



Tobias Schlager, BSc

Untersuchungen von Einmischdichtungsmaterialien für Hochwasserschutzdämme am Alpenrhein

MASTERARBEIT

zur Erlangung des akademischen Grades

Diplom-Ingenieur

Masterstudium Bauingenieurwissenschaften – Geotechnik und Wasserbau

eingereicht an der

Technischen Universität Graz

Betreuer

Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn., Roman Marte

Institut für Bodenmechanik, Grundbau und Numerische Geotechnik

Eidesstattliche Erklärung

Ich erkläre an Eides statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig verfasst, andere als die angegebenen Quellen/Hilfsmittel nicht benutzt, und die den benutzten Quellen wörtlich und inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht habe.

Graz, am

.....

(Unterschrift)

Statutory declaration

I declare that I have authored this thesis independently, that I have not used other than the declared sources / resources, and that I have explicitly marked all material which has been quoted either literally or by content from the used sources.

Graz,

.....

(signature)

Kurzfassung

Das Hochwasserschutzprojekt "Rhesi" sieht eine Ertüchtigung und einen teilweisen Neubau der bestehenden Uferbegleitdämme am Alpenrhein für das Gebiet der Illmündung bis an den Bodensee vor. Im Rahmen des Projektes sollen die Dämme, welche für ein statistisches 100-jährliches Hochwasser (HQ100) ausgelegt sind, auf ein mögliches 300-jährliches Hochwasserereignis (HQ300) ausgebaut werden. Um die Aufwendungen für die Realisierung des Projektes sinnvoll zu gestalten, soll das benötigte Material zur Schüttung des Dammes aus dem Rheinvorland gewonnen werden. In den hier vorzufindenden Rheinschotter muss hierfür feinkörniges Deckschichtmaterial eingemischt werden, um die benötigten bodenmechanischen Eigenschaften eines Dammes wie Festigkeit, Dichtigkeit und Stabilität gegenüber Suffosion sicherzustellen. Die vorliegende Arbeit untersucht die sogenannte Einmischdichtung (EMD) hinsichtlich der bodenmechanischen Anforderungen und versucht ein grundsätzliches Verständnis für das Verhalten in Abhängigkeit von der Kornverteilung zu geben.

Eine Vergleichsstudie zwischen einem bereits realisierten Einmischdicht - Projekt an der Mur und bodenmechanischen Untersuchungen entlang des Alpenrheins, begleitet durch eine Literaturrecherche, bilden die theoretische Grundlage für die Arbeit im Labor.

Anhand entnommener Bodenproben des Rheinschotters aus dem Rheinvorland und der Deckschichtmaterialien wurden im Labor des Instituts für Bodenmechanik und Grundbau der TU Graz umfangreiche bodenmechanische Versuche an den hergestellten Einmischdichtungen durchgeführt. Das Hauptaugenmerk lag dabei auf Großscherversuchen, Standrohrversuchen zur Durchlässigkeit, Proctorversuchen und einem Versuch zur Suffosionsstabilität. All diese Versuche beruhen auf einer genauen Kenntnis der Kornverteilung, um Rückschlüsse auf die Kornmatrix ziehen zu können. Mit den Erkenntnissen aus dem Labor wurde ein groß angelegter Insitu-Versuch an einer Test-Damm-Schüttung realisiert. Bestehend aus drei Abschnitten mit unterschiedlichen EMD wurden in zwei Lagen Insitu-Versuche zur Bestimmung der Tragfähigkeit, der Lagerungsdichte und der Durchlässigkeit durchgeführt und zusätzliche Laborversuche an den insitu hergestellten EMD veranlasst.

Die Untersuchungen bestätigen die Eignung des EMD-Materials aus dem Rheinvorland zur Schüttung von Dämmen. Weiters wurde gezeigt, dass anhand der Kornverteilungen und die dadurch erstellbare Kornmatrix umfangreiche Rückschlüsse v.a. auf die Durchlässigkeit und die Suffosionsstabilität gewonnen werden können.

Abstract

The flood prevention-project called “Rhesi“, includes remediation measures and in some sections a rebuild of already existing levees along the Alpine Rhine. The project area extends from the “Illmündung” to Lake Constance. As part of the project the levees shall be enlarged from withstanding a theoretical 100-year flood (HQ100) up to a possible 300-year flood (HQ300). To keep the effort for the implementation of the project down, the required material should be taken from the foreland of the levee. Therefore Rhine-gravel has to be mixed with finer top coating material to gain the soil mechanical properties of request such as strength, impermeability and stability concerning suffosion.

This work investigates the materials produced by the soil-mixing method and tries to give a deeper understanding of those materials depending on the particle size distribution (PSD).

A comparative study between a former soil-mixing project at the “Mur” and the ground-mechanical explorations along the Alpine Rhine complemented by a literature research supply the theoretical background regarding the laboratory work.

Extensive soil mechanical research was carried out on the soil-mixing specimens prepared from samples of Rhine-gravel and the top coating layer, gained from the foreland of the levee, at the laboratory of the “Institute of Soil Mechanics and Foundation Engineering” at TU Graz. Therefore the main focus was on shear- tests, permeability tests, Proctor tests and a test for the assessment of suffosion. All mentioned testing is based on a comprehensive knowledge of PSD to enable conclusions on the particle matrix of the soils. With insights gained at the laboratory, in situ testing was performed at an experimental embankment. Consisting of three sections, each presenting different ratios of mixed-soils, in situ testing was carried out to determine load capacity, bulk density and permeability. Additional laboratory testing was arranged for the in situ produced mixed-soils.

The investigations confirm a suitability of the Alpine Rhine materials for the construction of embankments by soil-mixing method. Furthermore it is demonstrated that conclusions, especially on permeability and suffosion-stability, can be drawn from considering PSD.

Inhalt

1	Ziel und Struktur der Arbeit.....	1
2	Untergrundverhältnisse, Eigenschaften der Ausgangsmaterialien	2
2.1	Untergrundverhältnisse im Bereich WKW Gössendorf.....	2
2.1.1	Probennahme und Laborversuche	2
2.1.2	Versuchsergebnisse - Ausande.....	3
2.1.3	Korngrößenverteilung	3
2.1.4	Bodenphysikalische Kennwerte.....	3
2.1.5	Versuchsergebnisse - „Murschotter“	4
2.1.6	Korngrößenverteilung	4
2.1.7	Bodenphysikalische Kennwerte.....	4
2.1.8	Körnungsbänder „Ausande“ - „Murschotter“	5
2.2	Untergrundverhältnisse Rhein - Projekt Rhesi.....	5
2.2.1	Probennahme und Laborversuche	6
2.2.2	Versuchsergebnisse - Boden B („Ausande“)	6
2.2.3	Versuchsergebnisse - „Rheinschotter“	8
2.2.4	Körnungsbänder „Boden B“ - „Rheinschotter“	10
3	Gegenüberstellung.....	11
3.1	Mur - Rhein	11
3.1.1	Vergleich „Murschotter“ - „Rheinschotter“	11
3.1.2	Vergleich „Ausande“ - „Boden B“	12
4	Bodenmechanische Laboruntersuchungen am Probenmaterial „Rhein“	15
4.1	Methodik - Kategorisierung der Materialien	15
4.1.1	Sequential Fill Test (SFT).....	17
4.1.2	Dual Matrix	20
4.1.3	Qualitative Bewertung anhand Dual -Matrix	23
5	Laborergebnisse der EMD (Bodenmechanik Labor TU Graz).....	24
5.1	Analyse der Durchlässigkeit	24
5.1.1	Gesetz von Darcy	24

5.1.2	Durchlässigkeitsbeiwert k_f	25
5.1.3	Standrohr nach RVS 11.06.27 zur Ermittlung der Durchlässigkeit im Labor.....	27
5.2	Analyse der Festigkeit.....	32
5.2.1	Scherfestigkeit τ_f - Scherparameter φ' und c'	32
5.2.2	Rahmenscherversuch (Direkter Scherversuch).....	35
5.2.3	Triaxialversuch.....	37
5.2.4	Ergebnisse der Rahmenscherversuche.....	40
5.2.5	Ergebnisse des Triaxialversuches	45
5.2.6	Beurteilung des Bodens hinsichtlich der Festigkeitseigenschaften	47
5.2.7	Bestimmung der insitu Festigkeiten nach (Marte et al., 2014).....	49
5.2.8	Gedanken zur Betrachtung der Scherparameter φ' und c'	52
5.3	Analyse der Lagerungsdichte (Proctorversuche).....	56
5.3.1	Proctorversuch nach ÖNORM S 2074-2 und DVO 2008.....	57
5.4	Analyse der Suffosionsstabilität	60
5.4.1	Suffosion nichtbindiger Böden	60
5.4.2	Analogie zu Filterkriterien	62
5.4.3	Selbstfiltrationsindex I_{SF}	62
5.4.4	Nachweismethoden zur Bestimmung der Suffosionsstabilität	63
5.4.5	Anwendung der angeführten Nachweismethoden.....	67
5.4.6	Laborversuch zur Bewertung der Suffosionsstabilität.....	70
5.4.7	Beurteilung des Bodens hinsichtlich Stabilität gegenüber Suffosion	74
6	Insituversuch Damm-Schüttung Meiningen	75
6.1	Überblick Projekt.....	75
6.2	Insitu Versuche und Ergebnisse	79
6.2.1	Dichtebestimmung im Feld anhand des Wasserersatzverfahrens	81
6.2.2	Statische Lastplattenversuche nach DIN 18134:2012-04.....	83
6.2.3	Dynamische Lastplattenversuche.....	85
6.2.4	Rammsondierung zur Erkundung der Lagerungsdichte	86

6.2.5	Standrohr - Durchlässigkeit	88
6.2.6	Auswertung E_{VIB} - Wertes (BOMAG Walzenzug)	89
7	Schlussfolgerung	92
8	Literatur.....	93
9	Normative Anweisung	95
10	Anhang	97

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1	Korngrößenverteilung "Murschotter" – „Ausande“	5
Abbildung 2	Korngrößenverteilung "Rheinschotter" - "Boden B"	10
Abbildung 3	Korngrößenverteilung „Murschotter“ - „Rheinschotter“	12
Abbildung 4	Korngrößenverteilung Mischproben Rhein - Ausande	14
Abbildung 5	Kornverteilungskurve Rheinschotter	16
Abbildung 6	Kornverteilungskurve Einmischdichtung (85/15).....	16
Abbildung 7	Sieblinie fluvitaler Sedimentboden und Massen-Dichtefunktion (Witt, 2014).....	17
Abbildung 8	Schema Sequential Fill Test (Jentsch, et al., 2016).....	17
Abbildung 9	Schemenhafte Darstellung der dominierenden Matrix abhängig vom Füllkorn (Salehi Sadaghiani, 2016).....	18
Abbildung 10	SFT Labor Versuch.....	19
Abbildung 11	Bestimmung Separation point d_T mittels SFT	20
Abbildung 12	Auffülltest zur Bestimmung der Dual Matrix.....	22
Abbildung 13	Wirkliche Durchflusslänge in einem Bodenkörper (Lang, 2008).....	25
Abbildung 14	Aufbau Standrohrversuch im Labor	28
Abbildung 15	Schema Standrohrversuch zur Ermittlung der Durchlässigkeit (Berger, 2017).....	28
Abbildung 16	Ergebnisse Standrohrversuch Labor	30
Abbildung 17	Probekörper Standrohr Einmischdichtung 85/15	31
Abbildung 18	konsolidierte, undrainierte Scherfestigkeit (Boley, 2012).....	33
Abbildung 19	Restscherfestigkeit (li.), Schergerade teilgesättigter Böden (re.) (Boley, 2012).....	34
Abbildung 20	Schema einer Scherbox (Boley, 2012)	36
Abbildung 21	Schema einer Triaxialzelle (Boley, 2012)	38
Abbildung 22	CU-Versuch (Boley, 2012)	39
Abbildung 23	$\sigma_1 + \sigma_3/2$, $\sigma_1' - \sigma_3'/2$ CU-Diagramm (Boley, 2012)	40
Abbildung 24	Probenherstellung Einmischdichtung 85/15.....	41
Abbildung 25	Scherversuch Einmischdichtung 85/15: trocken - feucht (0.2 mm/min)	41
Abbildung 26	Scherversuch Einmischdichtung 85/15: feucht (0.2 mm/min) - gesättigt (0.03 mm/min).....	42
Abbildung 27	Gegenüberstellung Großscherversuche gesamt (Rheinschotter & Einmischdichtung)	44
Abbildung 28	Auswertung Triaxialtest; p, q - Diagramm.....	46

Abbildung 29	Auswertung Triaxialtest; ε_1, q - Diagramm	46
Abbildung 30	Auswertung Triaxialtest; $\varepsilon_1, \Delta u$ - Diagramm	47
Abbildung 31	Probenherstellung Triaxialtest.....	47
Abbildung 32	Vorgehensweise bei der Rückrechnung der insitu Festigkeiten (Marte et al., 2014)	51
Abbildung 33	Vergleich: Rückrechnung Großversuch - direkter Rahmenscherversuch (Marte et al., 2014).....	51
Abbildung 34	Darstellung der Coulombschen Bruchbedingung σ, τ - Diagramm (Pregl, 1997)	53
Abbildung 35	Darstellung der Mohrschen Bruchkurve σ, τ – Diagramm (Pregl, 1997)..	53
Abbildung 36	Abhängigkeit des Scherwinkels von der bezogenen Normalspannung (Pregl, 1997)	54
Abbildung 37	Proctorkurve für Einmischdichtung 85/15	57
Abbildung 38	Proctorkurve Füllkorn <1mm	58
Abbildung 39	Kornverteilung mit Ausfallkörnung und konkaver Sieblinie (Khaksar & Eslami, 2014)	60
Abbildung 40	Feinpartikel Migration durch die Porenpfade des tragenden Korngerüsts (Witt, 2014).....	61
Abbildung 41	Aufspaltung eines potentiell suffosiven Bodens in Basis- und Filtermaterial (Witt, 2014).....	63
Abbildung 42	Schema Kenney and Lau's Kriterium (Chang & Zhang, 2013)	65
Abbildung 43	h'-h'' -Diagramm der Versuchsergebnisse von Burenkova (Laursen, 2014)	67
Abbildung 44	Kornverteilungskurve Suffosion	67
Abbildung 45	Aufspaltung Kriterium nach Kezdi	68
Abbildung 46	Ermittlung der Werteparameter H und F	69
Abbildung 47	Suffosionsversuch mittels adaptiertem Durchlässigkeitszylinder (Berger, 2017)	71
Abbildung 48	Einbau der Probe in Durchlässigkeitszylinder	73
Abbildung 49	Versuchapparatur (li.); Bodenprobe trocken/feucht (re.)	73
Abbildung 50	Übersichtplan Insituversuch Damm-Schüttung Meiningen	75
Abbildung 51	Durchmischung der EMD auf der Manipulationsfläche	76
Abbildung 52	lagenweise Schüttung des Dammes	77
Abbildung 53	Überblick verdichtete Lage mit gekennzeichneten EMD-Materialien ..	77
Abbildung 54	Lage verdichtet EMD 90/10 (links) - EMD 80/20 (rechts).....	78
Abbildung 55	Aufrauen der glatten Oberfläche	79

Abbildung 56	Übersichtsplan Insitu-Versuche	80
Abbildung 57	Wasserersatzverfahren Abnahme der Oberfläche (links); Wasserauffüllversuch (rechts).....	81
Abbildung 58	Wassersatzverfahren: Aushub (links); fertiger Aushub (rechts).....	82
Abbildung 59	Wasserersatzverfahren: Wägung (links); Auffüllniveau (rechts)	82
Abbildung 60	Schema Versuchsapparatur eines statischen Lastplattenversuches (Boley, 2012).....	83
Abbildung 61	Statischer Lastplattenversuch Insituversuch Damm	84
Abbildung 62	Schema eines dynamischen Lastplattengerätes (Boley, 2012)	85
Abbildung 63	Durchführung der Rammsondierung.....	88
Abbildung 64	Be- und Entlastungskurve zur Ermittlung des E_{vib} – Wertes (BOMAG)	89
Abbildung 65	Korrelation des E_{vib} - Wertes mit dem statischen Lastplattenversuch (BOMAG)	90
Abbildung 66	Manuelle Auswertung des E_{vib} - Wertes	91

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1	Laborversuche WKW Gössendorf - Kalsdorf.....	3
Tabelle 2	Parameter Ausande.....	4
Tabelle 3	Parameter "Murschotter"	4
Tabelle 4	Laborversuche Projektgebiet Rhesi.....	6
Tabelle 5	Parameter "Boden B"	8
Tabelle 6	Parameter Boden A1 "Rheinschotter"	9
Tabelle 7	Gegenüberstellung Parameter "Murschotter" - "Rheinschotter"	11
Tabelle 8	Bestandteile Kiese.....	12
Tabelle 9	Aufgebrachte Normalspannungen Scherversuche.....	13
Tabelle 10	Gegenüberstellung Parameter „Ausande“ - „Boden B“	13
Tabelle 11	Bestandteile Schluffe/Sande	14
Tabelle 12	Temperatur Korrekturbeiwert α (Lang, 2008).....	26
Tabelle 13	Empirische Durchlässigkeiten nach Schulze/Muhs 1967 (Lang, 2008)...	26
Tabelle 14	Eruierte Werte Standrohr.....	29
Tabelle 15	empirische Werte φ' und $\varphi_{res.}'$ für reine Mineralien (Boley, 2012)	34
Tabelle 16	Empirische Werte für φ' und $\varphi_{res.}'$ von nichtbindigen Böden (Boley, 2012)	34
Tabelle 17	Zusammenstellung der Scherparameter	45
Tabelle 18	Ergebnisse Triaxialtest	46
Tabelle 19	Eigenschaften des Versuchsdammes (Marte et al., 2014).....	50
Tabelle 20	Versuchsergebnisse zur Darstellung der Spannungsabhängigkeit vom Scherwinkel (Pregl, 1997)	55
Tabelle 21	Korrelation Wassergehalt - Füllkornanteil.....	58
Tabelle 22	Parameter Suffosionsversuch	72
Tabelle 23	Verhältnis EMD in Prozent zu Baggerschaufeln.....	76
Tabelle 24	Vorgesehene Insitu-Versuche	79
Tabelle 25	Insitu Versuchsergebnisse Wasserersatzversuche 1. und 2. Lage.....	82
Tabelle 26	Insitu Versuchsergebnisse statischer Lastplattenversuch 1. + 2. Lage...	84
Tabelle 27	Insitu Versuchsergebnisse dynamischer Lastplattenversuch 1. und 2. Lage.....	86
Tabelle 28	Bewertung der Ergebnisse einer DPH (schwere Rammsonde) in nichtbindigen Boden (Eißfeldt, 2005)	87
Tabelle 29	Insitu Versuchsergebnisse Standrohr 1. und 2. Lage.....	88

Formelzeichen und Abkürzungen

Große Buchstaben

A	[m ²]	Querschnittsfläche
C _U		Ungleichförmigkeitszahl
F _A		Statischer Auftrieb
F _G		Gravitation
F _R		Stokes Reibung
F _s		Schlupfmaß
I _{SF}		Selbstfiltrationsindex
V _{gl}	[%]	Glühverlust
W _L		Liquid Limit

Kleine Buchstaben

c'	[kN/m ²]	effektive Kohäsion
d _B	[mm]	Partikeldurchmesser Basiskorn
d _F	[mm]	Partikeldurchmesser Filterkorn
d _k	[mm]	maßgebender Porenkanaldurchmesser
d _{min}	[mm]	minimaler Korndurchmesser
d _T	[mm]	Separation Point
d ₁₇	[mm]	Korndurchmesser bei 17 % Massendurchgang
e	[-]	Porenzahl
g	[ms ⁻²]	Erdbeschleunigung
h'	[-]	[d ₉₀ /d ₆₀]
h''	[-]	[d ₉₀ /d ₁₅]
i		hydraulischer Gradient
k	[m/s]	Durchlässigkeitsparameter
m	[kg]	Masse
t _c	[h]	Konsolidierungszeit
w	[%]	Wassergehalt

Griechische Buchstaben

γ	[N/m ³]	Wichte
γ_w	[N/m ³]	Wichte des Wassers
ρ	[g/cm ³]	Feuchtdichte
ρ_w	[g/cm ³]	Dichte des Wassers
ρ_s	[g/cm ³]	Korndichte
ρ_{Pr}	[g/cm ³]	Proctordichte
φ	[°]	innerer Reibungswinkel des Bodens
φ'	[-]	effektiver Reibungswinkel
φ'_r	[-]	effektive Restscherfestigkeit
σ_c	[kN/m ²]	Konsolidierungsspannung

Abkürzungen

DCM	Dominant Coarse Matrix
DFM	Dominant Fine Matrix
PSD	Particle Size Distribution
SFT	Sequential Fill Test
WKW	Wasserkraftwerk

1 Ziel und Struktur der Arbeit

Ziel der Arbeit ist es die Eigenschaften der Böden vom Rhein im Hinblick auf die Eignung zur Schüttung von Hochwasserschutzdämmen am Alpenrhein zu untersuchen. Das Hauptaugenmerk liegt hierfür auf den Abhängigkeiten der bodenmechanischen Parameter von dem Mischverhältnis, das bei der Herstellung des Einmischdichtungsmaterials (EMD) angewendet wird.

Kapitel 2 dieser Masterarbeit beinhaltet eine Zusammenfassung und Zusammenstellung von den Laborergebnissen aus den Untergrunderkundungskampagnen, die im Zuge des Baues des WKW Gössendorf - Kalsdorf und des Projektes "Rhesi" unternommen wurden.

Kapitel 3 zeigt eine Gegenüberstellung der bodenmechanischen Parameter im jeweiligen Projektgebiet der Mur und des Rheins. Anhand der Unterschiede soll eine voraussichtliche EMD für die Arbeiten im Labor bestimmt und damit der iterative Prozess zur Findung des Mischungsverhältnisses beschleunigt werden.

Kapitel 4 beschreibt die analytische Herangehensweise und die Methodik für die bodenmechanischen Untersuchungen im Labor der TU Graz. Konventionen und Bezeichnungen für die späteren Testdurchführungen werden eingeführt und erläutert.

Kapitel 5 stellt den Hauptteil der Arbeit, die bodenmechanischen Untersuchungen im Labor, dar. Einleitend wird jeweils ein kurzer Exkurs in die Theorie gemacht, der zugeschnitten auf die Versuchsdurchführung und Auswertung der Ergebnisse dienlich sein soll. Es folgt die Dokumentation der Durchführung der Laborversuche und anschließend eine kurze Diskussion der Resultate.

Kapitel 6 dokumentiert die Umsetzung der Testdamm-Schüttung im Rheinvorland und die durchgeführten Insitu-Versuche im Dezember 2017. Die Auswertung der Insitu-Versuche ist zum Zeitpunkt der Einreichung dieser Arbeit, noch im Gange und daher noch unvollständig.

Kapitel 7 fasst abschließend die gewonnenen Erkenntnisse zusammen.

2 Untergrundverhältnisse, Eigenschaften der Ausgangsmaterialien

2.1 Untergrundverhältnisse im Bereich WKW Gössendorf

Die hier dargestellten Daten basieren auf dem geotechnischen Gutachten und der Untergrunderkundungskampagnen im Projektgebiet WKW Gössendorf – Kalsdorf, das vom Institut für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Universität Graz erstellt. Es beinhaltet die Darstellung der geologischen Verhältnisse und eine Beschreibung der Bodeneigenschaften im Projektgebiet, welches sich demnach in folgende drei Schichtpakete gliedert:

a) Ausedimente – Ausande:

Bei den Ausedimenten handelt es sich um eine Deckschicht, welche meist aus einer dünnen Mutterbodendecke und feinsandigen – schluffigen Sedimenten darunter besteht.

b) „Murschotter“:

Dabei handelt es sich um grobklastische Sedimente aus Kiesen mit variierenden Anteilen an Sanden, Steinen und Blöcken und nur sehr geringen bis überhaupt fehlenden Schluffanteilen.

c) Tertiär:

Diese Bodenschicht hat für die Überlegungen zur Einmischdichtung keine relevante Bedeutung und wird daher nicht näher beschrieben.

2.1.1 Probennahme und Laborversuche

Die erhobenen Bodenkennwerte beruhen auf den 2009 entnommenen Bodenproben der jeweiligen Ausgangsmaterialien. Aus 13 unterschiedlichen Entnahmestellen wurden elf Proben aus den „Murschottern“ sowie zehn Proben aus den Ausanden entnommen.

Folgende, in Tabelle 1 gelistete, bodenmechanische Laborversuche wurden an den Ausgangsmaterialien durchgeführt.

Tabelle 1 Laborversuche WKW Gössendorf - Kalsdorf

Laborversuche an den Ausgangsmaterialien	Ausande	„Murschotter“
Bestimmung des organischen Anteils (Glühverlust)	5 Stück	-
Bestimmung des natürlichen Wassergehalts	5 Stück	5 Stück
Bestimmung der Korndichte	5 Stück	5 Stück
Ermittlung der Korngrößenverteilung durch Siebung	5 Stück	5 Stück
Ermittlung der Korngrößenverteilung mittels Schlämmanalyse (bei 10 % Anteil < 0,063)	5 Stück	-
Rahmenscherversuch 10 x 10 x 2 cm, GK 4 mm	5 Stück	-
Rahmenscherversuch 30 x 30 x 20 cm, GK 31,5 mm	-	5 Stück

2.1.2 Versuchsergebnisse - Ausande

2.1.3 Korngrößenverteilung

Mit Anteilen zwischen 61 bis 94 % ist Sand hier der wesentliche Bestandteil, wobei der Feinsandanteil mit 30 bis 60 % überwiegt. Der Anteil an Schluff beträgt zwischen 6 % bis 38 % (schwach bis stark schluffig), der Kiesanteil beträgt maximal 8 % und Tonanteil nicht ganz 2 %.

Folgernd, aus den gemittelten Werten der Proben, können die Ausande als schluffiger Sand (siSa) angesprochen werden.

2.1.4 Bodenphysikalische Kennwerte

Die in Tabelle 2 gelisteten Scherparameter Reibungswinkel und Kohäsion liegen an der oberen Grenze der angegebenen Bandbreite für vergleichbare Korngemische in der Literatur.

Die eingebauten Proben zur Versuchsdurchführung bei den Scherversuchen wurden mit einem Konsolidierungsdruck von $\sigma_c = 550$ [kN/m²] und einer Konsolidierungszeit $t_c = 70$ [h] vorbelastet.

Bei den im Jahr 2009 durchgeführten Versuchen wurden bei gestörtem Einbau drei Teilversuche mit Normalspannungsniveau von 100, 200 und 350 kN/m² durchgeführt.

Tabelle 2 Parameter Ausande

	w	ρ_s	Vgl	φ'	c'	$\varphi'r$
	[%]	[g/cm ³]	[%]	[°]	[kN/m ²]	[°]
Mittelwert	15.6	2.76	5.6	33.8	27.0	32.6
Maximalwert	18.8	2.78	8.1	34.6	28.0	33.7
Minimalwert	11.7	2.73	3.3	33.0	26.0	31.9
Anzahl	3	2	5	3	3	3

2.1.5 Versuchsergebnisse - „Murschotter“

2.1.6 Korngrößenverteilung

Mit Anteilen zwischen 42 bis 79 % ist die dominierende Bodenart hier Kies mit Sandanteilen von 12 bis 32 % (schwach bis stark sandig). Der Anteil der Feinteilfraktion < 0.063 beträgt zwischen 1 und 6 %, beim Steinanteil variiert der Wert, mit Ausnahme einer Probe mit 37 % (hoher Steinanteil), zwischen 0 bis 16 % (kein bis mittlerer Steinanteil).

Aus den gemittelten Werten ergibt sich eine Bodenansprache des „Murschotters“ als sandiger Kies mit geringem (bis mittleren) Steinanteil (saco'Gr).

2.1.7 Bodenphysikalische Kennwerte

Die eingebauten Proben zur Versuchsdurchführung bei den Scherversuchen wurden mit einem Konsolidierungsdruck von $\sigma_c = 550$ [kN/m²] und einer Konsolidierungszeit $t_c = 20$ [h] vorbelastet.

Bei den im Jahr 2009 durchgeführten Versuchen wurden bei gestörtem Einbau 3 Teilversuche mit Normalspannungsniveau von 100, 200 und 350 [kN/m²] durchgeführt.

Tabelle 3 Parameter "Murschotter"

	w	ρ_s	φ'	c'	$\varphi'r$
	[%]	[g/cm ³]	[°]	[kN/m ²]	[°]
Mittelwert	4.4	2.73	46.2	0	43.8
Maximalwert	6.3	2.75			
Minimalwert	2.3	2.7			
Anzahl	3	2	1	1	1

2.1.8 Körnungsbänder „Ausande“ - „Murschotter“

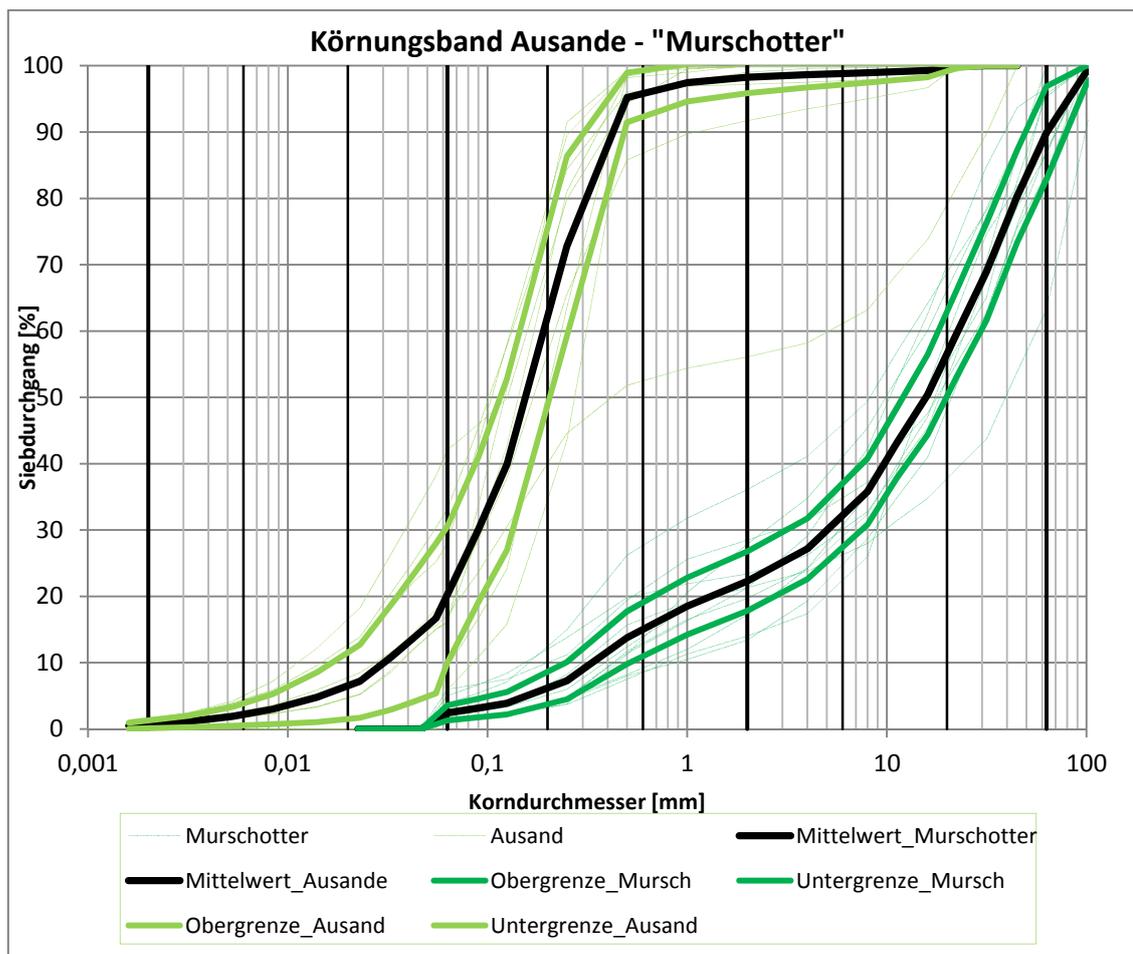


Abbildung 1 Körngrößenverteilung "Murschotter" – „Ausande“

2.2 Untergrundverhältnisse Rhein - Projekt Rhesi

Die hier dargestellten Daten basieren auf dem geotechnischen Vorgutachten, welches im Zuge der Untergrunderkundungskampagnen im Projektgebiet entlang des Alpenrheins, von Geoconsult Wien ZT GmbH/3P Geotechnik ZT GmbH erstellt wurde. Es beinhaltet die Darstellung der geologischen Verhältnisse und eine Beschreibung der Bodeneigenschaften im Projektgebiet, welches in sieben Bodentypen unterschieden wird. Für die Überlegungen zur Einmischdichtung sind jedoch nur folgende zwei Bodentypen von Bedeutung:

d) Boden B - feinsandige Schluffe

Der Boden B bildet einen wesentlichen Bestandteil der Deckschichten über den fluviatilen Kiesen, tritt aber auch in den tiefer liegenden Stauersedimenten bzw. in den Böden des Rheindeltas (Fussacher Durchstich, Abschnitt 4) auf.

e) Boden A2 - „Rheinschotter“

Hier handelt es sich um rundkörnige, sandige und steinige Kiese, welche vom Rhein und seinen Zubringern (insbesondere Ill und Frutz) abgelagert wurden. In diesen fluviatilen Kiesen sind sandige, vereinzelt auch feinkörnige Zwischenlagen bzw. Linsen eingelagert.

2.2.1 Probennahme und Laborversuche

Folgende, in Tabelle 4 gelistete, bodenmechanische Laborversuche wurden an den Ausgangsmaterialien durchgeführt.

Tabelle 4 Laborversuche Projektgebiet Rhesi

Laborversuche an den Ausgangsmaterialien	Boden B	„Rheinschotter“
Bestimmung des organischen Anteils (Glühverlust)	78	n. A.
Bestimmung des natürlichen Wassergehalts	122	n. A.
Bestimmung der Korndichte	92	n. A.
Ermittlung der Korngrößenverteilung durch Siebung	122	136
Ermittlung der Korngrößenverteilung mittels Schlämmanalyse (bei 10 % Abteil < 0,063)	122	135
Rahmenscherversuch 10 x10 x 2 cm, GK 2 mm	43	4
Rahmenscherversuch 30 x 30 x 20 cm, GK 31,5 mm	-	0
Atterberggrenzen (WL, Wp, Ip)	81	-

2.2.2 Versuchsergebnisse - Boden B („Ausande“)

- **Korngrößenverteilung**

Mit Anteilen zwischen 2 bis 51 % ist Sand hier nur der zweitrangige Bestandteil, wobei der Feinsandanteil mit bis zu 45 % überwiegt. Der Hauptanteil besteht aus Schluff und beträgt zwischen 49 bis 98 %, der Kiesanteil ist äußerst gering mit 1 % und Tonanteile im Mittel um die 6 %.

Folgernd aus den gemittelten Werten der Proben, können die Ausande als leicht plastische Schluffe (Si,L) bis hin zu Sand - Schluff - Gemisch (SaSi) angesprochen werden.

- **Bodenphysikalische Kennwerte**

Die Bestimmung der Scherfestigkeit der Schluffe erfolgte überwiegend durch Rahmenscherversuche und zwar sowohl im Zuge der Erstellung der Vorgutachten (Büro Dr. Waibel bzw. BGG Consult) als auch an Proben aus der Erkundungskampagne 2013 (3P Geotechnik ZT GmbH).

In den Vorgutachten wurden bei ungestörten Proben drei Teilversuche mit unterschiedlicher Normalspannung in einer Größenordnung von 100, 200 und 400 kN/m² ausgeführt und die Kohäsion auf $c' = 0$ gesetzt.

Die eingebauten Proben zur Versuchsdurchführung bei den Scherversuchen wurden mit einem Konsolidierungsdruck welcher der aufgetragenen Normalspannung entspricht und einer Konsolidierungszeit $t_c = 24 \text{ bis } 48 [h]$ vorbelastet.

Bei den im Jahr 2013 durchgeführten Versuchen wurden auch bei gestörtem Einbau drei Teilversuche mit deutlich geringerem Normalspannungsniveau von 25, 50 und 100 kN/m² durchgeführt. Die Proben wurden im drainierten Zustand unter Wasser abgeschert.

Die ermittelten Reibungswinkel sind weitgehend unabhängig von der Versuchsdurchführung (Normalspannungsniveau, 1 oder 3 Teilversuche).

Eine signifikante Abhängigkeit des Reibungswinkels von der Einbaudichte (Porenzahl), der Plastizität oder dem Feinkornanteil der Proben konnte nicht gefunden werden.

Die im Labor ermittelte Kohäsion lag überwiegend zwischen $c' = 0 \text{ bis } 5 [kN/m^2]$. Darunter fallen alle im Jahr 2013 durchgeführten Versuche mit Ausnahme einer ungestörten Probe aus der Bohrung KB 57/2013 (Labornummer 8256), die im Scherversuch insgesamt ein auffälliges Verhalten zeigte.

Bei den Versuchen aus den Vorgutachten wurden bei neun Versuchen eine Kohäsion von $c' = 20 \text{ bis } 30 \text{ kN/m}^2$ und bei fünf Versuchen eine Kohäsion $c' \leq 10 [kN/m^2]$ ermittelt. Die Ursache für die sehr hohen, im Versuch ermittelten, Werte ist nicht bekannt.

Insgesamt ist davon auszugehen, dass die Schluffe aufgrund ihrer geringen Plastizität und der fehlenden Vorbelastung keine nennenswerte Kohäsion aufweisen. Im teilgesättigten Zustand wirkt eine geringere scheinbare Kohäsion, welche die kurzfristige Standsicherheit steiler Böschungen oder Wandungen von Gräben bewirkt, jedoch bei Wassersättigung rasch verloren geht.

Tabelle 5 Parameter "Boden B"

	w	ρ_s	Vgl	φ'	c'	φ'_r
	[%]	[g/cm ³]	[%]	[°]	[kN/m ²]	[°]
Mittelwert	27.6	2.75	2.9	29.9	11.2	24.5
Maximalwert	43	2.86	7.5	36.1	40.0	27.6
Minimalwert	3.4	2.65	1.3	23	0.0	21.1
Anzahl	122	92	78	43	24	10

2.2.3 Versuchsergebnisse - „Rheinschotter“

- **Korngrößenverteilung**

Mit Anteilen zwischen 40 bis 70 % ist hier die dominierende Bodenart Kies mit Sandanteilen von 12 bis 32 % (schwach bis stark sandig). Der Feinkornanteil $D_{0,063 \text{ mm}} < 0.063$ beträgt zwischen 3 und 13 %, beim Steinanteil variiert der Wert, mit Ausnahme einer Probe mit 37 % (hoher Steinanteil), zwischen 0 bis 8 % (kein bis mittlerer Steinanteil).

Aus den gemittelten Werten ergibt sich eine Bodenansprache des „Rheinschotters“ als sandiger Kies bis teilweise auch gering schluffiger, sandiger Kies (si'Gr) mit geringem Steinanteil.

- **Bodenphysikalische Kennwerte**

Bei den im Jahr 2013 durchgeführten Versuchen wurden auch bei gestörtem Einbau mit nur einem Versuch und einem Normalspannungsniveau von 300 [kN/m²] durchgeführt.

Die hier dargestellten Festigkeitswerte beruhen auf der Beprobung von vier Kiesproben aus dem Damm (Bodentyp A1) mittels Rahmenscherversuche mit 100 x 100 x 20 mm Abmessung. Die Proben wurden dazu auf ein Größtkorn von 2 mm abgesiebt, sodass nur die Feinkorn- und Sandkornfraktion untersucht wurden. Die Ergebnisse sind daher als unterer Grenzwert der Scherfestigkeit der Kiese zu betrachten. Mithilfe der, auf Dhawan zurückgehende, Methode wurde eine Abschätzung des Reibungswinkels vorgenommen. Die in Tabelle 6 angeführten Werte für φ' wurden gemäß Lang et. al. rückgerechnet.

