schlacke vor (Schlacke 1, durchgezogene Linie) und nach dem Schervorgang (Schlacke 2, gestrichelte Linie).....	90
Tabelle 23: Vergleich der Scherparameter der HMV-Schlacke bei trockener, teilgesättigter und wassergesättigter Versuchsdurchführung (Einbaudichte bei mitteldichter Lagerung: $D_{Pr} = 0,86$ )	91
Abb. 48: Zusammenhang zwischen Feuchtdichte $\rho_f$ bzw. Verdichtungsgrad $D_{PR}$ und Kohäsion $c'$ der HMV-Schlacke .....	92

10 Anhang

A.1 Literaturangaben der beschreibenden und klassifizierenden Parameter (Ott, 2001)

A.2 Rechnerische Beziehungen zwischen Bodenkenngrößen (v. Soos, 2001)

		Vorgegebene Kenngrößen sind $\rho_s$ und $\rho_w^a)$			
	bekannt \ / gesucht	allgemeingültig			
		n	e	$\frac{\rho_d}{w}$	$\frac{\rho}{w}$
allgemeingültig	Porenanteil n	n	$\frac{e}{1+e}$	$1 - \frac{\rho_d}{\rho_s}$	$1 - \frac{\rho}{(1+w) \cdot \rho_s}$
	Porenzahl e	$\frac{n}{1-n}$	e	$\frac{\rho_s}{\rho_d} - 1$	$(1+w) \cdot \frac{\rho_s}{\rho} - 1$
	Sättigungszahl $S_r$	$\frac{n_w}{n}$	$\frac{e_w}{e}$	$\frac{w \cdot \rho_d \cdot \rho_s}{\rho_w \cdot (\rho_s - \rho_d)}$	$\frac{w \cdot \rho \cdot \rho_s}{\rho_w [(1+w) \cdot \rho_s - \rho]}$
	Trockendichte $\rho_d$	$(1-n) \cdot \rho_s$	$\frac{\rho_s}{1+e}$	$\rho_d$	$\frac{\rho}{1+w}$
	Korndichte $\rho_s^b)$	$\frac{\rho_r - n \cdot \rho_w}{1-n}$	$\rho_r + e \cdot (\rho_r - \rho_w)$	$\frac{\rho_d \cdot \rho_w}{\rho_w - w \cdot \rho_d}$	$\frac{\rho \cdot \rho_w}{\rho - (1+w) \cdot (\rho_r - \rho_w)}$
gesättigt	Wassergehalt w	$\frac{n}{1-n} \cdot \frac{\rho_w}{\rho_s}$	$e \cdot \frac{\rho_w}{\rho_s}$	$\rho_w \cdot \left( \frac{1}{\rho_d} - \frac{1}{\rho_s} \right)$	$\rho_w \cdot \left( \frac{1+w}{\rho} - \frac{1}{\rho_s} \right)$
	Dichte des Bodens $\rho_r$	$(1-n) \cdot \rho_s + n \cdot \rho_w$	$\frac{\rho_s + e \cdot \rho_w}{1+e}$	$\left( 1 - \frac{\rho_d}{\rho_s} \right) \cdot \rho_w + \rho_d$	$\rho_w + \frac{\rho}{1+w} \cdot \left( 1 - \frac{\rho_w}{\rho_r} \right)$
teilgesättigt	Wassergehalt w	-	-	w	w
	wassergefüllter Porenanteil $n_w$	-	-	$w \cdot \frac{\rho_d}{\rho_w}$	$\frac{w}{1+w} \cdot \frac{\rho}{\rho_w}$
	wassergefüllte Porenzahl $e_w$	-	-	$w \cdot \frac{\rho_s}{\rho_w}$	$w \cdot \frac{\rho_s}{\rho_w}$
	Dichte des Bodens $\rho$	-	-	$(1+w) \cdot \rho_d$	$\rho$

- a) Für praktische Berechnungen genügt es  $\rho_w = 1,0 \text{ t/m}^3 = 1,0 \text{ g/cm}^3$  zu setzen.
- b) In dieser Zeile werden statt  $\rho_s$  die Kenngrößen  $\rho_r, \rho_d$  oder  $\rho$  als bekannt vorausgesetzt.
- c) Die Formeln dieser Spalte sind nur für den Wassergehalt des gesättigten Bodens  $w = w_{ges}$  gültig.

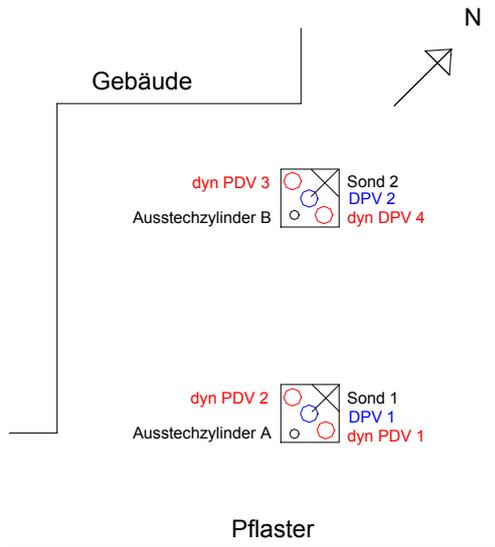
		Vorgegebene Kenngrößen sind $\rho_s$ und $\rho_w^a)$					
	bekannt \ / gesucht	gesättigt ( $S_r = 1,0 \ w_a = 0$ )		teilgesättigt			
		w	$\rho_r$	w Luftporenanteil $n_a = n - n_w$	w $S_r < 1$	$\frac{n_w}{n}$	$\frac{e_w}{e}$
allgemeingültig	Porenanteil n	$\frac{w_{ges} \cdot \rho_s}{w_{ges} \cdot \rho_s + \rho_w}$	$\frac{\rho_s - \rho_r}{\rho_s - \rho_w}$	$\frac{w \cdot \rho_s + n_a \cdot \rho_w}{w \cdot \rho_s + \rho_w}$	$\frac{w \cdot \rho_s}{w \cdot \rho_s + S_r \cdot \rho_w}$	n	$\frac{e}{1+e}$
	Porenzahl e	$w_{ges} \cdot \frac{\rho_s}{\rho_w}$	$\frac{\rho_s - \rho_r}{\rho_r - \rho_w}$	$\frac{w \cdot \rho_s + n_a \cdot \rho_w}{(1 - n_a) \cdot \rho_w}$	$\frac{w \cdot \rho_s}{S_r \cdot \rho_w}$	$\frac{n}{1-n}$	e
	Sättigungszahl $S_r$	1	1	$\frac{(1 - n_a) \cdot w \cdot \rho_w}{w \cdot \rho_s + n_a \cdot \rho_w}$	$\frac{w}{w_{ges}}$	$\frac{n_w}{n}$	$\frac{e_w}{e}$
	Trockendichte $\rho_d$	$\frac{\rho_s \cdot \rho_w}{w_{ges} \cdot \rho_s + \rho_w}$	$\frac{\rho_r - \rho_w}{\rho_s - \rho_w} \cdot \rho_s$	$\frac{(1 - n_a) \cdot \rho_s \cdot \rho_w}{w \cdot \rho_s + \rho_w}$	$\frac{S_r \cdot \rho_s \cdot \rho_w}{w \cdot \rho_s + S_r \cdot \rho_w}$	$(1-n) \cdot \rho_s$	$\frac{\rho_s}{1+e}$
	Korndichte $\rho_s^b)$	$\frac{\rho_r \cdot \rho_w}{\rho_w - w_{ges} \cdot (\rho_r - \rho_w)}$	$\frac{\rho_r \cdot \rho_w}{\rho_r - (1+w) \cdot (\rho_r - \rho_w)}$	$\frac{\rho \cdot \rho_w}{(1+w) \cdot (1 - n_a) \cdot \rho_w - w \cdot \rho}$	$\frac{S_r \cdot \rho \cdot \rho_w}{(1+w) \cdot S_r \cdot \rho_w - w \cdot \rho}$	$\frac{\rho - n_w \cdot \rho_w}{1-n}$	$(1+e) \cdot \rho - e_w \cdot \rho_w$
gesättigt	Wassergehalt w	w	$\frac{\rho_s - \rho_r}{\rho_r - \rho_w} \cdot \frac{\rho_w}{\rho_s}$	$w + \frac{n_a \cdot (w \cdot \rho_s + \rho_w)}{(1 - n_a) \cdot \rho_s}$	$\frac{w}{S_r}$	$\frac{n}{1-n} \cdot \frac{\rho_w}{\rho_s}$	$e \cdot \frac{\rho_w}{\rho_s}$
	Dichte des Bodens $\rho_r$	$\frac{(1+w_{ges}) \cdot \rho_s \cdot \rho_w}{w_{ges} \cdot \rho_s + \rho_w}$	$\rho_r$	$\frac{(1+w) \cdot (1 - n_a) \cdot \rho_s \cdot \rho_w}{w \cdot \rho_s + \rho_w} + n_a \cdot \rho_w$	$\frac{(S_r + w) \cdot \rho_s \cdot \rho_w}{w \cdot \rho_s + S_r \cdot \rho_w}$	$(1-n) \cdot \rho_s + n \cdot \rho_w$	$\frac{\rho_s + e \cdot \rho_w}{1+e}$
	Wassergehalt w	-	-	w	w	$\frac{n_w}{1-n} \cdot \frac{\rho_w}{\rho_s}$	$e_w \cdot \frac{\rho_w}{\rho_s}$
	wassergefüllter						

**A.3 Zusammenstellung aller dynamischer Plattendruckversuche**

Baumaßnahme	s <sub>1</sub> [mm]	s <sub>2</sub> [mm]	s <sub>3</sub> [mm]	s <sub>m</sub> [mm]	E <sub>vd1</sub> [MN/m <sup>2</sup> ]	Nummer	Datum
B*	0,28	0,28	0,28	0,28	80,90	-	03.02.00
B1	-	-	-	0,51	44,40	1	10.05.00
	-	-	-	0,58	38,50	2	10.05.00
B2	-	-	-	0,46	49,30	3	10.05.00
	-	-	-	0,37	61,30	4	10.05.00
C1	0,61	0,60	0,57	0,59	37,94	14	26.06.00
	0,58	0,56	0,56	0,57	39,75	15	26.06.00
	0,56	0,56	0,55	0,56	40,46	16	26.06.00
C2	0,65	0,64	0,64	0,64	34,99	12	26.06.00
	0,72	0,70	0,71	0,71	31,69	13	26.06.00
D1	0,53	0,53	0,51	0,52	43,02	10	26.06.00
	0,77	0,72	0,68	0,72	31,12	11	26.06.00
E1	1,22	1,18	1,17	1,19	18,90	P1	02.04.02
	0,66	0,64	0,64	0,64	35,00	P2	02.04.02
E2	1,22	1,30	1,33	1,28	17,50	Punkt 1	27.06.02
	1,21	1,25	1,25	1,24	18,20	Punkt 1	27.06.02
	0,99	1,00	0,96	0,98	22,80	Punkt 1	27.06.02
	-	-	-	1,26	17,90	Punkt 2	27.06.02
	1,05	1,12	1,13	1,10	20,50	Punkt 2	27.06.02
	-	-	-	1,06	21,20	Punkt 2	27.06.02
	1,45	1,50	1,52	1,49	15,10	Punkt 3	27.06.02
	0,99	1,03	0,98	1,00	22,50	Punkt 3	27.06.02
	1,00	0,94	0,96	0,97	23,30	Punkt 3	27.06.02
	1,38	1,46	1,43	1,42	15,80	Punkt 4	27.06.02
	1,40	1,33	1,34	1,36	16,60	Punkt 4	27.06.02
	1,07	1,34	1,32	1,24	18,10	Punkt 4	27.06.02
TV	-	-	-	0,39	61,00	offen/Ost	28.09.01
	-	-	-	0,39	57,80	offen/West	28.09.01
	-	-	-	0,49	46,10	geschl./Ost	28.09.01
	-	-	-	0,49	45,50	geschl./West	28.09.01
	-	-	-	-	68,45	offen/Ost	04.02.02
	-	-	-	-	64,53	offen/West	04.02.02
	-	-	-	-	85,22	geschl./Ost	04.02.02
	-	-	-	-	84,35	geschl./West	04.02.02
	0,52	0,51	0,55	0,53	64,16	offen/Ost	29.04.02
	0,45	0,45	0,43	0,44	78,18	offen/West	29.04.02