Tabelle 6 Parameter Boden A1 "Rheinschotter"

	w	ρ_s	φ'	C'	φ'_r
	[%]	[g/cm ³]	[°]	[kN/m ²]	[°]
Mittelwert	4		38.5	0	32.1
Maximalwert	6		39.7	0	37.9
Minimalwert	2		32.5	0	26.7
Anzahl	73		4	0	4

2.2.4 Körnungsbänder „Boden B“ - „Rheinschotter“

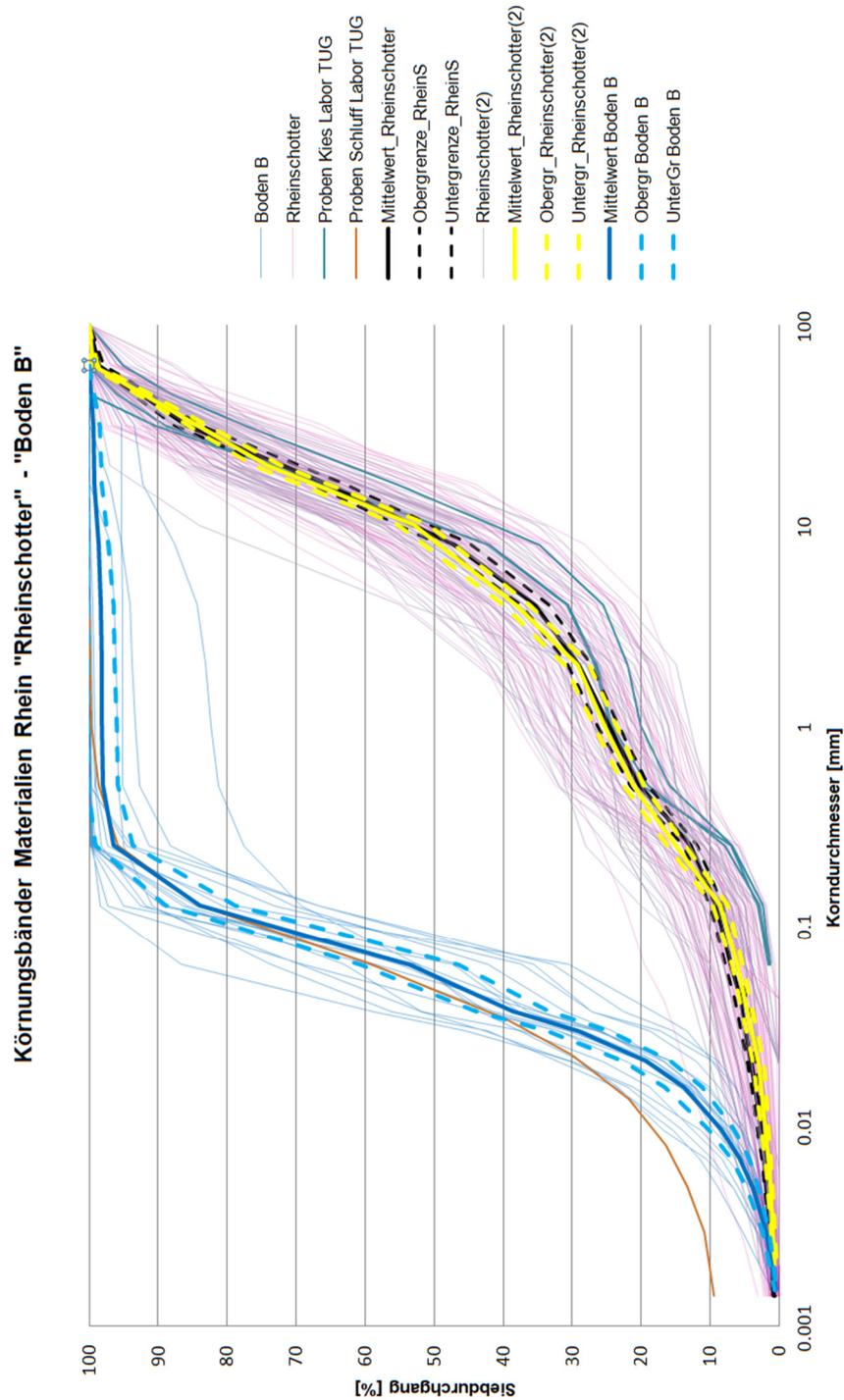


Abbildung 2 Korngrößenverteilung "Rheinschotter" - "Boden B"

3 Gegenüberstellung

3.1 Mur - Rhein

In diesem Abschnitt folgt eine Gegenüberstellung der jeweiligen Ausgangsmaterialien der untersuchten Böden an der Mur mit denen des Rheins. Dabei liegt das Hauptaugenmerk vor allem auf der Korngrößenverteilung sowie der Scherfestigkeit.

3.1.1 Vergleich „Murschotter“ - „Rheinschotter“

Wie aus Tabelle 7 ersichtlich ist, gibt es erhebliche Unterschiede bei den ermittelten Reibungswinkeln und Restscherfestigkeiten. So weist der „Murschotter“ einen um bis zu 8° höheren Reibungswinkel als der „Rheinschotter“ auf. An dieser Stelle wird auf Kapitel 2.2.3 verwiesen, in dem die Rahmenbedingungen der Versuchsdurchführung angeführt sind. Hier sind die Versuchsergebnisse mittels großer Scherbox (300 x 300 x 200 mm) abzuwarten. Bei den sonstigen Festigkeitsparametern, der Korndichte und beim Wassergehalt sind keine signifikanten Unterschiede erkennbar.

Tabelle 7 Gegenüberstellung Parameter "Murschotter" - "Rheinschotter"

Kies	Mur	Rhein
Wassergehalt w	4.4	4
Korndichte ρ_s	2.73	-
Reibungswinkel Φ'	46.2	38.5
Restscherfestigkeit Φ'_r	43.8	32.1
Kohäsion c'	0	0

Die Gegenüberstellung der Sieblinien des jeweiligen Kiesmaterials zeigt keine eklatanten Unterschiede. Hier ist auch zu berücksichtigen, dass vom „Rheinschotter“ die siebenfache Probenanzahl beprobt wurde und sich somit auch eine größere Bandbreite einstellt. Tendenziell ist der „Rheinschotter“ eher sandlastig verglichen mit dem „Murschotter“, der mehr Kiesanteile aufweist. Hinsichtlich des Feinkornanteils ist zu erwähnen, dass der Wert, dargestellt in der Sieblinie, beim „Rheinschotter“ die doppelte Menge betragen kann. Liegt der Feinkornanteil beim „Murschotter“ bei 1 bis 6%, weist der „Rheinschotter“ bis zu 13% auf. Im Vergleich der Kurven zeigt sich jedoch ein sehr ähnlicher Verlauf der beiden Materialien. Beide weisen eine intermittierende Korngrößenverteilung, bzw. eine schwächer vertretene Kornfraktion im Bereich des

Korndurchmessers von 0.5 bis 2.0 mm (Grobsande) auf. Dafür sind größere Anteile der Mittelsande vorhanden.

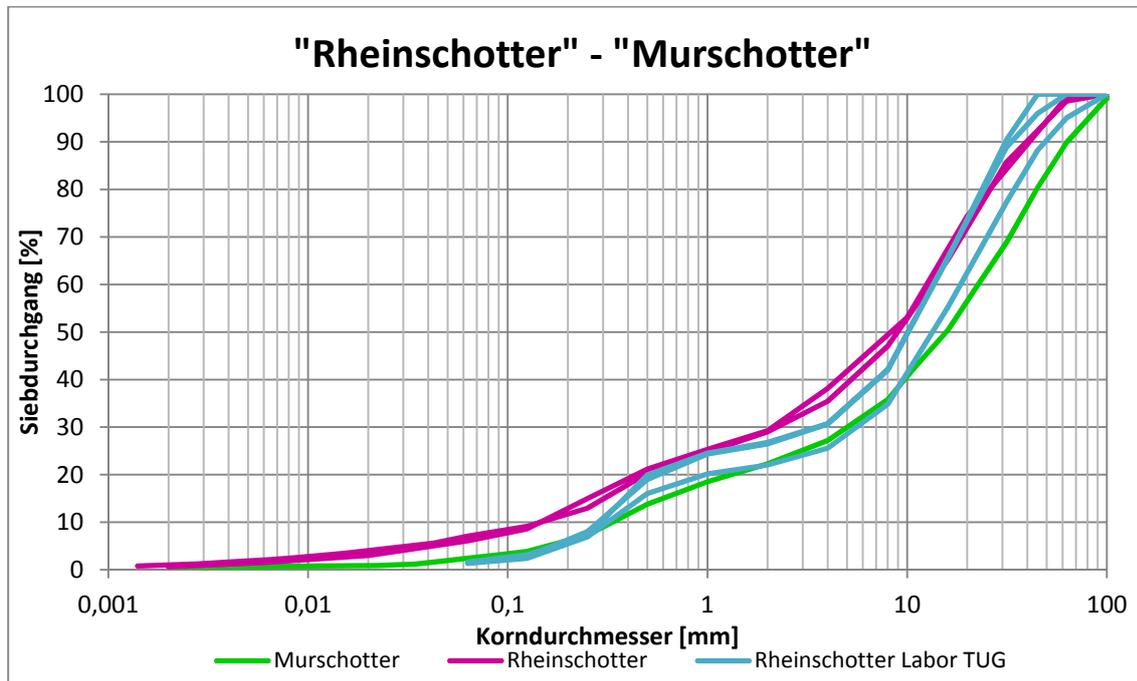


Abbildung 3 Korngrößenverteilung „Murschotter“ - „Rheinschotter“

Tabelle 8 Bestandteile Kiese

Kies	Mur	Rhein
Feinkorn < D _{0,063}	1 - 6 %	3 - 13 %
Sandanteil	12 - 32 %	9 - 32 % (24 %)
Kies	42 - 79 %	40 - 75 % (76 %)
Stein	0 - 16 %	0 - 8 %

3.1.2 Vergleich „Ausande“ - „Boden B“

Tabelle 10 zeigt, ähnlich wie bei den Kiesen zuvor, eine deutliche Differenz des Reibungswinkels der sand-dominierten „Ausande“ an der Mur und der schluff-dominierten Aulehme („Boden B“) am Rhein. Auch hier zeigt der Wert von „Boden B“ (Rhein) verglichen mit den „Ausanden“ (Mur) eine geringere Reibung.

Hierbei ist zu berücksichtigen, dass die Proben der „Ausande“ (Mur) und auch des „Murschotters“ im Jahr 2009 mit einem sehr hohen Konsolidierungsdruck von $\sigma_c =$

550 [kN/m²] vorbelastet wurden. Dieser Vorbelastungsdruck ist als sehr hoch einzu-
 stufen und kann vor allem bei dem feinkörnigeren Material, wie den „Ausanden“ (Mur),
 zu Unterschieden in den Resultaten führen. Als weiterer Punkt sind die unterschiedli-
 chen Normalspannungen anzuführen. Bei den Scherversuchen der „Ausande“ (Mur)
 wurden aufgrund von Erfahrungswerten, bei den drei Teilversuchen viermal höhere
 Normalspannungen aufgebracht als bei den Beprobungen von „Boden B“ (Rhein). Bei
 zu geringen Normalspannungen besteht die Möglichkeit, dass die Bodenpartikel, an-
 statt sich translatorisch abzuscheren, leicht rotieren und sich so aneinander abrollen,
 was einen geringeren Reibungswinkel ϕ zur Folge hätte.

Tabelle 9 Aufgebrachte Normalspannungen Scherversuche

Normalspannung σ in [kN/m ²]	„Ausande“	„Boden B“
Teilversuch 1	100	25
Teilversuch 2	200	50
Teilversuch 3	350	100

Des Weiteren weist „Boden B“ (Rhein) einen halb so hohen Wert für den Glühverlust
 auf. Für die weitere Verarbeitbarkeit des Materials ist dies als positiv zu bewerten.

Tabelle 10 Gegenüberstellung Parameter „Ausande“ - „Boden B“

Schluff/Sand	Mur	Rhein
Wassergehalt w	15.6	27.6 (18.7)
Korndichte ρ_s	2.76	2.75
Glühverlust Vgl	5.6	2.9
Reibungswinkel ϕ'	33.8	29.9
Restscherfestigkeit ϕ'_r	32.6	24.5
Kohäsion c'	27.0	11.2

Anders als bei den Kiesen ist hier ein deutlicher Unterschied der Materialien erkennbar.
 Lassen sich die Ausande der Mur als schluffige Sande (siSa) bezeichnen, ist das
 Deckschichtmaterial vom Rhein mit vermehrten Schluff Anteilen, als Sand-Schluff-
 Gemisch (SiSa) bis hin zu sandigem Schluff (saSi) zu deklarieren.

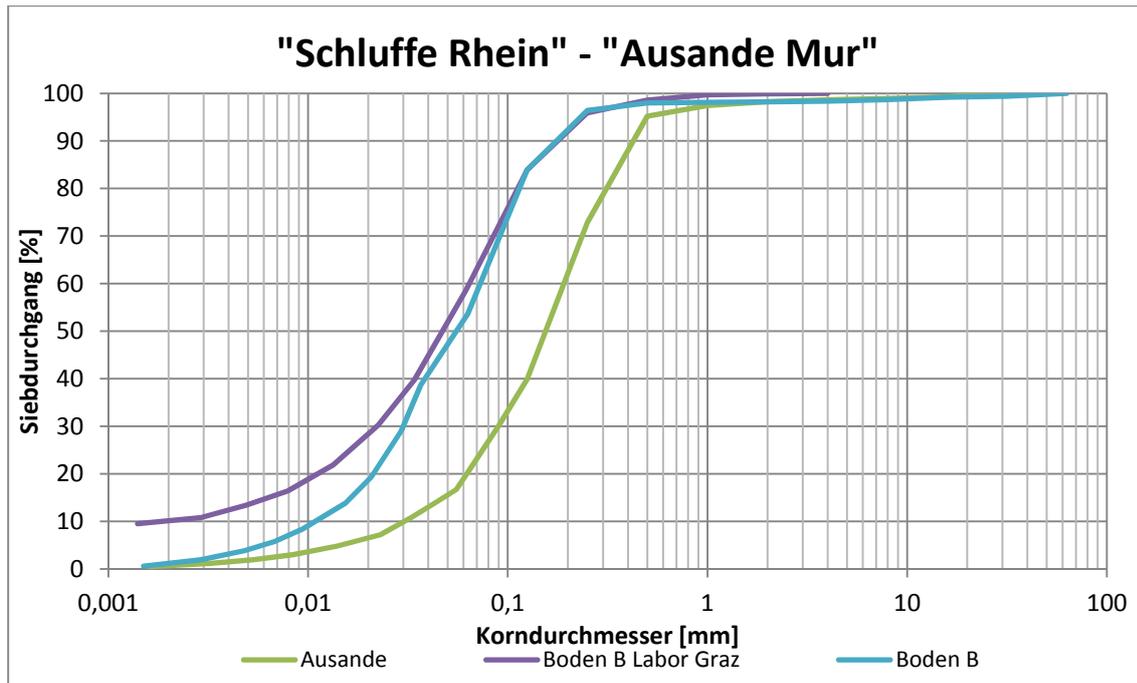


Abbildung 4 Korngrößenverteilung Mischproben Rhein - Ausande

Tabelle 11 Bestandteile Schluffe/Sande

Schluff/Sand	Mur	Rhein
Kies	8 %	1 %
Sand	61 - 94 %	2 - 51 %
Feinsande	30 - 60 %	45 %
Schluff	6 - 38 %	49 - 98 %
Ton	2 %	6 %

4 Bodenmechanische Laboruntersuchungen am Probenmaterial "Rhein"

Dieses Kapitel beschreibt die Methode und die Herangehensweise, die bei der Arbeit im Labor angewendet wurde. Aufgrund der Tatsache, dass die Herstellung von Probekörpern mit nicht-bindigen weitgestuften Böden und dem Einmischen zweier verschiedener Böden zu Varianzen führt, wird es als notwendig erachtet nicht nur das prozentanteilige Mischverhältnis zu kontrollieren, sondern auch nachträglich das dabei erhaltene Verhältnis von feiner und grober Körnung.

4.1 Methodik - Kategorisierung der Materialien

Aufgrund der Problematik weitgestufter Böden hinsichtlich der Streuung der Korngrößenverteilung bei der Herstellung von künstlichen Mischprobekörpern anhand prozentualer Mischverhältnisse, wird in weiterer Folge auf die reine prozentanteilige Bezeichnung verzichtet. Zur Qualitätssicherung und verbesserten Auswertung der Laborversuche wird ein bimodales Modell eingeführt. Dieses Modell teilt die Kornfraktionen in zwei Gruppen, wobei die feinkörnige Gruppe das Füllmaterial darstellt und die grobkörnige Fraktion das tragende Korngerüst bildet.

Zwar wird der Prozentsatz des beigemischten Materials aus der Deckschicht (Schluff) kontrolliert und angegeben, zusätzlich wird jeweils der Anteil des sogenannten Füllkorns angeführt. Dies gewährleistet eine bessere Bewertbarkeit der durchgeführten Testergebnisse aufgrund der genaueren Kenntnis der Kornverteilungskurve.

Der im Rheinlauf vorfindbare „Rheinschotter“ weist typische Merkmale eines fluvitalen Sedimentbodens auf, allen voran eine Ausfallkörnung im Bereich der Grobsande. Zudem verteilt sich die Sieblinie, beginnend von groben Schluffen bis hin zu Steinen, über mehrere Kornfraktionen hinweg.

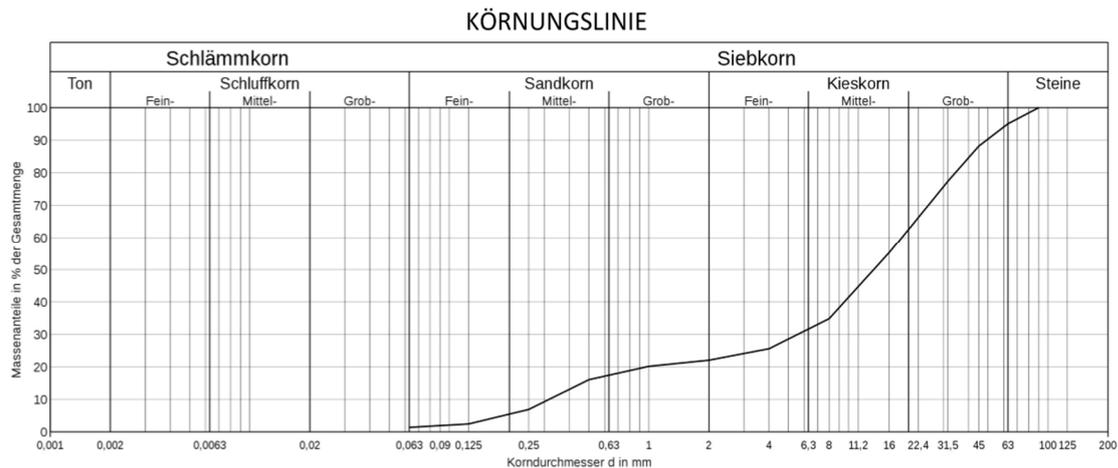


Abbildung 5 Kornverteilungskurve Rheinschotter

$$C_U = \frac{d_{60}}{d_{10}} \sim 58 \quad (1)$$

Wird nun bei der Herstellung einer Einmischdichtung sehr fein körniges Material aus der Deckschicht beigemischt, ergibt sich ein extrem weitgestufter Boden, welcher nahezu das gesamte Spektrum an Fraktionsgrößen beinhaltet. Die Verhältniszahl C_U verdeutlicht die Ungleichförmigkeit des Einmischdichtmaterials.

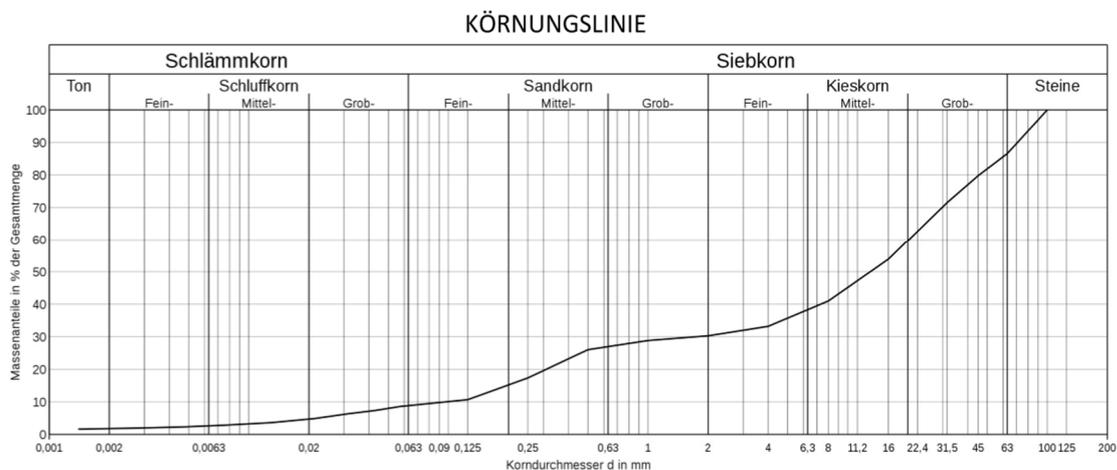


Abbildung 6 Kornverteilungskurve Einmischdichtung (85/15)

$$C_U = \frac{d_{60}}{d_{10}} \sim 207 \quad (2)$$

Abbildung 7 zeigt eine solche Sieblinie und zudem die Verteilungsdichte der Massen der einzelnen Fraktionen (Witt, 2014).

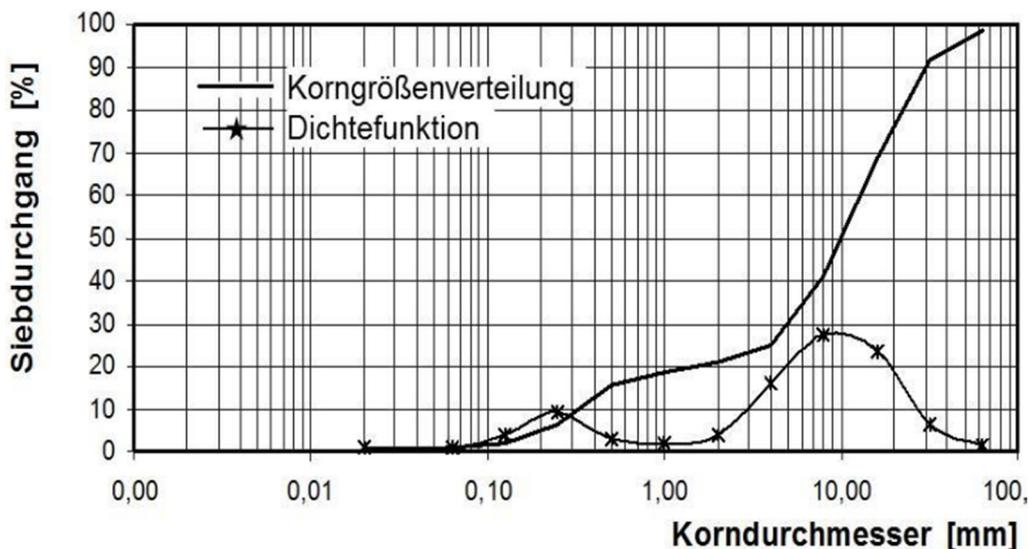


Abbildung 7 Sieblinie fluvialer Sedimentboden und Massen-Dichtefunktion (Witt, 2014)

Gut ersichtlich ist hier die bimodale Bodenstruktur mit den deutlich erkennbaren Hauptanteilen im Bereich der Fein- bis Mittelsande und der Mittelkiese.

4.1.1 Sequential Fill Test (SFT)

Der sogenannte Separation Point (d_T), welcher den Übergang von Füllmatrix zu Korn-

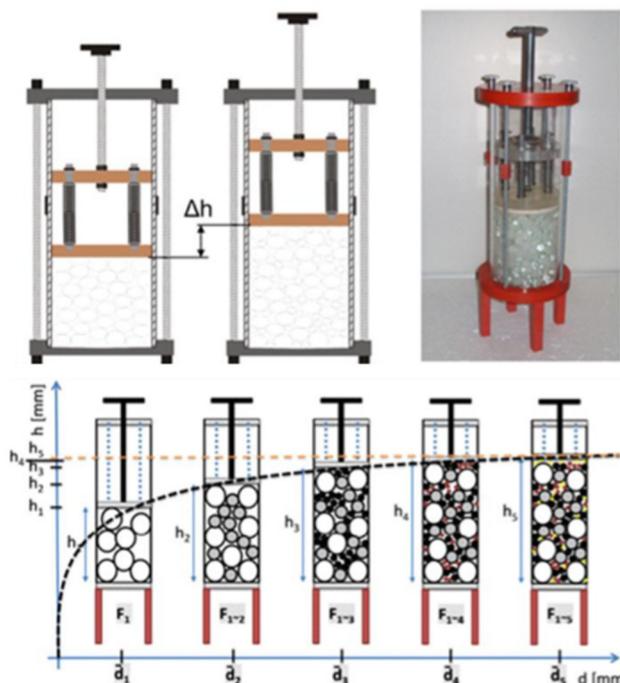


Abbildung 8 Schema Sequential Fill Test (Jentsch, et al., 2016)

gerüstmatrix darstellt, wird mittels eines *Sequential Fill Test* (SFT) eruiert. Das Prinzip dieses Tests wurde von Burenkova (1993) entwickelt. Dabei wird der Boden gesiebt, sodass er in seine Fraktionen aufgesplittet wird. Danach wird beginnend mit dem Größtkorn, Fraktion für Fraktion in eine Testvorrichtung eingebaut. Dabei wird immer das nächst feinere Korn dazugegeben. Nach jeder Auffüllung wird das Volumen bestimmt. Dieser Vorgang wird solange wiederholt bis alle Fraktionen wieder zusammengefügt sind (Jentsch et al., 2014).

Die Erkenntnis dieses Tests dient zur Bestimmung jener Partikelgrößen, welche Teil der Struktur des mechanisch tragenden Korngerüsts sind. Dies ist der Fall solange die Höhe der Probe mit jeder addierten Partikelgröße zunimmt, so die Annahme. Ändert sich die Höhe nicht weiter, kann davon ausgegangen werden, dass die zugegebenen Korngrößen die vorhandenen Poren auffüllen und nicht mehr zur Lastabtragung beitragen.

Hier ist entscheidend, dass die tragende Struktur durch das grobkörnige Material geformt wird. Wird der Test mit einer Kornverteilung durchgeführt bei der die groben Korngrößen in die Matrix des Füllmaterials eingebettet sind (Dominant Fine Matrix, DFM), findet eine Volumenzunahme, über den Separation Point hinaus, auch beim Füllkorn statt. Wie in Abbildung 9 gut sichtbar dargestellt, muss bei diesem Versuch eine Dominant Coarse Matrix (DCM) gegeben sein.

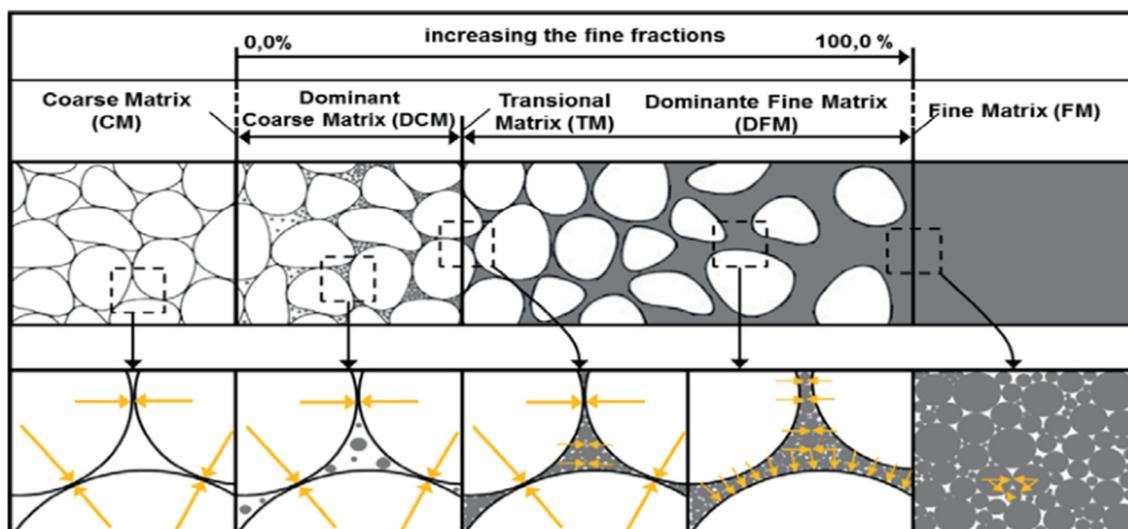


Abbildung 9 Schematische Darstellung der dominierenden Matrix abhängig vom Füllkorn (Salehi Sadaghiani, 2016)

Der *SFT* wurde daher anhand einer Einmischdichtung im Verhältnis 95/05 durchgeführt um eine *DCM* zu garantieren. Der Versuch wurde mittels einem großen Proctor-topf ($\varnothing = 250 [mm]$, $h = 200[mm]$) realisiert. Zur Lastaufbringung wurde dieser in eine Triaxialversuchsvorrichtung installiert und über eine passgenaue Eisenplatte wurden geringe Spannungen zwischen $5 - 15 [kN/m^2]$ aufgebracht. Nun wird nach jeder Kornzugabe der Abstich gemessen und die Volumensänderung bestimmt (siehe

Abbildung 10).



Abbildung 10 SFT Labor Versuch

Wird nun die Höhenänderung prozentanteilig zur eingefüllten Masse je Kornfraktion aufgetragen, so ergibt sich die in Abbildung 11 dargestellte Kurve. Der Versuch wurde bis zur Korngrößenfraktion der Feinsande (0.125 [mm]) durchgeführt. Das entspricht über 95 % der Masse der gesamten Probe. Schwierigkeiten bei der Bestimmungen des Übergangs von Füllkorn zu Korngerüst bereitet dabei auch die ausgeprägte Ausfallkörnung im Bereich der Grobsande und der Feinkiese. Aufgrund der geringen Massenanteile dieser Fraktionen und der hohen Sensitivität der Messung hinsichtlich der Lagerungsdichte und Messungengenauigkeiten, ist eine genauere Bestimmung des Separation Point äußerst schwer zu realisieren und würde auch eher einem Übergangsbereich entsprechen. Aufgrund praktischer Zwecke zur Umsetzung der Versuchsreihe im Labor wird hier der Übergangspunkt bei einer Partikelgröße von 1 [mm] festgelegt.

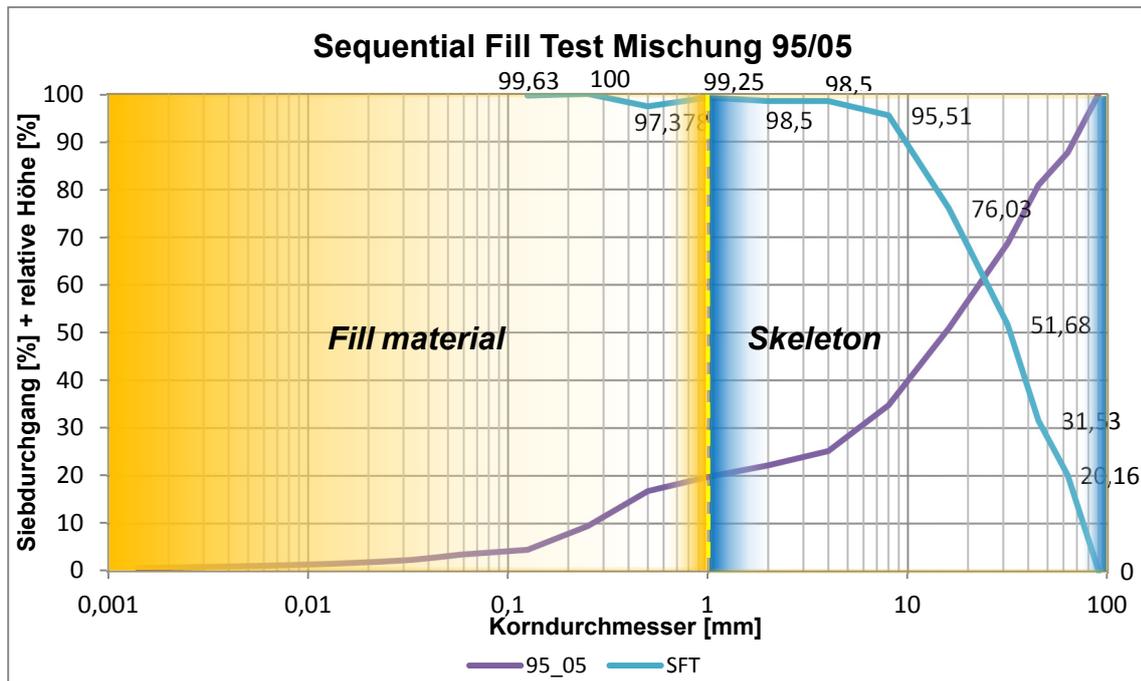


Abbildung 11 Bestimmung Separation Point d_T mittels SFT

4.1.2 Dual Matrix

Bei der Betrachtung des Zwecks der Einmischdichtung, welche zum Bau und der teilweisen Ertüchtigung des Begleitdamms entlang des Alpenrheins dient, sind allen voran folgende drei Parameter/Eigenschaften von großem Interesse:

- Festigkeitsparameter φ' , c'
- Durchlässigkeitsparameter k
- Eigenschaften der Suffosionsstabilität

Alle drei Werte werden dabei maßgeblich von der Struktur des bimodalen Korngefüges beeinflusst. Von großer Bedeutung ist daher die Kenntnis des Verhältnisses zwischen Füllkorn und Korngerüst, bei dem der Übergang von einer DCM zu einer DFM stattfindet. Diese Übergangsmatrix wird als Dual Matrix bezeichnet.

Zur Bestimmung der Dual Matrix behilft man sich eines Auffüllversuches. Dieser basiert auf einer Massen-Volumen-Messung wodurch man auf die Porenziffer rückrechnen kann. Nach der Bestimmung des Separation Point wird nun das Füllkorn variiert. Hierbei wird jede Fraktion des Füllkorn prozentanteilmäßig gesteigert und das Volumen gemessen. Nimmt nun die Masse bei gleichbleibenden Volumen zu, erhöht sich die Dichte und es kann davon ausgegangen werden, dass die Porenzwischenräume im

tragenden Korngerüst stetig aufgefüllt werden. Sobald das Volumen zunimmt, wurde die Dual -Matrix überschritten und das Füllkorn formt nun die dominierende Matrix, welche auch in die tragende Struktur eingebunden ist.

Die Testung wurde analog zum SFT mittels großem Proctortopf ($\varnothing = 250 [mm]$, $h = 200[mm]$) durchgeführt. Um eine bessere Bewertbarkeit der Versuchsergebnisse zu erhalten, wurde der Versuch jeweils an der gleichen Probe vorgenommen, um eine Streuung aufgrund der Korngeometrie zu vermeiden. Daher wurde das Material trocken getestet, um nach jedem Einbau eine Modifizierung der Probe vornehmen zu können. Eine wesentliche Entmischung des Materials konnte dabei nicht festgestellt werden, sodass keine Verzerrung der Ergebnisse zu erwarten ist.

Die dabei gemessenen Ergebnisse sind in Abbildung 12 graphisch dargestellt. Für diesen Versuch wurde der Füllkornanteil ($d < 1mm$) kontinuierlich um 2.5 % gesteigert und es zeigt sich, dass ab einem Füllkornanteil von 27.5 % die Porosität wieder zunimmt.

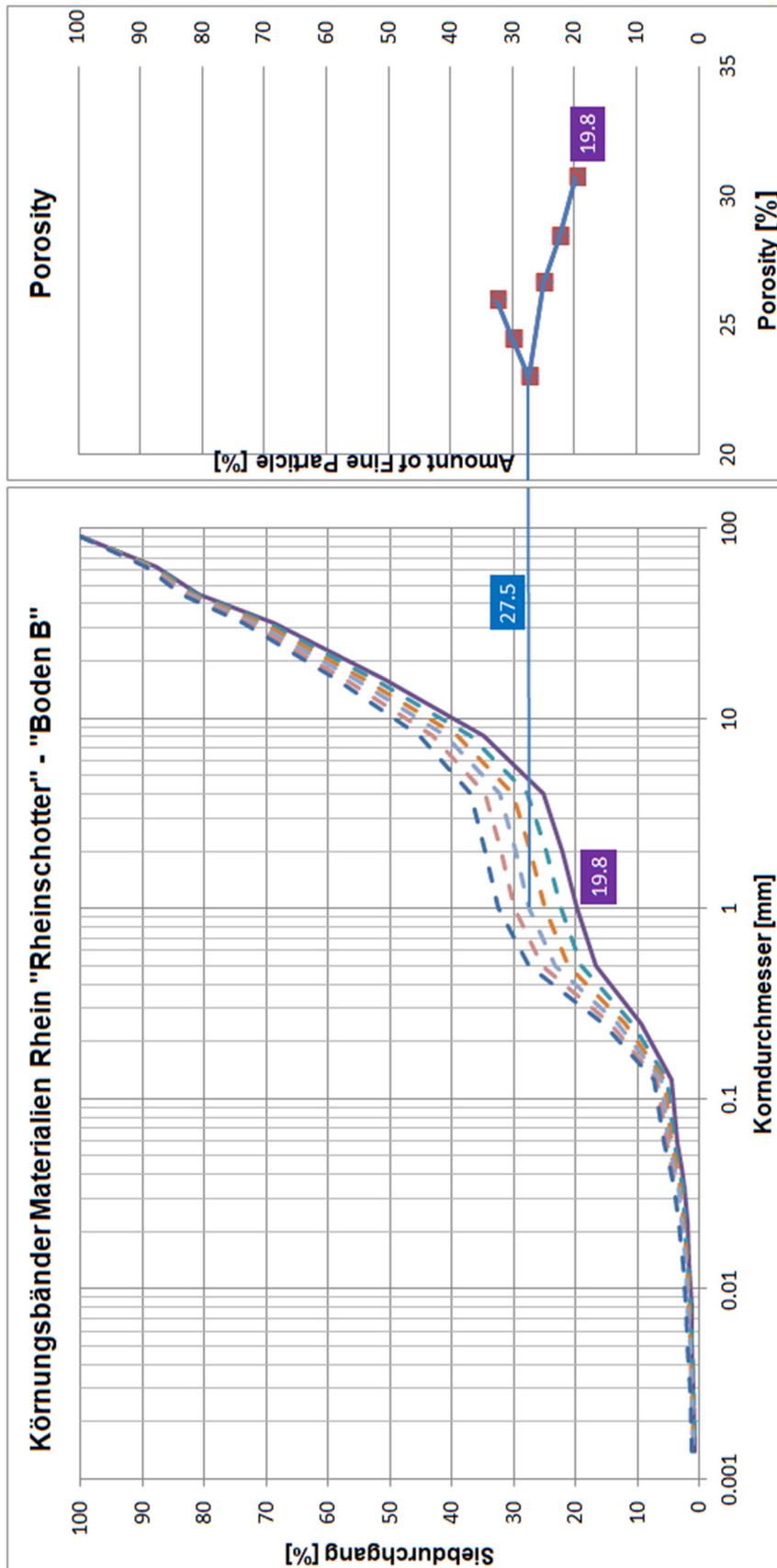


Abbildung 12 Auffülltest zur Bestimmung der Dual Matrix

4.1.3 Qualitative Bewertung anhand Dual -Matrix

Bei der Betrachtung der zu untersuchenden Parameter liefert diese Dual Matrix einige wichtige Erkenntnisse. So kann etwa hinsichtlich des Festigkeitsparameter ϕ' davon ausgegangen werden, dass, wenn eine Dual -Matrix vorliegt, noch ein Korn-zu-Korn Kontakt des groben Materials vorliegt und somit tendenziell höhere Festigkeiten zu erwarten sind. Im Zusammenhang mit der Durchlässigkeit findet hier ebenfalls ein Wechsel statt. So sind bei einer Dual -Matrix alle bestehenden Poren des tragenden, groben Korngerüsts aufgefüllt und ab diesem Punkt wird die Matrix des Füllkorns maßgebend. Analog zur Durchlässigkeit bedeutet das auch einerseits für die Stabilität gegenüber Suffosion, dass die Durchströmungsgeschwindigkeit stark herabgesetzt ist und andererseits, dass das Füllkorn in die tragende Struktur miteingebunden ist. Die Beweglichkeit einzelner Partikel ist dadurch sehr gering.

Diese Parallelen ermöglichen eine relativ schnelle erste Beurteilung der Eigenschaften des anstehenden Bodens anhand eines einzelnen Parameters, der Dual -Matrix. Anstelle eines iterativen Prozesses zur Bestimmung eines optimalen Mischverhältnisses können nun anhand eines bimodalen Modells und den daraus gewonnenen Vorkenntnissen gezielt Einmischdichtungen untersucht werden. Aufgrund dessen soll nicht ein einzelnes Mischverhältnis eruiert werden, sondern der Versuch unternommen werden, eine Bandbreite geeigneter Mischverhältnisse zu definieren, welche den realen Bedingungen in der Natur und auf der Baustelle besser gerecht werden. Diese Bandbreite, bezogen auf die Menge an feineren Einmischdichtungsmaterialien, wird idealerweise nach unten hin durch die Durchlässigkeit und Suffosionsstabilität begrenzt und nach oben hin durch die Festigkeitseigenschaften der Einmischdichtung.

5 Laborergebnisse der EMD (Bodenmechanik Labor TU Graz)

Nachfolgend werden die im Bodenmechanik Labor der TU Graz durchgeführten Versuche beschrieben und die ermittelten Ergebnisse der untersuchten Parameter bewertet und dokumentiert. Bei der Bewertung wird auf theoretische Nachweismethoden aus der Literatur zurückgegriffen oder auch anhand von empirischen Kennwerten ein Vergleich erstellt. Alle hier angeführten Versuche wurden an den Bodenproben durchgeführt, welche im Gebiet bei Mäder im Mai 2017 entnommen wurden. Es wird darauf hingewiesen, dass es sich dabei um gestörte Proben handelt, die mit der Eisenbahn angeliefert wurden. Dabei kann es bei der Entnahme durch einen Bagger und dem Einfüllen in Bigbags mit einem Fassungsvermögen von 1 [m³] oder auch beim Transport auf Schienen zu leichten Entmischungen gekommen sein.

Die Auswertungen der untersuchten Ausgangsmaterialien (Rheinschotter, Boden B) sind in den Kapiteln Vergleich „Murschotter“ - „Rheinschotter“, Vergleich „Ausande“ - „Boden B“ und Ergebnisse der Rahmenscherversuche enthalten und diskutiert.

Die Laborprotokolle der Auswertungen von den Scherversuchen und Siebungen sind in im Anhang (Kapitel 10) enthalten.

5.1 Analyse der Durchlässigkeit

5.1.1 Gesetz von Darcy

Den linearen Zusammenhang zwischen der Filtergeschwindigkeit v und dem hydraulischen Gefälle i eines durchströmten Bodenkörpers beschrieb erstmals Darcy (1803 – 1858) und ist allgemein als Darcy'sches Gesetz bekannt (Lang, 2008):

$$v = k * i = k * \frac{\Delta h}{\Delta l} = \frac{Q}{A} \quad (3)$$

v	Filtergeschwindigkeit [m/s]
k	Durchlässigkeitsbeiwert [m/s]
i	hydraulisches Gefälle
Δh	Potentialhöhe [m]
Δl	Länge durchströmter Filterkörper [m]
Q	Durchflussmenge [m ³ /s]
A	Filterquerschnittsfläche [m ²]

Dieses Grundgesetz beschreibt damit die eindimensionale Strömung in nichtbindigen Böden infolge der Erdanziehungskraft und dient als Grundlage für alle in der Ingenieurpraxis angewandten Berechnungsverfahren (Lang, 2008).