**A.4 Baumaßnahme B**

**A.4.1 Grundriss**



**A.4.2 Rammsondierungen**

Sondierprotokoll nach DIN 4094									
Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik Technische Universität München									
Projekt	HMV-Schlacke			Datum	10.05.00				
Stelle	Baumaßnahme B			Projekt-Nr.	10978				
Lage	südlich			Sondier-Nr.	36557				
Boden	MV-Schlacke			Ausführender	Pi				
Ansatzhöhe	OK Pflaster -18 cm			Witterung	trocken				
Sondierart	DPL	X	DPM	DPH	Querschnitt	5 cm <sup>2</sup>		Grundwasser	-
Bemerkung									

		Anzahl der Schläge je 10 cm Eindringtiefe				
Tiefe [cm]	Schläge	0	20	40	60	80
10	23	[Bar chart data]				
20	32	[Bar chart data]				
30	27	[Bar chart data]				
40	60	[Bar chart data]				
50	50	[Bar chart data]				
60	22	[Bar chart data]				
70	10	[Bar chart data]				
80	10	[Bar chart data]				
90	12	[Bar chart data]				
100	14	[Bar chart data]				
110	17	[Bar chart data]				
120	16	[Bar chart data]				
130	13	[Bar chart data]				
140	13	[Bar chart data]				
150	11	[Bar chart data]				

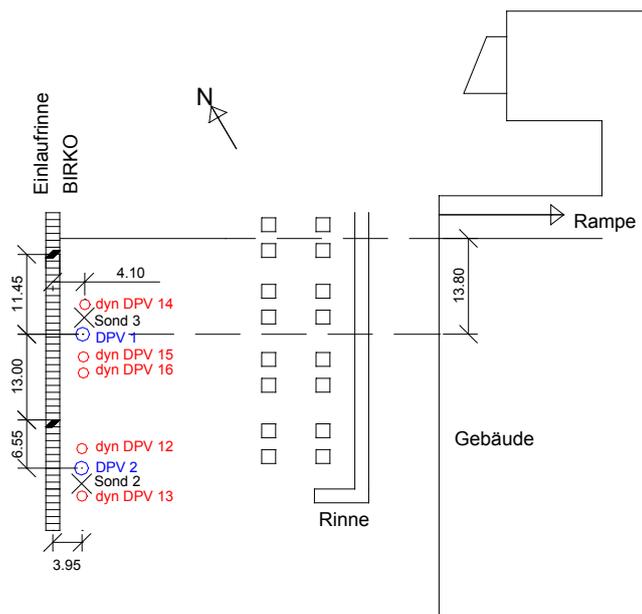
Sondierprotokoll nach DIN 4094									
Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik Technische Universität München									
Projekt	HMV-Schlacke			Datum	10.05.00				
Stelle	Baumaßnahme B			Projekt-Nr.	10978				
Lage	nördlich			Sondier-Nr.	36557				
Boden	MV-Schlacke			Ausführender	Pi				
Ansatzhöhe	OK Pflaster -23 cm			Witterung	trocken				
Sondierart	DPL	X	DPM	DPH	Querschnitt	5 cm <sup>2</sup>		Grundwasser	-
Bemerkung	Geotextil in einer Tiefe von etwa 60 cm								

		Anzahl der Schläge je 10 cm Eindringtiefe				
Tiefe [cm]	Schläge	0	50	100	150	200
10	20	[Bar chart data]				
20	32	[Bar chart data]				
30	50	[Bar chart data]				
40	99	[Bar chart data]				
50	170	[Bar chart data]				
60	115	[Bar chart data]				
70	42	[Bar chart data]				
80	26	[Bar chart data]				
90	34	[Bar chart data]				
100	28	[Bar chart data]				
110	33	[Bar chart data]				
120	28	[Bar chart data]				
130	22	[Bar chart data]				
140	16	[Bar chart data]				

**A.5 Baumaßnahme C**

**A.5.1 Grundriss**



**A.5.2 Rammsondierungen**

Sondierprotokoll nach DIN 4094			
Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik Technische Universität München			
Projekt	HMV-Schlacke	Datum	26.06.00
Stelle	Baumaßnahme C	Projekt-Nr.	10978
Lage	südlich	Sondier-Nr.	2
Boden	MV-Schlacke	Ausführender	Pi
Ansatzhöhe	OK Schlacke	Witterung	trocken
Sondierart	DPL X   DPM   DPH   Querschnitt 5 cm <sup>2</sup> Grundwasser		-
Bemerkung			

Anzahl der Schläge je 10 cm Eindringtiefe	
Tiefe [cm]	Schläge
10	12
20	14
30	22

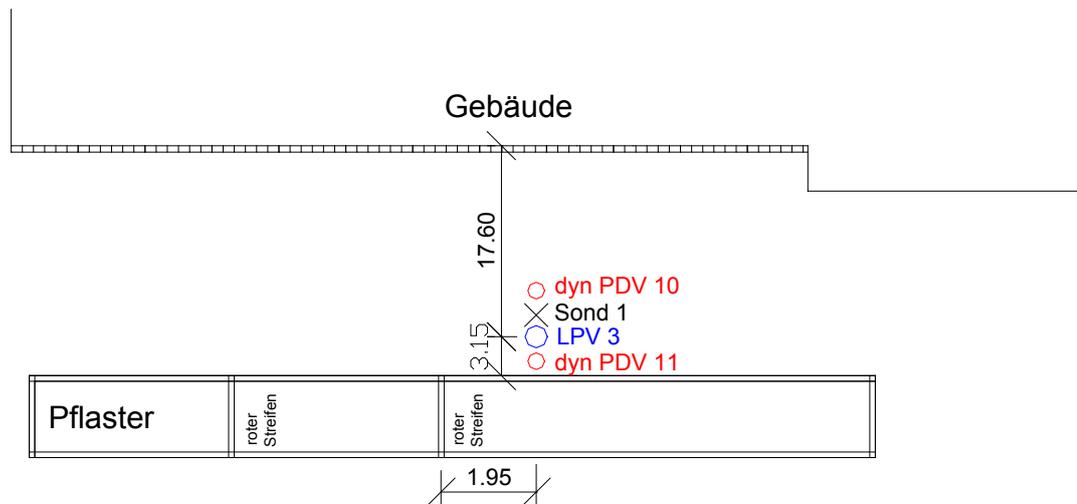
Sondierprotokoll nach DIN 4094			
Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik Technische Universität München			
Projekt	HMV-Schlacke	Datum	26.06.00
Stelle	Baumaßnahme C	Projekt-Nr.	10978
Lage	nördlich	Sondier-Nr.	3
Boden	MV-Schlacke	Ausführender	Pi
Ansatzhöhe	OK Schlacke	Witterung	trocken
Sondierart	DPL X   DPM   DPH   Querschnitt 5 cm <sup>2</sup> Grundwasser		-
Bemerkung			

Anzahl der Schläge je 10 cm Eindringtiefe	
Tiefe [cm]	Schläge
10	10
20	24
30	23

**A.6 Baumaßnahme D**

**A.6.1 Grundriss**

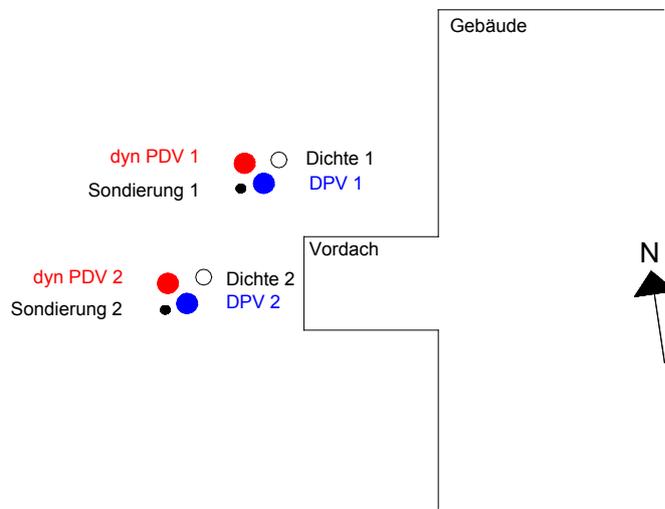


**A.6.2 Rammsondierung**

Sondierprotokoll nach DIN 4094					
Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik Technische Universität München					
Projekt	HMV-Schlacke			Datum	26.06.00
Stelle	Baumaßnahme D			Projekt-Nr.	10978
Lage				Sondier-Nr.	1
Boden	MV-Schlacke			Ausführender	Pi
Ansatzhöhe	OK Schlacke			Witterung	trocken
Sondierart	DPL	X	DPM	DPH	Querschnitt 5 cm <sup>2</sup> Grundwasser
Bemerkung					
<b>Anzahl der Schläge je 10 cm Eindringtiefe</b>					
Tiefe [cm]	Schläge	0      10      20      30      40			
10	12	-----			
20	22	-----			
30	26	-----			
40	29	-----			
50	30	-----			
60	18	-----			
70	13	-----			

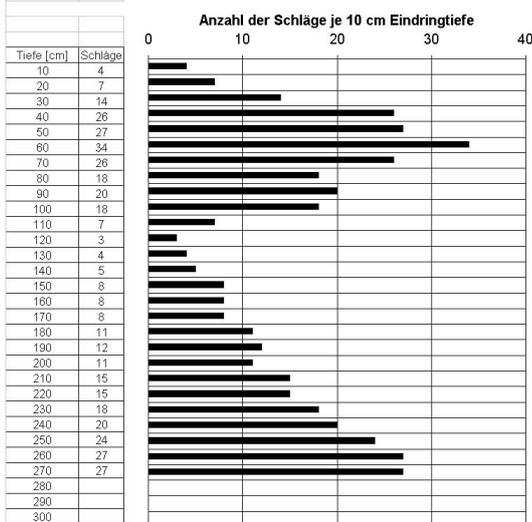
## A.7 Baumaßnahme E1

### A.7.1 Grundriss



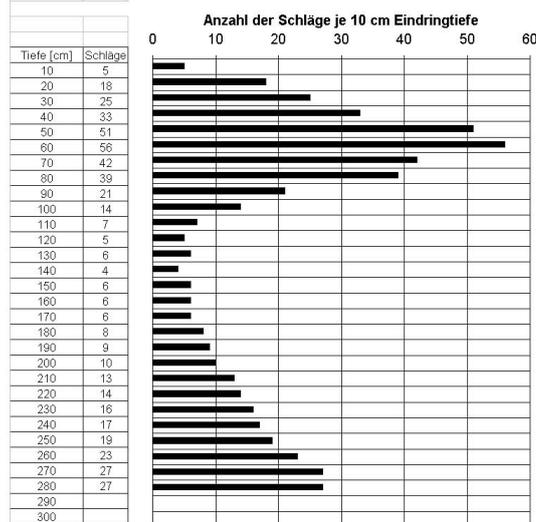
### A.7.2 Rammsondierung

Sondierprotokoll nach DIN 4094									
Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik Technische Universität München									
Projekt	HMV-Schlacke				Datum	02.04.02			
Stelle	Baumaßnahme E1 Stelle P1				Projekt-Nr.	10978			
Lage					Sondier-Nr.	P1			
Boden					Ausführender	Ho, Gi			
Ansatzhöhe	OK				Witterung	sonnig			
Sondierart	DPL	X	DPM	DPH	Querschnitt	5 cm		Grundwasser	-
Bemerkung									



Drehbarkeit L M S N

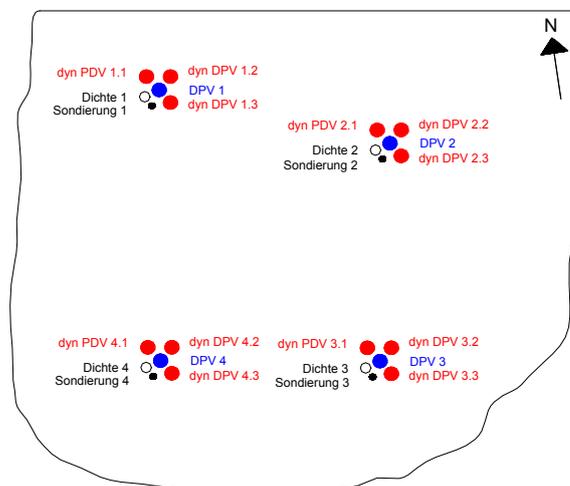
Sondierprotokoll nach DIN 4094									
Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik Technische Universität München									
Projekt	HMV-Schlacke				Datum	02.04.02			
Stelle	Baumaßnahme E1 Stelle P2				Projekt-Nr.	10978			
Lage					Sondier-Nr.	P2			
Boden					Ausführender	Ho, Gi			
Ansatzhöhe	OK				Witterung	sonnig			
Sondierart	DPL	X	DPM	DPH	Querschnitt	5 cm		Grundwasser	-
Bemerkung									