Der hier verwendete Parameter v für die Filtergeschwindigkeit beschreibt die Geschwindigkeit, die das Wasser bei einer Durchströmung bei vollen Durchflussquerschnitt des Bodenkörpers besäße. In Wirklichkeit legt das Wasser, aufgrund von Abhängigkeiten wie der Lagerungsdichte, des Porenraumes oder der Kornform und deren Durchmesser eine größere Wegstrecke zurück (siehe Abbildung 13). Daher ist die tatsächliche Fließgeschwindigkeit größer als die Filtergeschwindigkeit v und wird mit folgender Formel abgeschätzt (Lang, 2008):

$$v_r = \frac{v}{n} \quad (4)$$

v Filtergeschwindigkeit [m/s]

n Porenanteil [-]

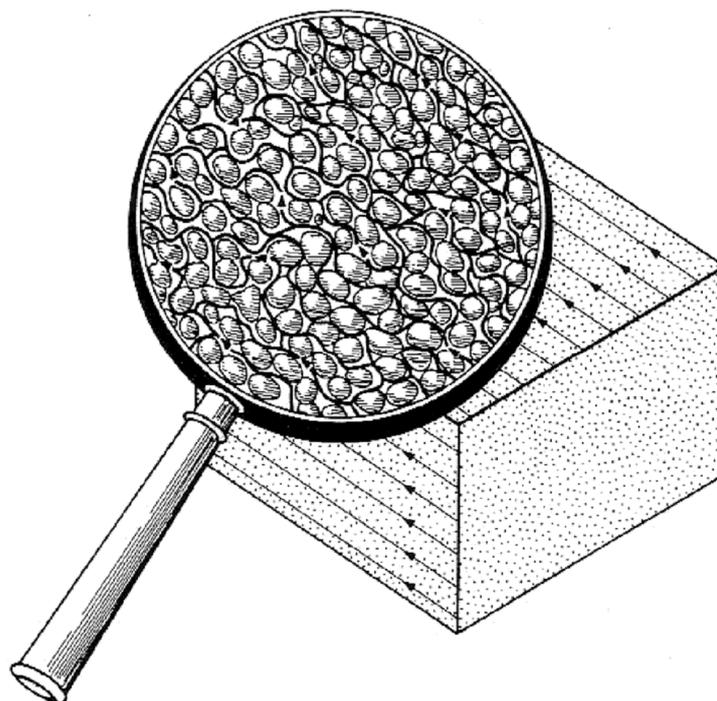


Abbildung 13 Wirkliche Durchflusslänge in einem Bodenkörper (Lang, 2008)

5.1.2 Durchlässigkeitsbeiwert k_f

Der Durchlässigkeitsbeiwert ist von verschiedenen Faktoren abhängig, variiert von Boden zu Boden und ist somit kein konstanter Wert. Allem voran hängt dieser von den Hohlräumen im Boden ab. Maßgebend ist hier die relative Weite des Hohlraumes, die

je nach Struktur und Textur des Bodens wiederum stark variiert. So weisen etwa Tone einen entsprechend großen Hohlraumgehalt auf. Aufgrund ihrer Quellfähigkeit bildet sich jedoch Haftwasser, welches die Wasserwege verengt oder auch verschließt und somit zu einem sehr geringen effektiven Durchlässigkeitsbeiwert führt. Weist ein Boden eine ausgeprägte Schichtung auf, kann es zu größeren Abweichungen von horizontaler zu vertikaler Durchströmungsrichtung kommen (Lang, 2008).

Des Weiteren haben die Viskosität, die Temperatur und der Chemismus Einfluss auf den Durchlässigkeitsbeiwert. So ändert sich zum Beispiel die Viskosität mit zunehmender Temperatur und es ist notwendig die Durchlässigkeit bei gleicher Temperatur zu bestimmen. In der Regel wird hier der k_f -Wert bei 10°C Wassertemperatur angegeben, da dies der durchschnittlichen Temperatur des Grundwasserleiters entspricht. Weil diese Temperatur bei Durchführung der Versuche meist nicht vorherrscht, erfolgt nachträglich eine Umrechnung mittels eines Vergleichswertes $k_{f,10^\circ C}$ nach Poiseuille (siehe Tabelle 12 Temperatur Korrekturbeiwert α Tabelle 12) (Lang, 2008).

Tabelle 12 Temperatur Korrekturbeiwert α (Lang, 2008)

Temperatur Θ in [°C]	5	10	15	20	25
α	1,158	1,000	0,874	0,771	0,686

Von nicht unerheblicher Bedeutung sind hierbei auch die Lagerungsdichte und der Sättigungsgrad. Infolge einer dichten Lagerung werden die Hohlräume verringert oder geschlossen. Bei teilgesättigten Böden verengen Luftporen den Querschnitt und setzen somit die Durchlässigkeit herab. Die Durchführung der Laborversuche findet daher immer an voll gesättigten Proben statt (Lang, 2008).

In Tabelle 13 sind für die verschiedenen Kornfraktionen empirische Durchlässigkeitswerte aufgelistet, welche mit folgender Formel berechnet werden:

$$k_f = \frac{v}{i} \quad (5)$$

v Filtergeschwindigkeit [m/s]

i hydraulisches Gefälle

Tabelle 13 Empirische Durchlässigkeiten nach Schulze/Muhs 1967 (Lang, 2008)

Bodenart	kf (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	$10^{-10} - 10^{-5}$	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: $10^{-12} - 10^{-10}$

5.1.3 Standrohr nach RVS 11.06.27 zur Ermittlung der Durchlässigkeit im Labor

Anhand der ermittelten Dual -Matrix in Kapitel 4.1.2 wurden gezielt Einmischdichtungen untersucht, um das Verhalten der Durchlässigkeit im Bereich der Dual -Matrix zu analysieren. Dafür wurden die Mischverhältnisse teilweise nachträglich auf ihren Füllkornanteil geprüft und teilweise auch schon im Vorhinein dementsprechend auf einen bestimmten Füllkornanteil modifiziert.

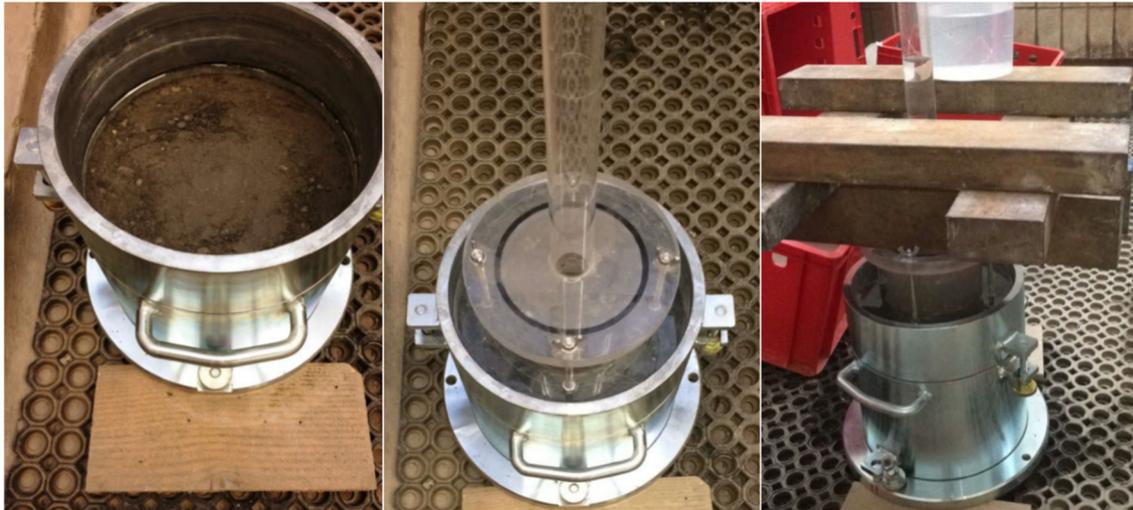


Abbildung 14 Aufbau Standrohrversuch im Labor

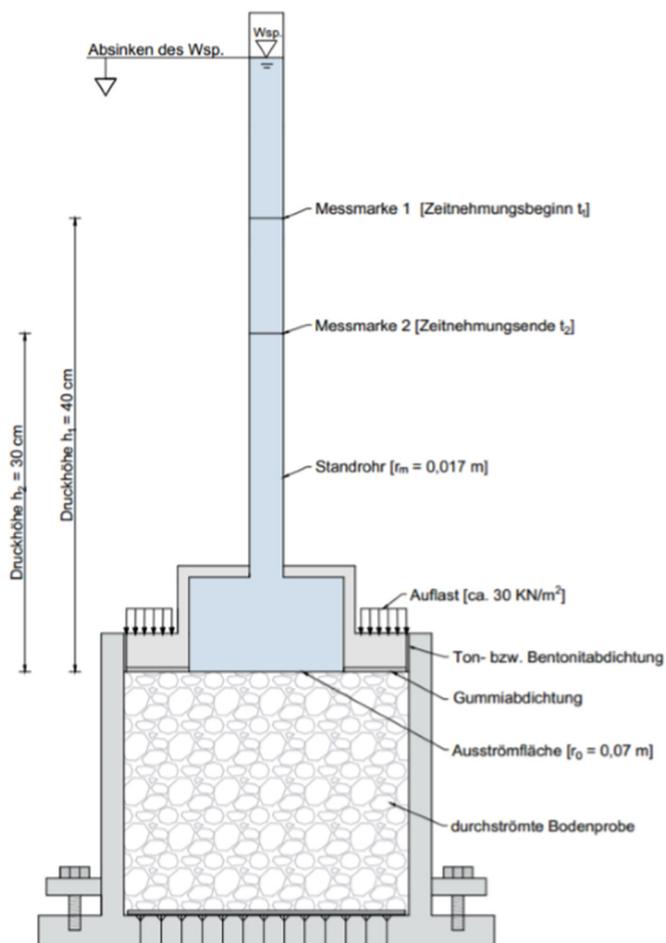


Abbildung 15 Schema Standrohrversuch zur Ermittlung der Durchlässigkeit (Berger, 2017)

Der Standrohrversuch wird mit Hilfe eines großen Proctortopfes durchgeführt ($h = 28 \text{ cm}$; $\varnothing = 25 \text{ cm}$). Dafür werden die Bodenproben in drei Lagen mit der Proctordichte ρ_{Pr} eingebaut. Danach wird das Standrohr mit Ton abgedichtet, aufgesetzt und durch Eisenbarren beschwert. Die Proben werden für 24 Stunden gesättigt, bevor mit der Messung begonnen werden kann.

Gemessen wird die Druckhöhe zum Zeitpunkt t_1 und t_2 sowie die Temperatur. Mit nachfolgender Formel wird anschließend die Durchlässigkeit bestimmt.

$$k_{10} = \alpha * \frac{r_m^2}{0.88 * r_0 * \Delta t} * \ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right) \quad (6)$$

- α Temperaturkorrekturkoeffizient [-]
- r_m Radius Standrohr [m] (Standardabmessung: 0.017 m)
- r_0 Radius Ausströmfläche [m] (Standardabmessung: 0.07 m)
- Δt Versuchsdauer [sec] ($t_1 - t_2$)
- h_1 Druckhöhe zur Zeit t_1 [m]
- h_2 Druckhöhe zur Zeit t_2 [m]

Tabelle 14 Eruierte Werte Standrohr

Versuch	Füllkorn <1 mm	k_{10}	ρ_d
	[%]	[m/s]	[g/cm ³]
Rheinschotter	23.0	2.03E-05	2.2445
25.0 <1 mm	25.0	9.97E-06	2.1498
27.5 <1 mm	27.5	3.37E-06	2.1827
85/15	32.0	4.91E-07	2.1858
80/20	35.7	2.21E-07	2.1448

Durchlässigkeit Einmischdichtung

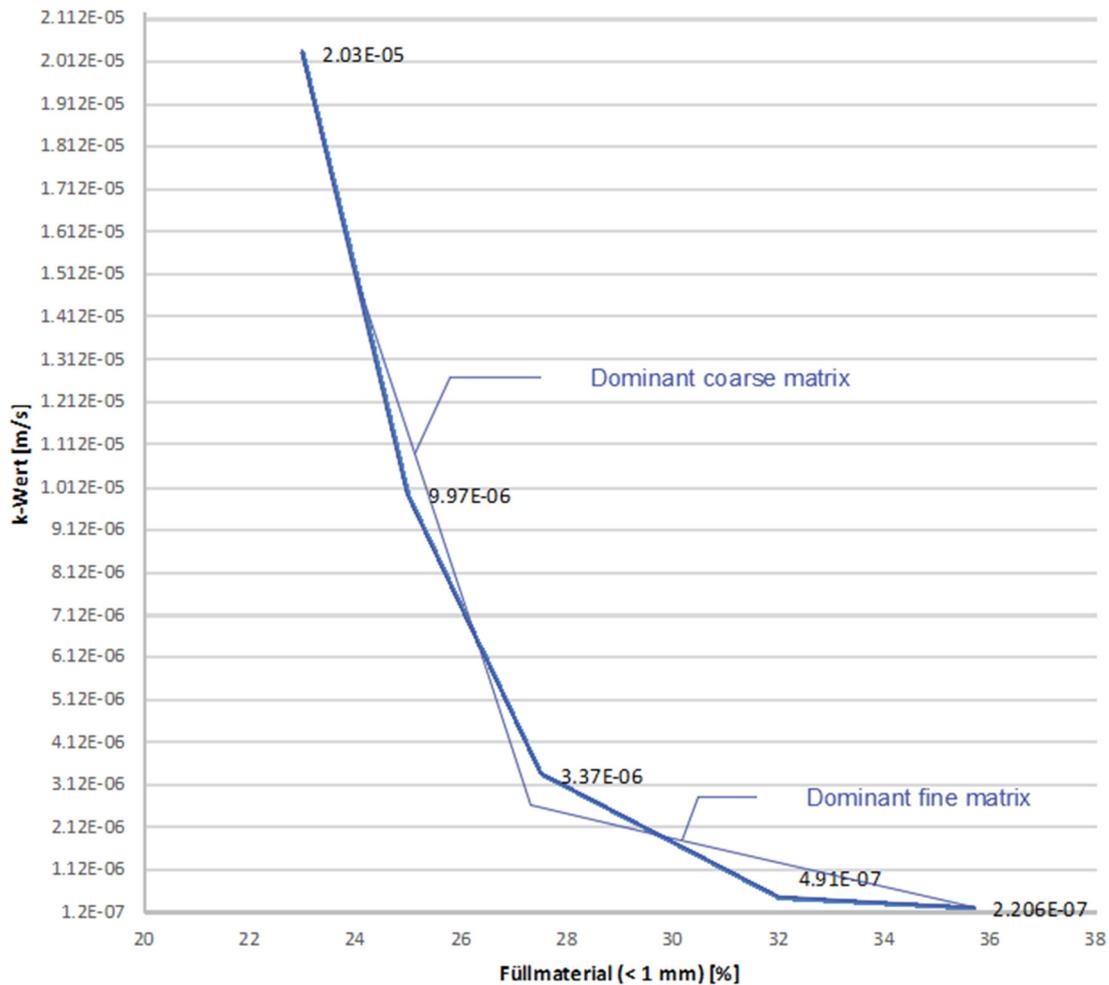


Abbildung 16 Ergebnisse Standrohrversuch Labor

Die in Abbildung 16 dargestellten Ergebnisse zeigen die abnehmende Durchlässigkeit mit zunehmendem Füllkornanteil. Im Bereich der zuvor bestimmten Dual -Matrix (27.5% < 1mm) ist zudem eine deutlich flachere Abnahme der Durchlässigkeit festzustellen. Demnach hat der Füllgrad der groben Poren großen Einfluss auf die Durchlässigkeit, ab der Dual -Matrix wird das Füllkorn maßgebend (siehe Tabelle 13) und es stellt sich nur noch eine leichte Abnahme der Durchlässigkeit ein.

Die Durchlässigkeiten sind allgemein als sehr niedrig zu bewerten. Zurückzuführen ist dies vor allem auf die Korngrößenverteilung des Bodens. Die Körnungslinie weist eine relativ gute Abstufung auf, wodurch die Hohlräume jeweils von der nächst kleineren Fraktion gut aufgefüllt werden. In Abbildung 17 ist die ausgebaute Bodenprobe für den Standrohrversuch bei einem Füllkornanteil von 32.0 % (Mischverhältnis 85/15) dargestellt. Gut sichtbar wird hier der verlängerte Durchflussweg aufgrund der weitgestreuten

Geometrie der Körnungslinie. Der Chemismus wurde bei den Untersuchungen nicht näher betrachtet.



Abbildung 17 Probekörper Standrohr Einmischdichtung 85/15

5.2 Analyse der Festigkeit

Die Scherfestigkeit beschreibt nach DIN 18137 die Schubspannung, die in einem Spannungszustand herrscht, der die Grenzbedingungen erfüllt und das Versagen des Bodens zufolge hat. Spricht man von der „Festigkeit“, ist in der Bodenmechanik stets von der Scherfestigkeit die Rede (Schmidt, Buchmaier, & Vogt-Breyer, 2014).

5.2.1 Scherfestigkeit τ_f - Scherparameter φ' und c'

- **Scherfestigkeit τ_f**

Zur Bestimmung der Tragfähigkeit des Untergrundes wird die effektive Scherfestigkeit τ'_f verwendet. Die wirkenden effektiven Spannungen müssen dafür bekannt sein. Im Labor besteht die Möglichkeit, die effektive Scherfestigkeit τ'_f in Abhängigkeit der effektiven Spannungen σ' mittels Rahmenscherversuch mit langsamer Schergeschwindigkeit, drainierte Triaxialversuche oder auch durch konsolidierte, undrainierte Triaxialversuche ermittelt werden (Boley, 2012).

Beschrieben wird die Schergerade durch das Mohr Coulomb'sche Gesetz:

$$\tau_f = c + \sigma * \tan\varphi \quad (7)$$

Ein entscheidender Faktor für die Scherfestigkeit τ_f gesättigter, bindiger bzw. nichtbindiger Böden in Abhängigkeit von den totalen Normalspannungen σ sind hierbei die Entwässerungsbedingungen im Boden selbst. Bei einem, unter der Normalspannung $\sigma = \sigma'$, konsolidiertem Boden sind die Schergeraden für totale und effektive Spannungen identisch, solange die Entwässerung während der Scherbeanspruchung nicht verhindert ist. Die dadurch eruierten Scherparameter $\varphi_d = \varphi'$ und $c_d = c'$ werden als drainierter Reibungswinkel bzw. als drainierte Kohäsion bezeichnet (Boley, 2012).

Wird die Entwässerung bei einer Scherbeanspruchung verhindert, ergibt sich für totale und effektive Spannungen eine unterschiedliche Schergerade. Für die totale Schergerade ergeben sich die entsprechenden Scherparameter zu φ_{cu} bzw. c_{cu} und werden als konsolidierte(r) undrainierte(r) Reibungswinkel/Kohäsion bezeichnet. Der Reibungswinkel φ_{cu} ist kleiner als φ' . Mittels eines konsolidierten, undrainierten Triaxialversuches oder durch einen konsolidierten Rahmenscherversuch mit hoher Schergeschwindigkeit kann die konsolidierte, undrainierte Scherfestigkeit τ_f ermittelt werden (Boley, 2012).

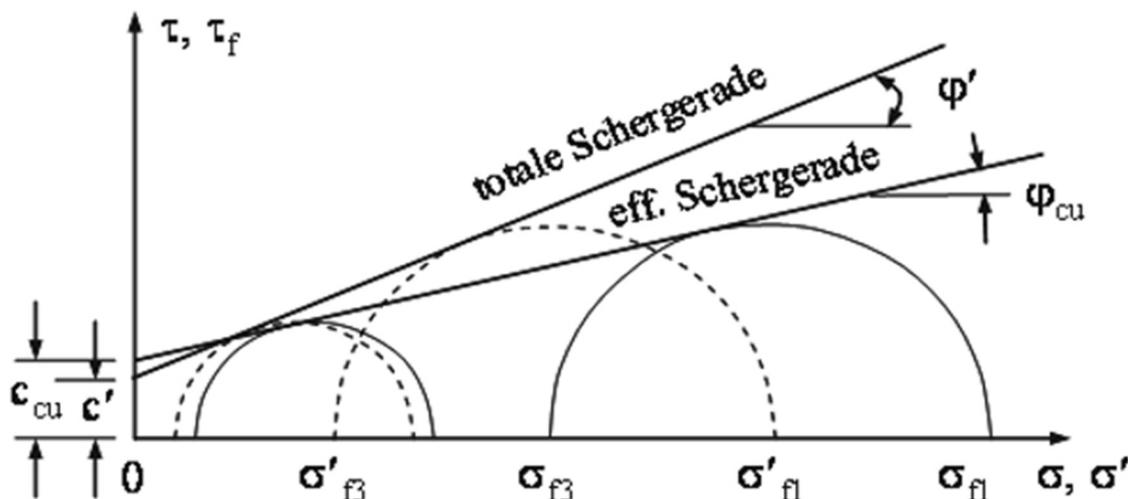


Abbildung 18 konsolidierte, undrainierte Scherfestigkeit (Boley, 2012)

• **Restscherfestigkeit $\tau_{f,res}$, Scherfestigkeit τ_f teilgesättigter Böden**

Die Darstellung der Restscherfestigkeit $\tau_{f,res}$ erfolgt meist in Abhängigkeit von der effektiven Spannung σ' . Hierbei wird die Kohäsion c_{res} der Restfestigkeit näherungsweise bei Null angenommen. Somit schneidet die Schergerade der Restfestigkeit den Nullpunkt (siehe Abbildung 19).

Für teilgesättigte Böden kann die Scherfestigkeit τ_f in Abhängigkeit von der Netto-Normalspannung σ dargestellt werden (Abbildung 19). Jedoch ist τ_f nun auch abhängig vom Wassergehalt w und kann durch die folgende Gleichung dargestellt werden:

$$\tau_f = c(w) + \sigma * \tan\varphi(w) \tag{8}$$

Mit zunehmendem Wassergehalt w nimmt die Kohäsion $c(w)$ ab, wohingegen der Reibungswinkel $\varphi(w)$ näherungsweise konstant bleibt (Boley, 2012).

Bei grobkörnigen Böden wie z. B. Kiesen ist die Scherfestigkeit τ_f bei Teilsättigung etwa gleich wie im gesättigten, drainierten Zustand. Zu Unterschieden bei der Scherfestigkeit kann es bei teilgesättigten Feinsanden kommen, da hier infolge der Kapillarwirkung eine erhöhte Scherfestigkeit wirkt als bei entsprechenden Feinsanden im gesättigtem Zustand (Boley, 2012).

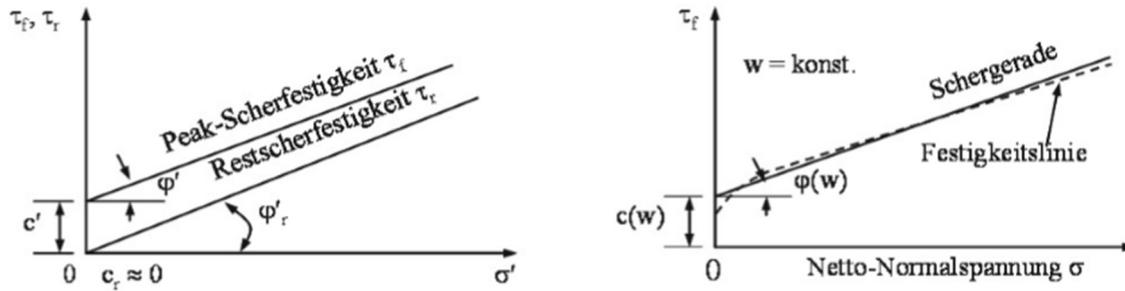


Abbildung 19 Restscherfestigkeit (li.), Schergerade teilgesättigter Böden (re.) (Boley, 2012)

• Scherparameter φ' und c'

Der effektive Reibungswinkel φ' wird von mehreren Faktoren beeinflusst. Zum einen spielt die Mineralzusammensetzung eine wichtige Rolle. Hierzu sind in Tabelle 15 einige Erfahrungswerte für verschiedene Mineralien aufgelistet (Boley, 2012).

Tabelle 15 empirische Werte φ' und $\varphi'_{res.}$ für reine Mineralien (Boley, 2012)

Mineral	φ'_a (°)	$\varphi'_{res.,b}$ (°)
Montmorillonit	7.5 - 16	4 - 10
Illit	16.5 - 25.5	-
Kaolinit	24.5 - 31	15
Glimmer	-	16 - 26
Quarz	30 - 45	30 - 35

a) nach Olson, b) nach Kenney

Zum anderen wirken sich die Korngrößenverteilung, die Lagerungsdichte, die Kornform und die Oberflächenrauigkeit der Körner auf den effektiven Reibungswinkel φ' aus. Je größer, dichter gelagert, ungleichmäßiger und kantiger die Kornform und je rauer die Kornoberfläche ist, desto größer ist φ' .

Tabelle 16 Empirische Werte für φ' und $\varphi'_{res.}$ von nichtbindigen Böden (Boley, 2012)

Bodenart	φ' (mitteldicht)	φ' (dicht)	$\varphi'_{res.}$
Feinsand	28 - 32	30 - 34	26 - 30
gleichmäßiger Fein- bis Mittelsand	30 - 34	32 - 36	26 - 30
ungleichmäßiger Sand	34 - 40	38 - 46	30 - 34
sandiger Kies	36 - 42	40 - 48	32 - 36

Zur Abschätzung des Reibungswinkels φ' wurden Korrelationsbeziehungen zwischen φ' und der Anfangsporenzahl e aufgestellt. Eine solche Beziehung ist die Korrelation nach (Schultze, 1975)

$$\varphi' = \operatorname{arccot}(3.36 * e + 0.005) \quad (9)$$

und jene von (Teferra, 1975)

$$\varphi' = \operatorname{arccot}(a * e + b) \quad (10)$$

$$\begin{aligned} a &= 2.105 + 0.097 * d_{85}/d_{15} \\ b &= 0.845 - 0.398 * a \end{aligned}$$

Hinsichtlich der Kohäsion c' kann davon ausgegangen werden, dass bei nichtbindigen Böden $c' = 0$ vorherrscht oder nur eine geringfügige Kohäsion wirkt. Das Auftreten höherer Werte kann auf eine Verzahnung (interlocking) zurückgeführt werden. Genau genommen handelt es sich hierbei nicht um Kohäsion im strengen Sinne, sondern um einen Überschuss an Scherfestigkeit aufgrund einer überkritischen Verdichtung des Bodens, auch als Dilatanz bekannt. Mit fortgeschrittener Scherung/Auflockerung und bei $\sigma' = 0$ geht dieser Effekt verloren. Die Annahme, die gekrümmte $\tau_f(\sigma')$ -Kurve durch eine Gerade zu approximieren, beruht auf praktischen Gründen. Der sich ergebende Achsenabschnitt $c > 0$ ist dadurch eine rein rechnerische Größe. Die Linearisierung der $\tau_f(\sigma')$ -Kurve ist somit nur für einen gewissen σ' -Bereich sinnvoll (Kolymbas, 2011).

5.2.2 Rahmenscherversuch (Direkter Scherversuch)

Das Prinzip des Rahmenscherversuches (direct shear test) nach *Krey* und *A. Casagrande*, beruht auf zwei übereinander liegenden starren Rahmen, in denen die Bodenprobe eingebracht wird. Anschließend erfolgt die Konsolidierung der Probe mittels einer aufgebrachten vertikalen Last. Durch Verschiebung der Rahmen wird der Probekörper abgeschert. Mindestens drei Proben werden bei unterschiedlichen vertikalen Lasten abgeschert und dabei wird in Abhängigkeit vom Scherweg der Scherwiderstand gemessen. Wird die Probe nach der Konsolidation unter drainierten Bedingungen langsam abgeschert, spricht man von einem „konsolidierten, drainierten Rahmenscherversuch“. Bei schnellem Abscheren nach der Konsolidation unter undrainierten Bedingungen liegt ein „konsolidierter, undrainierter Rahmenscherversuch“ vor (Boley, 2012).

Obwohl die Ausführungen der Rahmenschergeräte variieren, soll jeweils die Gewissheit bestehen, dass die aufgebrachte Spannung durch die Normalkraft in der Scherflä-

che der Probe wirkt und die Änderung der Dicke der Probe nicht behindert wird. Neuere Versionen verhindern zudem ein Verkappen des Belastungsstempel (siehe Abbildung 20), sodass während des gesamten Abschervorgangs eine Parallelität gegeben ist.

Trotz der, durch die Versuchsvorrichtung erzwungenen horizontalen Scherfuge bleibt das Deformationsfeld innerhalb der Probe unbekannt. Weshalb die berechnete Schubspannung nicht über die Dehnung, sondern über den Scherweg aufgetragen wird (Kolymbas, 2011).

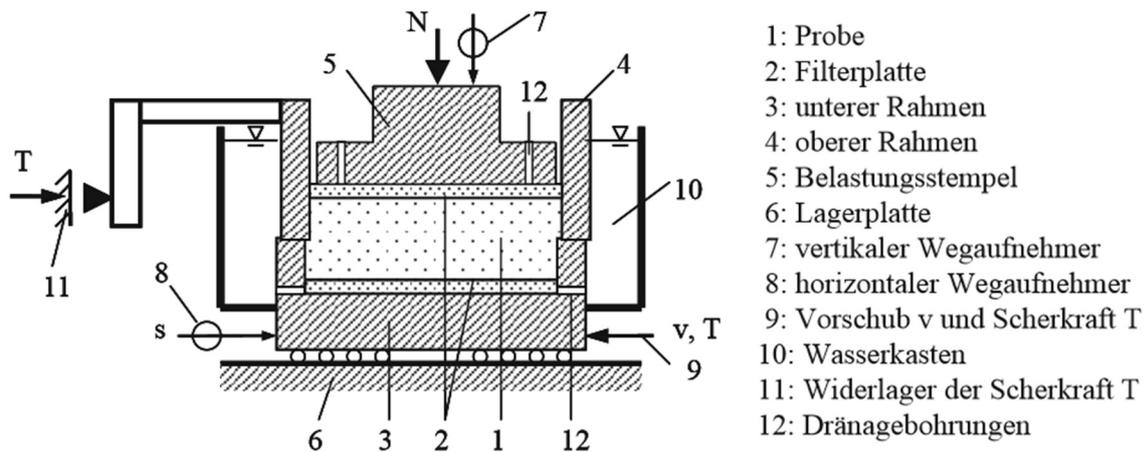


Abbildung 20 Schema einer Scherbox (Boley, 2012)

Im Zuge der Probenherstellung können die Bodenproben ungestört oder aufbereitet, wassergesättigt, teilgesättigt oder trocken sein. Bei der Testung von nichtbindigen oder aufbereiteten bindigen Böden werden die Probekörper direkt im Scherrahmen hergestellt. Die angestrebte Dichte und der Wassergehalt dürfen hierfür vor der Versuchsdurchführung bestimmt werden (Boley, 2012).

Für die Versuchsdurchführung sind die Wahl der aufzubringenden Konsolidierungsspannung, die Normalspannung beim Abschervorgang und die Geschwindigkeit des Abscherens essentiell. Bei nichtbindigen Böden müssen hierzu verschiedene Werte für die aufzubringende Normalspannung gewählt werden, die den Spannungsbereich der praktischen Anwendung abdecken, um die Scherfestigkeit in Abhängigkeit der Spannung bei gleicher Anfangsporenzahl zu bestimmen.

Beim konsolidierten, drainierten Scherversuch darf die Schergeschwindigkeit maximal so groß sein, dass durch den Schervorgang kein Porenwasserdruck entsteht. Anders beim konsolidierten, undrainierten Scherversuch, hier muss die Schergeschwindigkeit

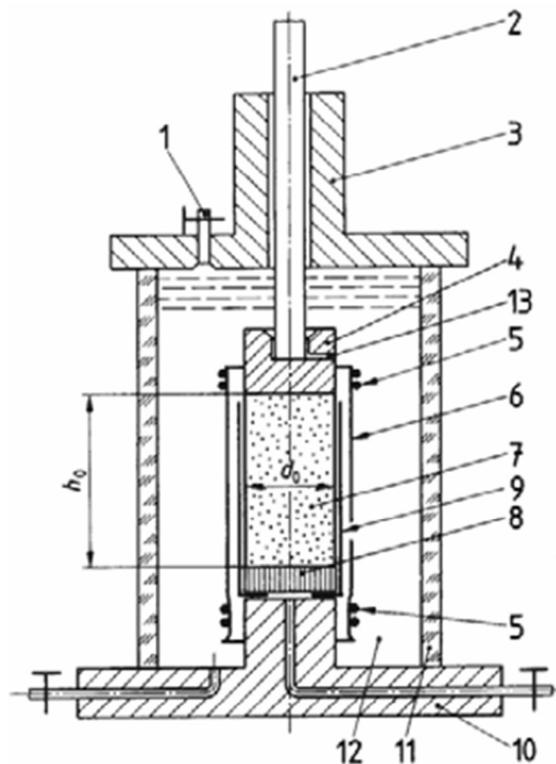
entsprechend groß sein, damit die Probe so wenig wie möglich entwässert werden kann (Boley, 2012).

Zur Bestimmung der Scherfestigkeit wird die Probe entsprechend lange abgeschert, bis eine deutliche Überschreitung des Größtwertes beim Scherwiderstand feststellbar ist. Die Restscherfestigkeit beim drainierten Versuch ist darüber definiert, dass bei Fortlaufen des Abschervorganges kein weiterer Abfall des Scherwiderstandes mehr feststellbar ist (Boley, 2012).

5.2.3 Triaxialversuch

Verglichen mit dem Rahmenscherversuch können mittels eines Triaxialversuches neben den Festigkeitseigenschaften auch die Verformungseigenschaften von Böden ermittelt werden.

Das Prinzip des Triaxialversuches beruht auf einer zylindrischen Probe, umschlossen von einer wasserundurchlässigen Membran, die in der ersten Phase durch einen isotropen Spannungszustand ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$) belastet und ggf. auch konsolidiert wird. In der darauffolgenden Phase wird bei konstantem Zelldruck σ_3 , die Hauptspannung σ_1 in vertikaler Richtung erhöht und so die Probe abgeschert. Je nach Versuchstyp kann die Drainage geöffnet oder geschlossen werden. Zudem besteht die Möglichkeit die vertikale Verschiebung und ggf. den Porenwasserüberdruck und die Volumensänderung der Probe zu messen und zu bestimmen (Boley, 2012).



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

Abbildung 21 Schema einer Triaxialzelle (Boley, 2012)

Im Zuge der Probenherstellung können die Bodenproben ungestört oder aufbereitet aus gestörtem Material, wassergesättigt oder teilgesättigt abgeschert werden. Um keine verfälschten Ergebnisse zu erhalten, sollten gewisse Maße beim Größtkorn im Verhältnis zur Probengröße nicht überschritten werden. Hierbei sollte das Größtkorn bei einer ungleichmäßigen Körnung maximal 1/5 des Probekörperdurchmessers betragen und bei gleichförmigen Böden 1/10 nicht überschreiten (Boley, 2012).

Mit den gemessenen Werten kann ein konsolidierter, undrainierter Versuch folgendermaßen ausgewertet werden. Die Querschnittfläche während der Versuchsdurchführung ergibt sich aus:

$$A = \frac{V_0}{h_0 - \Delta h} = \frac{A_0}{1 - \varepsilon_1} \quad (11)$$

V_0 Anfangsvolumen des Probekörpers

A_0 Anfangsquerschnittfläche der Probe

Die effektive Axialspannung beträgt:

$$\sigma'_1 = \frac{p - P_0}{A} + \sigma_3 - u \quad (12)$$

- P_0 Stempelkraft infolge Zeldruck σ_3
- u gemessener Porenwasserdruck

In Abhängigkeit der Stauchung ε_1 kann nun der deviatorische Spannungsanteil $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ und der Porenwasserdifferenzdruck $\Delta u = u - u_0$ aufgetragen werden (Abbildung 22).

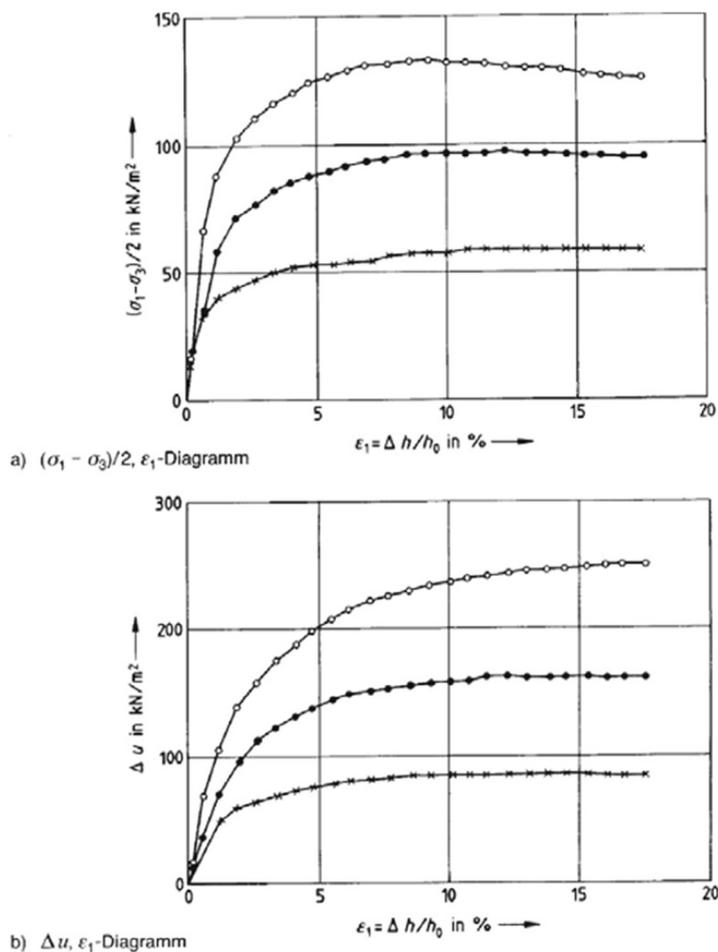


Abbildung 22 CU-Versuch (Boley, 2012)

Der effektive Spannungspfad kann mittels der beiden Achsen $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ und $(\sigma'_1 - \sigma'_3)/2$ in einem Diagramm dargestellt werden (Abbildung 23).

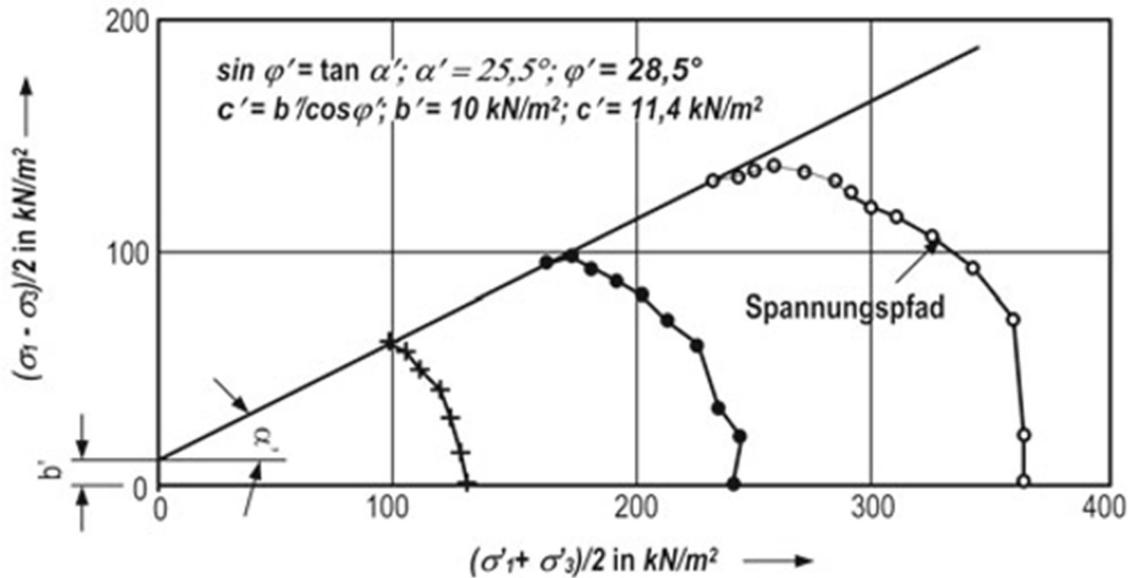


Abbildung 23 $(\sigma_1 + \sigma_3)/2$, $(\sigma'_1 - \sigma'_3)/2$ CU-Diagramm (Boley, 2012)

Aus der Umhüllenden der Spannungspfade und der $(\sigma'_1 - \sigma'_3)/2$ -Achse ergibt sich der α' -Winkel und am Schnittpunkt mit der Ordinate der b' -Wert. Aus diesen beiden Parametern können in weiterer Folge die effektiven Scherparameter φ' und c' bestimmt werden. Die Beziehungen dazu lauten (Boley, 2012):

$$\sin(\varphi') = \tan(\alpha') \quad (13)$$

$$c' = \frac{b'}{\cos(\varphi')} \quad (14)$$

5.2.4 Ergebnisse der Rahmenscherversuche

Anhand einer Einmischdichtung im Verhältnis 85/15 wurden mehrere Großscherversuche durchgeführt. Das Material wurde hierzu auf 40 mm abgeseibt, im trockenen Zustand gemischt und nachträglich mit einem Wassergehalt angefeuchtet, der dem optimalen Wassergehalt der Proctordichte entspricht. Der Einbau in die Scherbox erfolgte mit einer Handschaufel, mit welcher das Material in den Scherrahmen geschüttet wurde. Die hierbei rückgerechnete Feuchtdichte der Proben beträgt in etwa 2.00 (g/cm^3). Anschließend wurde jeweils eine Konsolidierungsspannung von 200 (kN/m^2) aufgebracht, die Proben gesättigt und für $t_c = 24 h$ konsolidiert. Danach wurden die Proben jeweils bei Normalspannungsniveaus von 75 - 125 - 175 (kN/m^2) abgeschert.