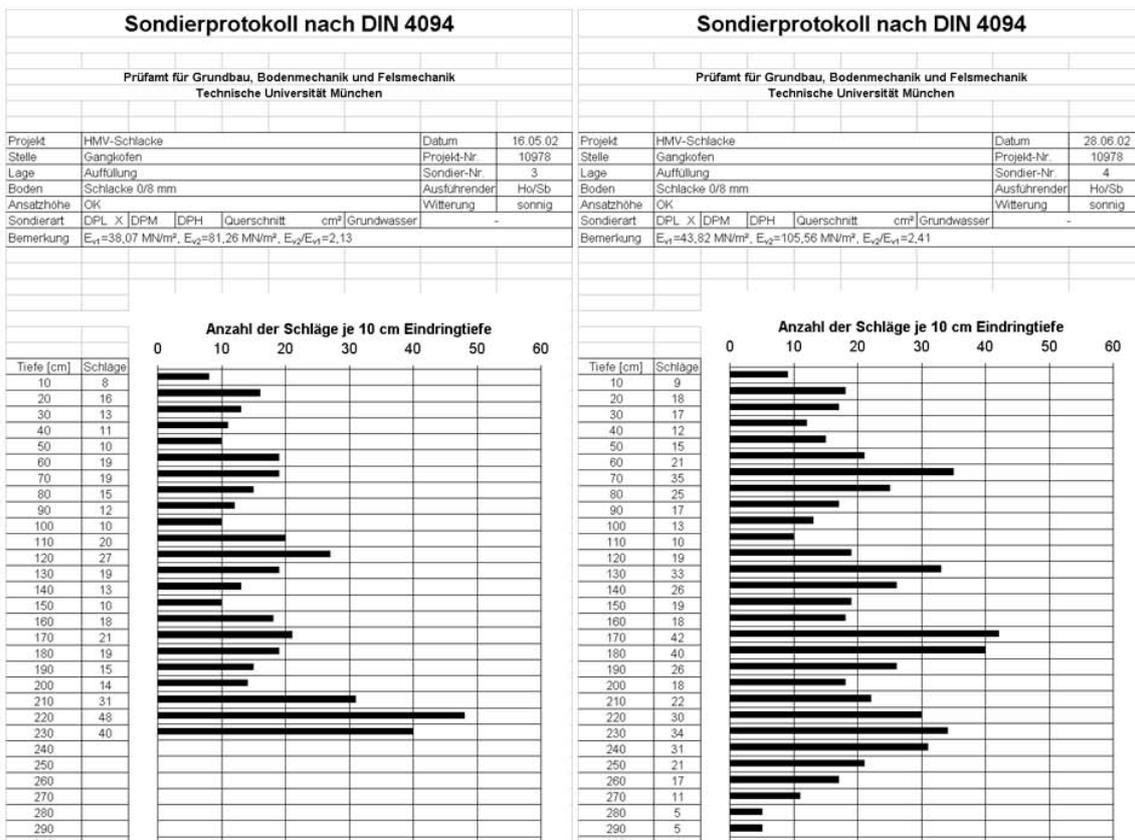
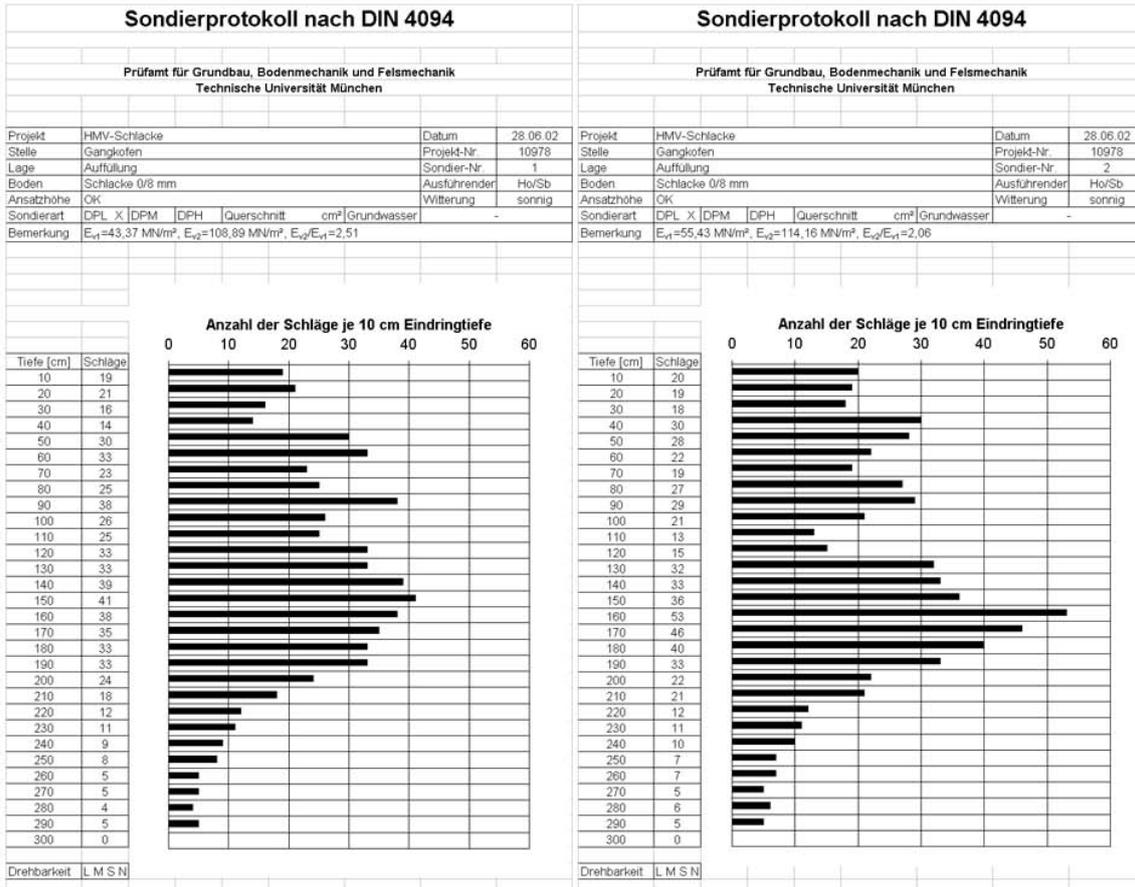
Drehbarkeit L M S N

## A.8 Baumaßnahme E2

### A.8.1 Grundriss

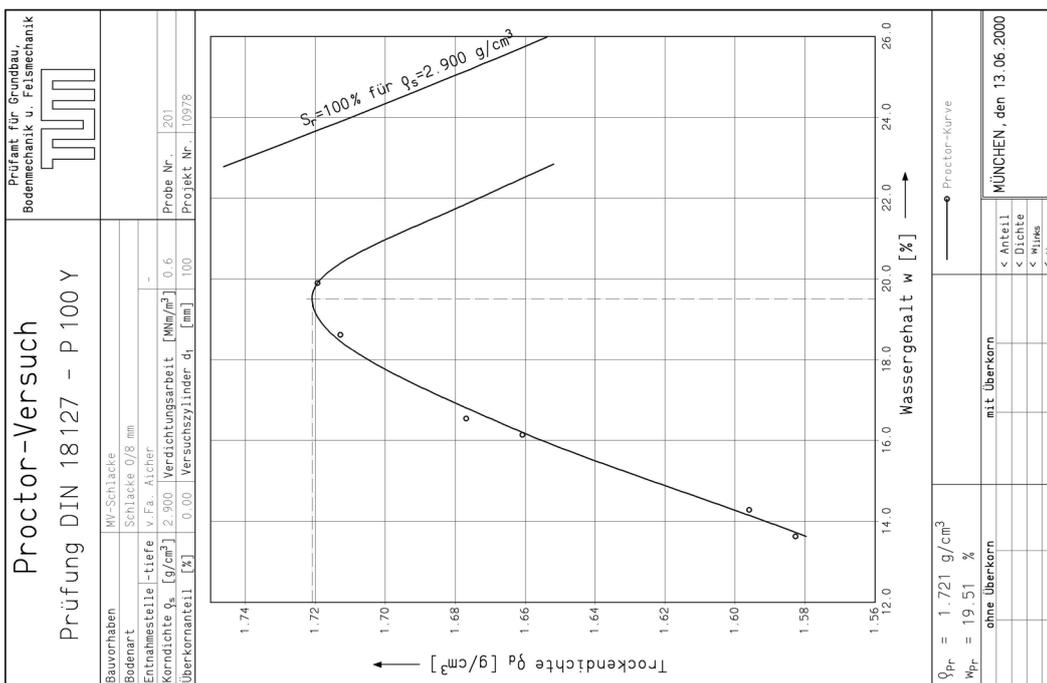
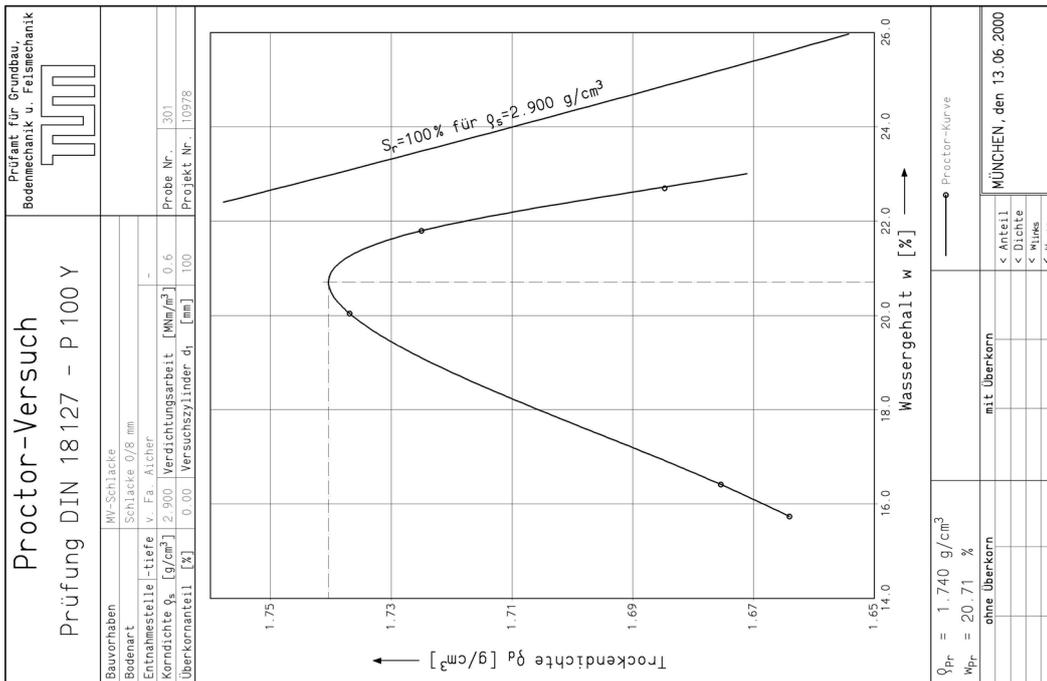