Abbildung 24 Probenherstellung Einmischdichtung 85/15

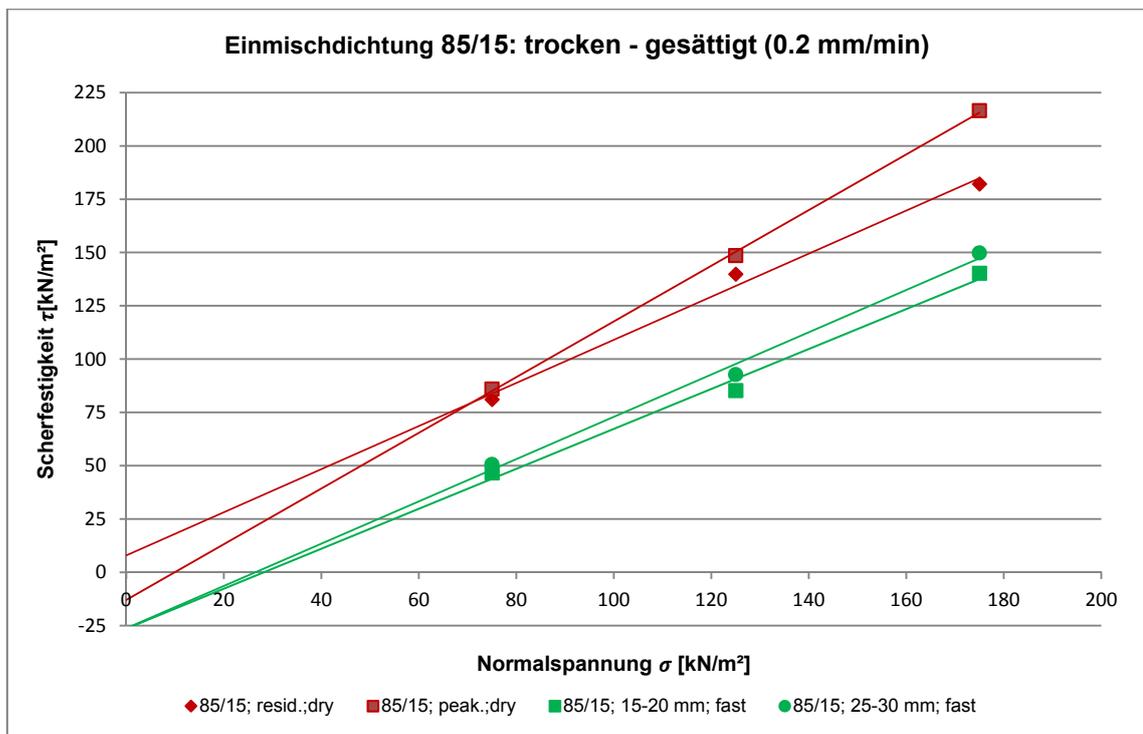


Abbildung 25 Scherversuch Einmischdichtung 85/15: trocken - gesättigt (0.2 mm/min)

In Abbildung 25 ist eine Gegenüberstellung der Ergebnisse der Großscherversuche dargestellt. Die Schergeraden zeigen einen Vergleich zwischen dem gleichen Einmischdichtmaterial, einmal trocken und einmal gesättigt abgeschert.

Dabei zeigt das trocken beprobte Material (in rot dargestellt) einen ausgeprägten Peak-Wert, der auf ein dilatantes Verhalten des Materials rückschließen lässt und des Weiteren eine Restscherfestigkeit, die sich einstellt. Obwohl es sich um einen nichtbindigen

Boden handelt, weist die Schergerade der Restscherfestigkeit in der linearisierten Darstellung eine Kohäsion auf. Dies ist darauf zurückzuführen, dass sich aufgrund der weitgestuften Körnungslinie eine Verzahnung (interlocking) einstellt. Hierbei handelt es sich um einen Scherfestigkeitsanteil, der bei $\sigma' = 0$ verschwindet. Dieses Phänomen nimmt mit steigender Spannung zu und führt somit womöglich zu einem progressiven Anstieg der Scherfestigkeit. Bei einer Linearisierung führte dies bei einzelnen Versuchen zu einer "negativen" Kohäsion.

Beim gesättigt beprobten Material (in grün dargestellt) zeigt sich eine deutlich verringerte Scherfestigkeit. Aufgrund der niedrigen Durchlässigkeit im Bereich von $1 \cdot 10^{-7}$ [m/s] und einer relativ hohen Abschergeschwindigkeit von 0.2 [mm/min] werden hier vermutlich Porenwasserüberdrücke erzeugt, welche die Scherfestigkeit herabsetzen. Die hierdurch erhaltenen Parameter entsprechen somit keinem eindeutig definierten Spannungszustand (da die Porenwasserdrücke unbekannt sind) und sind somit schwer zu interpretieren. Zudem zeigt die Scherfestigkeit beim gesättigt beprobten Material keine Peak-Scherfestigkeiten, sondern nimmt mit zunehmendem Scherweg tendenziell zu. Ob es sich hierbei um einen konsolidierten, "teilweise" drainierten Versuch handelt, kann an dieser Stelle anhand eines einzelnen Versuches nicht näher erläutert werden.

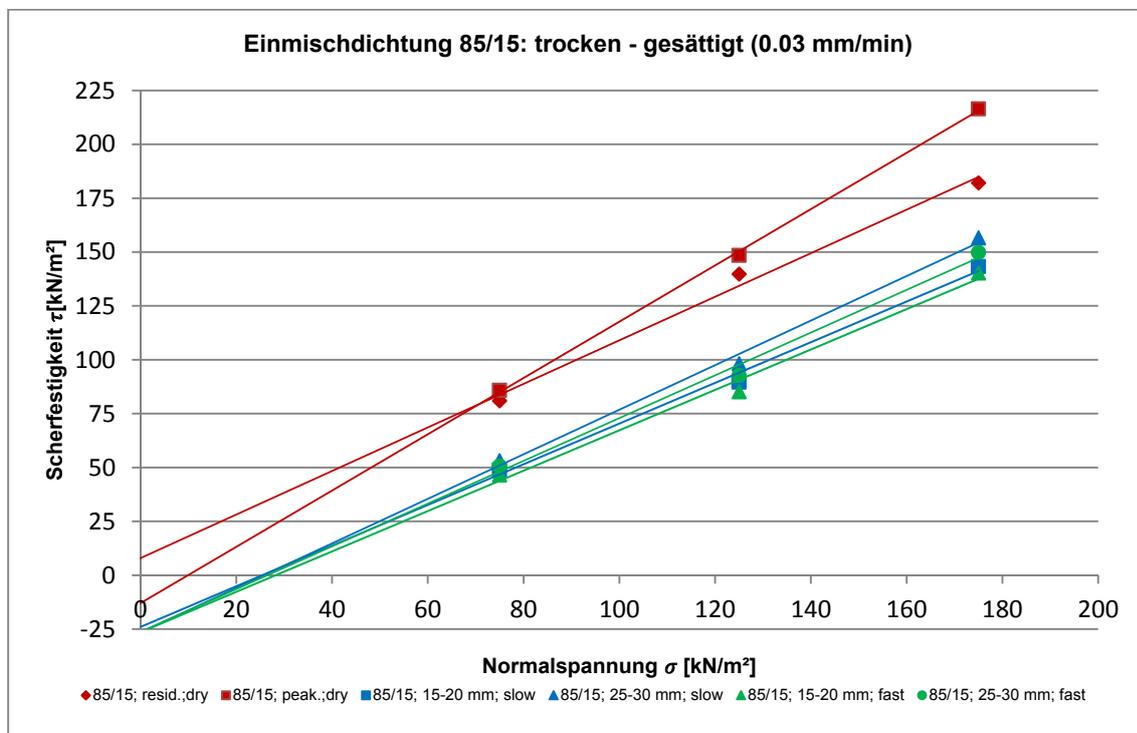


Abbildung 26 Scherversuch Einmischdichtung 85/15: feucht (0.2 mm/min) - gesättigt (0.03 mm/min)

Aufgrund der Erkenntnisse des vorhergehenden Großscherversuches wurde mit der gleichen Einmischdichtung ein weiterer Versuch durchgeführt. Die Abschergeschwindigkeit wurde dabei auf 0.03 [mm/min] reduziert, ansonsten sind die Randbedingungen unverändert. In Abbildung 26 sind die Ergebnisse beider Versuche gegenübergestellt.

Der mit verringerter Abschergeschwindigkeit durchgeführte Versuch (in blau dargestellt) zeigt verglichen mit der schneller abgescherten Probe, eine ähnliche Entwicklung der Scherfestigkeit bezogen auf den Scherweg. Mit zunehmendem Scherweg ist hier ebenfalls eine Zunahme der Scherfestigkeit erkennbar. Beide Versuche wurden jeweils bei gleichem Scherweg ausgewertet. Die Schergeraden, bei 15 - 20 [mm] Scherweg, sind an dieser Stelle nahezu identisch. Die Auswertung bei fortgeschrittener Abscherung im Bereich 25 - 30 [mm] Scherweg zeigt eine deutlich stärkere Zunahme der Scherfestigkeit bei der langsam abgescherten Probe. Dies würde einem "teilweise" drainierten Verhalten entsprechen, weitere Testungen wären aber erforderlich, um eine konkrete Aussage zu treffen.

In Abbildung 27 sind alle durchgeführten Großscherversuche zusammengefasst dargestellt. Ein deutlicher Niveauunterschied hinsichtlich der Scherfestigkeit ist hierbei zwischen trocken beprobtem und gesättigtem Material ersichtlich.

Die ersten Scherversuche; ausgeführt am Ausgangsmaterial des Rheinschotters, wurden bei Normalspannungsniveaus von 100 - 200 - 300 (kN/m^2) und einer Konsolidierungsspannung von 350 (kN/m^2) (in gelb dargestellt) durchgeführt. Da hier oberflächennahe Festigkeiten von Interesse sind, wurden die weiteren Versuche bei niedrigeren Spannungen von 75 - 125 - 175 (kN/m^2) und einer Konsolidierungsspannung von 200 (kN/m^2) durchgeführt. Der Vergleich mit "85/15;resid.;dry" und "85/15;peak;dry" zeigt jedoch, dass jeweils die Peak- und Residualwerte der unterschiedlichen Spannungsniveaus gut miteinander korrelieren.

Die Beprobung des grobkörnigen Kiesmaterials ($\varnothing > 4\text{mm}$) (in rot dargestellt) zeigt anhand des hohen Kohäsionsanteil deutlich die Auswirkungen der Verzahnung (interlocking) des vorliegenden Materials. Die Scherfestigkeit weist jedoch keine Peak-Werte auf. Eine mögliche Erklärung dafür könnte sein, dass es hier aufgrund der höheren Steifigkeit des kiesigen Materials in Kombination mit dem niedrig gewählten Spannungsniveau zu einem Abrollen, anstelle eines Abscherens der Probe kommt.

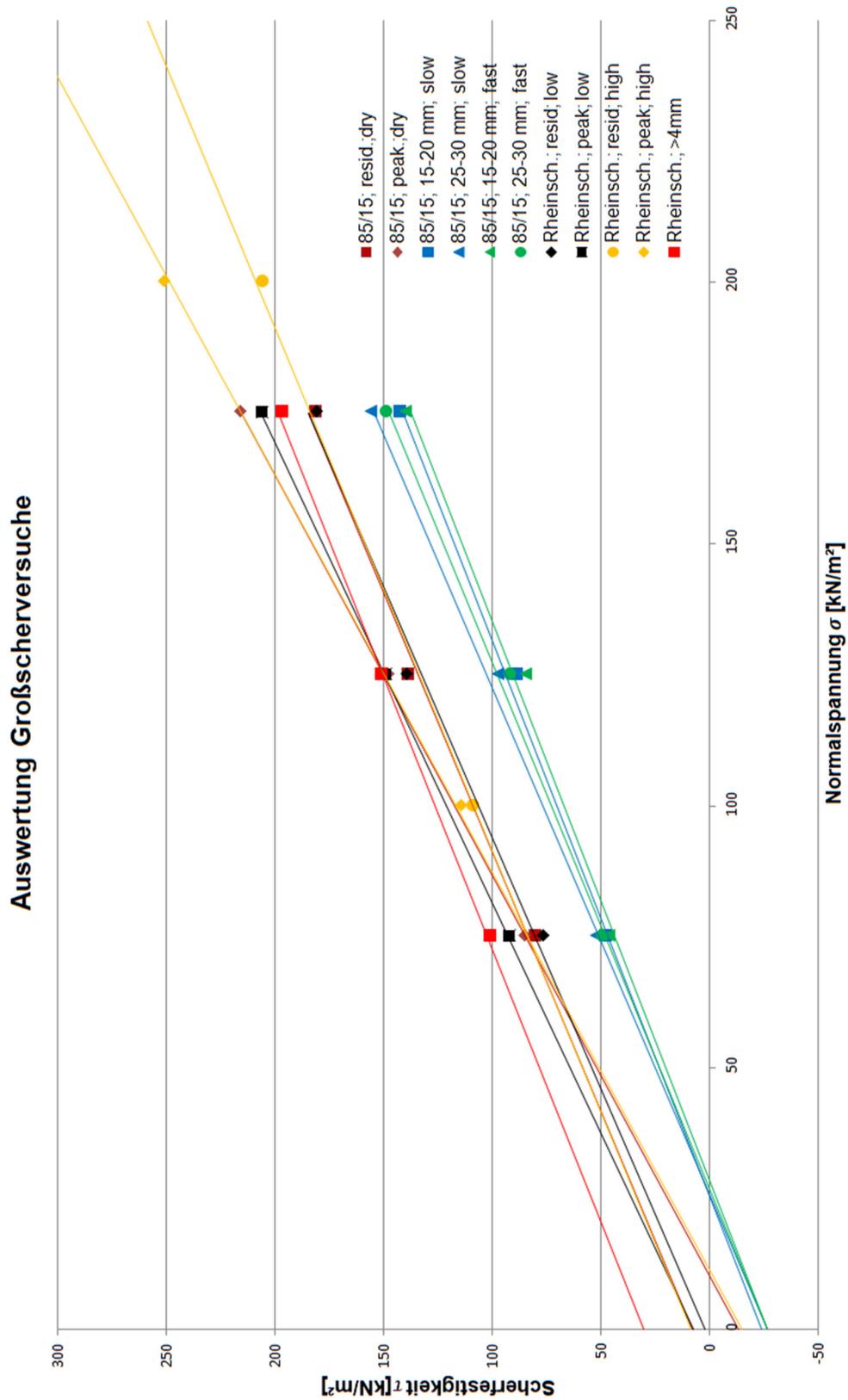


Abbildung 27 Gegenüberstellung Großscherversuche gesamt (Rheinschotter & Einmischdichtung)

Tabelle 17 Zusammenstellung der Scherparameter

	σ [kN/m ²]	Reibungswinkel $\varphi'/(*)\varphi$ [°]	Kohäsion c'/c [kN/m ²]	Schergeschwindigkeit [mm/min]
85/15;resid.;dry	75-125-175	45.3	7.9	0.5
85/15;peak.;dry	75-125-175	52.5		0.5
85/15;1.5-2cm;sat/fast	75-125-175	43.1*		0.2
85/15;2.5-3cm;sat/fast	75-125-175	44.8*		0.2
85/15;1.5-2cm;sat/slo.	75-125-175	43.3*		0.03
85/15;2.5-3cm;sat/slo.	75-125-175	46.0		0.03
Rheinsch.;resid; low	75-125-175	46.2	2.1	0.3
Rheinsch.;peak; low	75-125-175	48.7	7.4	0.3
Rheinsch.;resid; high	100-200-300	45.0	8.7	0.3
Rheinsch.;peak; high	100-200-300	52.8		0.3
Rheinsch.;>4mm	75-125-175	43.8	30.6	0.5

(*) Werte eventuell durch mögliche Porenwasserüberdrücke während Versuchsdurchführung beeinflusst

5.2.5 Ergebnisse des Triaxialversuches

Aufgrund der geringen Durchlässigkeiten und der sich dadurch sehr umfangreich gestaltenden Rahmenscherversuche wurde versucht, aus dem Material der Einmischdichtungen Proben für die Testung in einer Triaxialzelle herzustellen. Es zeigte sich, dass bei einem Mischverhältnis von 85/15 und einem Füllkornanteil von 30 % nicht ausreichend Kohäsion vorhanden ist um Probekörper zu formen. Daher wurde eine Einmischdichtung mit einem Verhältnis von 80/20 verwendet und der Füllkornanteil auf 40 % der Probemasse modifiziert, sodass die Herstellung der zylindrischen Proben ($\varnothing = 10 \text{ cm}$; $h = 12 \text{ cm}$) möglich war.

Hierfür wurde das Material auf ein Fünftel des Durchmessers (2 cm) abgesiebt und in einem kleinen Proctortopf mit Proctordichte in drei Lagen eingebaut. Anschließend wurden die Proben ausgepresst und in einem Trockenofen bei 105°C getrocknet.

Anhand eines CU-Triaxialversuches wurden drei Proben bei effektiven Spannungsniveaus von 50 - 150 - 300 (kN/m^2) abgeschert.

Tabelle 18 Ergebnisse Triaxialtest

EMD Rheinschotter/Boden B	σ' [kN/m ²]	Reibungswinkel φ' [°]	Kohäsion c' [kN/m ²]	Schergeschwindigkeit [mm/min]
80/20; 40% Füllkorn	50-150-300	45.8	4.7	0.05

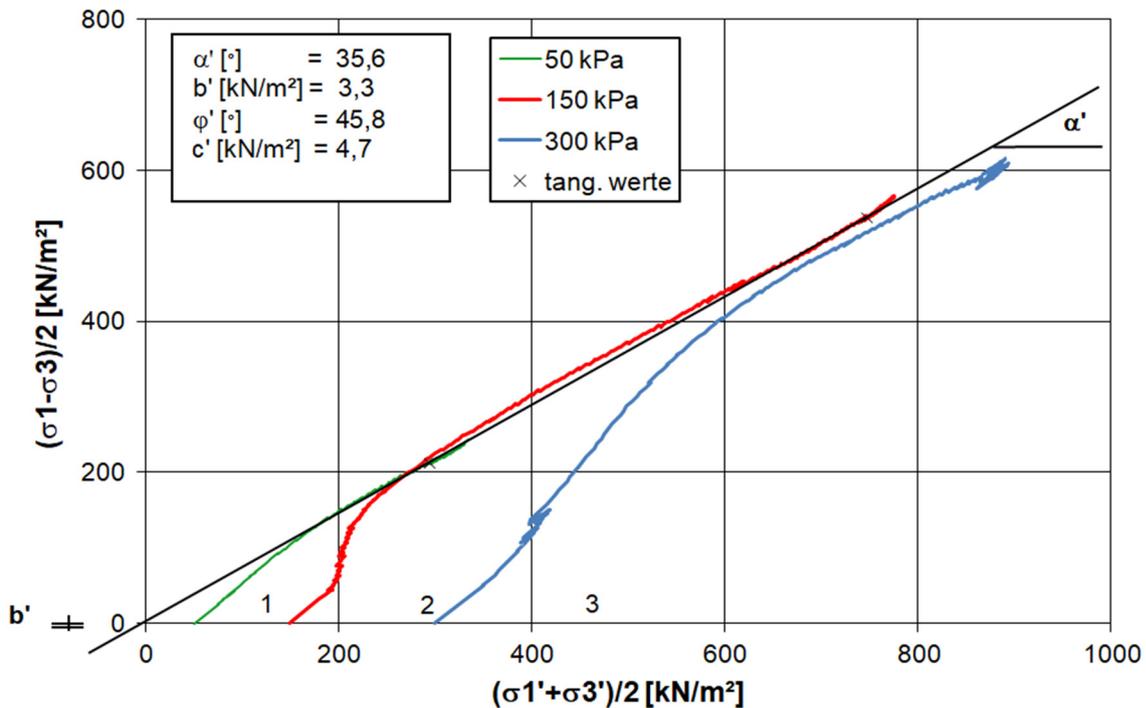


Abbildung 28 Auswertung Triaxialtest; p, q - Diagramm

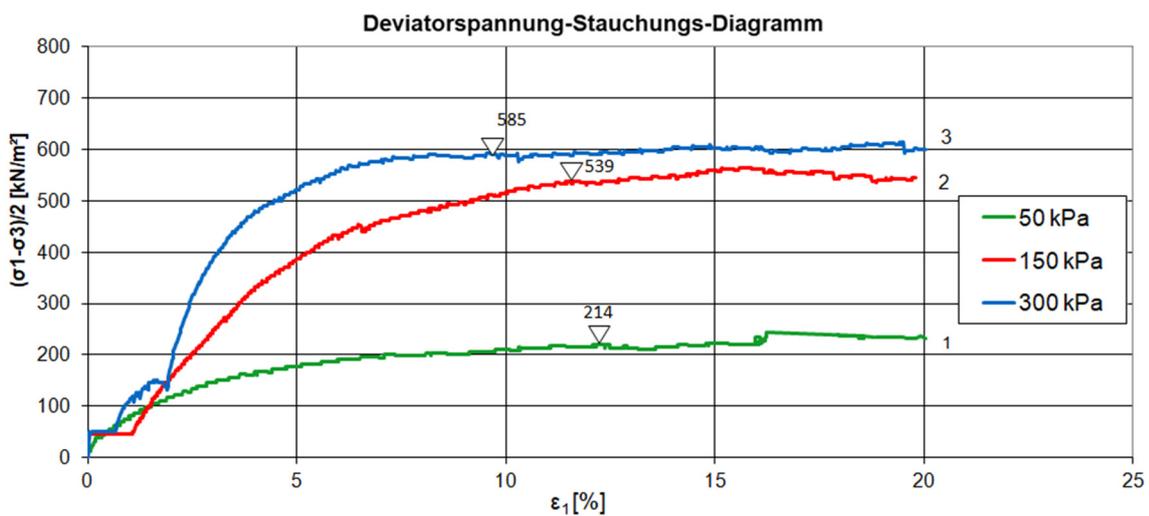


Abbildung 29 Auswertung Triaxialtest; ϵ_1 , q - Diagramm

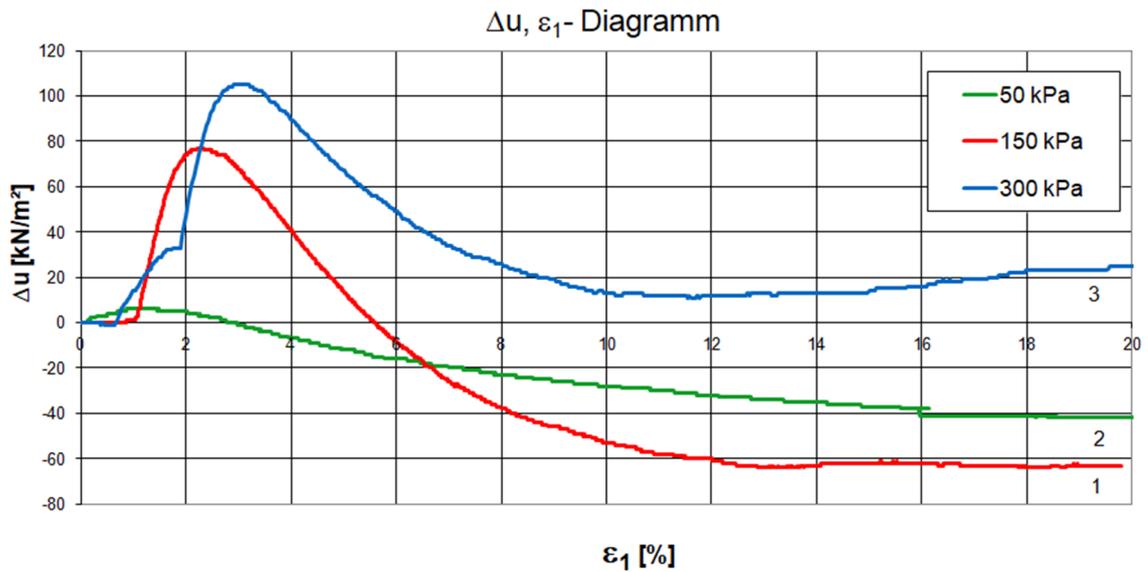


Abbildung 30 Auswertung Triaxialtest; $\varepsilon_1, \Delta u$ - Diagramm



Abbildung 31 Probenherstellung Triaxialtest

5.2.6 Beurteilung des Bodens hinsichtlich der Festigkeitseigenschaften

Die mithilfe eines direkten Großscherer getestete 85/15-Einmischdichtung mit einem modifizierten Füllkornanteil von 30 % liefert bei Sättigung der Proben einen mittleren Reibungswinkel im Bereich von $\varphi = 42^\circ$. Die geringen Durchlässigkeiten bei entsprechender Abschergeschwindigkeit und die etwas reduzierte Scherfestigkeit im Vergleich

zu der mit trockenen Proben gefahrenen Scherversuche lassen darauf schließen, dass es hierbei zu gewissen Porenwasserüberdrücken während der Versuchsdurchführung gekommen ist. Der Einfluss möglicher geringer Porenwasserüberdrücke kann jedoch aufgrund der nur geringfügig kleineren Reibungswinkel als untergeordnet und die ermittelten Reibungswinkel aus den gesättigten Versuchen als auf der vorsichtigen (niedrigeren) Seite liegend bezeichnet werden.

Die trocken getestete Probe liefert für $\varphi' = 48^\circ$, bei einer Restscherfestigkeit von $\varphi_{res} = 43.5^\circ$. Hiermit decken die ermittelten Werte die gesamte Bandbreite aus der Literatur für dicht gelagerte, sandige Kiese ab, welche mit $40 - 48^\circ$ beziffert werden.

Der CU-Versuch in der Triaxialzelle an einer 80/20-Einmischdichtung, mit einem modifizierten Füllkornanteil von 40 %, liefert einen Reibungswinkel $\varphi' = 45.8^\circ$. Aufgrund eines abgeseibten Größtkorns von 2 cm und eines höheren Füllkornanteil ist dieser Wert als hoch, jedoch als plausibel verglichen mit den Ergebnissen der Großscherversuche, zu bezeichnen.

Die Anwendung von Korrelationen zur Bestimmung des Reibungswinkels ergibt folgende Resultate:

Korrelation nach (Schultze, 1975)

$$\varphi' = \operatorname{arccot}(3.36 * 0.25 + 0.005) = 49.8^\circ \quad (15)$$

Korrelation nach (Teferra, 1975)

$$\varphi' = \operatorname{arccot}(22.96 * 0.24 + (-8.29)) = -21.41 \quad (16)$$

$$\begin{aligned} a &= 2.105 + 0.097 * 215 \\ b &= 0.845 - 0.398 * 22.96 \end{aligned}$$

Das Ergebnis nach Schulze, beruhend auf der Porenzahl e (hier angenommen mit $e = 0.25$, vgl. Abbildung 12, Kapitel 4.1.2), zeigt hierbei einen Schätzwert von 49.8° an. Jenes nach Teferra, welches auch die Ungleichförmigkeit der Kornverteilung berücksichtigt, führt zu keinem brauchbaren Wert.

5.2.7 Bestimmung der insitu Festigkeiten nach (Marte et al., 2014)

Im Zuge eines Kraftwerkbaus südlich von Graz wurde die Standfestigkeit von Uferbegleitdämmen, welche mit Einmischdichtdichtungsmaterial hergestellt wurde, an einem Böschungsbruch-Großversuch untersucht. Hierfür wurde ein Versuchsdamm zwischen zwei Wandelementen hergestellt. Durch eine Belastungseinrichtung an der Dammkrone wurde in weiterer Folge der Böschungsbruch erzwungen. Ziel des Großversuches ist es die insitu Festigkeiten von Uferbegleitdämmen, welche als homogene Erdämme aus Einmischdichtmaterial ausgeführt sind zu bestimmen (Marte et al., 2014).

Der Versuchsdamm wurde dabei lagenweise ($b * h * l \approx 3.5 * 3.0 * 27.0 \text{ m}$) in 50 cm Schichten im Einmischdichtverfahren (EMD) hergestellt und verdichtet. Das EMD-Material wurde hierfür mit einem Hochleistungsbrecher durchmischt. Für die Einmischdichtung wurde ein Mischverhältnis verwendet, dessen Füllkornanteil sich in einer Bandbreite zwischen 20 - 40 % bewegt (Marte et al., 2014).

Bezüglich des beprobten Materials vom Rhein wäre dies, aufgrund des höheren Feinkornanteils bei den Deckschicht-Proben vom Rhein, vergleichbar mit Einmischdichtungen im Bereich von 100/0 ~ 80/20.

Parallel wurden umfangreiche Versuche zur bodenmechanischen Charakterisierung durchgeführt:

- Wasserersatzverfahren zur Dichtebestimmung
 - Statischer Lastplattenversuch

Mit dem Material aus dem Wasserersatzverfahren wurden folgende Laborversuche durchgeführt:

- Korndichte
- Trockendichte
- Wassergehalt und Sättigungsgrad

Aus dem Material des Bruchkörpers und des Wasserersatzverfahrens zudem noch:

- Kornverteilungen
- Direkte Rahmenscherversuche

Tabelle 19 Eigenschaften des Versuchsdammes (Marte et al., 2014)

Höhe		2m	3m
Trockenwichte	$\gamma_d [kN/m^3]$	23.1	23.9
Feuchtwichte	$\gamma [kN/m^3]$	24.6	25.0
Kornwichte	$\gamma_s [kN/m^3]$	27.8	27.8
Porengehalt	$n[-]$	0.17	0.14
Wassergehalt	$w[\%]$	6.0	4.6
Sättigungsgrad	$S_r[-]$	0.88	0.79
Lastplattentest	$E_{v1} [kN/m^2]$	32.4	25.2
	$E_{v2} [kN/m^2]$	108.6	88.5
	$E_{v2}/E_{v1}[-]$	3.4	3.5

Die direkten Großscherversuche wurden unter sechs unterschiedlichen Normalspannungsniveaus durchgeführt (50 – 100 – 200 – 300 – 400 – 500 $[kN/m^2]$). Die Auswertung der weit streuenden Versuchsergebnisse ergibt $\varphi' = 40.5^\circ$ und $c' = 8 [kN/m^2]$ (Marte et al., 2014).

In Abbildung 32 ist die Vorgehensweise bei der Rückrechnung der Festigkeiten aus dem Großversuch dargestellt. Diese erfolgte mit Hilfe des Gleitkreisverfahrens auf Basis einer Modellbildung nach Fellenius (*Ordinary Method*). Hierbei werden die Scherspannungen zwischen den einzelnen Lamellen zufolge von links- und rechtsseitigen Erddrücken einer Lamelle, nicht berücksichtigt. Berücksichtigt wurde jedoch der Einfluss der Reibung zwischen Erdkörper (Bruchkörper) und seitlicher Wand. Dies beruht auf der Annahme einer Gleichgewichtsbetrachtung - Details siehe (Fredlund & Krahn, 1977).

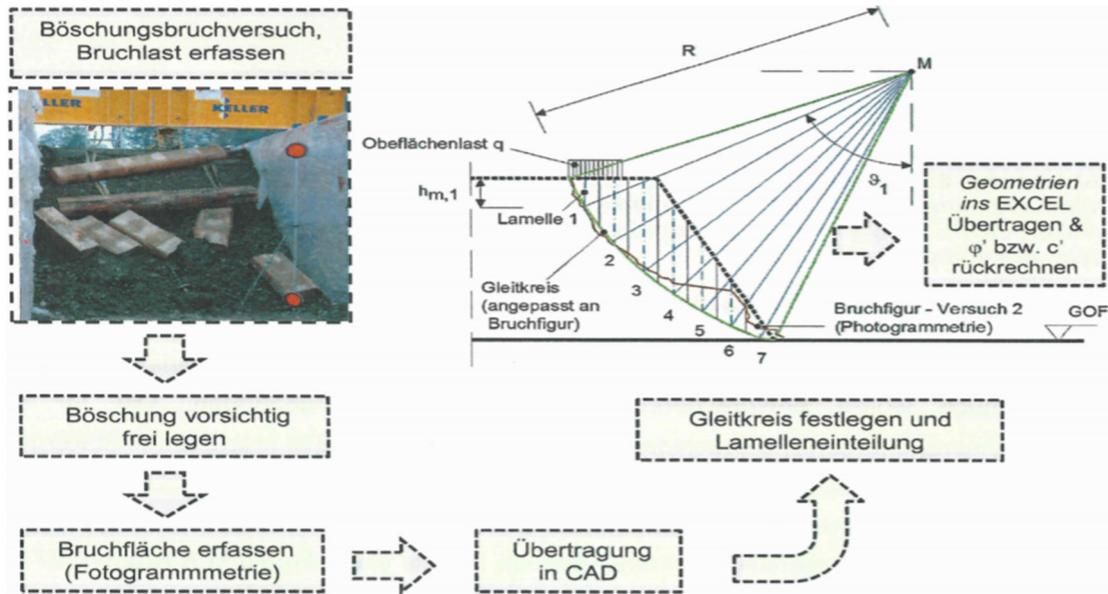


Abbildung 32 Vorgehensweise bei der Rückrechnung der insitu Festigkeiten (Marte et al., 2014)

Da für zwei Unbekannte (φ' und c') nur eine Gleichung aus dem Gleitkreisverfahren ($FOS \approx 1.0$) zur Verfügung steht, wurde der Reibungswinkel φ' für das EMD-Material anhand eines Schüttkegelversuches vorsichtig abgeschätzt. Der daraus abgeleitete Schüttwinkel $\beta = 41 - 45^\circ$ wurde vereinfacht φ' gleichgesetzt. Die daraus resultierende Kohäsion c' von $15 \text{ [kN/m}^2\text{]}$ wurde somit bei einem Reibungswinkel $\varphi' = 43^\circ$ rückgerechnet (Marte et al., 2014).

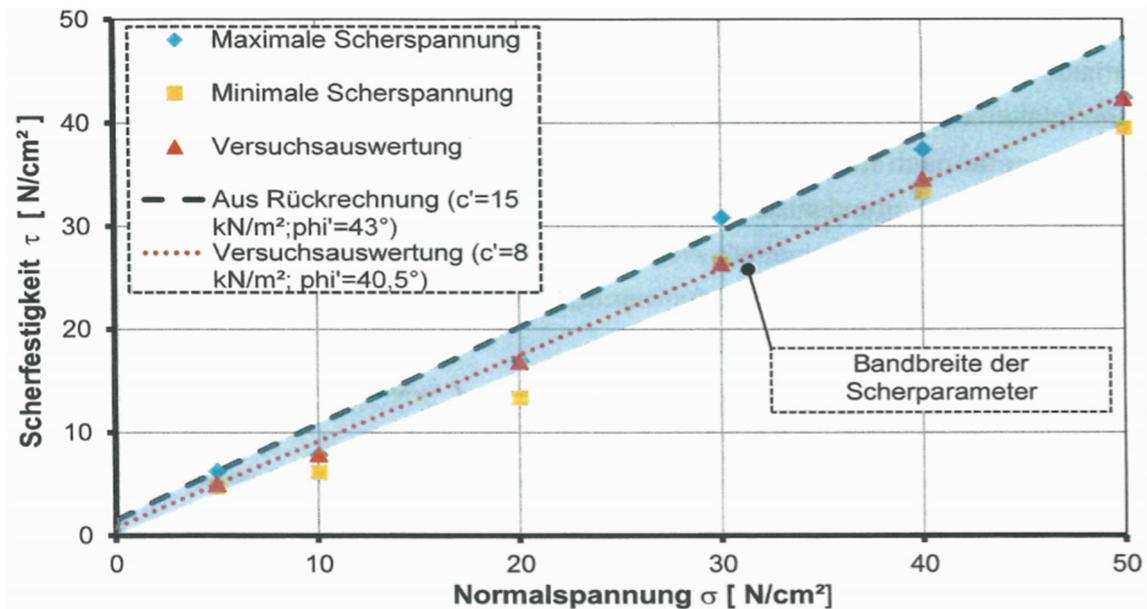


Abbildung 33 Vergleich: Rückrechnung Großversuch - direkter Rahmenscherversuch (Marte et al., 2014)

5.2.8 Gedanken zur Betrachtung der Scherparameter φ' und c'

Zu Beginn der Laboruntersuchungen stellte sich die Frage nach den geeigneten Normalspannungsniveaus zur Durchführung der Rahmenscherversuche am Probenmaterial vom Rhein. Zudem weisen die Auswertungen der Rahmenscherversuche im Labor des Öfteren einen signifikanten Kohäsionsanteil auf obwohl es sich bei der Untersuchung der Einmischdichtdichtungsmaterialien um überwiegend nichtbindigen Boden handelt. Zum besseren Verständnis dieser Thematiken und der Bewertung der Laborergebnisse wird nachfolgend die hierfür zugrunde liegende Theorie in einigen kurzen Worten angeführt.

- **Coulombsche Bruchbedingung**

Die Auswertung der Rahmenscherversuche erfolgte nach der Coulombschen Bruchbedingung. Da diese Anwendung und die daraus eruierten Coulombschen Scherparameter a (Adhäsion als Ordinatenabschnitt bei $\sigma' = 0$) und δ bzw. φ' und c' einer angepassten Gerade an die Mohrsche Bruchkurve zugrunde liegen, besitzt dieser Ansatz nur für einen bestimmten Spannungsbereich Gültigkeit. In der Geotechnik bewegt sich dieser Spannungsbereich üblicherweise zwischen zirka 50 und 500 [kN/m²] (Pregl, 1997).

Aus der in Abbildung 34 dargestellten Coulombschen Bruchbedingung können die Scherfestigkeiten experimentell für Kontaktflächen wie folgt beschrieben werden:

$$\tau_f = a + \sigma' * \tan(\delta) \quad (17)$$

a Adhäsion

δ Reibungswinkel

und für Böden:

$$\tau_f = c' + \sigma' * \tan(\varphi') \quad (18)$$

c' effektive Kohäsion

φ' effektiver Reibungswinkel des Bodens

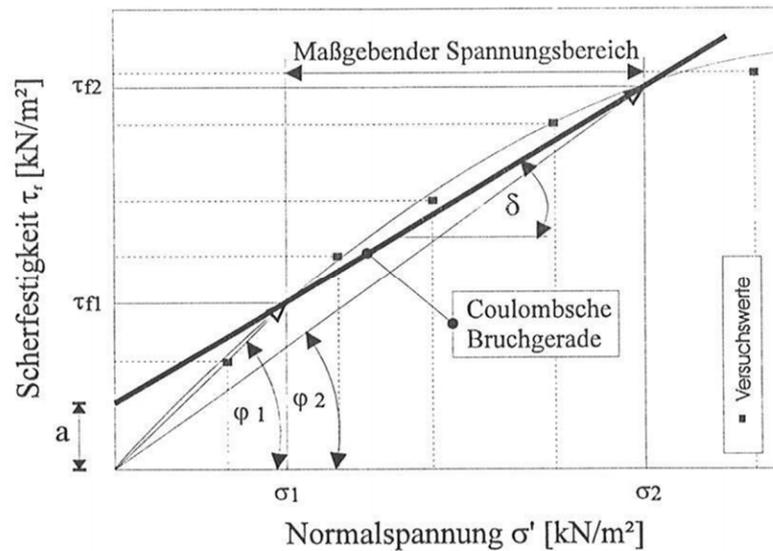


Abbildung 34 Darstellung der Coulombschen Bruchbedingung σ, τ - Diagramm (Pregl, 1997)

• **Mohrsche Bruchbedingung**

Die Mohrsche Bruchbedingung beschreibt den Verlauf der Scherfestigkeit in Abhängigkeit der Normalspannung welcher dem Ansatz nach Coulomb als Grundlage dient. Der Verlauf der Scherfestigkeit nach Mohr folgt dabei einer gekrümmten Linie, die durch den Koordinatenursprung ($\sigma' = 0$) geht (Abbildung 35). Bei mineralischen Materialien bestehen Abhängigkeiten von der Normalspannung und der Dichte bzw. der Porenzahl des Bodens nach abgeschlossener Konsolidation. Da es sich hierbei um Kontaktscherfestigkeiten handelt, wirkt sich zudem auch die Oberflächenbeschaffenheit der Materialien auf die Scherfestigkeit aus (Pregl, 1997).

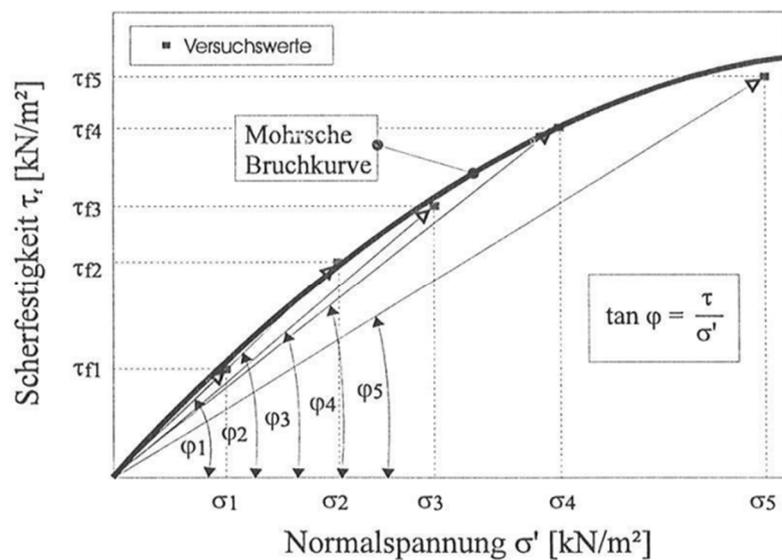


Abbildung 35 Darstellung der Mohrschen Bruchkurve σ, τ - Diagramm (Pregl, 1997)

Um die Abhängigkeit der Scherfestigkeit bzw. der Kontaktscherfestigkeit von der Normalspannung zu beschreiben, kann der Scherwinkel in einem zweidimensionalen Diagramm über den dimensionslosen Parameter σ'/σ_b aufgetragen werden. Dabei stellt σ_b eine Bezugsspannung dar, die entsprechend gewählt werden kann. Ab einer Normalspannung $\sigma' = 10 \text{ [kN/m}^2\text{]}$ wird der Scherwinkel φ_{10} konstant gehalten (Abbildung 36) (Pregl, 1997).

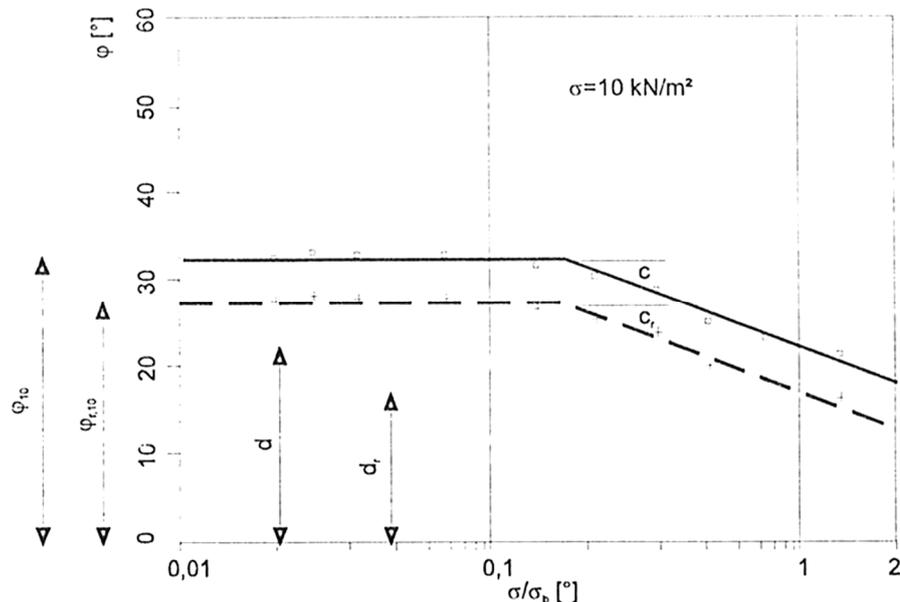


Abbildung 36 Abhängigkeit des Scherwinkels von der bezogenen Normalspannung (Pregl, 1997)

Die Mohrschen Scherparameter d bzw. d_r stellen den Scherwinkel bei $\sigma'/\sigma_b = 1$ dar und der Parameter c bzw. c_r beschreibt die Abhängigkeit des Scherwinkels von der Normalspannung (Pregl, 1997).

Die Berechnung des Scherwinkels erfolgt demnach in Abhängigkeit der Normalspannung (Pregl, 1997):

$$\varphi = \sigma' + c * \log[\sigma'/\sigma_b] \quad (19)$$

Aus den Mohrschen Scherparametern kann nun auf die Coulombschen Scherparameter rückgerechnet werden. Betrachtet man den in Abbildung 34 dargestellten Spannungsbereich $\sigma_1 - \sigma_2$, können die Coulombschen Parameter durch die Betrachtung der Grenzen und nachfolgenden Gleichungen ermittelt werden (Pregl, 1997).

$$\tan(\delta) = \frac{\sigma_2 * \tan(\varphi_2) - \sigma_1 * \tan(\varphi_1)}{\sigma_2 - \sigma_1} \quad (20)$$

$$\tau_{f1} = \sigma_1 * \tan(\varphi_1) \quad (21)$$

$$a = \tau_{f1} - \sigma_1 * \tan(\delta) \quad (22)$$

φ_1 aus Mohrscher Bruchbedingung (Schervinkel für σ_1)

φ_2 aus Mohrscher Bruchbedingung (Schervinkel für σ_2)

• **Versuchsdurchführung zur Darstellung der Spannungsabhängigkeit der Schervinkel**

Bei einer Untersuchung zur Kontaktscherfestigkeit zwischen einer glatten Kunststoffdichtungsbahn und einem Dichtschichtmaterial wurden Großrahmenscherversuche mit unterschiedlichen Normalspannungsniveaus durchgeführt (15, 50, 100, 200 und 400 [kN/m²]) (Tabelle 20) (Pregl, 1997).

Beim verwendeten Dichtschichtmaterial handelt es sich hierbei um Ton. Das Ergebnis zeigt eine deutliche Abnahme des Schervinkels mit zunehmender Normalspannung, die aufgebracht wird (Tabelle 20).

Anhand dieses Versuches wird verdeutlicht, dass die Wahl der Normalspannungsniveaus entscheidenden Einfluss auf die Resultate haben kann und bereits vorhandene Ergebnisse für Schervinkel nicht pauschalisiert werden sollten.

Tabelle 20 Versuchsergebnisse zur Darstellung der Spannungsabhängigkeit vom Schervinkel (Pregl, 1997)

Normalspannung	Schervinkel		Mohrsche Scherparameter ¹⁾				Coulombsche Scherparameter ²⁾			
	σ' [kN/m ²]	φ [°]	φ_r [°]	d [°]	c [°]	d_r	c_r	a [kN/m ²]	δ [°]	a_r [kN/m ²]
17,4	27,8	27,0	20,7	-14,1	19,6	-13,6	13,7	7,1	13,1	6,5
52,2	21,4	19,8								
103,0	18,7	17,3								
203,0	13,1	12,1								
401,2	8,6	8,4								

¹⁾ Für $\sigma_v = 60$ kN/m²

²⁾ Diese Parameter wurden für den Spannungsbereich von 50 bis 400 kN/m² ermittelt

5.3 Analyse der Lagerungsdichte (Proctorversuche)

Anhand des Proctorversuches kann eine Beziehung zwischen Trockendichte ρ_d und dem Wassergehalt w bei definierter Verdichtungsenergie aufgestellt werden. Hierzu wird die Bodenprobe in einem Versuchszylinder mit einem Fallgewicht unter konstanter Verdichtungsarbeit verdichtet. Aus mindestens fünf Einzelversuchen kann anschließend die Proctorkurve ermittelt werden. Damit werden daraufhin die Proctordichte ρ_{Pr} und der optimale Wassergehalt w_{Pr} bestimmt.

Die erforderliche Mindestprobenmenge hängt hierbei vom Größtkorn und der maximalen Größe des verfügbaren Versuchszylinders ab. Vor dem ersten Einzelversuch sollte der Wassergehalt des Bodens deutlich unter dem als optimal geschätzten liegen. Anschließend sollte der Wassergehalt jeweils um etwa $\Delta w = 2\% \text{ bis } 3\%$ erhöht werden.

Jeder Einzelversuch ist in je drei gleich dicke Lagen einzubauen und mit den vorgegebenen Werten für Fallgewicht, Fallhöhe und Schlagzahl zu verdichten.

Abschließend wird der Aufsatzring abgenommen, die Oberfläche exakt auf die Höhe des Stahlzylinders eben abgeglichen und der Versuchszylinder mit Inhalt gewogen (Boley, 2012).

Mit den erhaltenen Parametern können nun der Wassergehalt w , die Feuchtdichte ρ und die Trockendichte ρ_d ausgewertet werden.

$$w = \frac{m - m_d}{m_d} [\%] \quad (23)$$

$$\rho = \frac{m}{V} [g/cm^3] \quad (24)$$

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 - w} [g/cm^3] \quad (25)$$

Bei grobkörnigen und gemischten Böden wird das Überkorn nach dem Trocknen abgeseibt und der Überkornanteil durch Nasssiebung bestimmt. Nach der Versuchsdurchführung ohne Überkorn müssen der Wassergehalt w und die Trockendichte ρ_d noch nachträglich korrigiert werden (Boley, 2012).

Die Proctordichte ist somit der Maximalwert der Proctorkurve bei gegebener Verdichtungsenergie an erzielbarer Trockendichte ρ_d , mit zugehörigem Wassergehalt w_{Pr} bzw. w_{opt} (Boley, 2012).

5.3.1 Proctorversuch nach ÖNORM S 2074-2 und DVO 2008

Anhand der Einmischdichtung 85/15 mit modifizierten Füllkornanteil von 30 % wurde ein Proctor-Versuch, bestehend aus sieben Einzelversuchen durchgeführt. Der Füllkornanteil eines EMD-Verhältnisses liegt für gegebenes Material aus Erfahrung bei 30 - 34 %. Um den Einfluss der Schwankungen bei der Herstellung der EMD zu minimieren, wurde der Füllkornanteil nachträglich, zur besseren Vergleichbarkeit der Ergebnisse, einheitlich auf 30 % modifiziert. Hierfür wurde das Material des Rheinschotters auf 40 mm abgesiebt. Das entspricht einem Fünftel der kleinsten Abmessung (Zylinderhöhe $h = 20[cm]$) des großen Proctortopfes ($d * h = 25 * 20[cm]$).

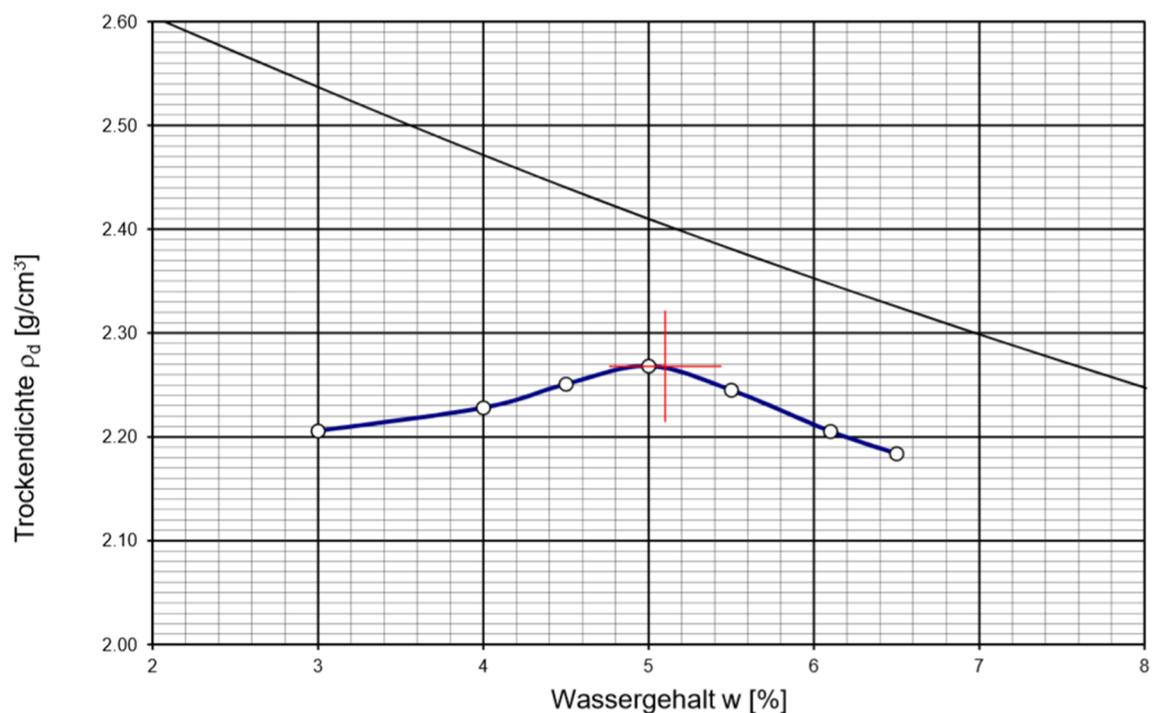


Abbildung 37 Proctorkurve für Einmischdichtung 85/15

Die dabei eruierte Proctordichte liegt bei einem optimalen Wassergehalt $w_{opt} = 5.1 \%$, bei $\rho_{pr} = 2.268 [g/cm^3]$.

Aufgrund der Überlegungen hinsichtlich der bimodalen Beschaffenheit der Einmischdichtung wurde versucht eine Beziehung zwischen Füllkorn und grobem Korngerüst herzustellen.

Die hier zugrundeliegende Idee beruht auf dem charakteristischen Knick in der Durchlässigkeits - Füllkornbeziehung ab einem Prozentanteil des Füllkorns von zirka 27.5 %. Anhand eines Proctor-Versuches an reinem Füllkornmaterial soll die Abhängigkeit der Proctordichte vom Füllkorn nachgewiesen werden. Mit einem anschließenden Ver-

gleich soll diese, mithilfe einer prozentualen Hochrechnung des Füllkornanteils der Einmischdichtung 85/15, verifiziert werden.

Anhand des Füllkorns $\phi < 1\text{mm}$ wurde ein Proctor-Versuch ($d * h = 10 * 12[\text{cm}]$), bestehend aus fünf Einzelversuchen durchgeführt.

Die dabei eruierte Proctordichte (Abbildung 38) liegt bei einem optimalen Wassergehalt $w_{opt} = 16.2\%$, bei $\rho_{Pr} = 1.745 [\text{g}/\text{cm}^3]$.

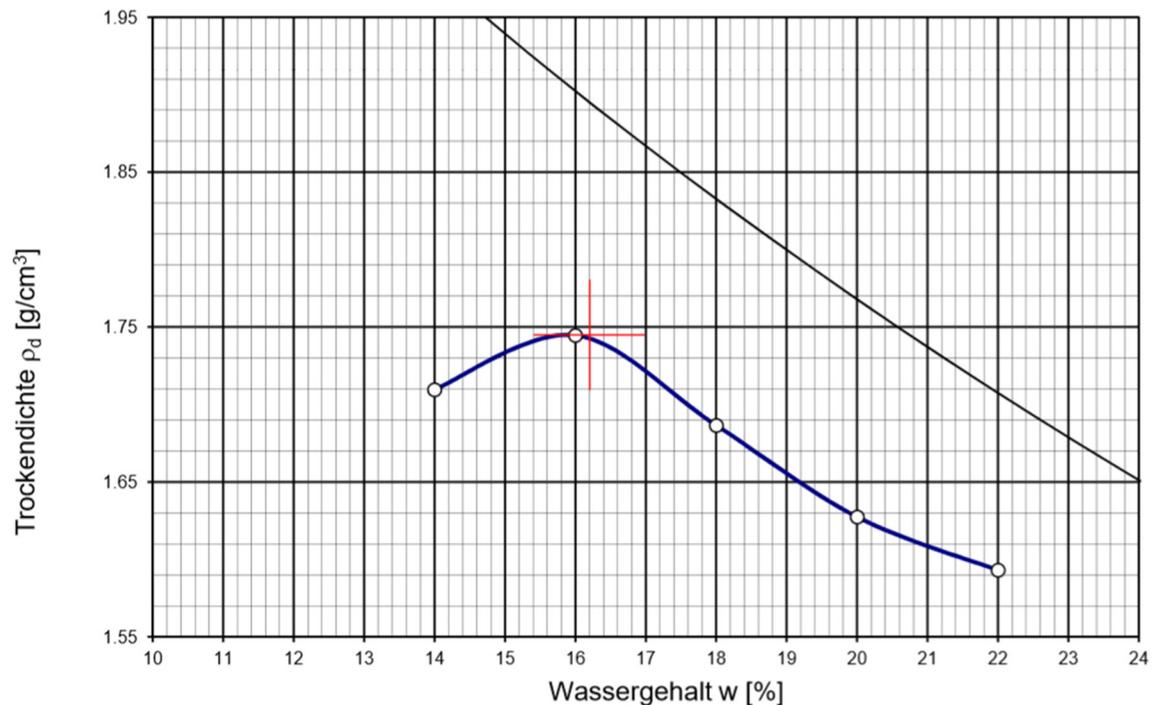


Abbildung 38 Proctorkurve Füllkorn <1mm

Unter der Annahme einer Abhängigkeit von w_{opt} , rein vom Füllkornanteil kann man nun den optimalen Wassergehalt w_{opt} der Einmischdichtung mit einem Füllkornanteil von 30 %, auf einen theoretischen Anteil von 100 % hochrechnen. Demnach kann aus dem Proctorversuch mit reinem Füllkorn, auf einen theoretischen Füllkornanteil von 30 % rückgerechnet werden (Tabelle 21). Dieser Gedanke setzt in beiden Fällen ein gleiches Volumen voraus und ignoriert den Einfluss des Grobkorns auf w_{opt} .

Tabelle 21 Korrelation Wassergehalt - Füllkornanteil

	Füllkornanteil	w_{opt} aus Versuch	w_{opt} theoretisch
Einmischdichtung 85/15	30 %	5.1 %	17.0 %
Reines Füllkorn	100 %	16.2 %	4.86 %

Der in Tabelle 21 gegengerechnete Vergleich zeigt deutlich die Abhängigkeit des optimalen Wassergehalts vom Füllkorn. Bei reinem Füllkorn liegt w_{opt} bei 16.2 - 17.0 %, für eine Einmischdichtung mit 30 % Füllkornanteil demnach bei 4.86 - 5.1 %.

Anhand der Kornverteilungskurve einer Einmischdichtung des Rheinmaterials und deren Wassergehalt kann durch der vorliegenden Korrelation mit recht einfachen Mitteln die Eignung des Materials für den Einbau und die Verdichtung abgeschätzt werden.

5.4 Analyse der Suffosionsstabilität

5.4.1 Suffosion nichtbindiger Böden

Die Thematik der Suffosion beschäftigt sich mit der inneren Stabilität von einzelnen Bodenkörnern in einem gegebenen Bodengerüst gegenüber der Grundwasserströmung. Infolge der hydraulischen Einwirkung kann es zum Loslösen von Bodenpartikeln der feinkörnigen Fraktion kommen, was in weiterer Folge zum Transport bzw. zur Umlagerung der Bodenstruktur führen kann. Bei fortlaufendem Prozess der Suffosion weist die Bodenstruktur bei einer steigenden Porosität eine geringere Dichte auf, was wiederum eine Zunahme der Durchlässigkeit fördert und die Intensität der Durchströmung steigert.

Davon betroffen sind vor allem weitgestufte nichtbindige Böden mit einer konkav ausgebildeten Siebkurve und nichtbindige Böden mit einer Ausfallkörnung, wie in Abbildung 39 dargestellt.

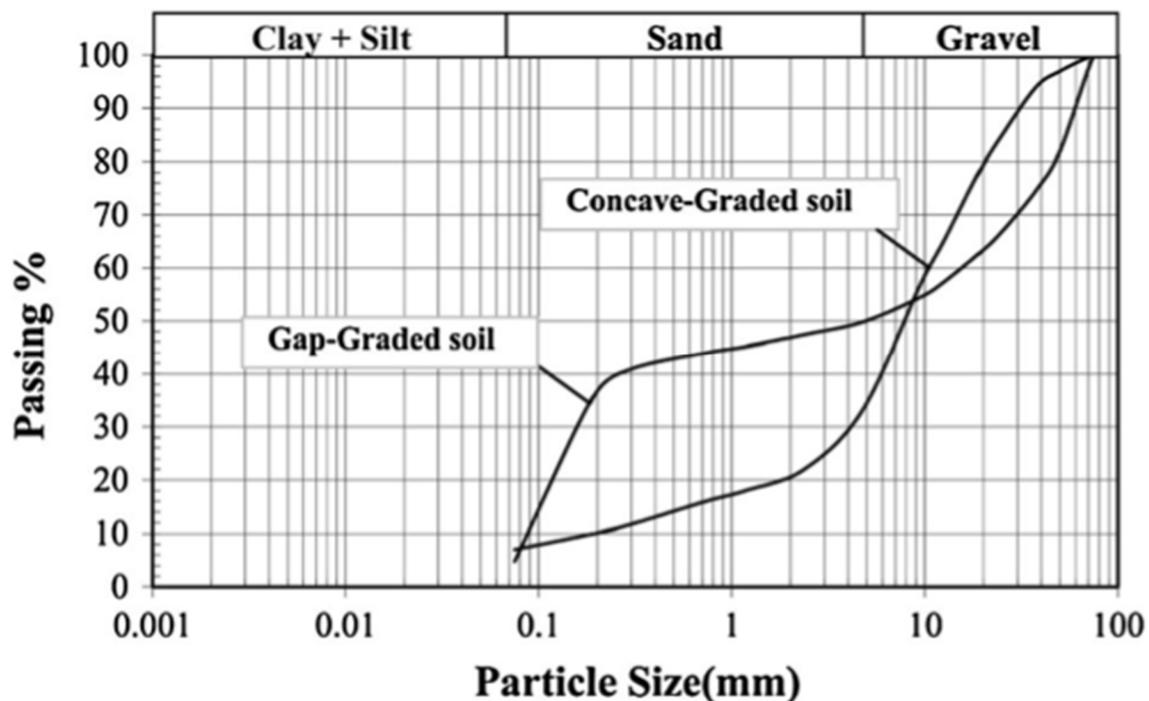


Abbildung 39 Kornverteilung mit Ausfallkörnung und konkaver Sieblinie (Khaksar & Eslami, 2014)

Betrachtet man eine, im Hinblick auf den minimalen Porenanteil, ideale Kornverteilungskurve, wird diese anhand an der Fuller-Kurve dargestellt.

Weist die Kornverteilung eine solche Kurve auf, greifen die verschiedenen Körnungsgrößen gut abgestuft ineinander, die Porenräume werden optimal mit dem nächst kleineren Korn aufgefüllt und nahezu alle Partikel sind in die mechanisch tragende Struktur

eingebunden. Sie sind somit in das Korngerüst fest gebettet und in ihrer Lage stabil (Witt, 2014).

Solch ideale Bedingungen sind in der Natur jedoch kaum anzutreffen, da weitgestufte, natürliche Böden aufgrund ihrer Genese nicht a priori diesem Potenzgesetz folgen. Solch residuale Verwitterungsböden zerfallen in Abhängigkeit des genetisch, tektonisch und mineralogisch bedingten Trennflächengefüges in Grob- und Feinaggregate. Die Genese der fluvitalen Sedimentböden wird durch die wechselnden Strömungsbedingungen bestimmt. Häufig weisen solche Böden eine unstetige Steigung der Körnungslinie im Bereich des Fein- und Mittelkorns auf. Bei diesen bimodalen Kornzusammensetzungen mit einem feinen und einem groben Anteil kann es zu einem gänzlichen Fehlkorn, auch über mehrere Korngrößen hinweg, kommen. Typisch sind derartige Körnungslinien für Sedimentböden im Mittellauf eines Flusses. (Witt, 2014)

Essentiell für die Bewertung solcher Böden, im Hinblick auf Suffosionsstabilität und Durchlässigkeit, ist die Packungsstruktur. Es hat sich gezeigt, dass hierbei ein Richtwert von 30 % Feinkornanteil maßgebend ist. Beträgt der Feinkornanteil über 30 % des anstehenden Bodens, so kann davon ausgegangen werden, dass dieser strukturbildend ist. Das bedeutet, dass das Feinkorn die Matrix bildet, in welche das Grobkorn eingebettet ist. Somit besteht kein Korn-zu-Korn-Kontakt bei der Grobstruktur und das Feinkorn trägt zur Lastabtragung bei. Beträgt der Anteil hingegen weniger als zirka 30 % der Gesamtmasse, bildet der Grobanteil die Struktur, in welche das Feinkorn nur mehr oder weniger lose eingelagert ist. Mit abnehmendem Feinkornanteil nimmt die Durchlässigkeit zu und durch die erhöhte Strömung nimmt das Suffosionspotential zu (Witt, 2014).

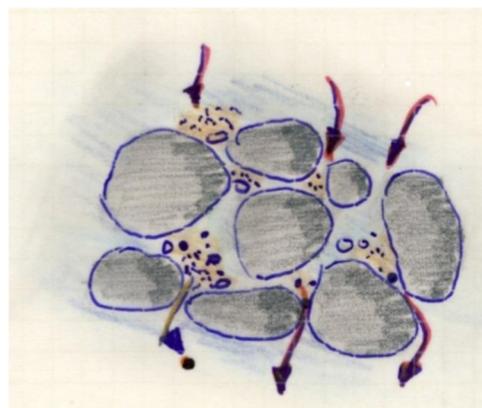


Abbildung 40 Feinpartikel Migration durch die Porenwege des tragenden Korngerüsts (Witt, 2014)

Ausgehend von der bimodalen Struktur von suffosiven Böden ist neben der Kornverteilung und dem Verhältnis Feinanteil zu Grobkornanteil die Lagerungsdichte maßgebend für das Suffosionspotential. Bei dicht gelagerten Böden kann auch bei Feinkornanteilen unter 30 % eine suffosions-stabile Packungsstruktur gegeben sein.

5.4.2 Analogie zu Filterkriterien

Das Modell eines suffosionsempfindlichen Bodens mit tragendem Korngerüst und eingebetteter, nicht in die Lastabtragung eingebundener Feinanteile kann analog zum Filtrationsgesetz betrachtet werden. Wobei hier anstelle der Grenzschicht zwischen Basis und Filtermaterial das räumliche Gebilde des mechanisch tragenden Korngerüsts des Grobkorns die Funktion des Filters übernimmt. Das tragende Korngerüst wirkt somit als räumliches Sieb, jedoch nicht mit einer genormten Öffnungsweite, sondern mit einer variablen, die statistisch verteilt ist (Witt, 2014).

5.4.3 Selbstfiltrationsindex I_{SF}

Für den Nachweis der Filterstabilität und der Stabilität von Böden gegenüber Suffosion haben sich in den vergangenen Jahrzehnten viele Methodiken etabliert, die auf Kornverteilungskriterien basieren. Die meisten dieser Filterkriterien beruhen auf einem geometrischen Verhältnis der Korngröße des Basismaterials d_B zum Korndurchmesser des Filtererdstoffes d_F (Witt, 2014).

Das wohl bekannteste ist das Terzaghi-Kriterium, das jedoch nur für enggestufte, nichtbindige Böden Gültigkeit besitzt.

$$\frac{d_{15,F}}{d_{85,B}} \leq 4 \quad (26)$$

Zwar handelt es sich hierbei um ein empirisch abgesichertes Kriterium, welches jedoch noch kein quantifiziertes Sicherheitsniveau berücksichtigt. Forschungen an der Bauhaus-Universität Weimar ergeben für den Grenzzustand einen Verhältniswert von 9.

$$\frac{d_{15,F}}{d_{85,B}} \leq 9 \quad (27)$$

Da es sich bei fluvitalen Sedimentböden, wie jenem des Rheinvorlandes, großteils um weitgestufte, nichtbindige Kiese handelt, ist das Terzaghi-Kriterium jedoch nicht anwendbar.

5.4.4 Nachweismethoden zur Bestimmung der Suffosionsstabilität

Nachfolgend werden einige solcher Nachweisverfahren vorgestellt, die bevorzugt zur Bewertung von weitgestuften, nicht-kohäsiven Böden, wie sie bei alluvialen Sedimentböden anzutreffen sind, Anwendung finden.

- **Kriterium nach Kezdi 1969**

Die Nachweismethode von Kezdi macht sich die Analogie von Filtration und Suffosion zunutze. Wobei der suffosionsgefährdete Boden in eine Filterfraktion, bestehend aus dem groben Material, sowie in eine Basisfraktion, bestehend aus dem Füllmaterial, aufgesplittet wird. Da es sich nach der Auftrennung bei einem Durchmesser d_T , dessen Ermittlung bereits in 4.1.1 behandelt wurde, nun meist wieder um enggestufte Sieblinien handelt, finden die bewährten Filterkriterien nach Terzaghi wieder Anwendung. Hierbei finden mit $d_{15,F}$ und $d_{85,B}$ die maßgebenden Korngrößen Berücksichtigung. Werden auf Seiten der Filterfraktion die relevanten Poren durch die kleineren Fraktionen bis $d_{20,F}$ gebildet, initiieren die gröberen Fraktionen des Basismaterials ab $d_{70,B}$ die Blockierung dieser Porenpfade (Witt, 2014).

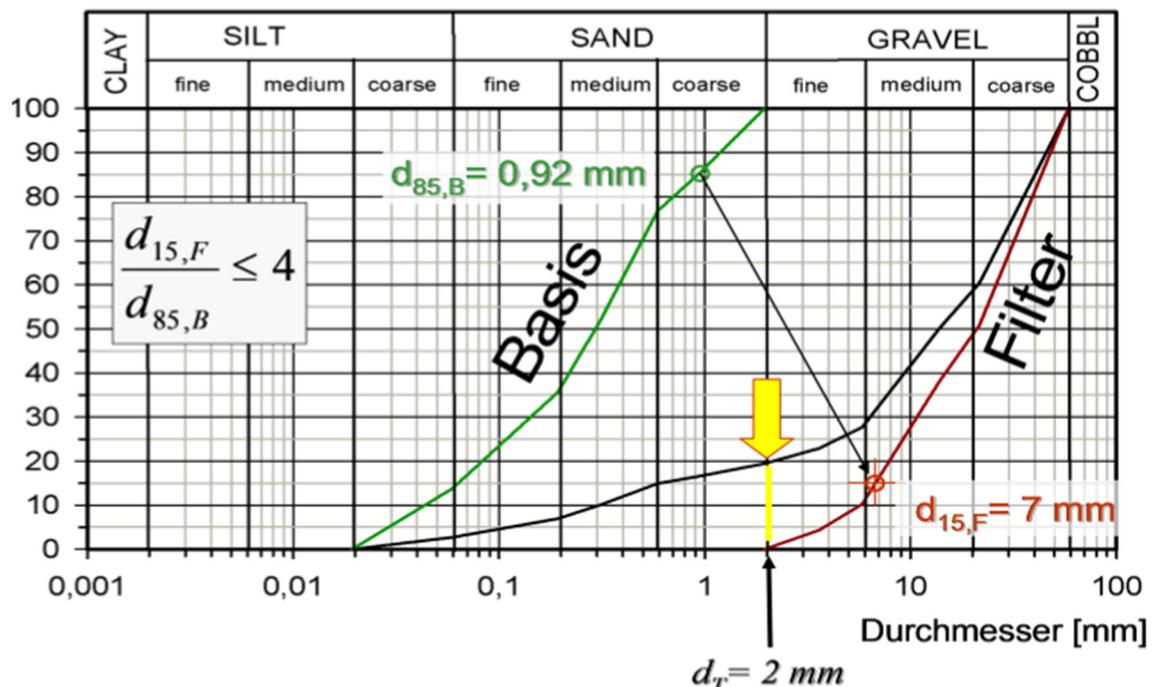


Abbildung 41 Aufspaltung eines potentiell suffosiven Bodens in Basis- und Filtermaterial (Witt, 2014)

- **Kenney und Lau's Nachweiskriterium**

Wie auch bei den Kriterien von Kezdi baut das Kriterium von Kenney und Lau auf die Aufspaltung der ursprünglichen Sieblinie auf. Kenney und Lau's Hypothese beschreibt die Wahrscheinlichkeit von Suffosion aufgrund der Verhältniszahl von

$$\left(\frac{H}{F}\right)_{min} > 1.0 \quad (28)$$

Wobei H die Massen-% an Partikeln im Größenbereich d bis $4d$ darstellt und F den Massen-% Anteil unterhalb von d (Abbildung 42). H/F wird für Kornverteilungskurven mit einem Anteil der feinen Komponente $F \leq 20\%$ bei einer weit-gestuftem Ausgangskörnung und einer Ungleichförmigkeitszahl des Filtermaterials (coarse component) $C_{u,grob} > 3$ oder für $F \leq 30\%$ bei Böden mit einer eng-gestuftem Ausgangskörnung und einer Ungleichförmigkeitszahl des Filtermaterials $C_{u,grob} \leq 3$ bestimmt. H/F stellt somit einen geometrischen Abgleich einer Korngröße zu der Korngröße bei einem 4-fach höheren Massen-% Anteil dar. Ist $(H/F)_{min} > 1.0$, wird der anstehende Boden als stabil gegenüber Suffosion bewertet. Um eine umfangreichere Aussage zu erhalten, kann dieses Verhältnis stufenweise für die feinsten 20 bzw. 30 Massen-% ausgewertet werden. Kenney und Lau's Kriterium besitzt nur Gültigkeit für körnige Böden. (Chang & Zhang, 2013)

Für ein besseres Verständnis wird an dieser Stelle auf Kapitel 5.4.5 verwiesen, in dem die hier angeführten Kriterien angewendet werden.

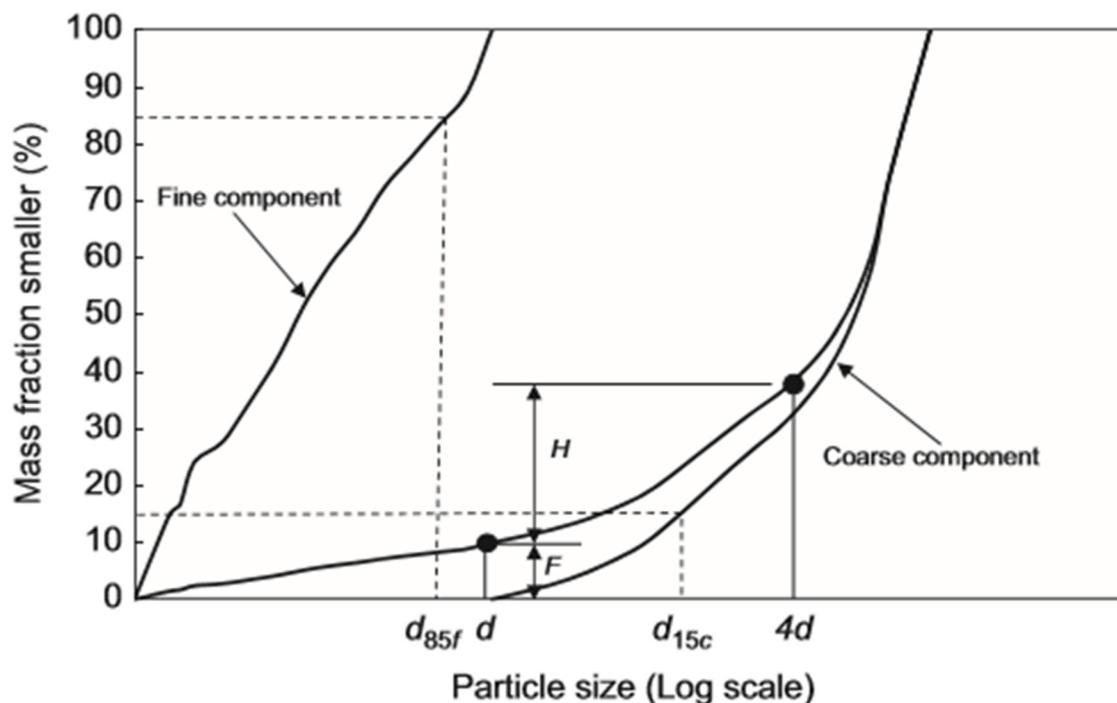


Abbildung 42 Schema Kenney and Lau's Kriterium (Chang & Zhang, 2013)

- **Verfahren nach Ziems (1967)**

Als Grundlage für dieses Kriterium dient die theoretische Betrachtung zur Porenstruktur bzw. zur Porenengstellenverteilung eines Bodens. Voraussetzung und Begrenzung der Anwendung ist eine stetige Körnungslinie. Bei markanten Krümmungsänderungen und Knicken empfiehlt sich der Nachweis nach Ziems nicht (Laursen, 2014).

$$\frac{d_{min}}{F_s * d_k} \geq 1,5 \quad (29)$$

d_{min} minimaler Korndurchmesser

F_s Schlupfmaß

d_k maßgebender Porenkanaldurchmesser

Im Falle von Suffosion definiert d_{min} den größten Korndurchmesser, der ausgetragen wird. Nach Busch et al. (1993) kann für d_{min} bis zu d_3 , gleichbedeutend mit 3 % Siebdurchgang, angesetzt werden, falls ein solcher Materialaustrag toleriert wird. Das Schlupfmaß F_s ist ein Abminderungsfaktor, der die Kornrauigkeit und die von der Kugel abweichende Form von natürlichen Körnern berücksichtigt. Der Wert für F_s beläuft sich auf bis zu 0.4 (unter dynamischer Belastung wie Erschütterung oder pulsierender Strömung bis zu 0.6).

Für seine Betrachtungen setzt Ziems den für Suffosion maßgebenden Porenkanaldurchmesser d_k dem mittleren Porendurchmesser nach Pavcic gleich:

$$d_k = 0,455 * \sqrt[6]{C_U * e * d_{17}} \quad (30)$$

d_{17} Korndurchmesser bei 17% Massendurchgang

C_U Ungleichförmigkeitszahl

d_k mittlerer Porenkanaldurchmesser

e Porenzahl

• **Verfahren nach Burenkova (1993)**

Das Kriterium nach Burenkova (1993) stellt Überlegungen zur Struktur eines Bodens bezüglich des Korngerüsts und dessen Füllung der Poren mit frei beweglichen Körnern an. Eine Vielzahl von Versuchen diente der Ermittlung der Korngröße am Übergang zwischen Korngerüst und den im Porenraum frei beweglicher Bodenpartikeln.

Mithilfe der Größen h' und h'' wird bei der Versuchsdurchführung die Heterogenität des Bodens beschrieben. Daraus abgeleitet ergeben sich zwei Grenzkurven, innerhalb dieser der untersuchte Boden als suffosionsstabil bewertet werden kann (Laursen, 2014).

$$h' = d_{90}/d_{60} \quad (31)$$

$$h'' = d_{90}/d_{15} \quad (32)$$

$$0,76 * \lg(h'') + 1 < h' < 1,86 * \lg(h'') + 1 \quad (33)$$

(Burenkova, 1993)

Auf Grundlage der durchgeführten Versuche ergeben sich Anwendungsgrenzen. Zum einen eine maximale Ungleichförmigkeitszahl $C_U = 200$ und zum anderen ein maximaler Korndurchmesser von 60 bis 100 mm. Somit ist das Nachweisverfahren nach Burenkova auf folgenden Geltungsbereich beschränkt (Laursen, 2014):

$$1 \leq h' \leq 5 \quad (34)$$

$$3 \leq h'' \leq 130 \quad (35)$$

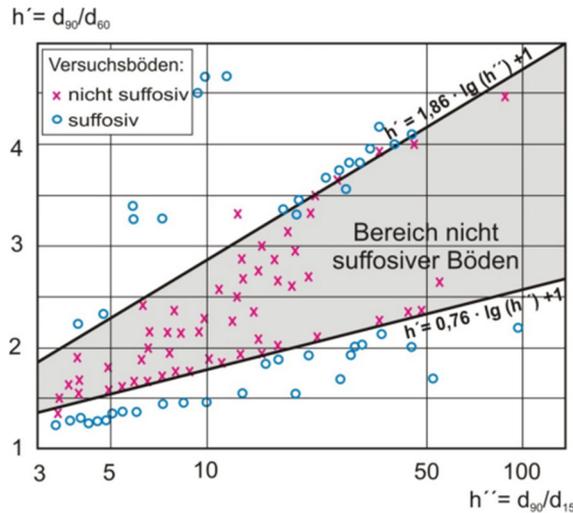


Abbildung 43 h' - h'' -Diagramm der Versuchsergebnisse von Burenkova (Laursen, 2014)

5.4.5 Anwendung der angeführten Nachweismethoden

Nachfolgend werden die in Kapitel 5.4.4 vorgestellten Methoden zur Nachweisführung anhand einer repräsentativen Bodenprobe angewendet und bewertet. Bei der Bodenprobe handelt es sich um ein Mischverhältnis von 85/15, d. h. zu 85 % Rheinschotter wurden 15 % Deckschichtmaterial (Boden B) beigemischt. Die daraus resultierende Kornverteilungskurve (Abbildung 44) sieht folgendermaßen aus:

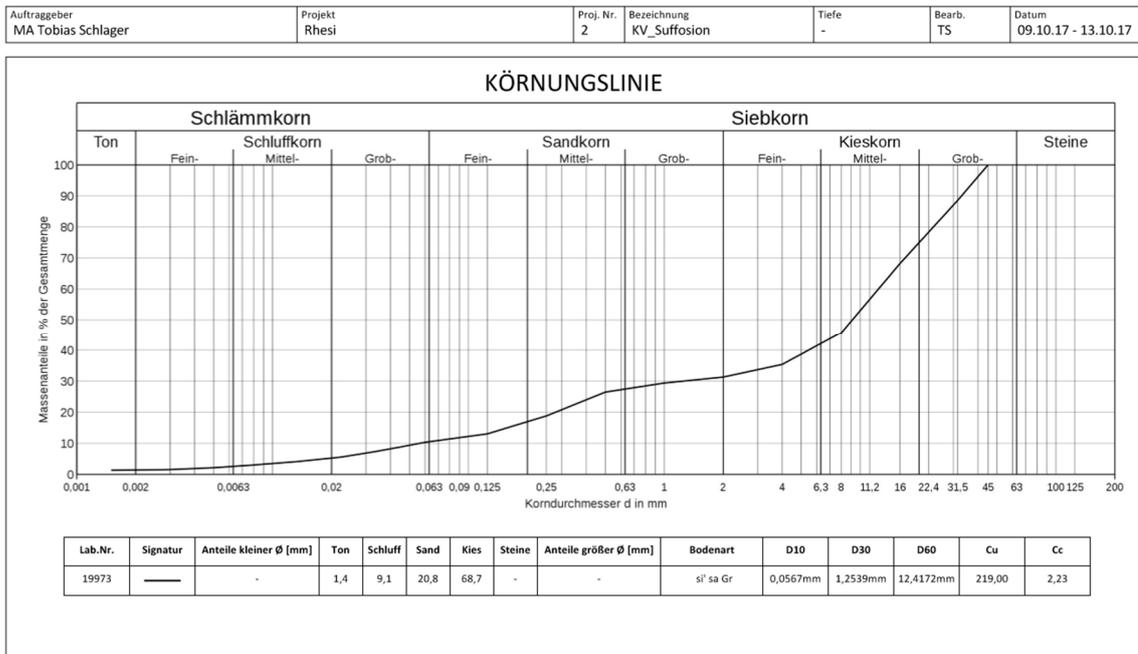


Abbildung 44 Kornverteilungskurve Suffosion

- **Nachweis nach Kézdi**

$$\frac{d_{15,F}}{d_{85,B}} \leq 9 \rightarrow \frac{5.78}{0.451} = 12.82 \not\leq 9 \rightarrow \text{Bedingung nicht erfüllt}$$

Die Grenzbedingung wird nicht erfüllt. Laut dem Kriterium nach Kézdi sind im Übergangsbereich von Füllkorn auf Filterkorn die Filtereigenschaften nicht gegeben und der Boden ist als suffosiv zu bewerten.