A.8.2 Rammsondierung

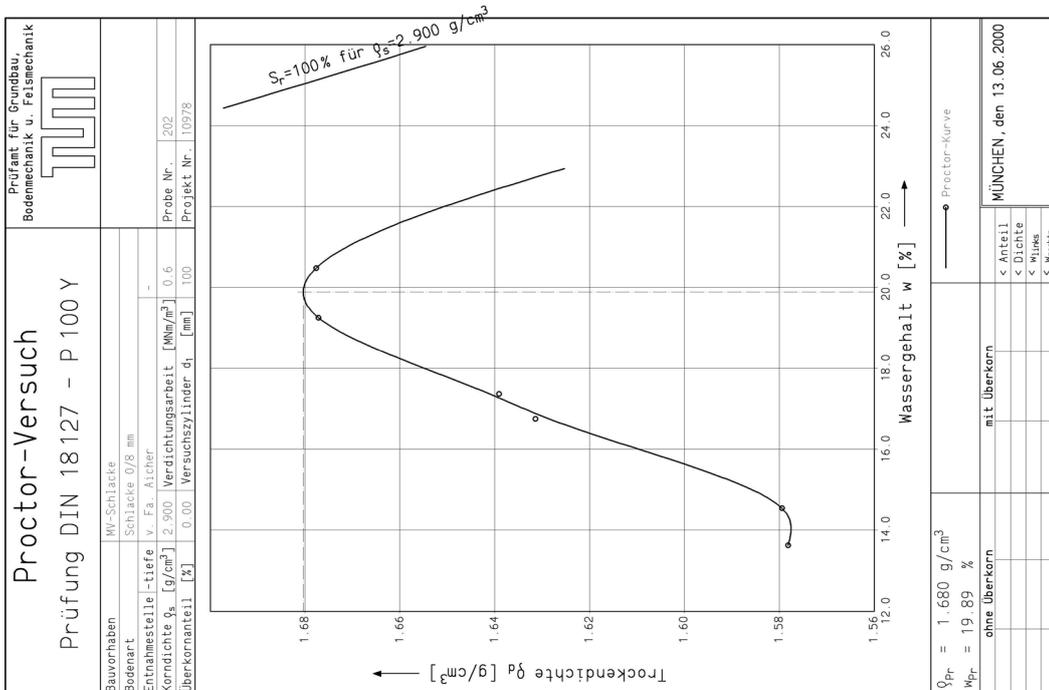
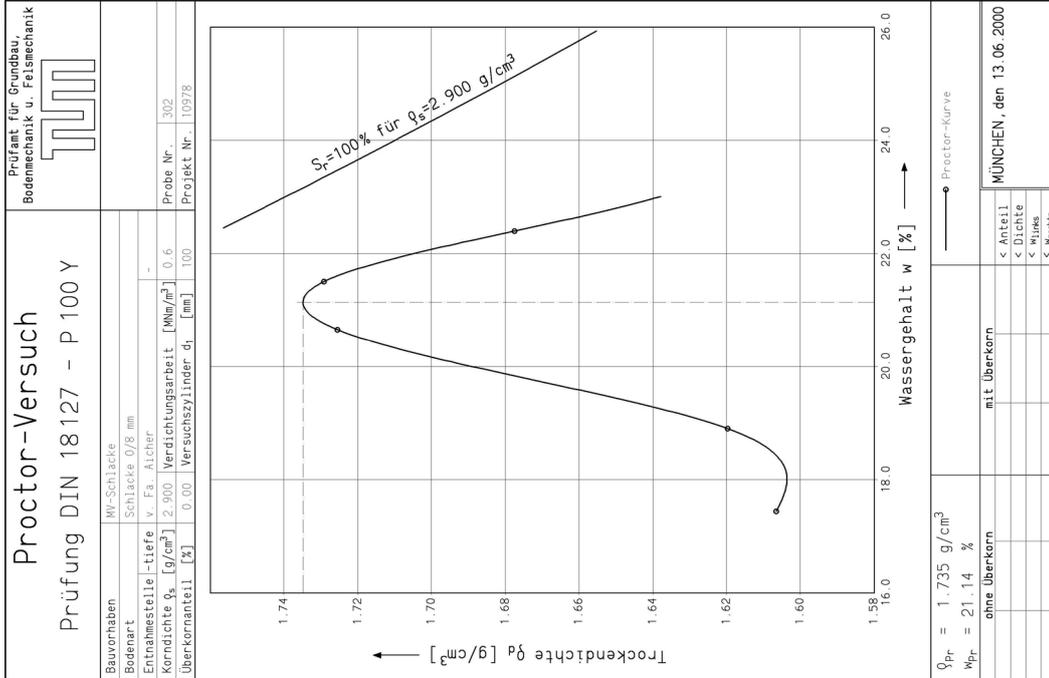


A.9 Proctorversuche an HMV-Schlacke 0/8mm

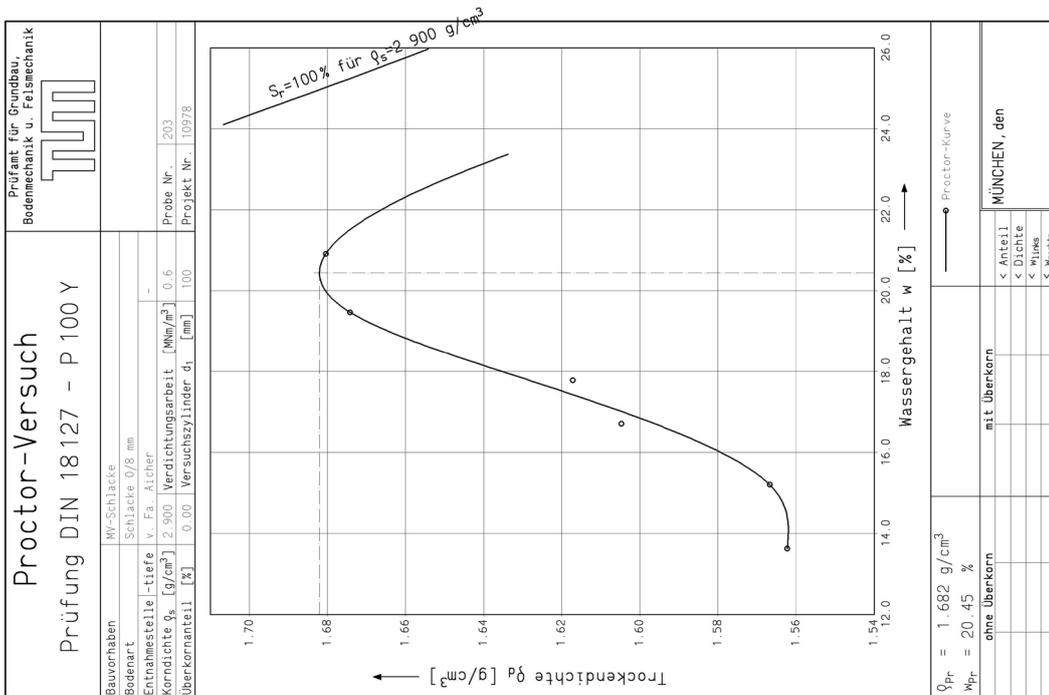
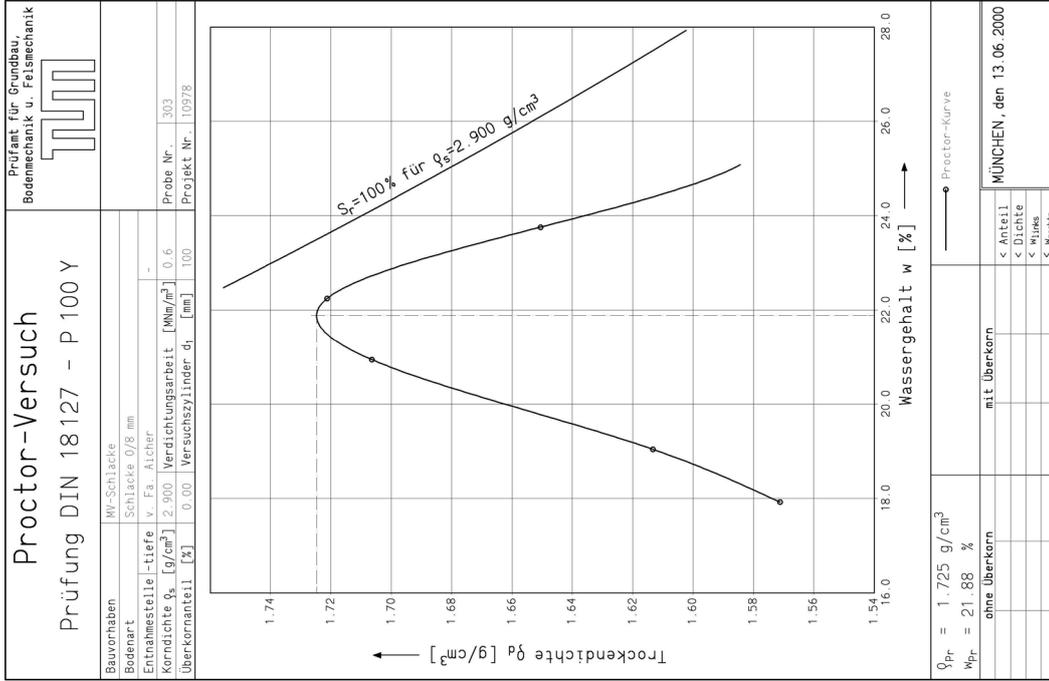
A.9.1 Homogenisierungszeit 24 Stunden



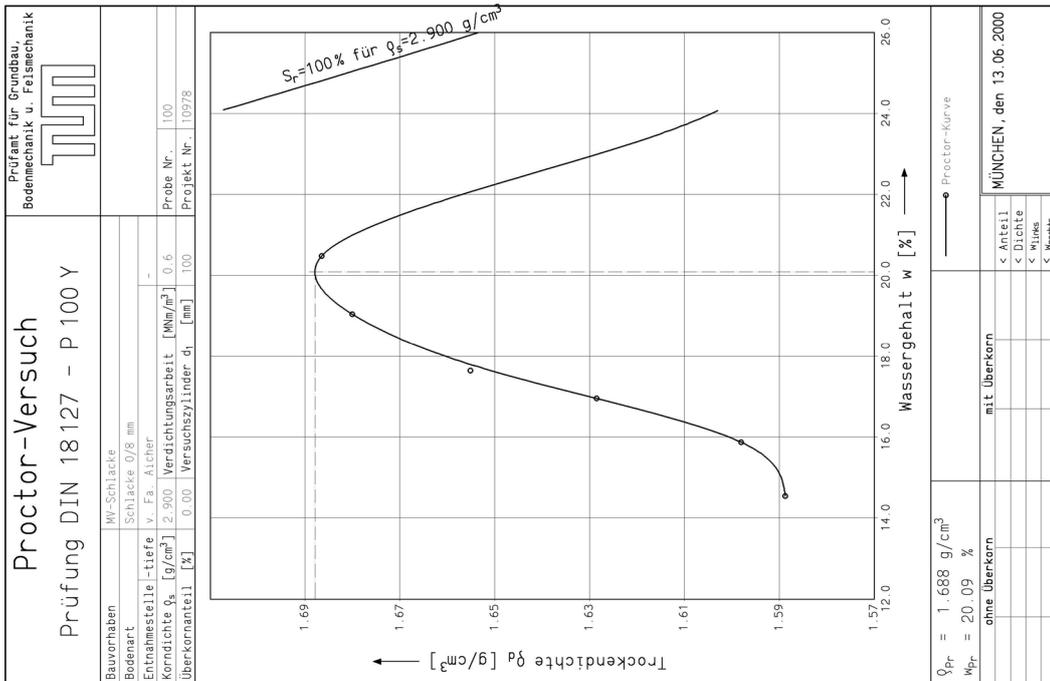
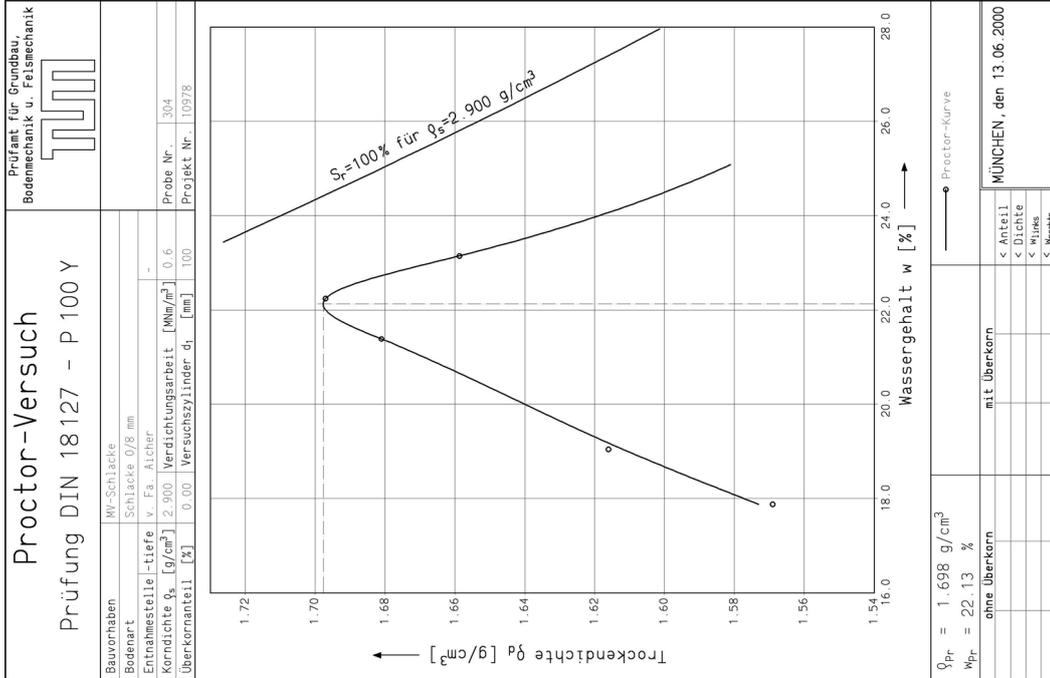
A.9.2 Ho