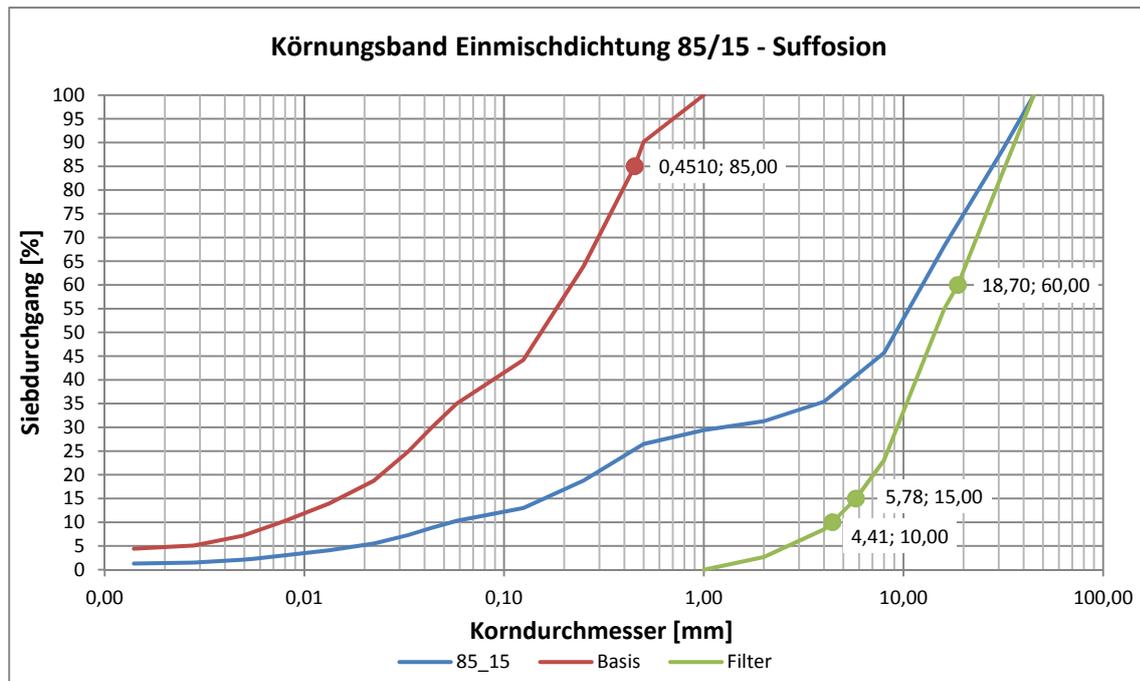


Abbildung 45 Aufsplittung Kriterium nach Kézdi

- **Kenney & Lau's Nachweiskriterium**

$$C_{U,grob} = \frac{d_{60,grob}}{d_{10,grob}} = \frac{18.7}{4.41} = 4.24$$

$$C_{U,grob} = 4.24 > 3 \rightarrow \text{feinsten 20 Massen-\% maßgebend}$$

$$\left(\frac{H}{F}\right)_{min} > 1.0 \rightarrow \left(\frac{1.01}{1.3}\right)_{min} = 0.78 \rightarrow 1.0$$

Aufgrund der höheren Ungleichförmigkeitszahl des Filtermaterials $C_{U,grob} = 4.24$ sind hier die feinsten 20 Massen-% der Ausgangskörnung ausschlaggebend für den Nachweis. Da es sich hierbei um ein rein geometrisches Verhältnis handelt, ist es auf alle Korngrößen und auch auf Böden mit Ausfallkörnung anwendbar. Das kleinste Verhältnis von $d/4d$ wird hier maßgebend. Ein Verhältniswert von $H/F = 1.0$ entspricht der Fuller-Kurve und wird hier deutlich unterschritten. Somit ist der Boden als suffosiv zu bewerten.

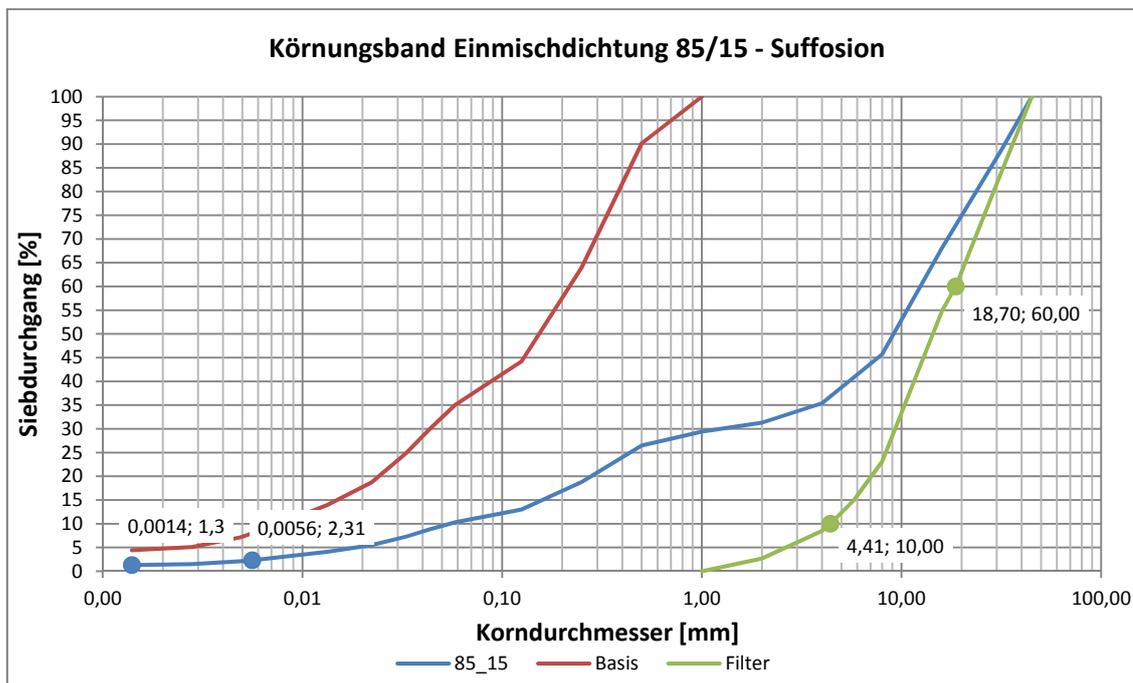


Abbildung 46 Ermittlung der Werteparameter H und F

• **Verfahren nach Ziems**

$$d_k = 0,455 * \sqrt[6]{C_U} * e * d_{17}$$

$$d_k = 0,455 * \sqrt[6]{\sim 200} * \sim 0,25 * \sim 0,25 \text{ mm} \approx 0,069 \text{ mm}$$

$$\frac{d_{min}}{F_s * d_k} \geq 1,5$$

$$\frac{0,0014}{0,4 * 0,069} = 0,051 \geq 1,5$$

Aufgrund des un stetigen Verlaufs der Körnungslinie mit einer Ausfallkörnung im Bereich der Grobsande eignet sich das Verfahren nach Ziems für den anstehenden Boden nicht.

- **Verfahren nach Burenkova (1993)**

$$h' = d_{90}/d_{60} \rightarrow h' = 31.5/13 \approx 2.42$$

$$h'' = d_{90}/d_{15} \rightarrow h'' = 31.5/0.16 \approx 197$$

$$0,76 * \lg(197) + 1 < 2.42 < 1,86 * \lg(197) + 1$$

$$2.74 \leftarrow 2.42 < 5.27$$

$$1 \leq 2.42 \leq 5$$

$$3 \leq 197 \leq 130$$

Abbildung 43 zeigt die nach Burenkova ausgewerteten Versuchskriterien und macht deutlich, dass einerseits die untere Grenzbedingung unterschritten und andererseits die ausgeprägte Ungleichförmigkeit der Kornverteilung das Spektrum überschreitet, welches im Nachweisverfahren nach Burenkova Berücksichtigung findet. Demnach kann mit dieser Nachweismethode keine Bewertung für den anstehenden Boden abgegeben werden.

5.4.6 Laborversuch zur Bewertung der Suffosionsstabilität

Mithilfe eines adaptierten Durchlässigkeitszylinders (Abbildung 47) wurden Versuche zur Bestimmung der Suffosionsstabilität durchgeführt. Dabei wird die Bodenprobe in drei Lagen in einem Zylinder ($h = 35 \text{ cm}$; $\varnothing = 25 \text{ cm}$) eingebaut und per Hand verdichtet. Die Probe wird von unten nach oben durchströmt, wobei der hydraulische Gradient über einen Hochbehälter erzeugt wird, bei dem die Druckhöhe über einen Regler konstant gehalten wird. Eine Pufferzone am oberen Ende der Probe und ein „offenes System“, welches den freien Abfluss des durchströmenden Wassers gewährleistet, ermöglichen einen Austrag des durch die Schleppkraft des Wassers mobilisierten Feinkorns. Abschließend wird das durchgeströmte Wasser in einem Auffangbecken gesammelt und auf ausgetragene Bodenpartikel untersucht.

Die getestete Einmischdichtung entspricht einem Verhältnis von 85/15, wobei der Anteil des Füllkorns leicht modifiziert wurde, damit der Anteil bei etwa 30 % liegt, wie auch aus der nachträglich geprüften Sieblinie (Abbildung 44) hervorgeht. Die dabei erreichte Einbaudichte entspricht in etwa der Proctordichte ρ_{Pr} . Nach anfänglicher Sättigung des Versuchskörpers wurde die Bodenprobe mit einem hydraulischen Gradienten $i = 1$ und $i = 2$ für jeweils vier Stunden durchströmt.

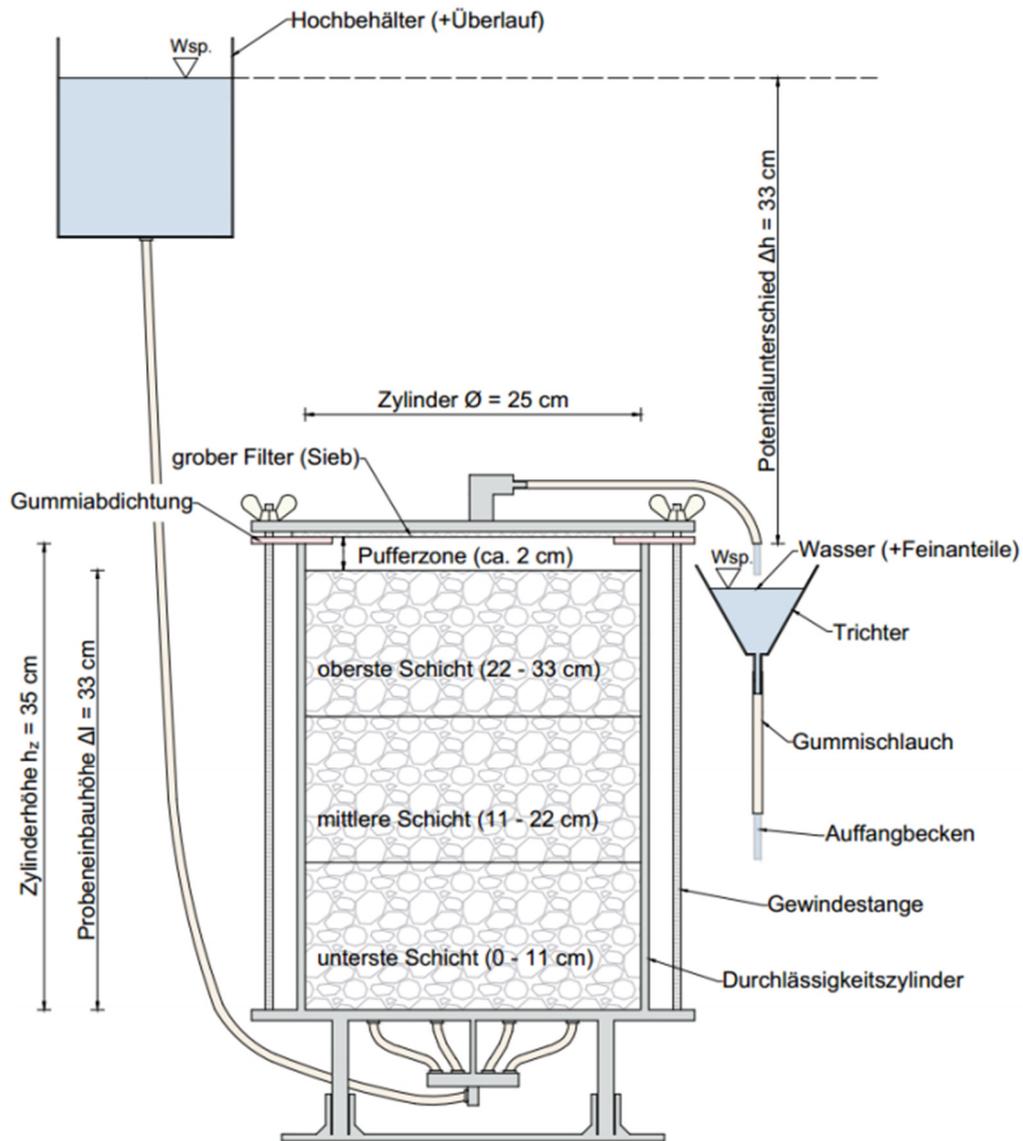


Abbildung 47 Suffusionsversuch mittels adaptiertem Durchlässigkeitszylinder (Berger, 2017)

Aufgrund der Überlegungen zur Schleppkraft, die bei der Austragung der ausgewaschenen Bodenpartikel bei gegebener Versuchsvorrichtung benötigt wird, wurde eine Kontrollrechnung durchgeführt, welche anhand der Gleichung von *Stokes* die Aussagekraft des Versuchs sicherstellen soll. Hierfür wurde anhand der Durchflussmenge nach vier Stunden und dem Querschnitt in der Pufferzone die Strömungsgeschwindigkeit ermittelt und anhand des Gesetzes von *Stokes*

$$F_R = F_G - F_A \quad (36)$$

F_R Stokes Reibung

F_G Gravitation

F_A Statischer Auftrieb

auf den maximalen Partikeldurchmesser rückgerechnet, der durch die vorhandene Schleppkraft transportiert werden kann. Dieser beläuft sich auch $d_{max} = 0.041 [mm]$ und repräsentiert in etwa 8.8 Massen-% der untersuchten Bodenprobe und gewährleistet, dass im Falle eines suffosiven Bodens die ausgetragenen Partikel ins Auffangbecken gelangen können.

Tabelle 22 Parameter Suffosionsversuch

Suffosionsversuch mittels adaptierten Durchlässigkeitszylinder

Bodenkennwerte			
Einbaumasse	35505.17 [g]	Feuchtdichte ρ	2.296 [g/cm ³]
Füllmaterial(<1mm)	10651.55 [g]	Wassertemperatur	24.6 [°C]
Einbauhöhe	33 [cm]	WG beim Einbau	4.74 [%]
Trockendichte ρ_d	2.192 [g/cm ³]	Mischverhältnis	85/15
Versuchskennwerte			
hydraulischer Gradient		i = 1; i = 2	
Versuchsdauer		je 240 min	

Bei beiden Versuchsdurchführungen (hydr. Gradient: i = 1, i = 2) wurden keine Bodenpartikel ausgetragen, somit lässt sich der untersuchte Boden in Bezug auf die gewählte Versuchsdurchführung als stabil gegenüber Suffosion bewerten.



Abbildung 48 Einbau der Probe in Durchlässigkeitszylinder



Abbildung 49 Versuchsapparatur (li.); Bodenprobe trocken/feucht (re.)

5.4.7 Beurteilung des Bodens hinsichtlich Stabilität gegenüber Suffosion

Von den fünf untersuchten Nachweismethoden, die vorwiegend für weitgestufte, grobkörnige Böden angewendet werden, bewerten drei die hier beispielhaft betrachtete Kornverteilung als suffosiv und die übrigen zwei eignen sich nicht bzw. liefern keine Aussage. Grund hierfür ist die weitgestufte Kornverteilung, welche nahezu die gesamte Bandbreite von Tonen bis hin zu Steinen abdeckt, die durch die Einmischung des Deckschichtmaterials (Rhein - Boden B) zustande kommt.

Die Ergebnisse des Durchströmungsversuches zur Ermittlung der Suffosität zeigen jedoch, entgegen der theoretischen Nachweismethoden, dass die untersuchte Bodenprobe stabil gegenüber Suffosion ist. Auch bei einem hydraulischen Gradienten von $i = 2$ konnte kein Austrag von Bodenpartikeln festgestellt werden.

Ein entscheidendes Kriterium stellt hierbei der Anteil des Füllkorns ($\varnothing \leq 1 \text{ mm}$) dar. Nimmt das Füllkorn bei dem Modell einer bimodalen Matrix die gesamten Porenräume des tragenden Korngerüsts ein, so kommt es zu einem Wechsel der dominierenden Matrix. Die Durchlässigkeit und somit die Durchströmung des Bodens nimmt stark ab und das Modell eines räumlichen Filters in Form des tragenden Korngerüsts greift nicht länger. Die Menge an Füllkorn, bei dem dieser Wechsel stattfindet, wird in der Literatur eingängig mit zirka 30 -Massen-% beziffert. Die Auffüllversuche (beschrieben in Kapitel 4.1.2) zeigen, dass für die untersuchte Einmischdichtung dieser Wert bei zirka 27.5 -Massen-% liegt.

6 Insituversuch Damm-Schüttung Meiningen

6.1 Überblick Projekt

Auf Basis der Untersuchung zur Einmischdichtung im Labor, wurde ein Testdamm geschüttet. Geeignete Bedingungen hierfür wurden im rechtsseitigen Rheinvorland auf der Höhe Meiningen vorgefunden. Parallel angeordnet zum bestehenden Uferbegleitdamm, wurde hierfür ein 30 m langer und 3 m hoher Testdamm geschüttet. Um die Aufwendungen zur Beschaffung des benötigten Schüttmaterials für die Einmischdichtungen möglichst gering zu halten, wurde auf der Fläche des Testobjekts, ein Aushub auf -1.5 m unter Geländeniveau getätigt. Dieses Niveau ist gleichbedeutend mit der Höhe der Dammsohle.

In der Länge wurde der Damm in drei Abschnitte zu je 10 m unterteilt. Dabei steht jeder Abschnitt für ein anderes Mischverhältnis der EMD-Materialien. In Abbildung 50 ist der Lageplan der Testschüttung dargestellt. Zu sehen ist der 1.5 m hohe Negativdamm vor der Verdichtung.

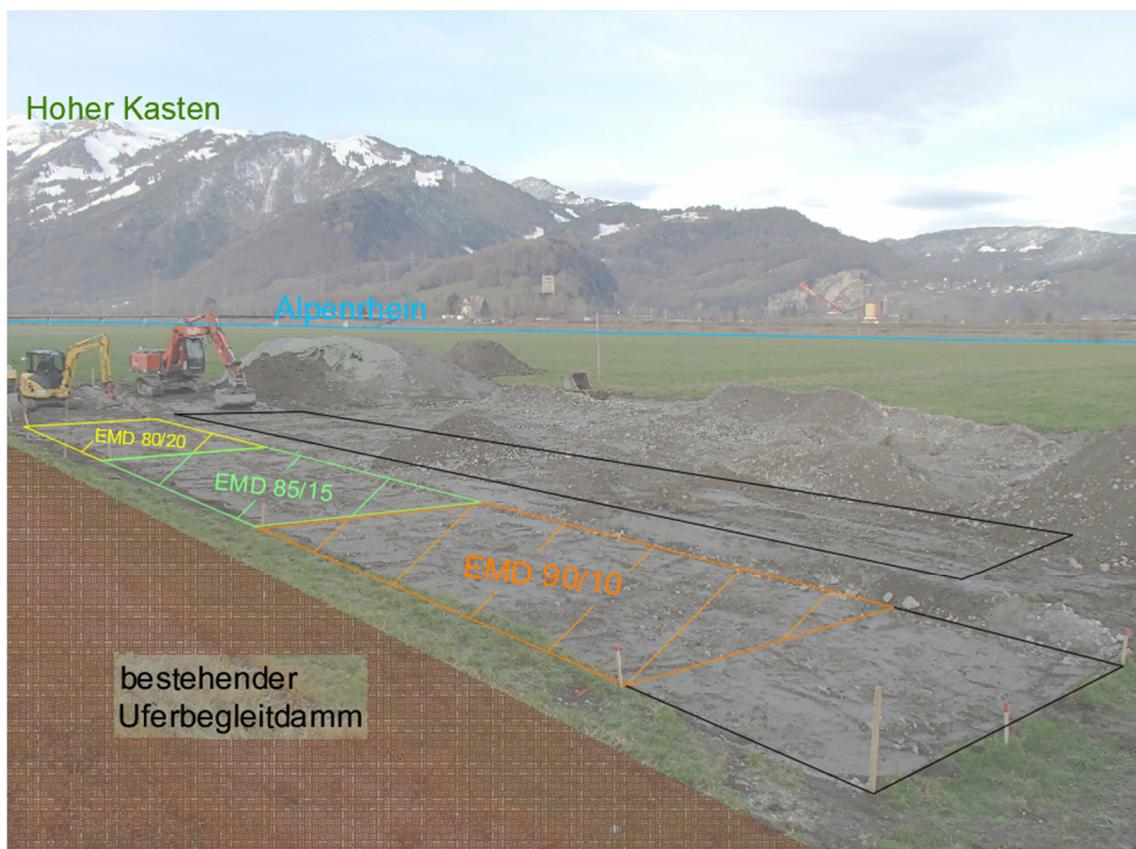


Abbildung 50 Übersichtplan Insituversuch Damm-Schüttung Meiningen

Tabelle 23 Verhältnis EMD in Prozent zu Baggerschaufeln

EMD [%]	EMD [Baggerschaufeln]
90/10	8/1
85/15	6/1
80/20	7/2

Um das entsprechende Mischverhältnis insitu herzustellen, wurde unter Berücksichtigung der unterschiedlichen Trockendichten von Rheinschotter und Deckschichtmaterial (Boden B) ein Verhältnis von Baggerschaufeln abgeschätzt (siehe Abbildung 51).

Auf der Manipulationsfläche wurde das Material im jeweiligen Verhältnis vermengt und mit dem Bagger mehrmals durchmischt. Sofern es der Arbeitsablauf zuließ wurde versucht möglichst große Mengen an EMD-Material auf Vorrat zu mischen, um eine höhere Homogenität zu erreichen (Abbildung 51).



Abbildung 51 Durchmischung der EMD auf der Manipulationsfläche

Der drei Meter hohe Damm wurde in zehn Lagen zu je zirka 30 cm geschüttet. Hierfür wurden die Lagen gut 35 cm hoch geschüttet und anschließend mit einem Bomag Walzenzug (BH 213 DH, Arbeitsgewicht 12 - 15 t) verdichtet. Die anfängliche Schütthöhe betrug um die 40 - 45 cm und wurde anschließend reduziert (Abbildung 52).



Abbildung 52 lagenweise Schüttung des Dammes

Pro Lage wurden drei bis vier Verdichtungsfahrten vorgenommen. Eine flächendeckende dynamische Verdichtungskontrolle (FDVK) war nicht im Walzenzug installiert. Es liegen somit keine vergleichbaren Verdichtungswerte vor. Die Wahl der Schütthöhe und der Überfahrten basiert somit rein auf einer optischen Einschätzung des zu verdichtenden Materials.

Die Verdichtung wurde hierfür nur in eine Richtung vorgenommen um einer möglichen Auflockerung durch ein gegeneinander Aufschieben des groben Korngerüsts, vorzubeugen.



Abbildung 53 Überblick verdichtete Lage mit gekennzeichneten EMD-Materialien

In Abbildung 53 und nachfolgend in Abbildung 54 sind die Unterschiede der verschiedenen EMD-Verhältnisse erkennbar. Hierbei zeigt sich seitlich der Spur des Walzenzuges ein anderes Verhalten des anstehenden Untergrundes. Und zwar hinterlässt der

Walzenzug im Untergrund der EMD-Materials im Verhältnis 80/20 einen deutlich tieferen "Fußabdruck" als im EMD-Material mit dem Mischverhältnis 90/10 (dargestellt in Abbildung 54). Dabei ist bei den Überfahrten in den Bereichen mit höheren Anteil an Einmischdichtungsmaterial eine deutlich erkennbare volumetrische Verformung des Untergrunds seitlich des Walzenzuges erkennbar. Die Verformungen lassen einen eher hohen Wassergehalt im Boden vermuten und äußern sich in ausgeprägten Rissen. Anders im Abschnitt mit dem geringen Anteil an Einmischmaterial. Hier stellt sich früher eine höhere Festigkeit im Untergrund ein, die abschnittsweise einen früheren Abbruch der dynamischen Verdichtung durch den Walzenzug erfordert. Bei den Ausgrabungsarbeiten im Zuge der Wasserersatzversuche kam auch vermehrt Kornzertrümmerung im Untergrund zum Vorschein (Abbildung 54). Dies deutet auf eine Dominant coarse Matrix (DCM) hin.



Abbildung 54 Lage verdichtet EMD 90/10 (links) - EMD 80/20 (rechts)



Abbildung 55 Aufrauen der glatten Oberfläche

Hinsichtlich einiger Wasseraustritte bei den Standrohrversuchen in der ersten Testlage, wurde für die zweite Testlage vorsorglich die Oberfläche zwischen den einzelnen Lagen aufgeraut (Abbildung 55). Damit soll einer Verzerrung der Wasserdurchlässigkeitsversuche vorgebeugt und ein möglichst isotroper Dammkörper geschaffen werden. Durch die lagenweise Schüttung und Verdichtung besteht ansonsten die Möglichkeit, dass durch die dabei geschaffenen horizontalen Verdichtungsflächen eine Anisotropie im Damm erzeugt wird, welche die Durchströmung des Dammes in vertikaler und horizontaler Richtung maßgeblich beeinflussen kann.

6.2 Insitu Versuche und Ergebnisse

Für die Feldversuche wurden zwei Testreihen vorgesehen. Die erste Testreihe bei einer Schütthöhe von 1.5 m und die zweite Testung bei 3.0 m auf der Dammkrone. Untersucht wurde im Zuge der Insitu-Versuche die Tragfähigkeit des Dammes mit statischen und dynamischen Lastplattenversuchen, die Lagerungsdichte anhand einer Rammsondierung und Wassersatzversuchen und die Wasserdurchlässigkeit mithilfe von Standrohrversuchen.

Tabelle 24 Vorgesehene Insitu-Versuche

Testreihe	dynamische Lastplatte	statische Lastplatte	Standrohr Versuch	Wasserersatz Versuche	Rammsondierung
1.5 m	mind.18	6	6	6	-
3.0 m	mind.18	6	6	6	6
Σ	mind. 36	12	12	12	6

Je EMD-Verhältnis wurden somit zwei Versuche pro Testlage vorgesehen. Beim dynamischen Lastplattenversuch verdreifacht sich die Anzahl, da zur Verifizierung eines Ergebnisses mindestens drei Versuche übereinstimmen sollten.

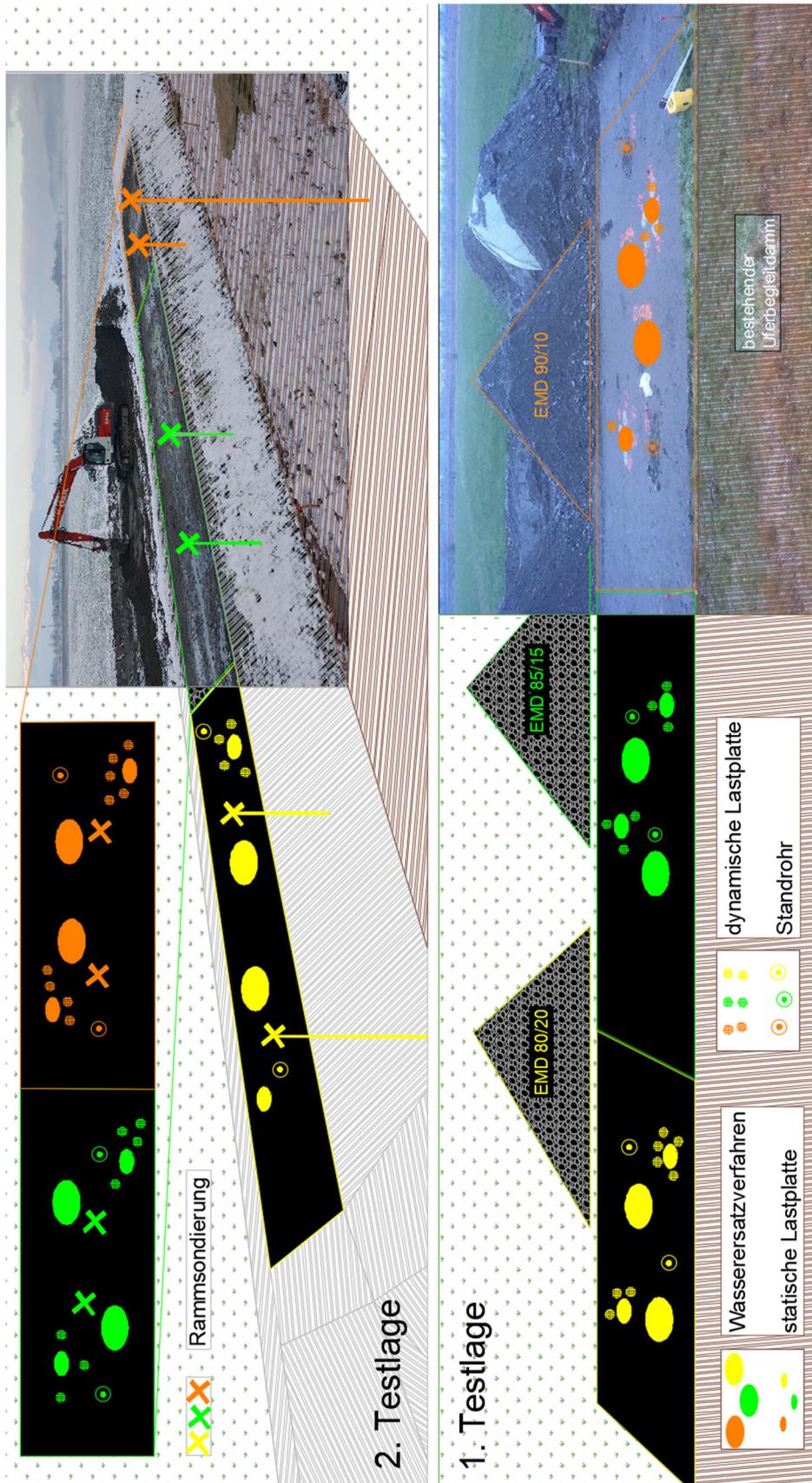


Abbildung 56 Übersichtsplan Insitu-Versuche

6.2.1 Dichtebestimmung im Feld anhand des Wasserersatzverfahrens

Mit Hilfe des Wasserersatzverfahrens kann die Feuchtdichte ρ im Feld bestimmt werden. Anwendung findet diese Methode vor allem bei nichtbindigen und grobkörnigen Böden sowie Grobsanden und kiesigen Untergrund.

Hierfür wird ein zylindrischer Metallring auf eine möglichst plane Fläche positioniert. Um die genaue Oberfläche zu erfassen und Unebenheiten zu berücksichtigen, muss vor dem Aushub eine möglichst dünne Folie, welche sich an den Untergrund anschmiegt, eingebracht werden und der Zylinder bis zu einem vordefinierten Level befüllt werden (Abbildung 57). Das Level wird dabei durch eine Nadel markiert, welche mittig im Kreisring an einem Querbalken montiert ist. Das Level ist erreicht, wenn die Oberflächenspannung an der Nadel sichtbar ist (Abbildung 59).

Anschließend wird ein Loch ausgehoben und die entnommene Bodenmasse gewogen. Die entnommene Menge sollte entsprechend groß sein um, im Verhältnis zum Größtkorn, einen repräsentativen Wert für die Dichte des Bodens zu liefern. Der Aushub ist mit Sorgfalt vorzunehmen und es ist darauf zu achten eine möglichst glatte Oberfläche zu schaffen (Abbildung 58). Die Folie wird ein zweites Mal eingebracht und Wasser eingefüllt.

Anhand der beiden Auffüllversuche und Wiegung der eingefüllten Wassermenge wird das differentielle Volumen bestimmt und mit der bekannten Dichte von Wasser und der gewogenen Masse des Bodenmaterials auf die Feuchtdichte des anstehenden Bodens rückgerechnet.

Im Falle des EMD-Materials wurde der Durchmesser des Metallringes bei 1 m gewählt und die zu entnehmende Bodenmenge auf zirka 140 kg festgelegt.



Abbildung 57 Wasserersatzverfahren Abnahme der Oberfläche (links); Wasserauffüllversuch (rechts)



Abbildung 58 Wassersatzverfahren: Aushub (links); fertiger Aushub (rechts)

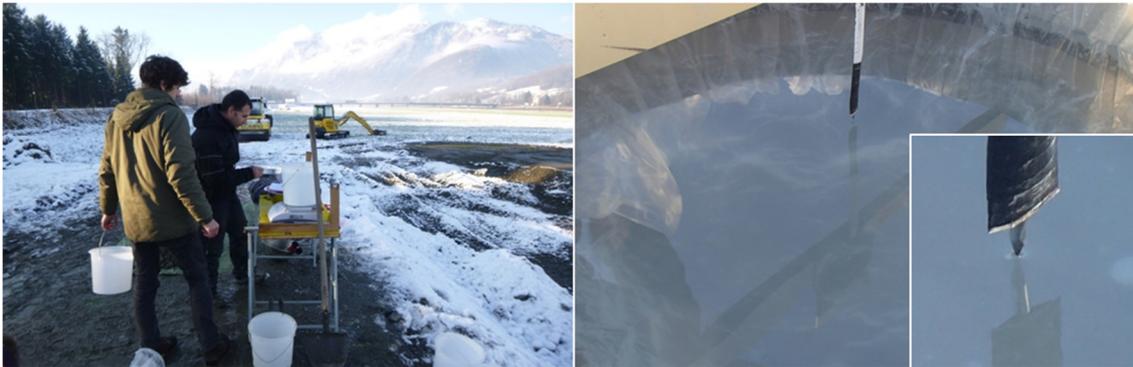


Abbildung 59 Wasserersatzverfahren: Wägung (links); Auffüllniveau (rechts)

Tabelle 25 Insitu Versuchsergebnisse Wasserersatzversuche 1. und 2. Lage

EMD Rheinschotter/Boden B	1. Testlage, 1.5 m Feuchtdichte ρ [g/cm ³]	2. Testlage, 3.0 m Feuchtdichte ρ [g/cm ³]
90/10	2.55	2.57
90/10	2.46	2.51
85/15	2.48	2.55
85/15	2.56	2.65
80/20	2.60	2.91
80/20	2.73	2.51

Einige der Versuchsergebnisse zeigen sehr hohe Werte an, dies kann einer ungenauen Abnahme der Oberfläche vor dem Aushub geschuldet sein und begründet sich auch durch einzelne "Findlinge", die gesehen zur Probenmenge, eine Verzerrung der Dichte zufolge haben.

6.2.2 Statische Lastplattenversuche nach DIN 18134:2012-04

Beim statischen Lastplattenversuch wird auf eine $\varnothing = 300$ mm Platte durch eine von Hand zu bedienende Hydraulikpumpe auf den Boden gepresst, wobei ein schweres Fahrzeug als Gegengewicht dient. Über einen mechanischen Wegaufnehmer zwischen Platte und Hydraulikzylinder wird hierbei die einwirkende Last bestimmt. Die daraus resultierende Setzung wird über eine Messuhr aufgenommen (Abbildung 60).

Der Plattendruckversuch wird bis zur vorgewählten Maximallast in mindestens sechs Laststufen durchgeführt, anhand welcher anschließend der Verformungsmodul bestimmt werden kann. Die Vorgaben der Versuchsdurchführung nach DIN 18134 sind hierbei genau einzuhalten. Der Boden wird dabei einer Belastung - Entlastung - Wiederbelastung ausgesetzt.

Die dabei eruierten Ergebnisse sind die Verformungsmoduli E_{V1} und E_{V2} für die Erst- und Wiederbelastung. Ein Verhältniswert von E_{V1} und E_{V2} dient zur Bewertung der Verdichtung des Untergrundes (Boley, 2012).

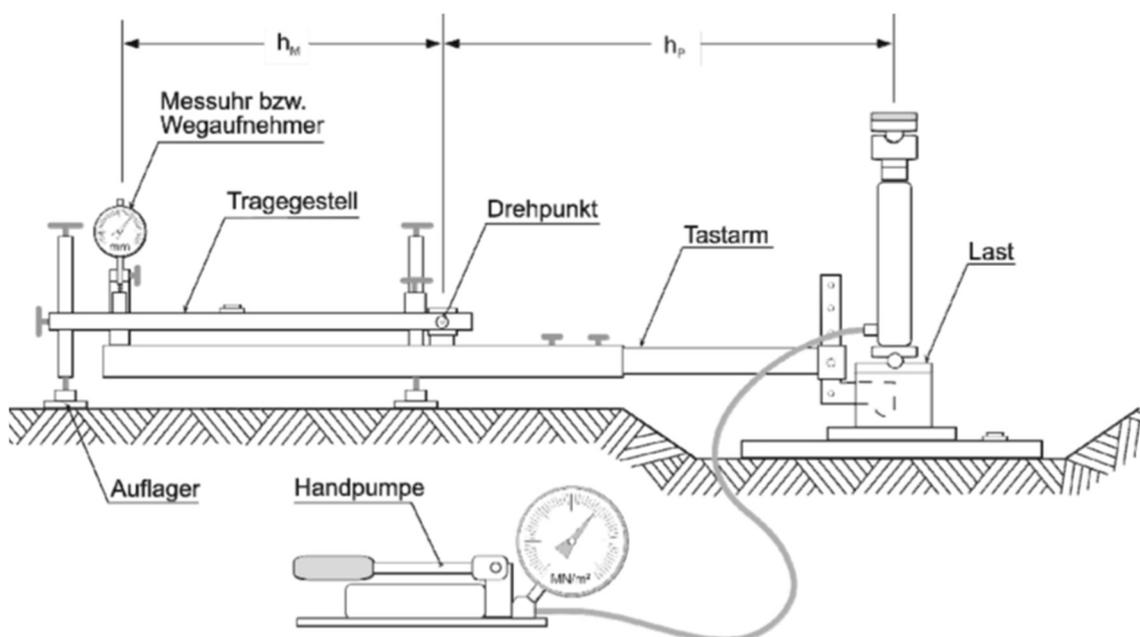


Abbildung 60 Schema Versuchsapparatur eines statischen Lastplattenversuches (Boley, 2012)



Abbildung 61 Statischer Lastplattenversuch Insituversuch Damm

Tabelle 26 Insitu Versuchsergebnisse statischer Lastplattenversuch 1. + 2. Lage

EMD Rheinschotter/Boden B	E_{V1} [MN/m ²]	E_{V2} [MN/m ²]	E_{V1}/E_{V2} [-]
1. Testlage, 1.5 m			
90/10	62.5	173.08	2.77
90/10	41.67	150	3.6
85/15	8.82	30.41	3.45
85/15	17.44	59.21	3.4
80/20	12.1	32.61	2.69
80/20	57.69	150	2.6
2. Testlage, 3.0 m			
90/10			
90/10			
85/15			
85/15			
80/20			
80/20			

6.2.3 Dynamische Lastplattenversuche

Mit dem dynamischen Lastplattenversuch kann im Schnellverfahren eine Überprüfung der Dichte erfolgen. Da hierfür kein entsprechendes Gegengewicht erforderlich ist, kann dieser Versuch sehr flexibel eingesetzt werden.

Das Prinzip des dynamischen Lastplattenversuches beruht auf einer an der Lastplatte angebrachten Gummifeder. Durch ein 10.2 kg schweres Fallgewicht aus 1.0 m Höhe wird in diesem System eine Schwingung angeregt, welche über ein Geophon gemessen wird (Abbildung 62). Der daraus resultierende Verformungsmodul E_{vd} wird über die maximale Spannung bezogen auf die maximale Einsenkung multipliziert mit dem 1.5-fachen Radius ermittelt (Boley, 2012).

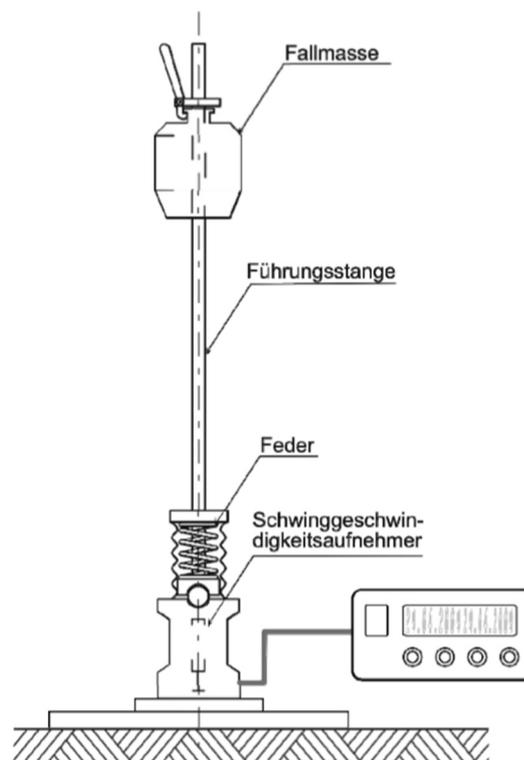


Abbildung 62 Schema eines dynamischen Lastplattengerätes (Boley, 2012)

Aufgrund der Gegebenheit einer weitgestuften Kornverteilung der Einmischdichtung zeigten die durch den dynamischen Lastplattenversuch ermittelten Werte eine hohe Streuung. Um drei in einem engeren Wertebereich liegende Werte zu erhalten, wurden daher in einigen Abschnitten mehrere Versuche durchgeführt.

Tabelle 27 Insitu Versuchsergebnisse dynamischer Lastplattenversuch 1. und 2. Lage

EMD Rheinschotter/Boden B	$E_{vd}(1)$ [MN/m ²]	$E_{vd}(2)$ [MN/m ²]	$E_{vd}(3)$ [MN/m ²]	$E_{vd}(\text{mean})$ [MN/m ²]
1. Testlage, 1.5 m				
90/10	47.1	48.7	49.6	48.5
90/10	42.5	48.6	41.8	44.3
85/15	24.4	23.3	21.3	23.0
85/15	18.8	22.0	29.3	23.4
80/20	39.7	42.9	38.5	40.4
80/20	57.0	51.0	52.6	53.5
2. Testlage, 3.0 m				
90/10				
90/10				
85/15				
85/15				
80/20				
80/20				

6.2.4 Rammsondierung zur Erkundung der Lagerungsdichte

Bei der Rammsondierung wird durch schlagen mit einem definierten Fallgewicht und Fallhöhe ein Gestänge mit verdickter Spitze in den Boden getrieben. Dabei wird die Schlaganzahl n_{10} gezählt, die zur Eindringung von 10 cm Wegstrecke benötigt wird. Anhand der Anzahl an Schlägen können Rückschlüsse auf die Bodenlagerungsdichte gemacht werden.

Abhängig vom Spitzendurchmesser und der Fallenergie sind verschiedene Rammsonden definiert (Kolymbas, 2011).

- leichte Rammsonde (DPL, dynamic probing light)
- mittelschwere Rammsonde (DPM, dynamic probing medium)
- schwere Rammsonde (DPH, dynamic probing heavy)

Die Reichweite bei DPL liegt dabei zirka bei 10 m, jene bei DPM und DPH in Abhängigkeit vom Untergrund bei etwa 25 m (Kolymbas, 2011)

Nachfolgend sind einige dienliche Hinweise die zur Interpretation der Sondierergebnisse zu beachten sind angeführt (Kolymbas, 2011).

- Mit zunehmender Lagerungsdichte steigt der Eindringwiderstand überlinear (wichtig zur Verdichtungskontrolle). Auch eine Bodenvermittlung erhöht wesentlich den Eindringwiderstand.
- Bei eckigen und rauen Körnern ist der Eindringwiderstand größer als bei runden und glatten Körnern.
- Steine können den Eindringwiderstand beträchtlich erhöhen. Daher ist ein vereinzelt auftretender, erhöhter Eindringwiderstand nicht für die ganze Schicht indikativ
- Der Eindringwiderstand schwankt umso stärker, je grobkörniger der Boden ist.
- Unterhalb des Grundwasserspiegels fallen die Schlagzahlen in rolligen Böden geringer aus.

Tabelle 28 Bewertung der Ergebnisse einer DPH (schwere Rammsonde) in nichtbindigen Boden (Eißfeldt, 2005)

DPH Eindringwiderstand N_{10}	Charakteristischer Reibungswinkel φ'	Steifemodul E_s [MN/m²]	Benennung der Festigkeit
< 2	< 30°	< 15	sehr gering
2 - 6	30° - 35°	15 - 50	gering
6 - 11	35° - 37,5°	50 - 80	mittel
11 - 19	37,5° - 40°	80 - 100	groß
> 19	≥ 40°	> 100	sehr groß

Die Datenblätter der ausgewerteten Rammsondierung sind dem Anhang (Kapitel 10) zu entnehmen.



Abbildung 63 Durchführung der Rammsondierung

6.2.5 Standrohr - Durchlässigkeit

Das Prinzip der Durchführung von Standrohrversuchen zur Ermittlung der Durchlässigkeit insitu gleicht jenem der Laborversuche, weswegen an dieser Stelle auf Kapitel 5.1.3 verwiesen wird.

Tabelle 29 Insitu Versuchsergebnisse Standrohr 1. und 2. Lage

EMD Rheinschotter/Boden B	1. Testlage, 1.5 m k-Wert [m/s]	2. Testlage, 3.0 m k-Wert [m/s]
90/10	6.4E-08	3.2E-07
90/10	5.1E-08	2.4E-07
85/15	4.6E-08	3.4E-07
85/15	8.6E-08	1.5E-07
80/20	2.2E-07	2.3E-07
80/20	5.7E-08	1.5E-07

Die Testergebnisse der Standrohrversuche insitu weisen allgemein geringe Durchlässigkeiten auf. Zwischen den verschiedenen Mischverhältnissen der EMD sind keine deutlichen Unterschiede erkennbar. Vergleicht man die Laborergebnisse aus Kapitel 5.1.3 (Abbildung 16) mit den Insitu-Durchlässigkeiten lässt sich ein Füllkornanteil ($d < 1\text{mm}$) größer 34 % abschätzen.

Zu erwähnen sind hier auch die unterschiedlichen Feuchtwichten. Die durch die Wasserersatzversuche eruierten Werte für die Feuchtwichte des EMD-Materials liegen im Bereich von $2.5\text{ [g/cm}^3\text{]}$, jene im Labor nehmen Werte bei $2.3\text{ [g/cm}^3\text{]}$ an.

6.2.6 Auswertung E_{VIB} - Wertes (BOMAG Walzenzug)

Der E_{VIB} - Wert wird direkt beim Verdichtungsprozess gemessen und gibt einen Wert für die Bodensteifigkeit in $[\text{MN/m}^2]$ aus. Der E_{VIB} - Wert wird über den Zusammenhang der Bodenkontaktkraft zur Einsenkung der Walzenbandage ermittelt und wird bei der Flächendeckenden dynamischen Verdichtungskontrolle (FDVK) eingesetzt.

Hierfür wird die Wechselwirkung zwischen der Beschleunigung der vibrierenden Bandage und der dynamischen Steifigkeit des Bodens gemessen. Nimmt die Bodensteifigkeit mit zunehmender Verdichtung zu, erhöht sich in der Regel die Rückbeschleunigung der Bandage. Diese Beschleunigung wird über Messwertaufnehmer erfasst und somit die zwischen Boden und Bandage wirkende Kontaktkraft sowie der Schwingweg der gesamten Bandage ermittelt. Wird nun die Kontaktkraft über den Schwingweg der Bandage gelegt, ergibt sich für den in der Bandage liegenden Exzenter bei jeder Umdrehung eine Be- und Entlastungskurve (Abbildung 64). Die Fläche in dieser Kurve entspricht der geleisteten Verdichtungsenergie. Der E_{VIB} wird kontinuierlich mit einer Messwertdichte von bis zu 10 cm ermittelt (BOMAG).

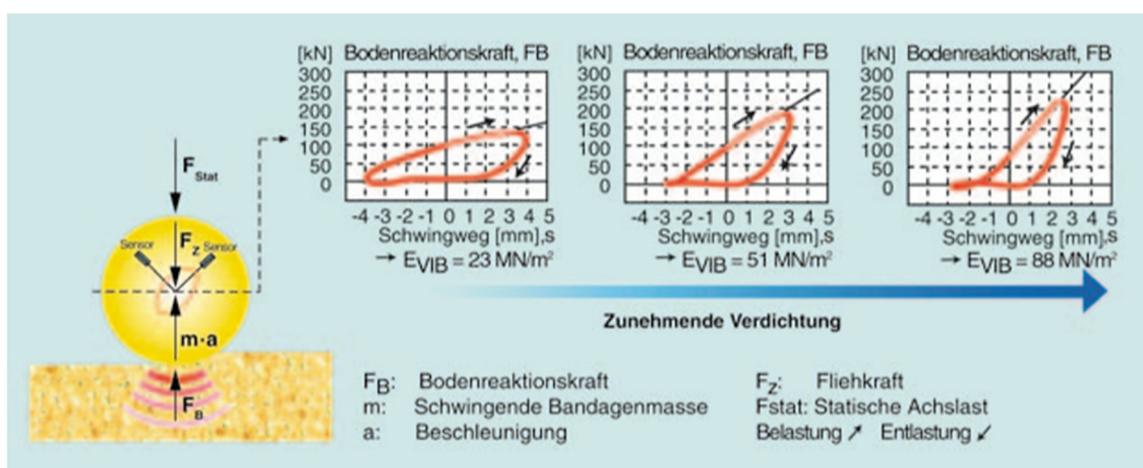


Abbildung 64 Be- und Entlastungskurve zur Ermittlung des E_{vib} - Wertes (BOMAG)

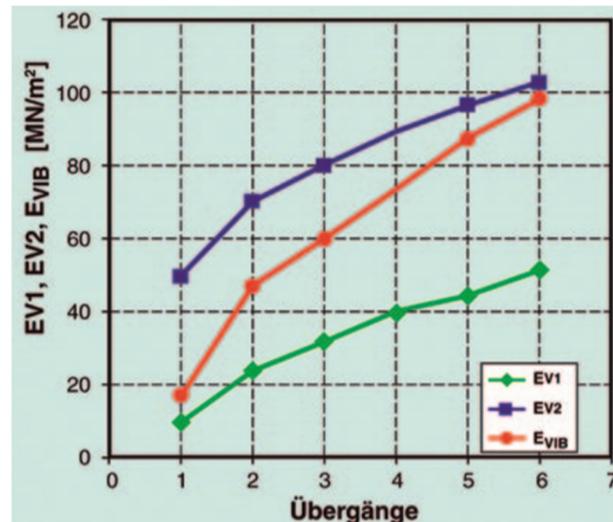


Abbildung 65 Korrelation des E_{VIB} - Wertes mit dem statischen Lastplattenversuch (BOMAG)

Die Ausgabe des E_{VIB} - Wertes erfolgt über das BOMAG Operation Panel (BOP). Die Messwerte werden dabei digital und als Balkendiagramm angezeigt und liefern somit direkt einen Überblick über den Verdichtungsfortschritt im Untergrund (BOMAG).

Bei den Verdichtungsüberfahrten auf der Dammkrone (3.0 m) wurde ein Mitschnitt des E_{VIB} - Wertes gemacht und ausgewertet (Abbildung 66).

In Abbildung 66 sind die drei Verdichtungsfahrten über die Länge des Dammes dargestellt. Von 0 bis 10 m ist der Abschnitt der die EMD 80/20 dargestellt, 10 bis 20 m zeigt den Abschnitt mit der EMD 85/15 und von 20 bis 30 m ist der Abschnitt der EMD 90/10 zu sehen. Für jeden Abschnitt ist je Überfahrt ein Mittelwert dargestellt. Zudem ist für jede Überfahrt die tendenzielle Entwicklung der Steifigkeit des Bodens zu sehen. Innerhalb der einzelnen EMD-Abschnitte zeichnen sich starke Schwankungen der Steifigkeit im Untergrund ab. Der jeweilige Mittelwert und die Tendenz der Bodensteifigkeit lassen jedoch Unterschiede im Mischverhältnis der EMD erkennen. Beim Vergleich der Überfahrten sind auf gleicher Wegstrecke Analogien erkennbar welche die Entwicklung der Zunahme der Bodensteifigkeit deutlich wiedergeben. Auf den Metern 26 bis 30 findet keine Zunahme der Bodensteifigkeit statt. Hier kam es bei den Überfahrten zu starken Rückstößen die zu einem Abbruch des Verdichtungsvorganges führten. Die hohe Rückbeschleunigung lässt auf eine hohe Steifigkeit im Untergrund und somit auf einen eher hohen Kiesanteil des EMD-Materials schließen. Bei den Ausgrabungen der Wasserersatzversuche wurde in diesem Bereich des Dammes eine vermehrte Kornzertrümmerung festgestellt.

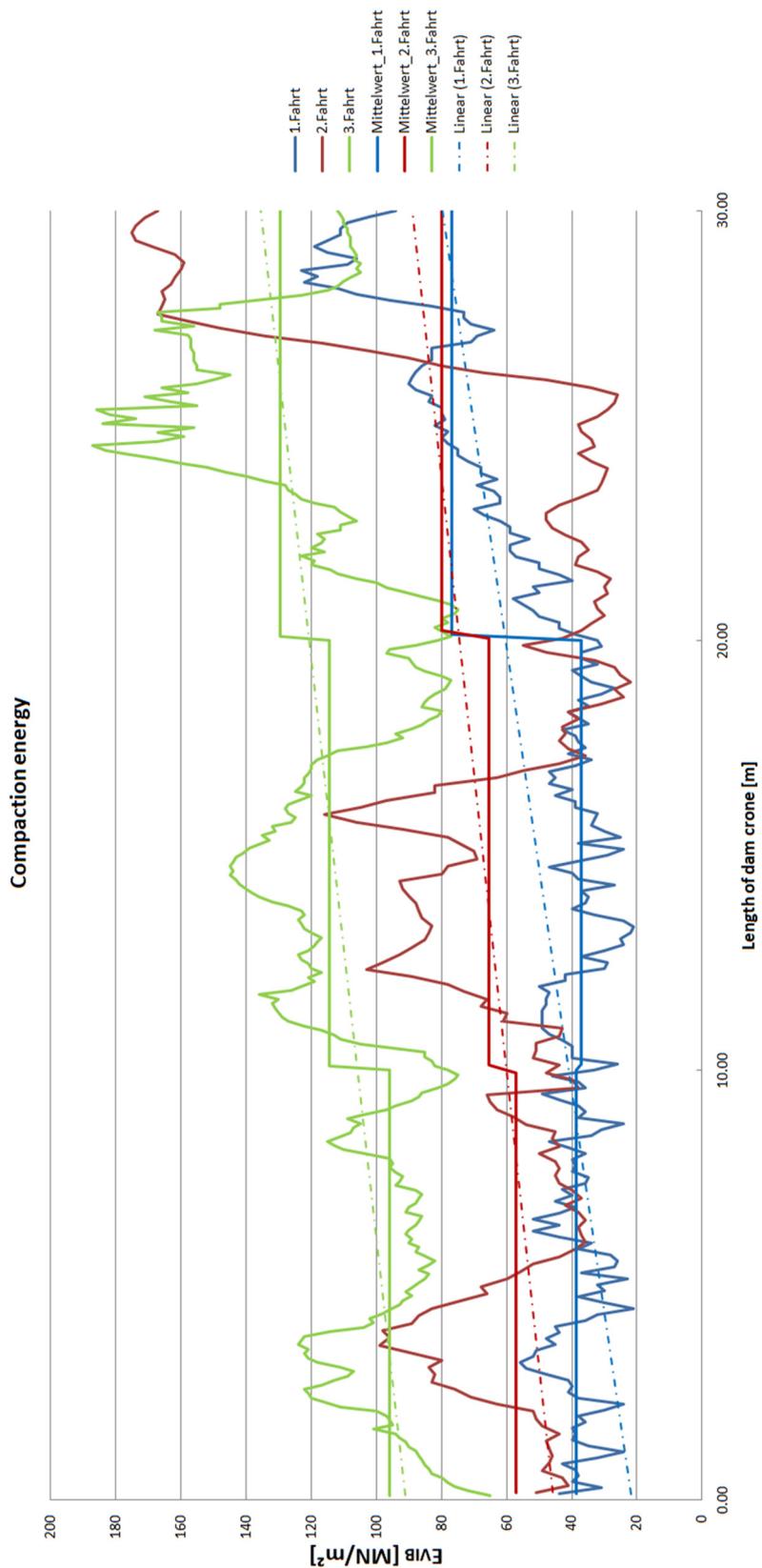


Abbildung 66 Manuelle Auswertung des E_{VIB} - Wertes

7 Schlussfolgerung

Die Untersuchungen an den Rheinböden zur Eignung der EMD zeigen, dass für nicht-bindige Böden eine analytische Herangehensweise aufschlussreiche Erkenntnisse hinsichtlich der untersuchten bodenmechanischen Parameter liefern kann. Die Betrachtung der Körnungsmatrix ermöglicht anhand der Kornverteilung eine Klassifizierung der EMD, welche aufgrund der Größe des Projektgebiets und der dadurch verbundenen Streuung im Untergrund, nicht an einem einzelnen Mischverhältnis festgemacht werden kann. Bei der Auswertung und Interpretation der Versuchsergebnisse lässt sich zudem leichter ein Überblick über die jeweilige EMD verschaffen, was sich positiv auf die Qualität des hergestellten Schüttmaterials auswirken kann.

Die Idee zur Definition einer Bandbreite für zulässige EMD-Verhältnisse, welche gesehen zum Füllkornanteil nach oben hin durch die Festigkeitseigenschaften und nach unten hin durch die Durchlässigkeitseigenschaften begrenzt ist, lässt sich aufgrund des hohen Aufwandes im Rahmen dieser Untersuchungen nicht realisieren. Zwar konnte nach unten hin ein Füllkornanteil von zirka 27.5 % ausgemacht werden, um die geforderten Durchlässigkeitseigenschaften zu gewährleisten, jedoch wäre nach oben hin, aufgrund der Streuung der Ergebnisse, eine Vielzahl von Scherversuchen notwendig um eine mögliche Grenze zu definieren.

Dennoch liefern die Untersuchungen aufschlussreiche Erkenntnisse bezüglich der bodenmechanischen Eigenschaften der Einmischdichtungsmaterialien vom Alpenrhein und es hat sich gezeigt, dass eine analytische Betrachtung von Böden zum besseren Verständnis der Eigenschaften beitragen kann.

8 Literatur

- Berger, M. (2017). *Masterarbeit - Rütteldruckverdichtung zur Verringerung der Wasserdurchlässigkeit sowie zur Erhöhung der Suffosionsstabilität*. Graz: TU Graz.
- Boley, C. (2012). *Handbuch Geotechnik, Grundlagen - Anwendung - Praxiserfahrung*. Wiesbaden: Vieweg+Teubner Verlag.
- BOMAG. (2012). *Bomag Verdichtungsmess- und Dokumentationssysteme*. Hellerwald: BOMAG, Fayat Group.
- Burenkova, V. V. (1993). Assessment of suffusion in non-cohesive and graded soils. In *Filters in geotechnical and hydraulic engineering*. (S. 357-360). Balkema, Rotterdam.
- Chang, D. S., & Zhang, L. M. (2013). Extended internal stability criteria for soils under seepage. In T. J. Society, *Soils and Foundations* (S. 569-583). Hong Kong, Beijing.
- Eißfeldt. (2005). *Sondierung und deren Bewertung*. Hamburg: Bundesanstalt für Wasserbau (BAW).
- Fredlund, D., & Krahn, J. (1977). Comparison of slope stability methods of analysis. *Canadian Geotechnical Journal*, 14(3).
- Jentsch et al. (2014). *Experimental Investigation - Influence of the shape of the gradation curve on the soil structure*.
- Khaksar, N. E., & Eslami, A. (2014). *Assessment of likelihood of suffusion in alluvial soils: case history*. Berlin & Heidelberg: Springer-Verlag.
- Kolymbas, D. (2011). *Geotechnik (Bodenmechanik, Grundbau und Tunnelbau) 3., neu bearbeitete Auflage*. Berlin & Heidelberg: Springer-Verlag.
- Lang, D. (2008). *Durchlässigkeit von Böden: Übliche Verfahren und deren Überprüfung im Labor*. Hamburg: Diplomica Verlag GmbH.

- Laursen, C. (2014). Das neue Merkblatt Materialtransport im Boden (MMB). In *Filter und hydraulische Transportvorgänge im Boden* (S. 7-11). Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau.
- Marte et al. (2014). *Böschungsbruch Großversuche - begleitet durch ein intensives Messprogramm*. Braunschweig: Eigenverlag TU Braunschweig.
- Pregl, O. (1997). *Geotechnischer Bericht*. Universität für Bodenkultur Wien.
- Salehi Sadaghiani, M. R. (2016). *Suffusion Phenomenon in Widely Graded Soils- Influence of Homogeneity*. PHD Thesis. Weimar: Bauhaus Universität Weimar.
- Schmidt, H.-H., Buchmaier, R. F., & Vogt-Breyer, C. (2014). *Grundlagen der Geotechnik; Geotechnik nach Eurocode*. Wiesbaden: Springer Vieweg.
- Schultze, E. (1975). Some aspects concerning the application of statistics and probability to foundation structures. in *Proceeding of the 2nd International Conference on the Applications of Statistics and Probability in Soil and Structure Engineering*, (S. 15-18). Aachen.
- Teferra, A. (1975). Beziehung zwischen Reibungswinkel, Lagerungsdichte usw. Aachen.
- Witt, K. J. (28. 1 2014). Suffosion nichtbindiger Böden - Phänomen und Nachweismethode. In K. J. Witt (Hrsg.), *BAW-Kolloquium "Filter und hydraulische Transportvorgänge im Boden"* (S. 7-11). Hannover: Bundesanstalt für Wasserbau. Abgerufen am 28. 1 2014

9 Normative Anweisung

ÖNORM B 4412:1974

Erd- und Grundbau: Untersuchungen von Bodenproben - Korngrößenverteilung

ÖNORM B 4414:1979

Erd- und Grundbau: Untersuchung von Bodenproben - Bestimmung der Dichte des Bodens - Feldverfahren

ÖNORM B 4416:1978

Erd- und Grundbau: Untersuchung von Bodenproben - Grundsätze für die Durchführung und Auswertung von Scherversuchen

ÖNORM B 4419:1985

Erd- und Grundbau: Untergrunderkundung durch Sondierung - Rammsondierung

ÖNORM B 4422-1:1992

Erd- und Grundbau: Untersuchungen von Bodenproben - Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit - Laborprüfungen

DIN 18134:2012-04

Baugrund - Versuche - Plattendruckversuch

10 Anhang

- **Anhang A** **Auswertung Scherversuche**
- **Anhang B** **Auswertung Triaxialversuch**
- **Anhang C** **Auswertung Sieblinien**
- **Anhang D** **Auswertung Proctorversuche**
- **Anhang E** **Auswertung Rammsondierungen**

Anhang A

- **Auswertung Scherversuche**

<i>Einmischdichtung</i>	peak/residual	Scherweg [mm]	Zustand	Schergeschw. [mm/min]
85/15	resid.	-	trocken	0.5
85/15	peak	-	trocken	0.5
85/15	-	15 - 20	gesättigt	0.2
85/15	-	25 - 30	gesättigt	0.2
85/15	-	15 - 20	gesättigt	0.03
85/15	-	25 - 30	gesättigt	0.03
<i>Rheinschotter</i>	resid	-	gesättigt	0.3
<i>Rheinschotter</i>	peak	-	gesättigt	0.3
<i>Rheinschotter*</i>	resid	-	gesättigt	0.3
<i>Rheinschotter*</i>	peak	-	gesättigt	0.3
<i>Rheinsch. > 4mm</i>	.	15 - 25	gesättigt	0.5
<i>Rheinsch. < 4mm**</i>	-	-	gesättigt	0.0065
<i>Rheinsch. < 2mm**</i>	-	-	gesättigt	0.0065

(*) höhere Normalspannungen

(**) kleine Scherbox (100*100*20)

Anhang B

- **Auswertung Triaxialversuch**

- EMD 80/20 (Füllkornanteil 40 %); CU - Versuch

Anhang C

- **Auswertung Sieblinien**

<i>Einmischdichtung</i>	Füllkornanteil
<i>80/20</i>	35.7
<i>85/15</i>	28.8
<i>87/13</i>	25.7
<i>95/05</i>	19.8
<i>Rheinschotter Bigbag 1</i>	24.3
<i>Rheinschotter Bigbag 2</i>	24.5
<i>Rheinschotter Bigbag 3</i>	20.2
<i>Boden B</i>	99.7
<i>Suffosions- Versuch (85/15)</i>	29.4
<i>Standrohr- Versuch 27.5</i>	28.3

Anhang D

- **Auswertung Proctorversuche**

<i>Einmischdichtung</i>	Feinkornanteil
<i>85/15</i>	30.0 %
<i>Füllkorn</i>	100.0%

Anhang E

- **Auswertung Rammsondierungen**

<i>Einmischdichtung</i>	Bezeichnung	Feinkornanteil [%]	Tiefe [m]
90/10	SRS 1		15
90/10	SRS 2		4
85/15	SRS 3		4
85/15	SRS 4		4
80/20	SRS 5		4
80/20*	SRS 6		15

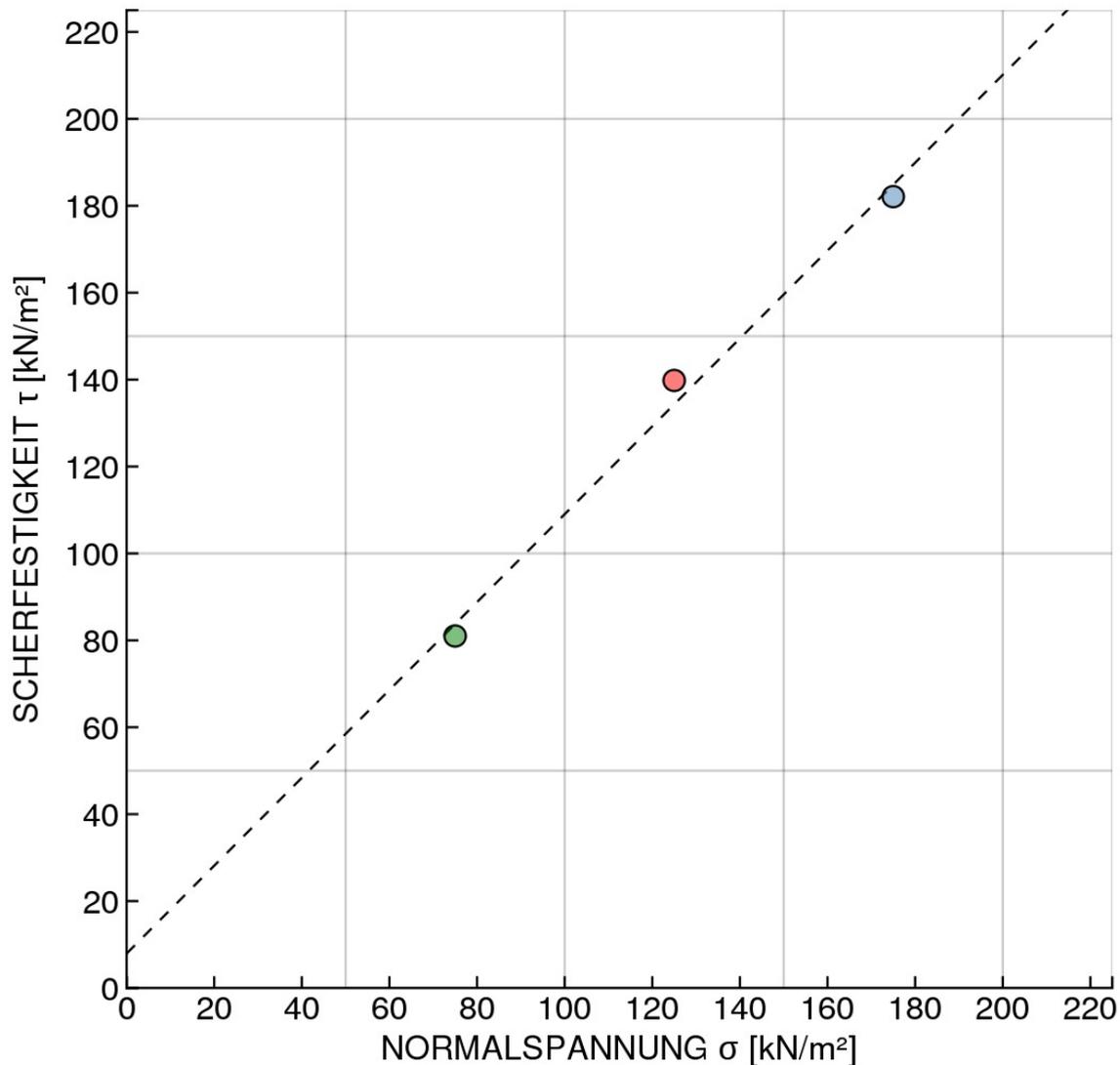
(*) fehlt noch

AUFTRAGGEBER: MA Tobias Schlager	BODENART: Gr sa si'	LABORNUMMER: 19968 (dry)
PROJEKT: Rhesi	TIEFE: -	AUFTRAGSNR: 2
BEZEICHNUNG: 85/15; trocken	BEARBEITER: TS	DATUM: 23.09.17 - 24.09.17

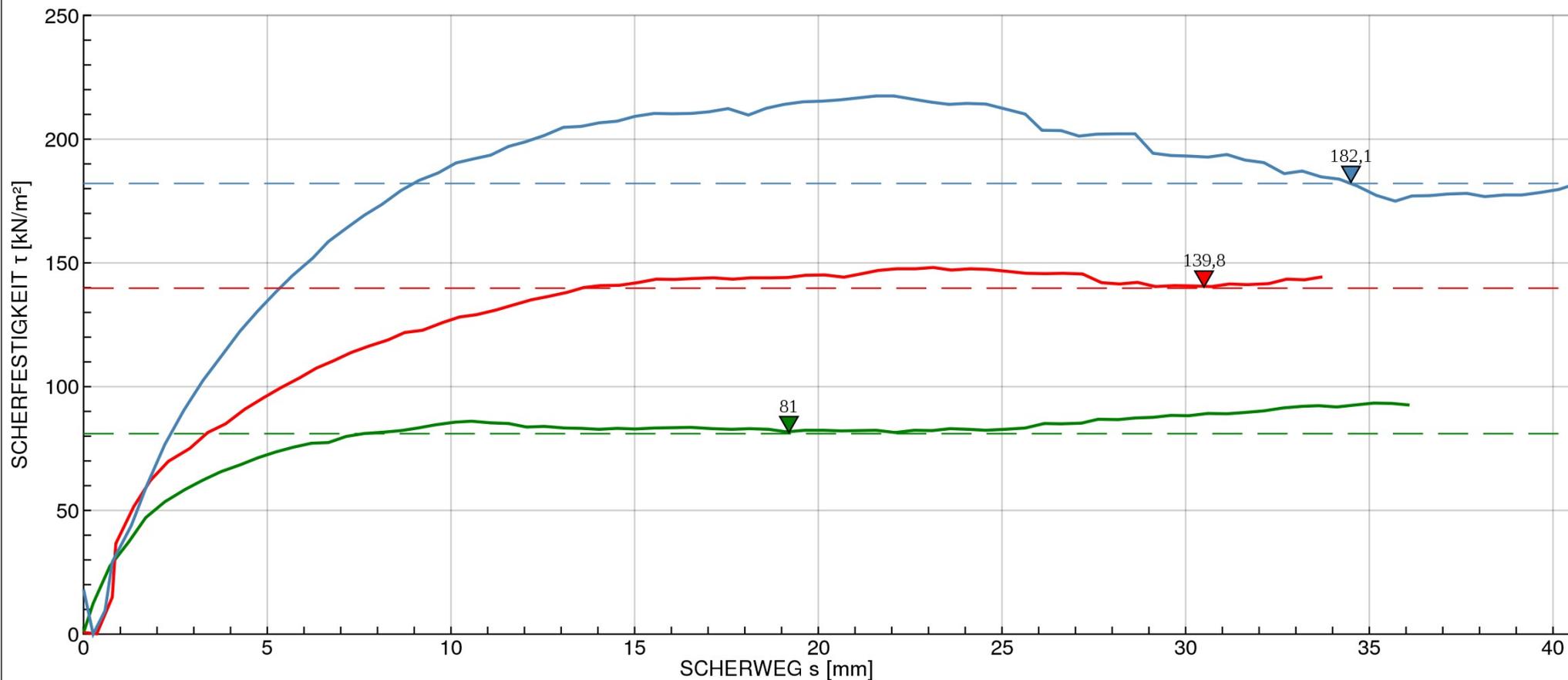
RAHMENSCHERVERSUCH NACH ÖNORM B 4416

Büchsengröße: 300 x 300 x 200 mm

GRÖSSTKORN: < 4 mm		Versuch 1	Versuch 2	Versuch 3
KONSOLIDIERUNGSDRUCK	σ_c kN/m ²	200	200	200
KONSOLIDIERUNGSZEIT	t_c h	0,25	0,25	0,25
NORMALSPANNUNG	σ kN/m ²	75	125	175
SCHERFESTIGKEIT	τ_f kN/m ²	81,0	139,8	182,1
SCHERWEG	s_1 mm	19,2	30,5	34,5
RESTSCHERFESTIGKEIT	τ_r kN/m ²	-	-	-
RESTSCHERWEG	s_2 mm	-	-	-
WASSERGEHALT nach dem Versuch	w %	-	-	-
REIBUNGSWINKEL (ϕ')	45,3 °	PROBENZUSTAND		gestört
KOHÄSION (c')	7,9 kN/m ²	SCHERGESCHWINDIGKEIT		0,5 mm/min
RESTSCHERWINKEL (ϕ_r)	- °	RESTSCHERGESCHWINDIGKEIT		0,500 mm/min



<p>— $\sigma = 175 \text{ kN/m}^2$, $t = 0,25 \text{ h}$, $\sigma_c = 200 \text{ kN/m}^2$, gestört</p> <p>— $\sigma = 125 \text{ kN/m}^2$, $t = 0,25 \text{ h}$, $\sigma_c = 200 \text{ kN/m}^2$, gestört</p> <p>— $\sigma = 75 \text{ kN/m}^2$, $t = 0,25 \text{ h}$, $\sigma_c = 200 \text{ kN/m}^2$, gestört</p>	<p>Labornummer 19968 (dry)</p> <p>Versuchsdatum 23.09.17 - 24.09.17</p> <p>Schergeschwindigkeit 0,5 mm/min</p> <p>Größtkorn < 4 mm</p>
--	---

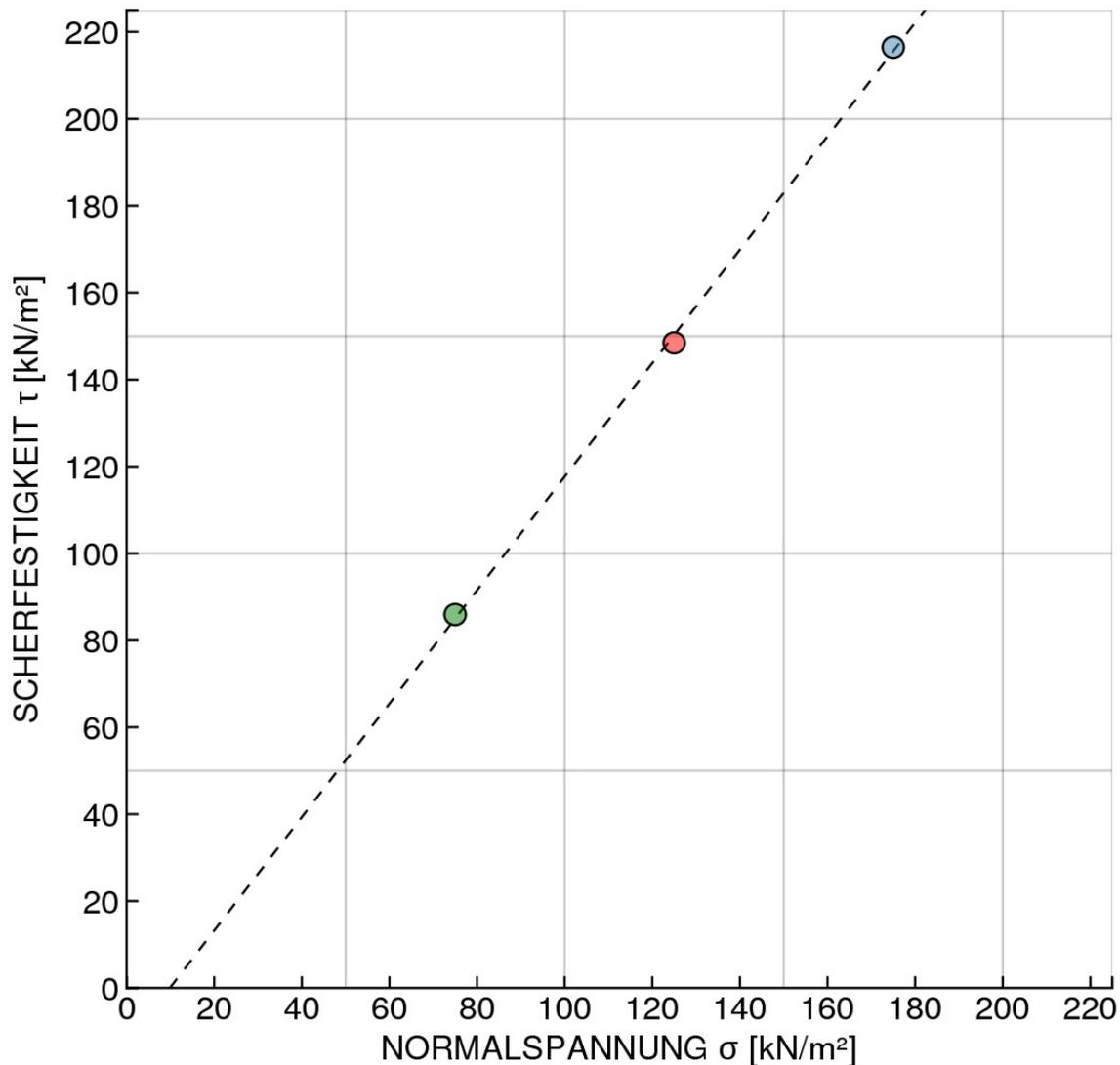


AUFTRAGGEBER: MA Tobias Schlager	BODENART: Gr sa si'	LABORNUMMER: 19968 (dry)
PROJEKT: Rhesi	TIEFE: -	AUFTRAGSNR: 2
BEZEICHNUNG: 85/15; trocken	BEARBEITER: TS	DATUM: 23.09.17 - 24.09.17

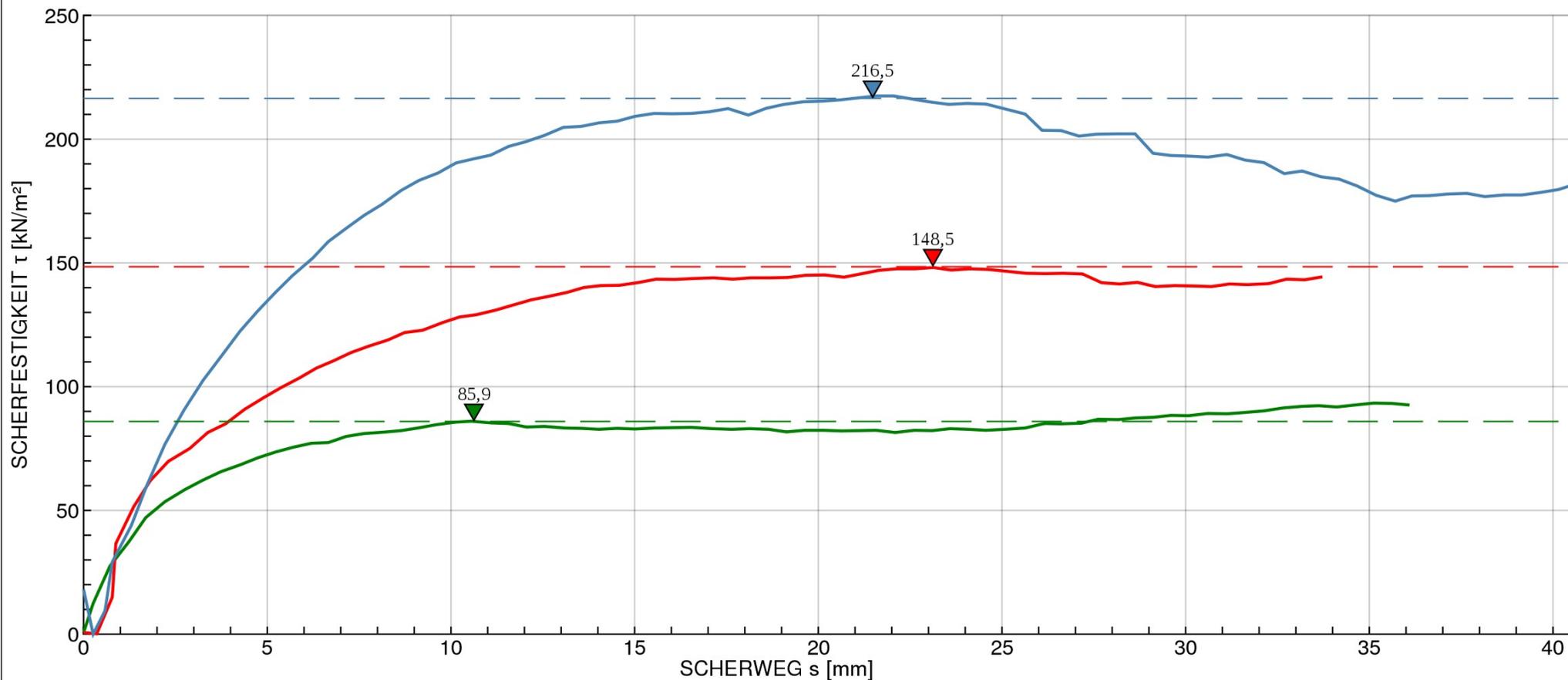
RAHMENSCHERVERSUCH NACH ÖNORM B 4416

Büchsengröße: 300 x 300 x 200 mm

GRÖSSTKORN: < 4 mm		Versuch 1	Versuch 2	Versuch 3
KONSOLIDIERUNGSDRUCK	σ_c kN/m ²	200	200	200
KONSOLIDIERUNGSZEIT	t_c h	0,25	0,25	0,25
NORMALSPANNUNG	σ kN/m ²	75	125	175
SCHERFESTIGKEIT	τ_f kN/m ²	85,9	148,5	216,5
SCHERWEG	s_1 mm	10,6	23,1	21,5
RESTSCHERFESTIGKEIT	τ_r kN/m ²	-	-	-
RESTSCHERWEG	s_2 mm	-	-	-
WASSERGEHALT nach dem Versuch	w %	-	-	-
REIBUNGSWINKEL (ϕ')	52,5 °	PROBENZUSTAND		gestört
KOHÄSION (c')	- kN/m ²	SCHERGESCHWINDIGKEIT		0,5 mm/min
RESTSCHERWINKEL (ϕ_r)	- °	RESTSCHERGESCHWINDIGKEIT		0,500 mm/min