A.9.3 Ho



A.9.4 Ho



## A.10 Vergleich der Kompressionsversuche beispielsweise von Versuch-Nr. 47 (HMV-Schlacke) und Versuch-Nr. 26 (Vergleichssand)

### A.10.1 Versuch-Nr. 26 (HMV-Schlacke 0/8 mm)

#### Kompressionsversuch 26 (Schlacke)

Apparat Nr. : 35

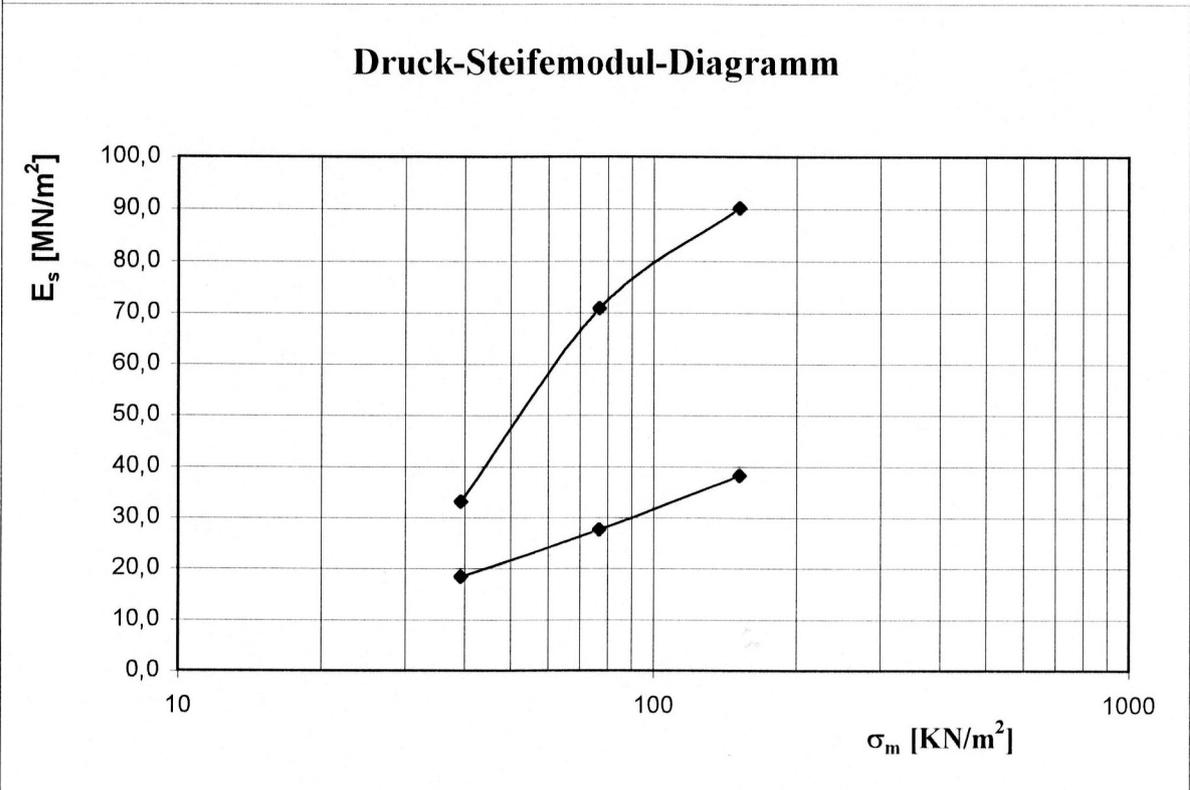
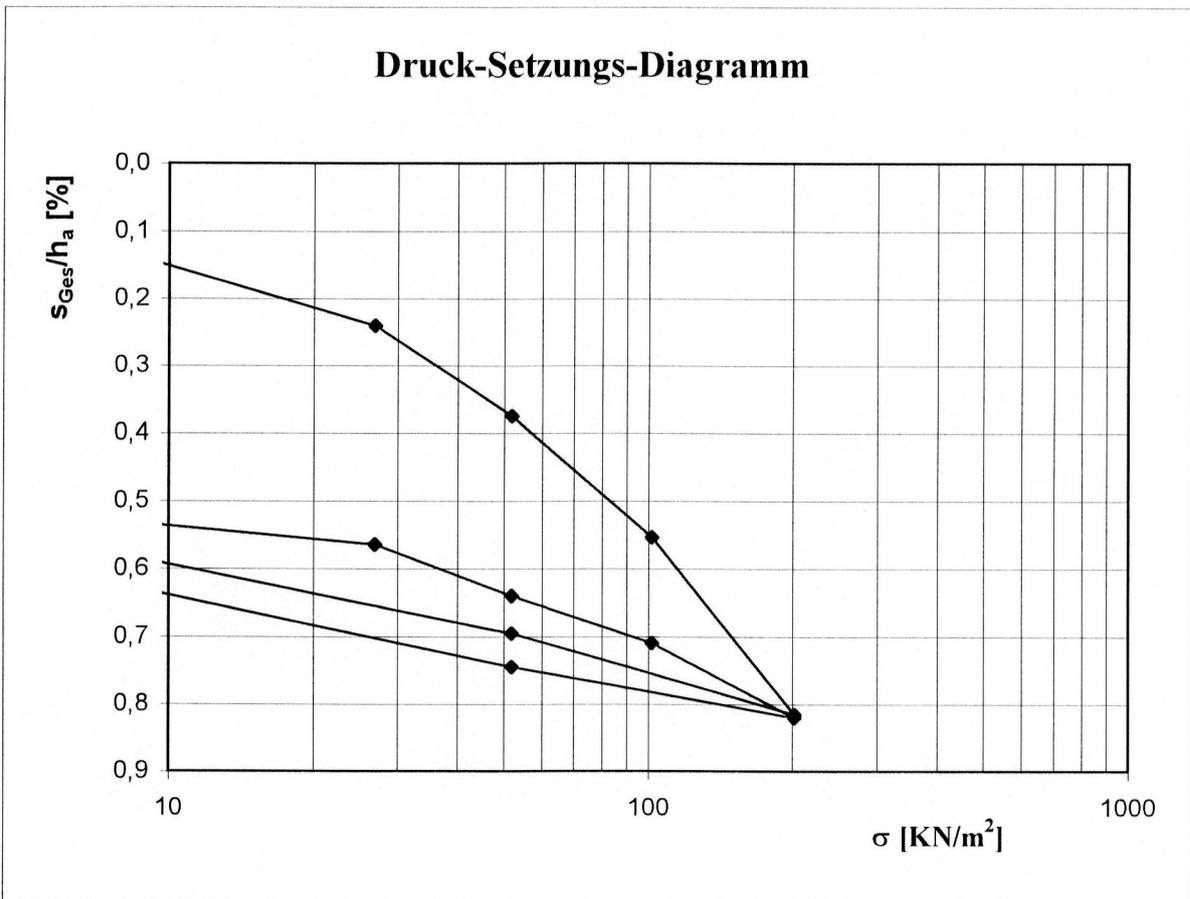
Probe:  $w = 23,5 \%$ ;  $0,95 \cdot \rho_{Pr}$ ; Id homogenisiert; aus  $w_{Bigpack}$ ;  $w_{nachher} = 21,3 \%$

Probenhöhe:  $h_a =$   cm

	$\sigma$ [KN/m <sup>2</sup> ]	Meßuhr [1/1000 cm]	$s_{Ges}$ [1/1000 cm]	$s' = s_{Ges}/h_a$ [%]	$\sigma_m$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$E_s$ [MN/m <sup>2</sup> ]
1. Belastung	1,87	1000,0	0,0	0,000		
	26,85	995,2	4,8	0,240	39,34	18,46
	51,83	992,5	7,5	0,375	76,81	27,65
	101,79	988,9	11,1	0,555	151,76	38,22
	201,72	983,7	16,3	0,815		
1. Entlastung	51,83	986,1	13,9	0,695		
	1,87	990,2	9,8	0,490		
2. Belastung	26,85	988,7	11,3	0,565	39,34	33,12
	51,83	987,2	12,8	0,640	76,81	70,92
	101,79	985,8	14,2	0,710	151,76	90,20
	201,72	983,6	16,4	0,820		
2. Entlastung	51,83	985,1	14,9	0,745		
	1,87	989,4	10,6	0,530		



**Kompressionsversuch 26**

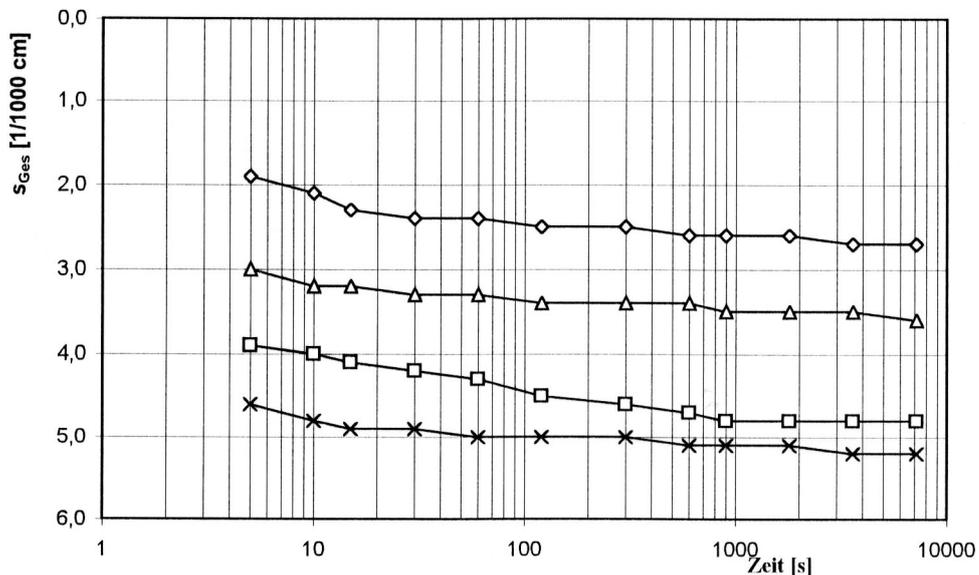


**Kompressionsversuch** (Erstbelastung) **26**

Apparat Nr.: 35

Probe: w = 23,5 %

		Laststufe 1		Laststufe 2	
Zeit [s]	Meßuhr [1/1000 cm]	$s_{Ges}$ [1/1000 cm]	Meßuhr [1/1000 cm]	$s_{Ges}$ [1/1000 cm]	
0	1000,0	0,0	995,2	0,0	
5	996,1	3,9	993,3	1,9	
10	996,0	4,0	993,1	2,1	
15	995,9	4,1	992,9	2,3	
30	995,8	4,2	992,8	2,4	
60	995,7	4,3	992,8	2,4	
120	995,5	4,5	992,7	2,5	
300	995,4	4,6	992,7	2,5	
600	995,3	4,7	992,6	2,6	
900	995,2	4,8	992,6	2,6	
1800	995,2	4,8	992,6	2,6	
3600	995,2	4,8	992,5	2,7	
7200	995,2	4,8	992,5	2,7	
		Laststufe 3		Laststufe 4	
Zeit [s]	Meßuhr [1/1000 cm]	$s_{Ges}$ [1/1000 cm]	Meßuhr [1/1000 cm]	$s_{Ges}$ [1/1000 cm]	
0	992,5	0,0	988,9	0,0	
5	989,5	3,0	984,3	4,6	
10	989,3	3,2	984,1	4,8	
15	989,3	3,2	984,0	4,9	
30	989,2	3,3	984,0	4,9	
60	989,2	3,3	983,9	5,0	
120	989,1	3,4	983,9	5,0	
300	989,1	3,4	983,9	5,0	
600	989,1	3,4	983,8	5,1	
900	989,0	3,5	983,8	5,1	
1800	989,0	3,5	983,8	5,1	
3600	989,0	3,5	983,7	5,2	
7200	988,9	3,6	983,7	5,2	

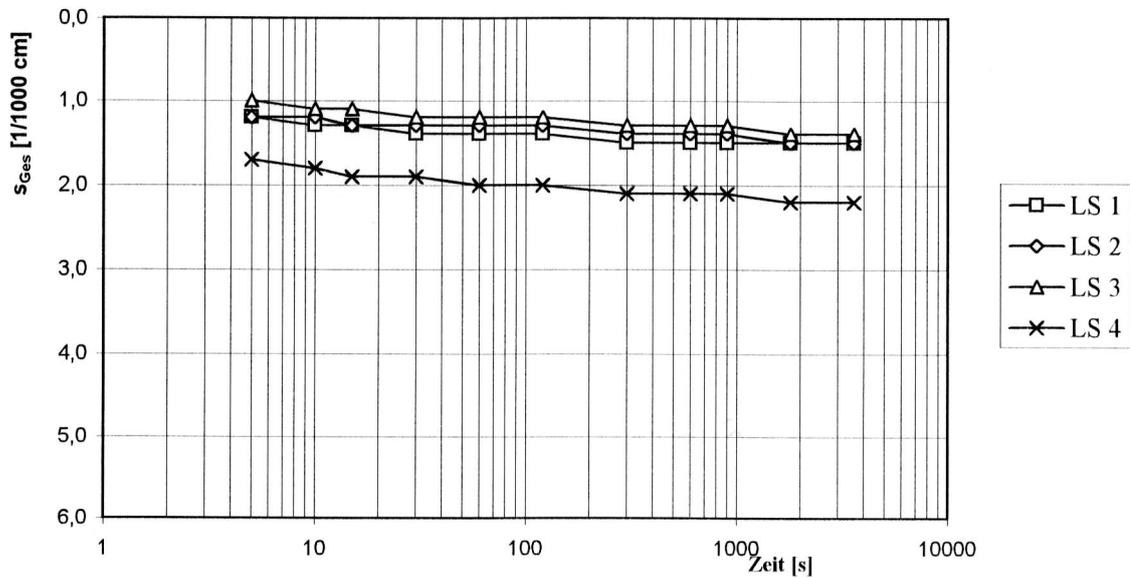


**Kompressionsversuch** (Zweitbelastung) **26**

Apparat Nr.: 35  
Probe: w = 23,5 %

Zeit [s]	Laststufe 1		Laststufe 2	
	Meßuhr [1/1000 cm]	s <sub>Ges</sub> [1/1000 cm]	Meßuhr [1/1000 cm]	s <sub>Ges</sub> [1/1000 cm]
0	990,2	0,0	988,7	0,0
5	989,0	1,2	987,5	1,2
10	988,9	1,3	987,5	1,2
15	988,9	1,3	987,4	1,3
30	988,8	1,4	987,4	1,3
60	988,8	1,4	987,4	1,3
120	988,8	1,4	987,4	1,3
300	988,7	1,5	987,3	1,4
600	988,7	1,5	987,3	1,4
900	988,7	1,5	987,3	1,4
1800	988,7	1,5	987,2	1,5
3600	988,7	1,5	987,2	1,5

Zeit [s]	Laststufe 3		Laststufe 4	
	Meßuhr [1/1000 cm]	s <sub>Ges</sub> [1/1000 cm]	Meßuhr [1/1000 cm]	s <sub>Ges</sub> [1/1000 cm]
0	987,2	0,0	985,8	0,0
5	986,2	1,0	984,1	1,7
10	986,1	1,1	984,0	1,8
15	986,1	1,1	983,9	1,9
30	986,0	1,2	983,9	1,9
60	986,0	1,2	983,8	2,0
120	986,0	1,2	983,8	2,0
300	985,9	1,3	983,7	2,1
600	985,9	1,3	983,7	2,1
900	985,9	1,3	983,7	2,1
1800	985,8	1,4	983,6	2,2
3600	985,8	1,4	983,6	2,2



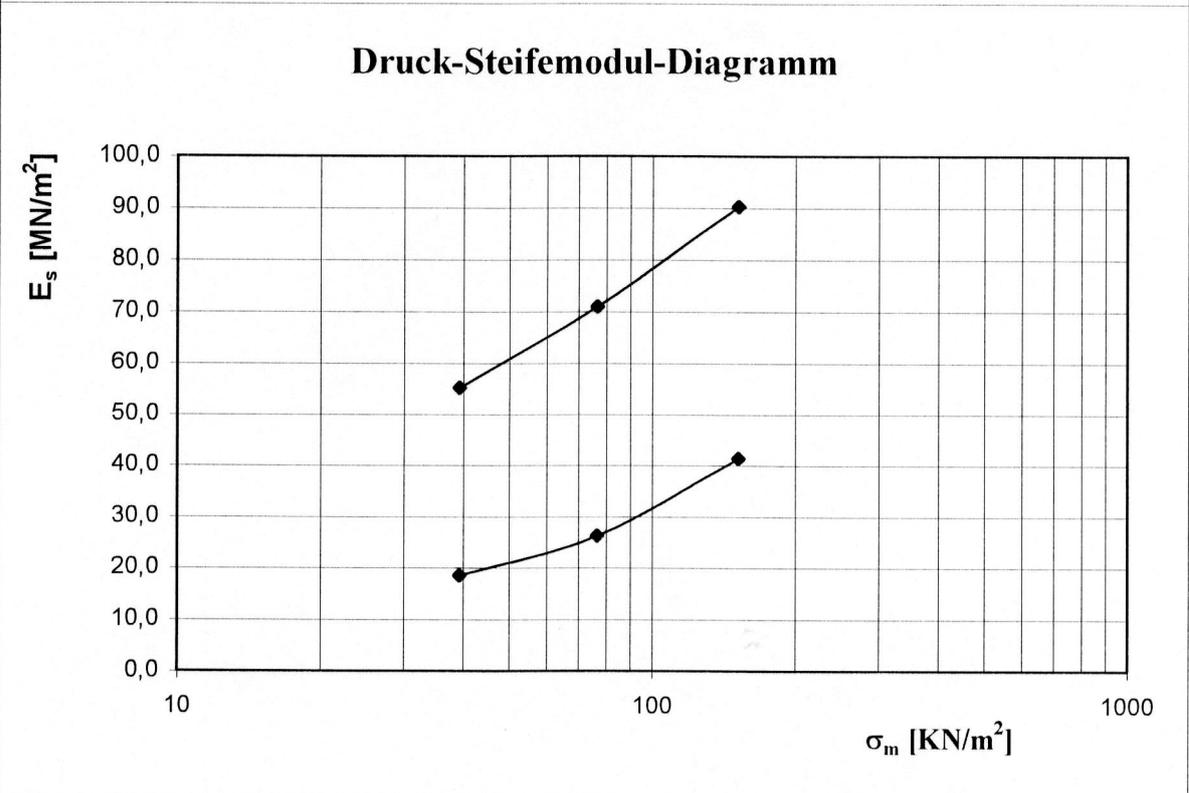
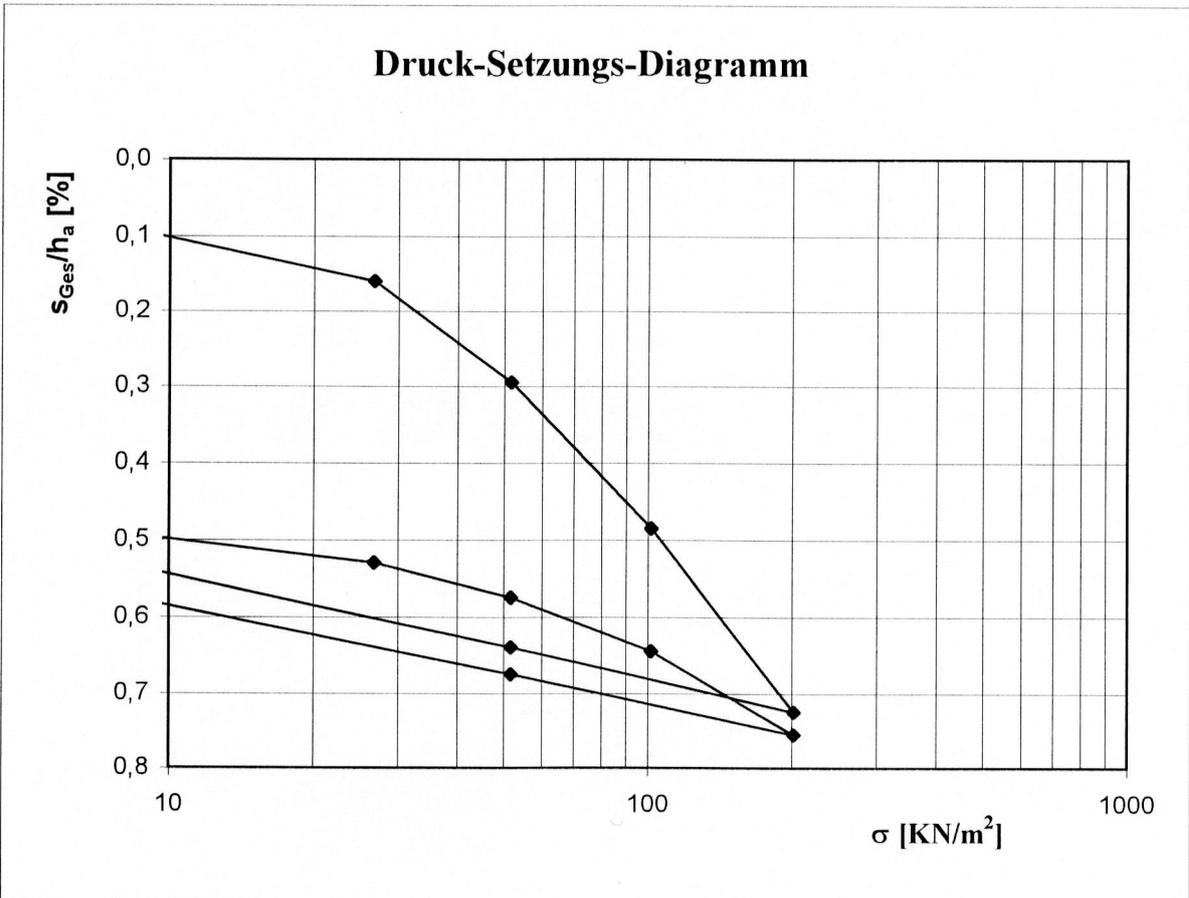
**A.10.2 Versuch-Nr. 47 (Vergleichssand 0/8 mm)****Kompressionsversuch      47 (Sand)**

Apparat Nr. : 35

Probe:  $w = 7,0 \%$ ;  $0,95 \cdot \rho_{Pr}$ ; 5d homogenisiert; aus  $m_w = 0$ ;  $w_{nachher} = 6,5 \%$ Probenhöhe:  $h_a =$   cm

	$\sigma$ [KN/m <sup>2</sup> ]	Meßuhr [1/1000 cm]	$s_{Ges}$ [1/1000 cm]	$s' = s_{Ges}/h_a$ [%]	$\sigma_m$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$E_s$ [MN/m <sup>2</sup> ]
1. Belastung	1,77	1000,0	0,0	0,000		
	26,75	996,8	3,2	0,160	39,24	18,47
	51,73	994,1	5,9	0,295	76,71	26,22
	101,69	990,3	9,7	0,485	151,65	41,43
	201,62	985,5	14,5	0,725		
1. Entlastung	51,73	987,2	12,8	0,640		
	1,77	991,1	8,9	0,445		
2. Belastung	26,75	989,4	10,6	0,530	39,24	55,22
	51,73	988,5	11,5	0,575	76,71	70,96
	101,69	987,1	12,9	0,645	151,65	90,25
	201,62	984,9	15,1	0,755		
2. Entlastung	51,73	986,5	13,5	0,675		
	1,77	990,2	9,8	0,490		

**Kompressionsversuch 47**

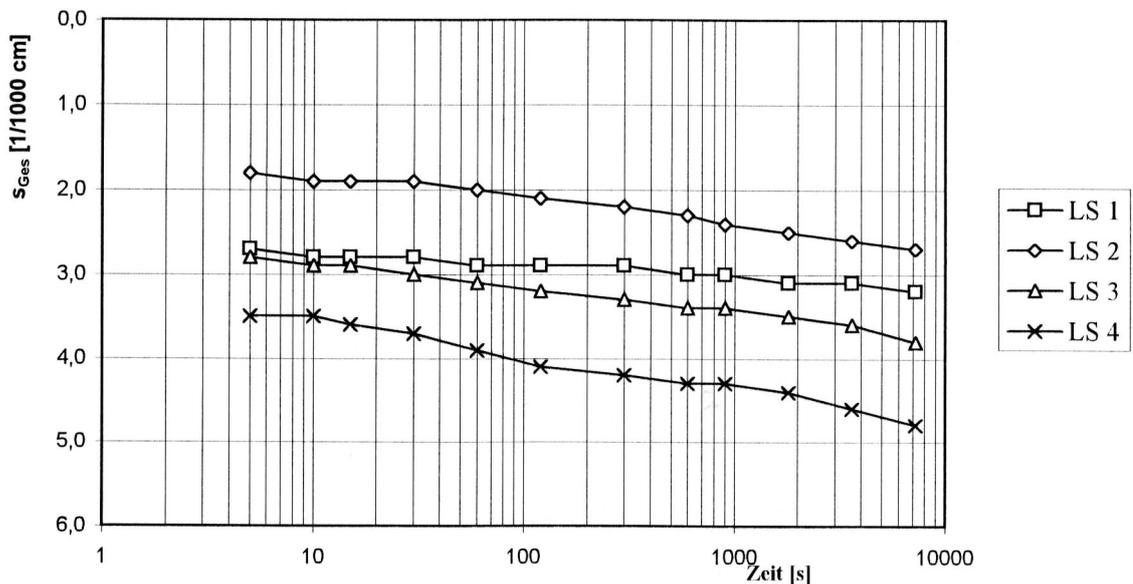


**Kompressionsversuch** (Erstbelastung) 47

Apparat Nr.: 35

Probe: w = 7,0 %

		Laststufe 1		Laststufe 2	
Zeit [s]	Meßuhr [1/1000 cm]	S <sub>Ges</sub> [1/1000 cm]	Meßuhr [1/1000 cm]	S <sub>Ges</sub> [1/1000 cm]	
0	1000,0	0,0	996,8	0,0	
5	997,3	2,7	995,0	1,8	
10	997,2	2,8	994,9	1,9	
15	997,2	2,8	994,9	1,9	
30	997,2	2,8	994,9	1,9	
60	997,1	2,9	994,8	2,0	
120	997,1	2,9	994,7	2,1	
300	997,1	2,9	994,6	2,2	
600	997,0	3,0	994,5	2,3	
900	997,0	3,0	994,4	2,4	
1800	996,9	3,1	994,3	2,5	
3600	996,9	3,1	994,2	2,6	
7200	996,8	3,2	994,1	2,7	
		Laststufe 3		Laststufe 4	
Zeit [s]	Meßuhr [1/1000 cm]	S <sub>Ges</sub> [1/1000 cm]	Meßuhr [1/1000 cm]	S <sub>Ges</sub> [1/1000 cm]	
0	994,1	0,0	990,3	0,0	
5	991,3	2,8	986,8	3,5	
10	991,2	2,9	986,8	3,5	
15	991,2	2,9	986,7	3,6	
30	991,1	3,0	986,6	3,7	
60	991,0	3,1	986,4	3,9	
120	990,9	3,2	986,2	4,1	
300	990,8	3,3	986,1	4,2	
600	990,7	3,4	986,0	4,3	
900	990,7	3,4	986,0	4,3	
1800	990,6	3,5	985,9	4,4	
3600	990,5	3,6	985,7	4,6	
7200	990,3	3,8	985,5	4,8	

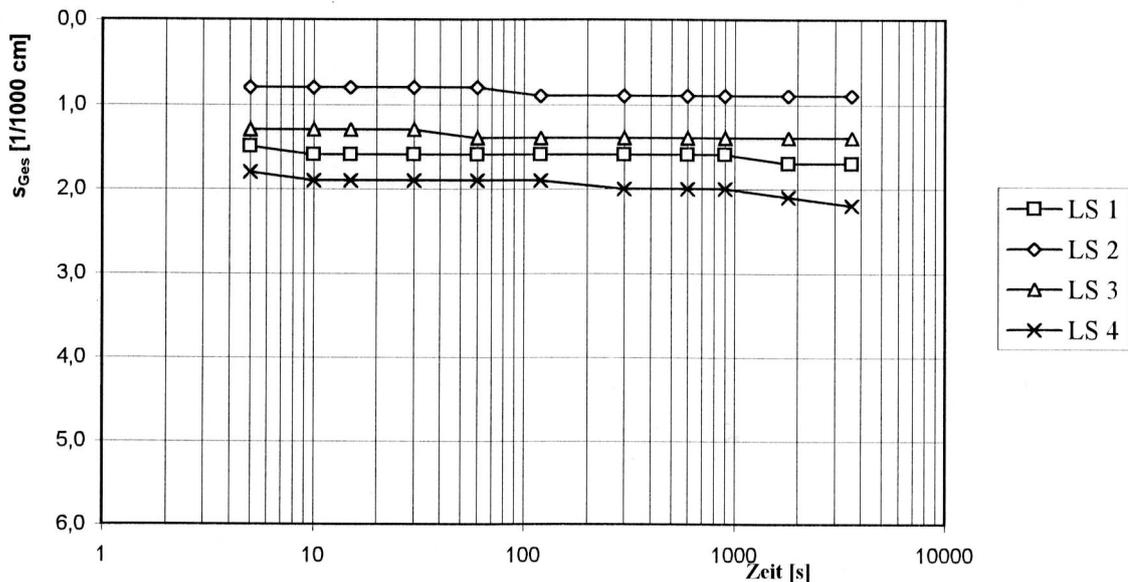


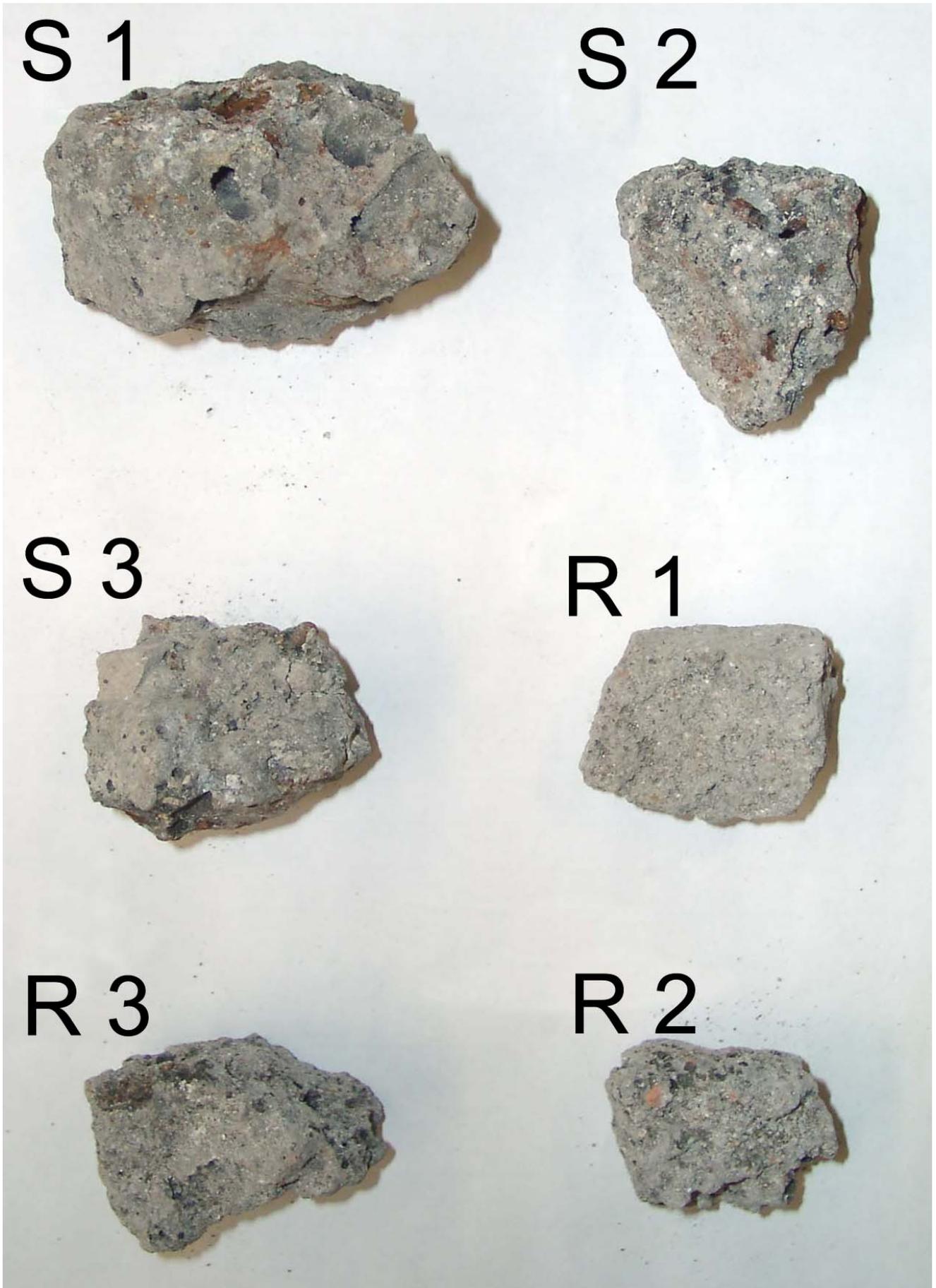
**Kompressionsversuch** (Zweitbelastung) 47

Apparat Nr.: 35  
Probe: w = 7,0 %

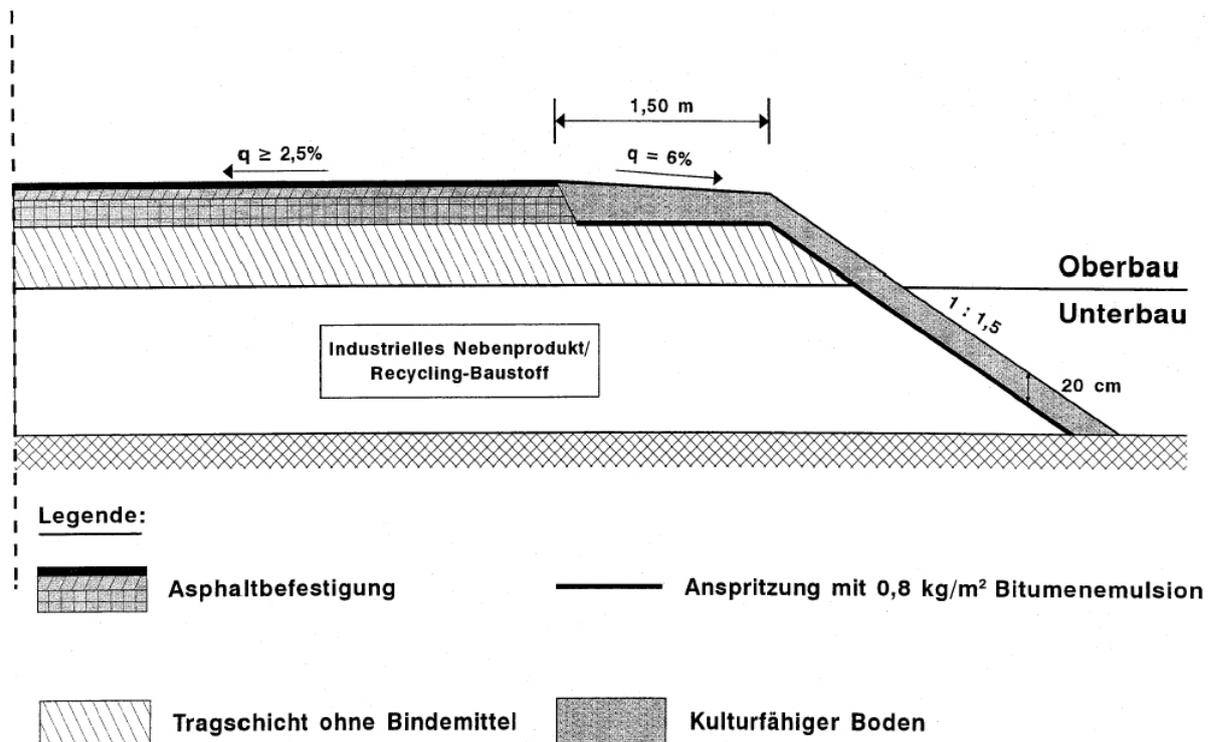
Zeit [s]	Laststufe 1		Laststufe 2	
	Meßuhr [1/1000 cm]	s <sub>Ges</sub> [1/1000 cm]	Meßuhr [1/1000 cm]	s <sub>Ges</sub> [1/1000 cm]
0	991,1	0,0	989,4	0,0
5	989,6	1,5	988,6	0,8
10	989,5	1,6	988,6	0,8
15	989,5	1,6	988,6	0,8
30	989,5	1,6	988,6	0,8
60	989,5	1,6	988,6	0,8
120	989,5	1,6	988,5	0,9
300	989,5	1,6	988,5	0,9
600	989,5	1,6	988,5	0,9
900	989,5	1,6	988,5	0,9
1800	989,4	1,7	988,5	0,9
3600	989,4	1,7	988,5	0,9

Zeit [s]	Laststufe 3		Laststufe 4	
	Meßuhr [1/1000 cm]	s <sub>Ges</sub> [1/1000 cm]	Meßuhr [1/1000 cm]	s <sub>Ges</sub> [1/1000 cm]
0	988,5	0,0	987,1	0,0
5	987,2	1,3	985,3	1,8
10	987,2	1,3	985,2	1,9
15	987,2	1,3	985,2	1,9
30	987,2	1,3	985,2	1,9
60	987,1	1,4	985,2	1,9
120	987,1	1,4	985,2	1,9
300	987,1	1,4	985,1	2,0
600	987,1	1,4	985,1	2,0
900	987,1	1,4	985,1	2,0
1800	987,1	1,4	985,0	2,1
3600	987,1	1,4	984,9	2,2

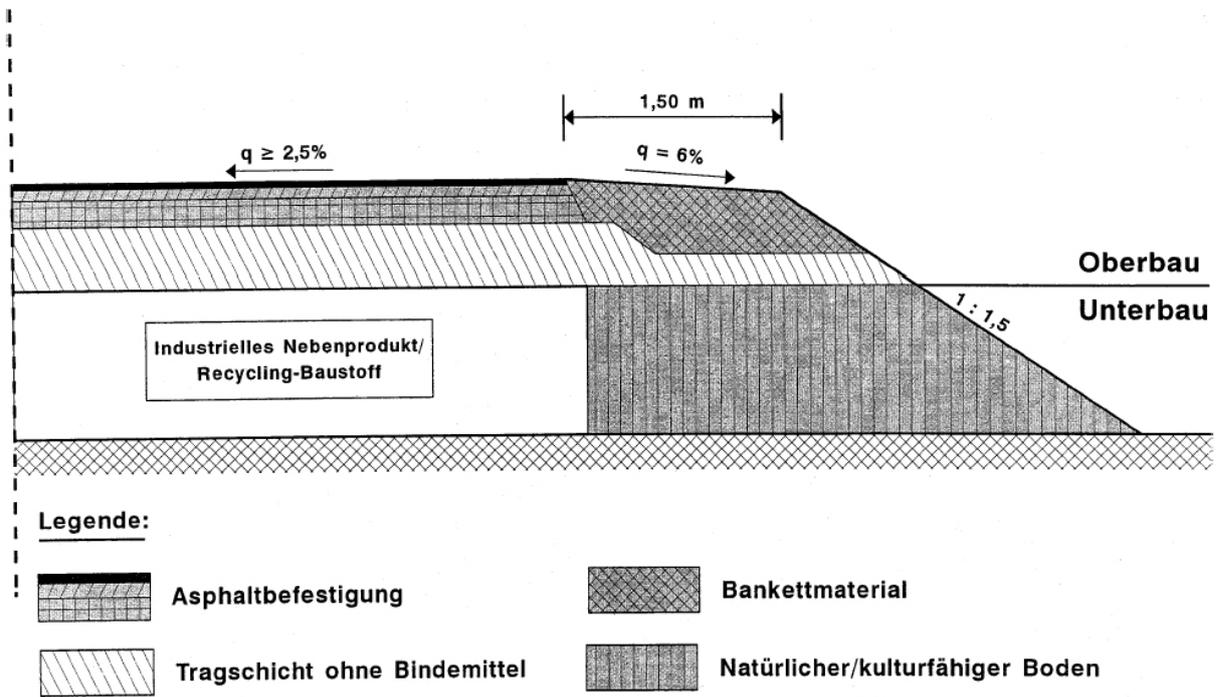




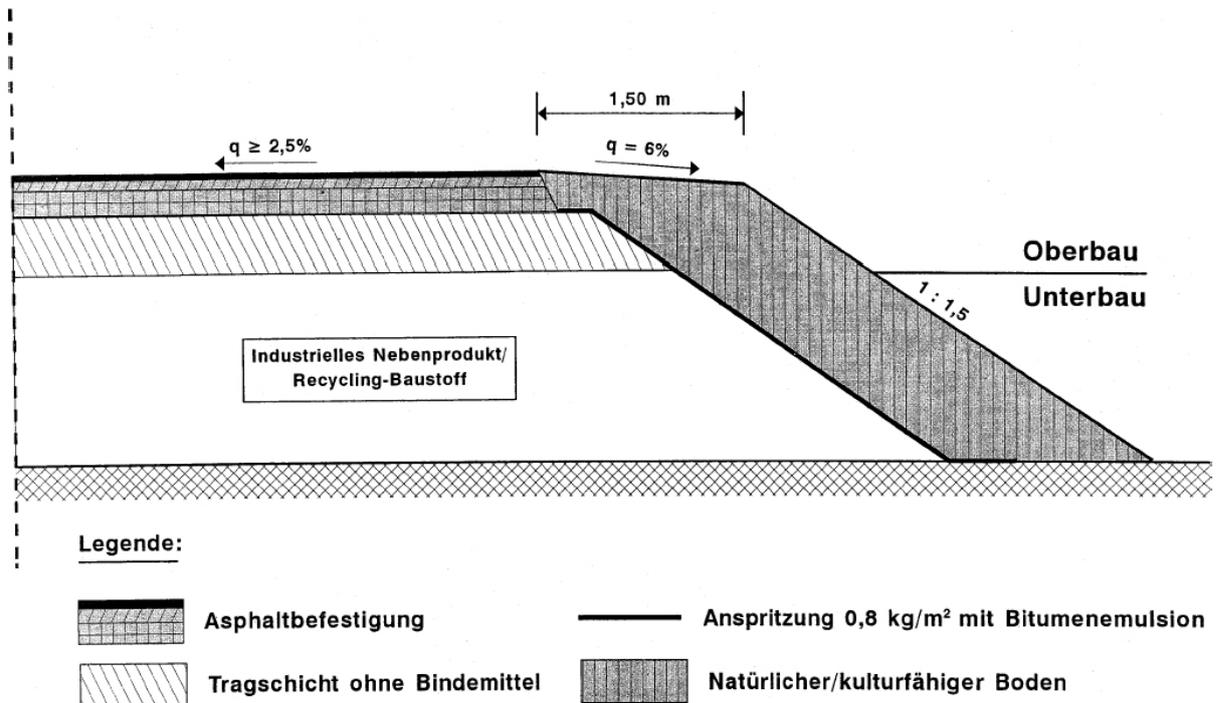
Beispiele von Einsatzgebieten von HMV-Schlacke im Erd- und Straßenbau (aus Ministerialblatt für das Land Nordrhein-Westfalen – Nr. 77 vom 04.12.2001 (Bild 1 bis 5))



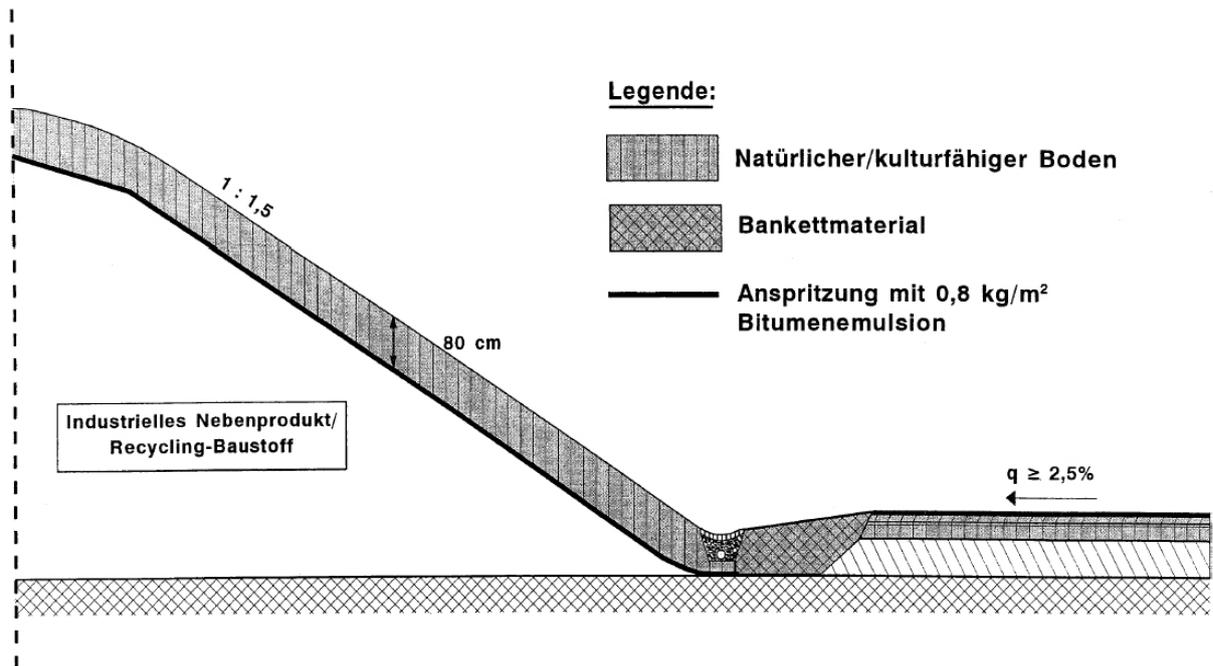
**Bild 1:** Damm, Anspritzung mit Bitumenemulsion und Abdeckung mit kulturfähigem Boden



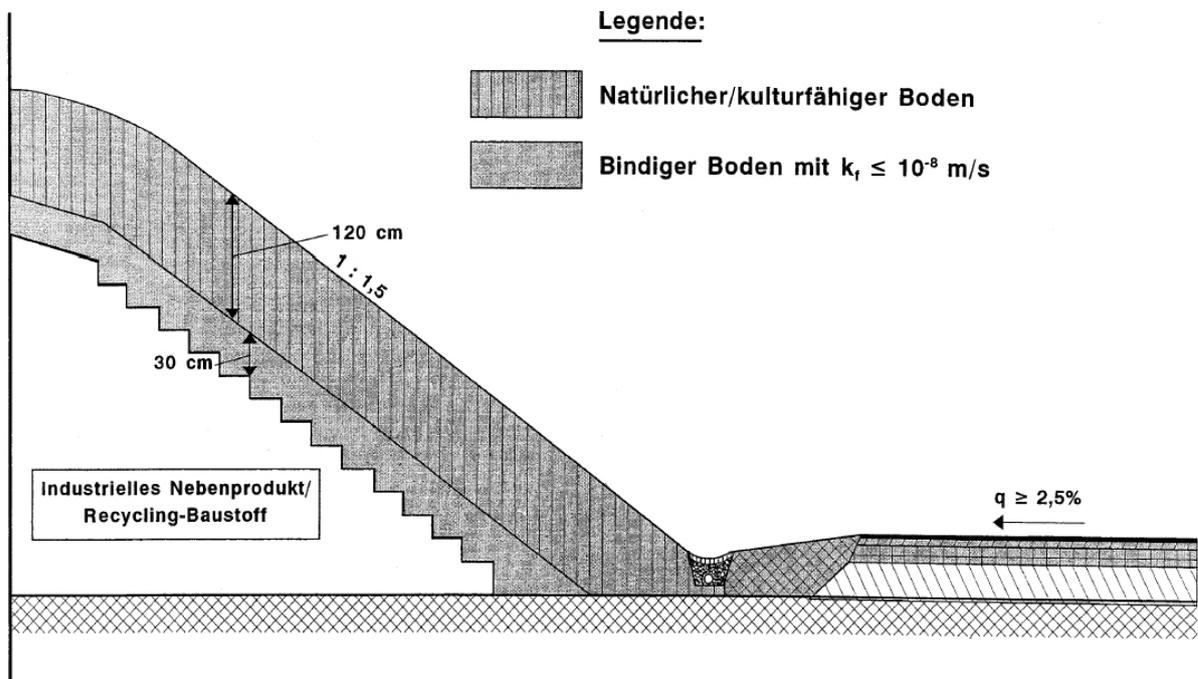
**Bild 2:** Damm, Abdeckung mit natürlichem/kulturfähigem Boden



**Bild 3:** Damm, Anspritzung mit Bitumenemulsion und Abdeckung mit natürlichem/kulturfähigem Boden



**Bild 4:** Lärmschutzwall, Anspritzung mit Bitumenemulsion und Abdeckung mit natürlichem/kulturfähigem Boden



**Bild 5:** Lärmschutzwall, Abdeckung mit bindigem Boden und natürlichem/kulturfähigem Boden