<p>— $\sigma = 175 \text{ kN/m}^2$, $t = 0,25 \text{ h}$, $\sigma_c = 200 \text{ kN/m}^2$, gestört</p> <p>— $\sigma = 125 \text{ kN/m}^2$, $t = 0,25 \text{ h}$, $\sigma_c = 200 \text{ kN/m}^2$, gestört</p> <p>— $\sigma = 75 \text{ kN/m}^2$, $t = 0,25 \text{ h}$, $\sigma_c = 200 \text{ kN/m}^2$, gestört</p>	<p>Labornummer 19968 (dry)</p> <p>Versuchsdatum 23.09.17 - 24.09.17</p> <p>Schergeschwindigkeit 0,5 mm/min</p> <p>Größtkorn < 4 mm</p>
--	--

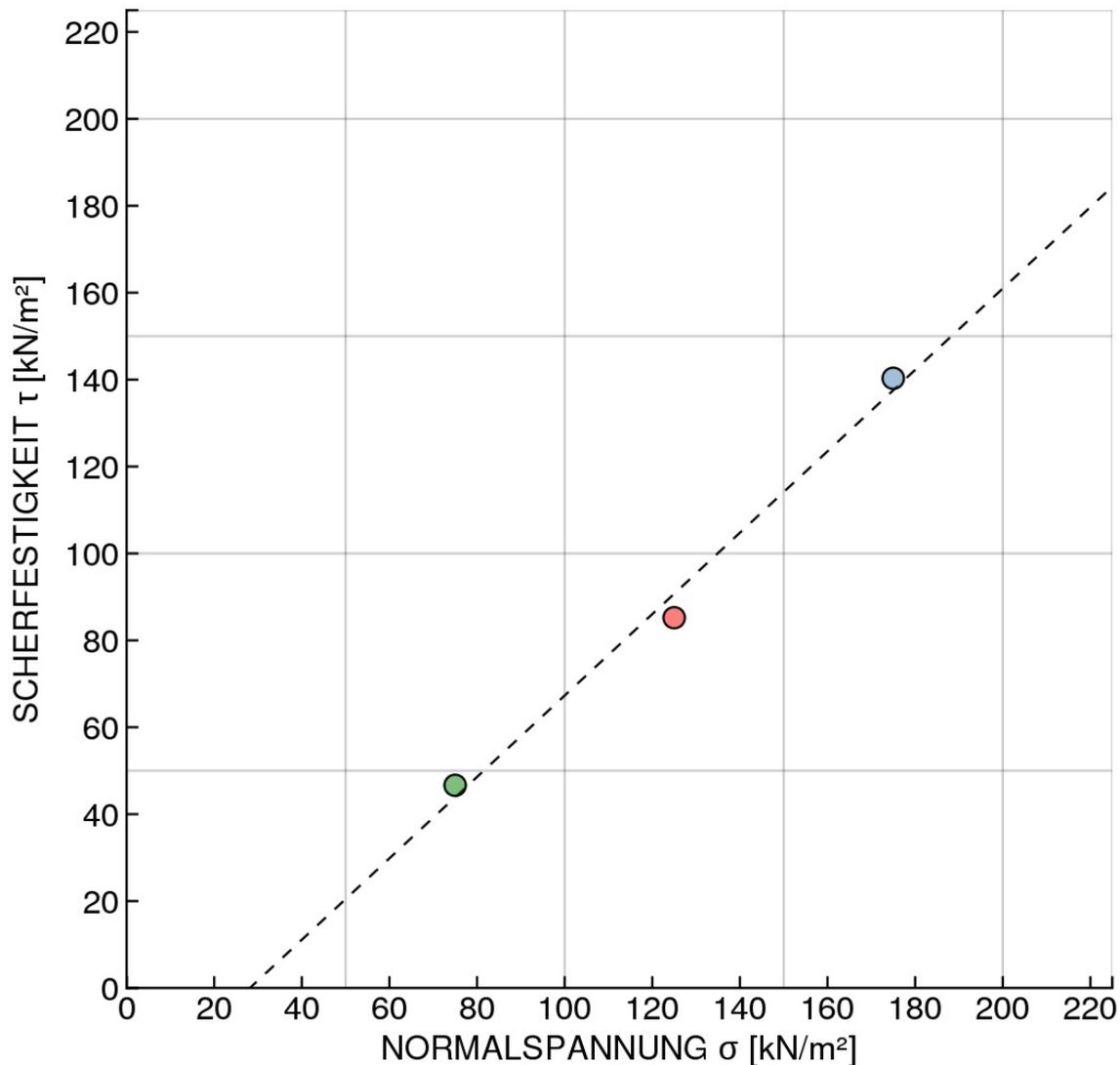


AUFTRAGGEBER: MA Tobias Schlager	BODENART: Gr sa si'	LABORNUMMER: 19925(3)
PROJEKT: Rhesi	TIEFE: -	AUFTRAGSNR: 2
BEZEICHNUNG: 85/15; sat.; fast	BEARBEITER: TS	DATUM: 28.07.17 - 31.07.17

RAHMENSCHERVERSUCH NACH ÖNORM B 4416

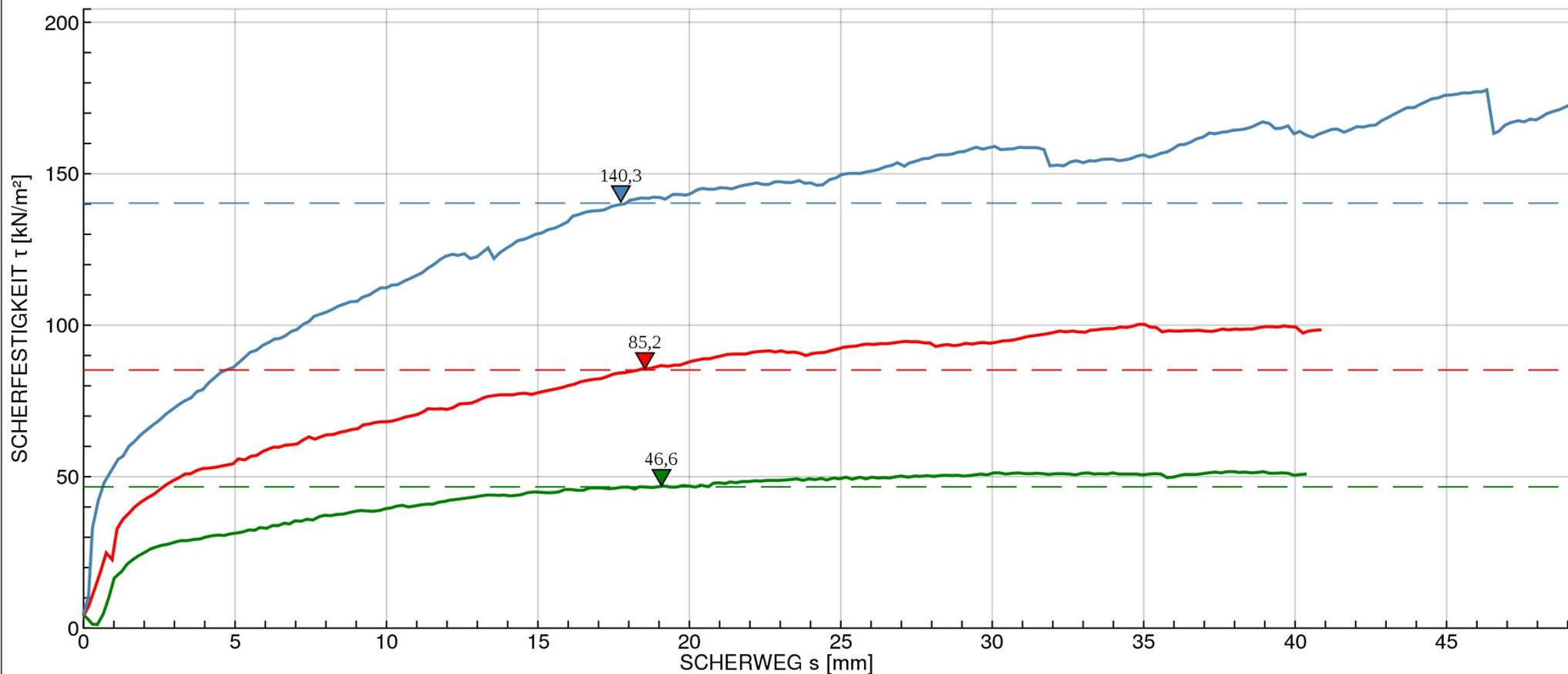
Büchsengröße: 300 x 300 x 200 mm

GRÖSSTKORN: < 31 mm		Versuch 1	Versuch 2	Versuch 3
KONSOLIDIERUNGSDRUCK	σ_c kN/m ²	200	200	200
KONSOLIDIERUNGSZEIT	t_c h	17	17	17
NORMALSPANNUNG	σ kN/m ²	75	125	175
SCHERFESTIGKEIT	τ_f kN/m ²	46,6	85,2	140,3
SCHERWEG	s_1 mm	19,1	18,5	17,7
RESTSCHERFESTIGKEIT	τ_r kN/m ²	-	-	-
RESTSCHERWEG	s_2 mm	-	-	-
WASSERGEHALT nach dem Versuch	w %	8,1	7,9	7,6
REIBUNGSWINKEL (ϕ')	43,1 °	PROBENZUSTAND		gestört
KOHÄSION (c')	- kN/m ²	SCHERGESCHWINDIGKEIT		0,2 mm/min
RESTSCHERWINKEL (ϕ_r)	- °	RESTSCHERGESCHWINDIGKEIT		0,200 mm/min



- $\sigma = 175 \text{ kN/m}^2$, $t = 17 \text{ h}$, $\sigma_c = 200 \text{ kN/m}^2$, gestört
- $\sigma = 125 \text{ kN/m}^2$, $t = 17 \text{ h}$, $\sigma_c = 200 \text{ kN/m}^2$, gestört
- $\sigma = 75 \text{ kN/m}^2$, $t = 17 \text{ h}$, $\sigma_c = 200 \text{ kN/m}^2$, gestört

Labornummer **19925(3)**
 Versuchsdatum **28.07.17 - 31.07.17**
 Schergeschwindigkeit **0,2 mm/min**
 Größtkorn **< 31 mm**

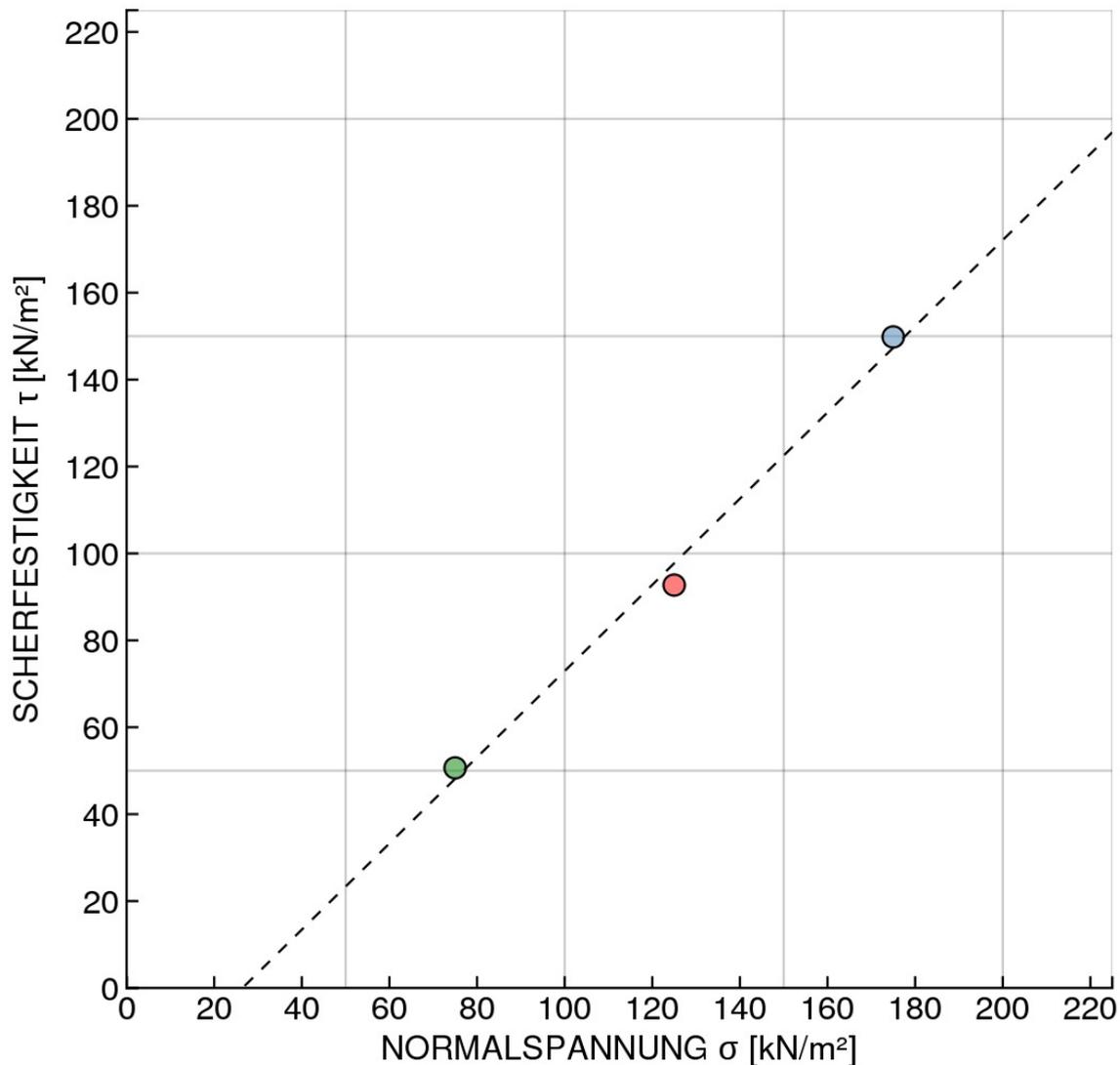


AUFTRAGGEBER: MA Tobias Schlager	BODENART: Gr sa si'	LABORNUMMER: 19925(3)
PROJEKT: Rhesi	TIEFE: -	AUFTRAGSNR: 2
BEZEICHNUNG: 85/15; sat.; fast	BEARBEITER: TS	DATUM: 28.07.17 - 31.07.17

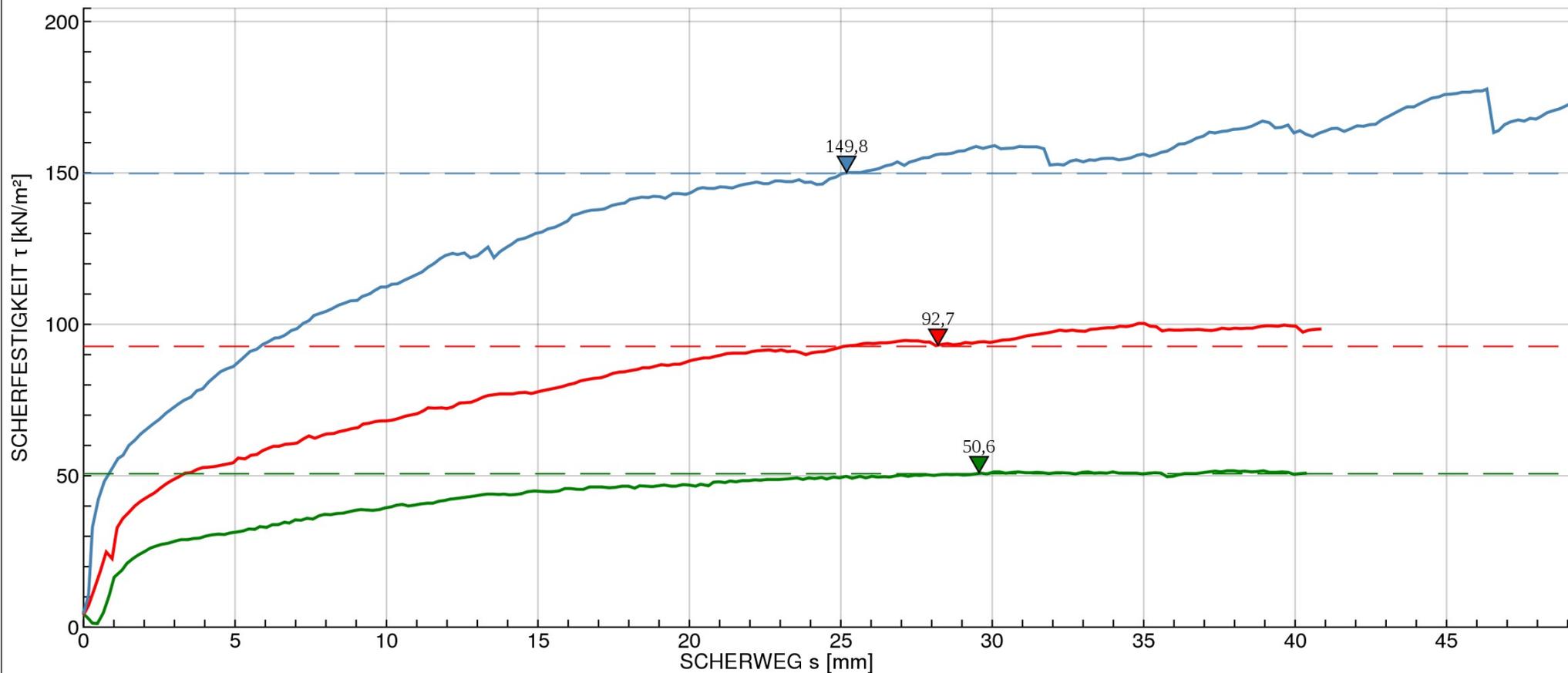
RAHMENSCHERVERSUCH NACH ÖNORM B 4416

Büchsengröße: 300 x 300 x 200 mm

GRÖSSTKORN: < 31 mm		Versuch 1	Versuch 2	Versuch 3
KONSOLIDIERUNGSDRUCK	σ_c kN/m ²	200	200	200
KONSOLIDIERUNGSZEIT	t_c h	17	17	17
NORMALSPANNUNG	σ kN/m ²	75	125	175
SCHERFESTIGKEIT	τ_f kN/m ²	50,6	92,7	149,8
SCHERWEG	s_1 mm	29,6	28,2	25,2
RESTSCHERFESTIGKEIT	τ_r kN/m ²	-	-	-
RESTSCHERWEG	s_2 mm	-	-	-
WASSERGEHALT nach dem Versuch	w %	8,1	7,9	7,6
REIBUNGSWINKEL (ϕ')	44,8 °	PROBENZUSTAND		gestört
KOHÄSION (c')	- kN/m ²	SCHERGESCHWINDIGKEIT		0,2 mm/min
RESTSCHERWINKEL (ϕ_r)	- °	RESTSCHERGESCHWINDIGKEIT		0,200 mm/min



<p>— $\sigma = 175 \text{ kN/m}^2$, $t = 17 \text{ h}$, $\sigma_c = 200 \text{ kN/m}^2$, gestört</p> <p>— $\sigma = 125 \text{ kN/m}^2$, $t = 17 \text{ h}$, $\sigma_c = 200 \text{ kN/m}^2$, gestört</p> <p>— $\sigma = 75 \text{ kN/m}^2$, $t = 17 \text{ h}$, $\sigma_c = 200 \text{ kN/m}^2$, gestört</p>	<p>Labornummer 19925(3)</p> <p>Versuchsdatum 28.07.17 - 31.07.17</p> <p>Schergeschwindigkeit 0,2 mm/min</p> <p>Größtkorn < 31 mm</p>
--	--

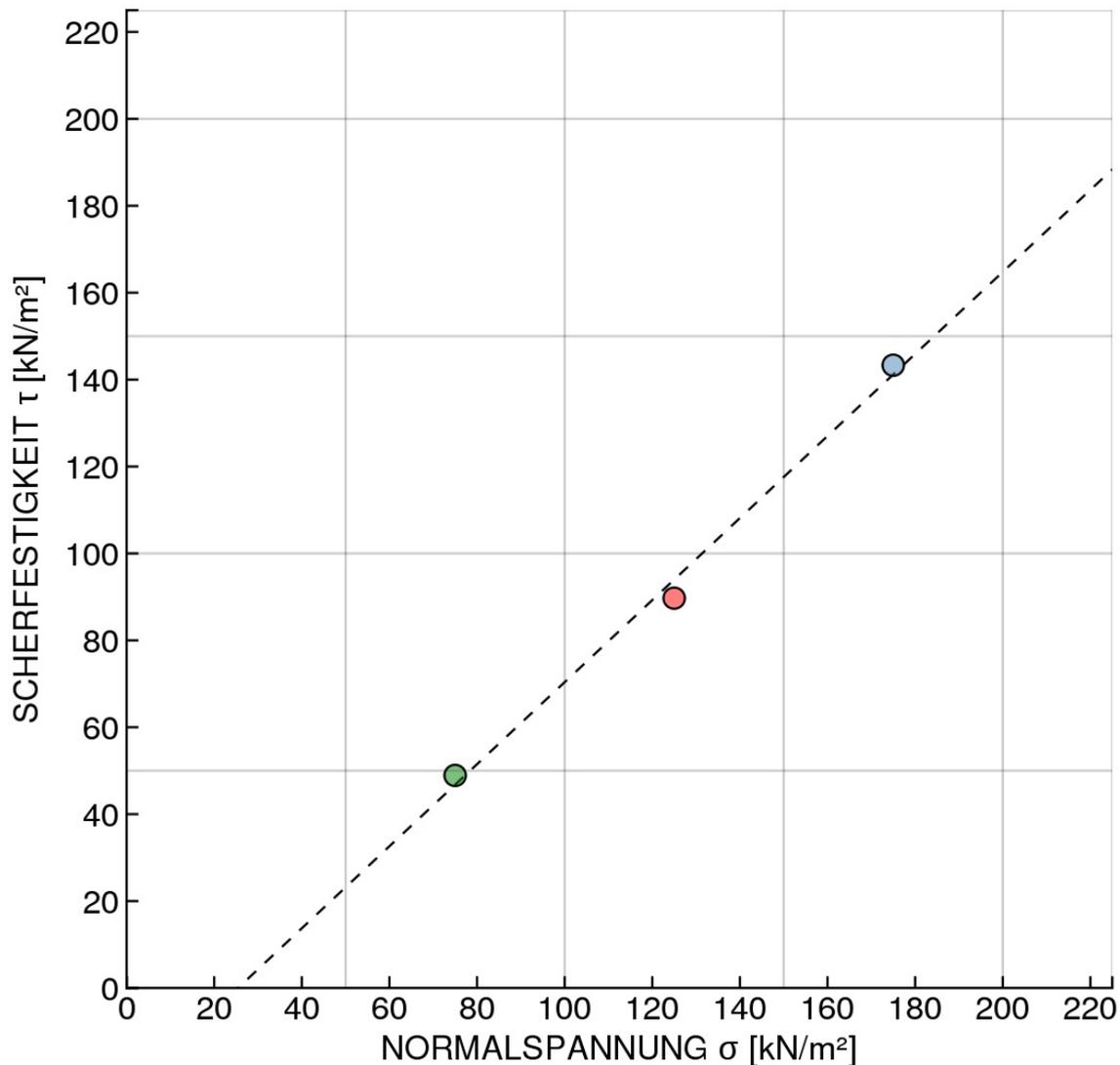


AUFTRAGGEBER: MA Tobias Schlager	BODENART: Gr sa si'	LABORNUMMER: 19943
PROJEKT: Rhesi	TIEFE: -	AUFTRAGSNR: 2
BEZEICHNUNG: 85/15; sat; slow	BEARBEITER: TS	DATUM: 29.08.17 - 04.09.17

RAHMENSCHERVERSUCH NACH ÖNORM B 4416

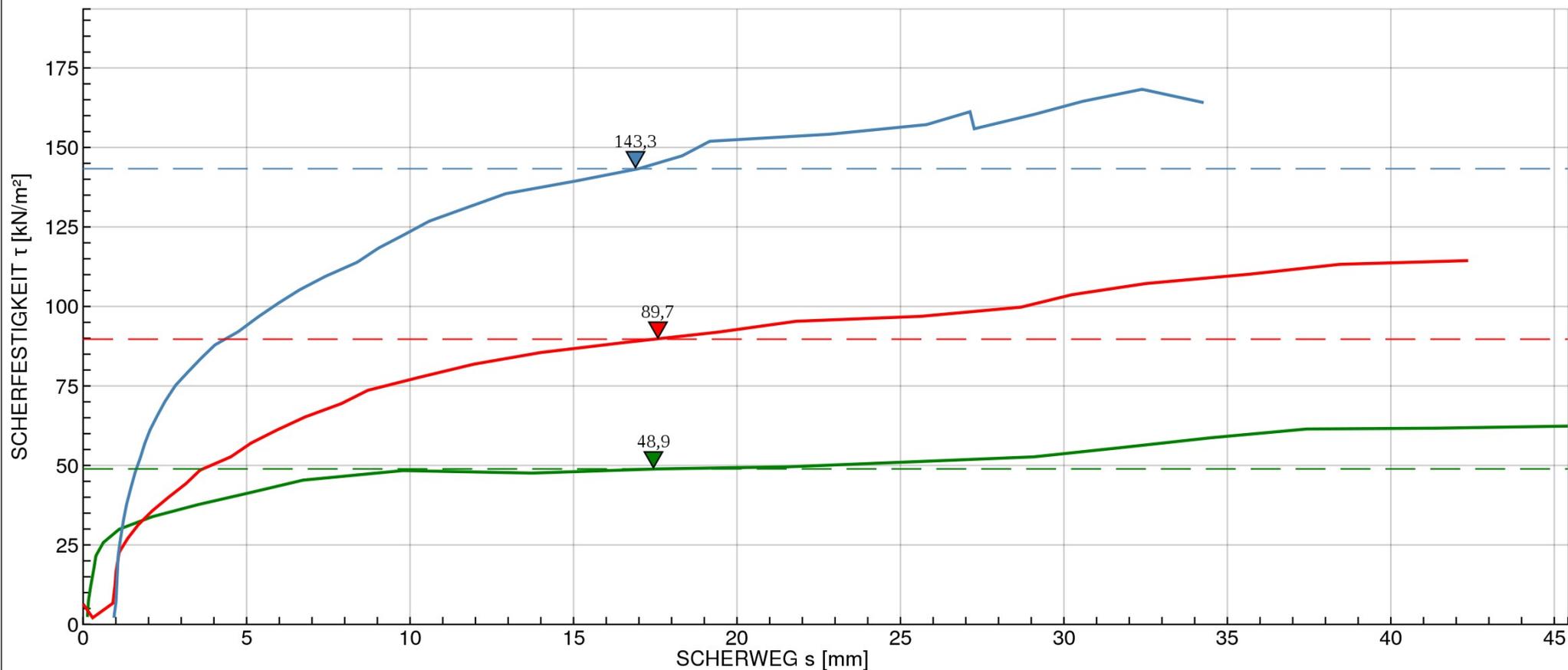
Büchsengröße: 300 x 300 x 200 mm

GRÖSSTKORN: < 31 mm		Versuch 1	Versuch 2	Versuch 3
KONSOLIDIERUNGSDRUCK	σ_c kN/m ²	200	200	200
KONSOLIDIERUNGSZEIT	t_c h	24	24	24
NORMALSPANNUNG	σ kN/m ²	75	125	175
SCHERFESTIGKEIT	τ_f kN/m ²	48,9	89,7	143,3
SCHERWEG	s_1 mm	17,4	17,6	16,9
RESTSCHERFESTIGKEIT	τ_r kN/m ²	-	-	-
RESTSCHERWEG	s_2 mm	-	-	-
WASSERGEHALT nach dem Versuch	w %	8,1	8,0	7,9
REIBUNGSWINKEL (ϕ')	43,3 °	PROBENZUSTAND		gestört
KOHÄSION (c')	- kN/m ²	SCHERGESCHWINDIGKEIT		0,03 mm/min
RESTSCHERWINKEL (ϕ_r)	- °	RESTSCHERGESCHWINDIGKEIT		0,030 mm/min



- $\sigma = 175 \text{ kN/m}^2$, $t = 24 \text{ h}$, $\sigma_c = 200 \text{ kN/m}^2$, gestört
- $\sigma = 125 \text{ kN/m}^2$, $t = 24 \text{ h}$, $\sigma_c = 200 \text{ kN/m}^2$, gestört
- $\sigma = 75 \text{ kN/m}^2$, $t = 24 \text{ h}$, $\sigma_c = 200 \text{ kN/m}^2$, gestört

Labornummer **19943**
 Versuchsdatum **29.08.17 - 04.09.17**
 Schergeschwindigkeit **0,03 mm/min**
 Größtkorn **< 31 mm**

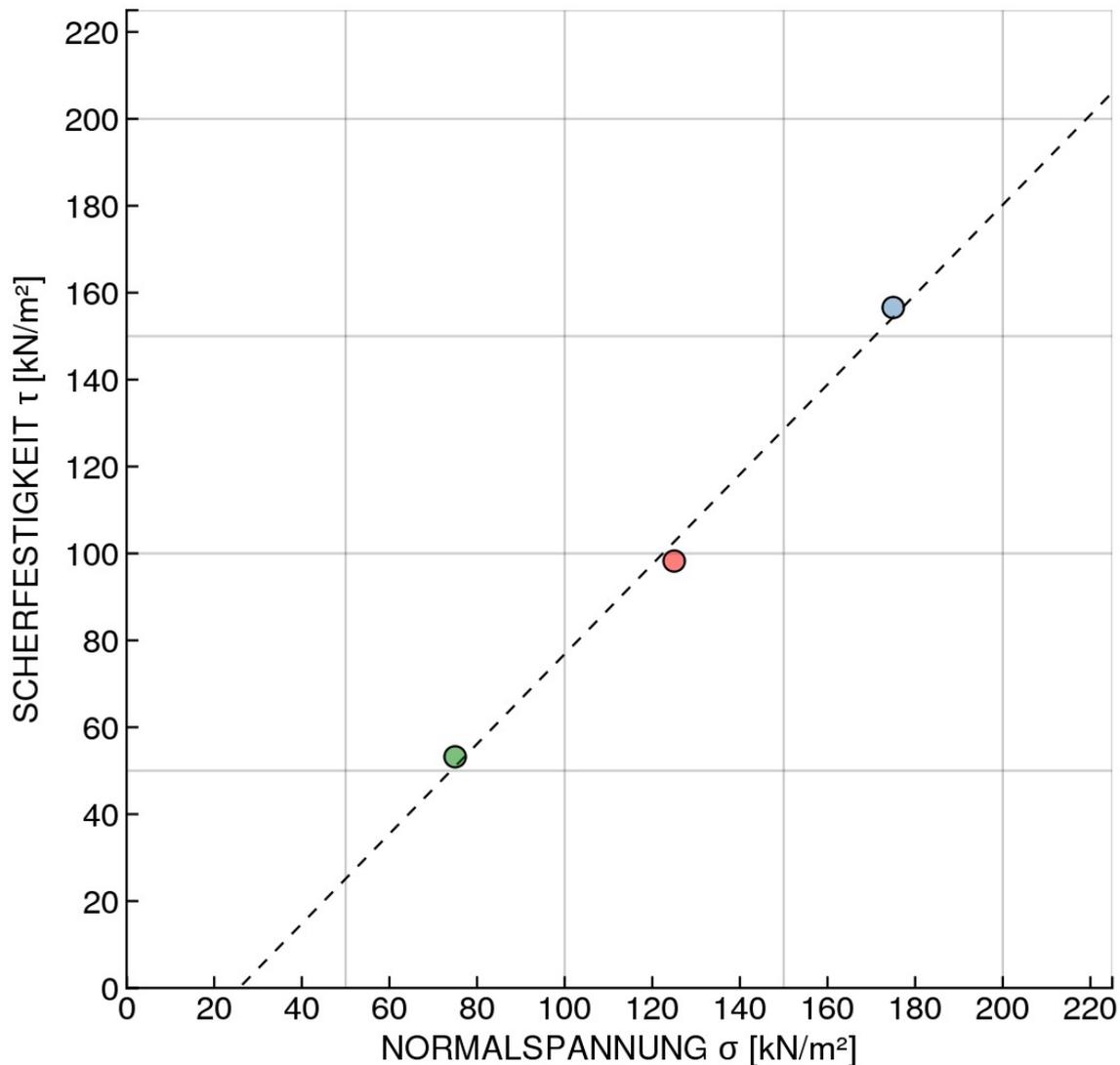


AUFTRAGGEBER: MA Tobias Schlager	BODENART: Gr sa si'	LABORNUMMER: 19943
PROJEKT: Rhesi	TIEFE: -	AUFTRAGSNR: 2
BEZEICHNUNG: 85/15; sat; slow	BEARBEITER: TS	DATUM: 29.08.17 - 04.09.17

RAHMENSCHERVERSUCH NACH ÖNORM B 4416

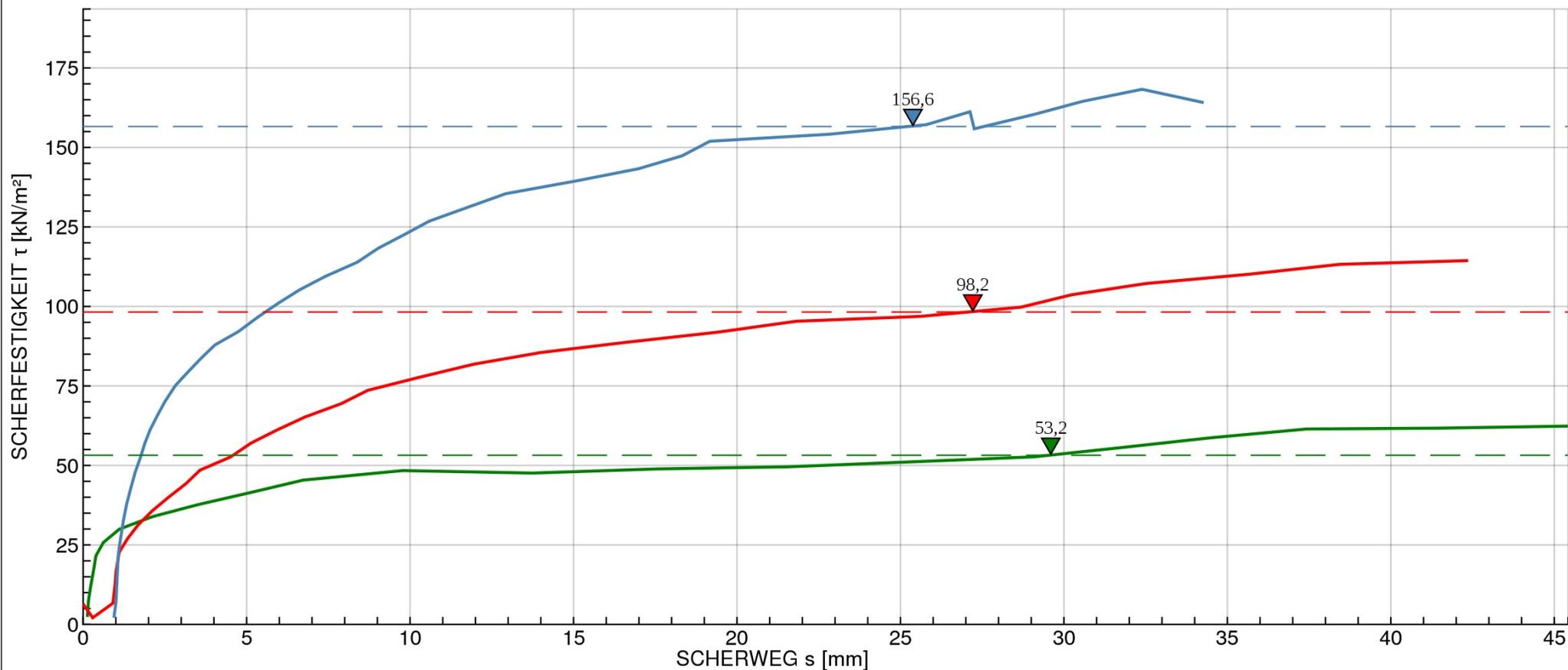
Büchsengröße: 300 x 300 x 200 mm

GRÖSSTKORN: < 31 mm		Versuch 1	Versuch 2	Versuch 3
KONSOLIDIERUNGSDRUCK	σ_c kN/m ²	200	200	200
KONSOLIDIERUNGSZEIT	t_c h	24	24	24
NORMALSPANNUNG	σ kN/m ²	75	125	175
SCHERFESTIGKEIT	τ_f kN/m ²	53,2	98,2	156,6
SCHERWEG	s_1 mm	29,6	27,2	25,4
RESTSCHERFESTIGKEIT	τ_r kN/m ²	-	-	-
RESTSCHERWEG	s_2 mm	-	-	-
WASSERGEHALT nach dem Versuch	w %	8,1	8,0	7,9
REIBUNGSWINKEL (ϕ')	46,0 °	PROBENZUSTAND		gestört
KOHÄSION (c')	- kN/m ²	SCHERGESCHWINDIGKEIT		0,03 mm/min
RESTSCHERWINKEL (ϕ_r)	- °	RESTSCHERGESCHWINDIGKEIT		0,030 mm/min



- $\sigma = 175 \text{ kN/m}^2$, $t = 24 \text{ h}$, $\sigma_c = 200 \text{ kN/m}^2$, gestört
- $\sigma = 125 \text{ kN/m}^2$, $t = 24 \text{ h}$, $\sigma_c = 200 \text{ kN/m}^2$, gestört
- $\sigma = 75 \text{ kN/m}^2$, $t = 24 \text{ h}$, $\sigma_c = 200 \text{ kN/m}^2$, gestört

Labornummer	19943
Versuchsdatum	29.08.17 - 04.09.17
Schergeschwindigkeit	0,03 mm/min
Größtkorn	< 31 mm

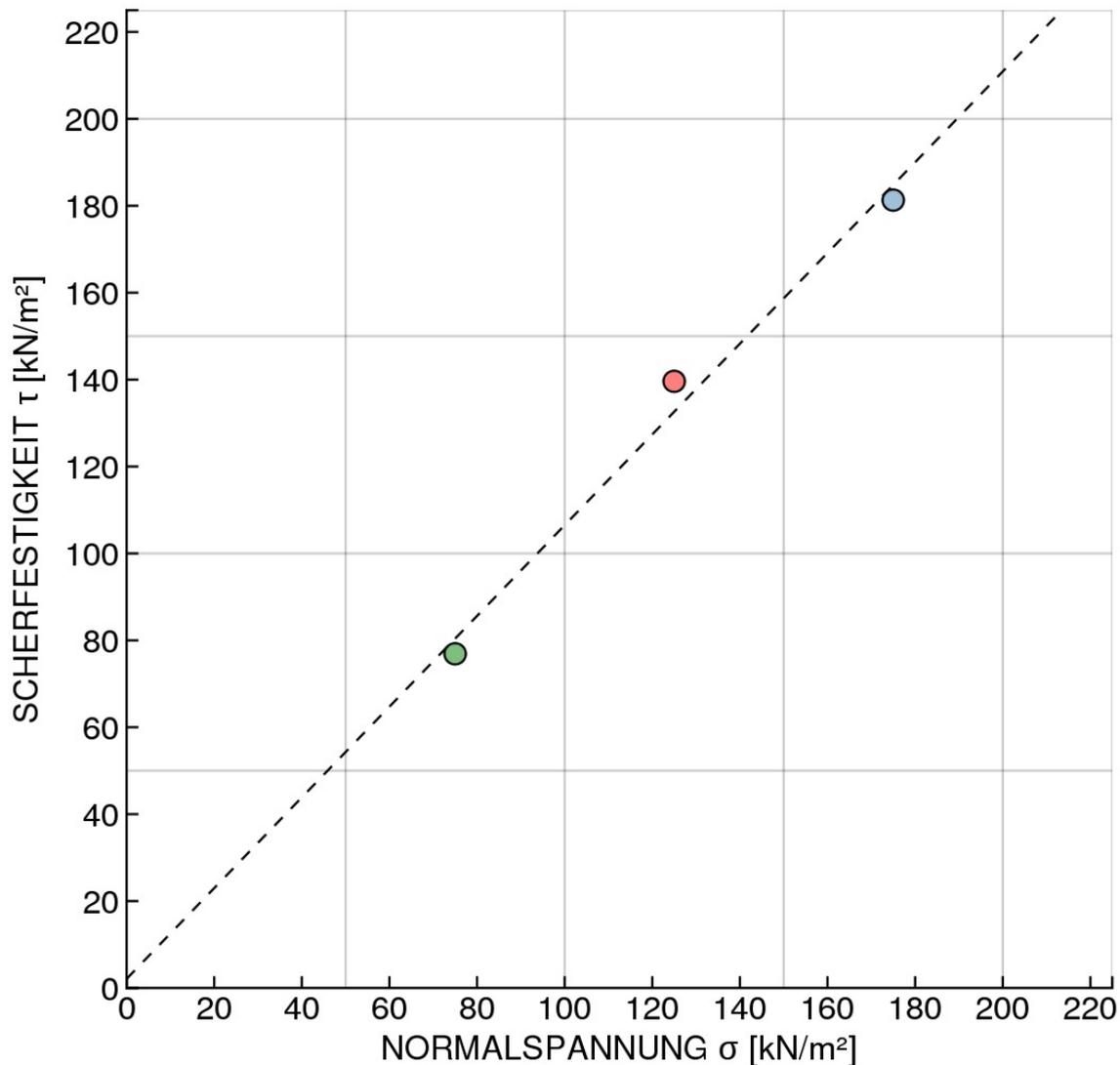


AUFTRAGGEBER: MA Tobias Schlager	BODENART: Gr sa	LABORNUMMER: 19915(2)
PROJEKT: Rhesi	TIEFE: -	AUFTRAGSNR: 2
BEZEICHNUNG: Rheinschotter; niedrige Normalspannungen	BEARBEITER: TS	DATUM: 21.07.17 - 23.07.17

RAHMENSCHERVERSUCH NACH ÖNORM B 4416

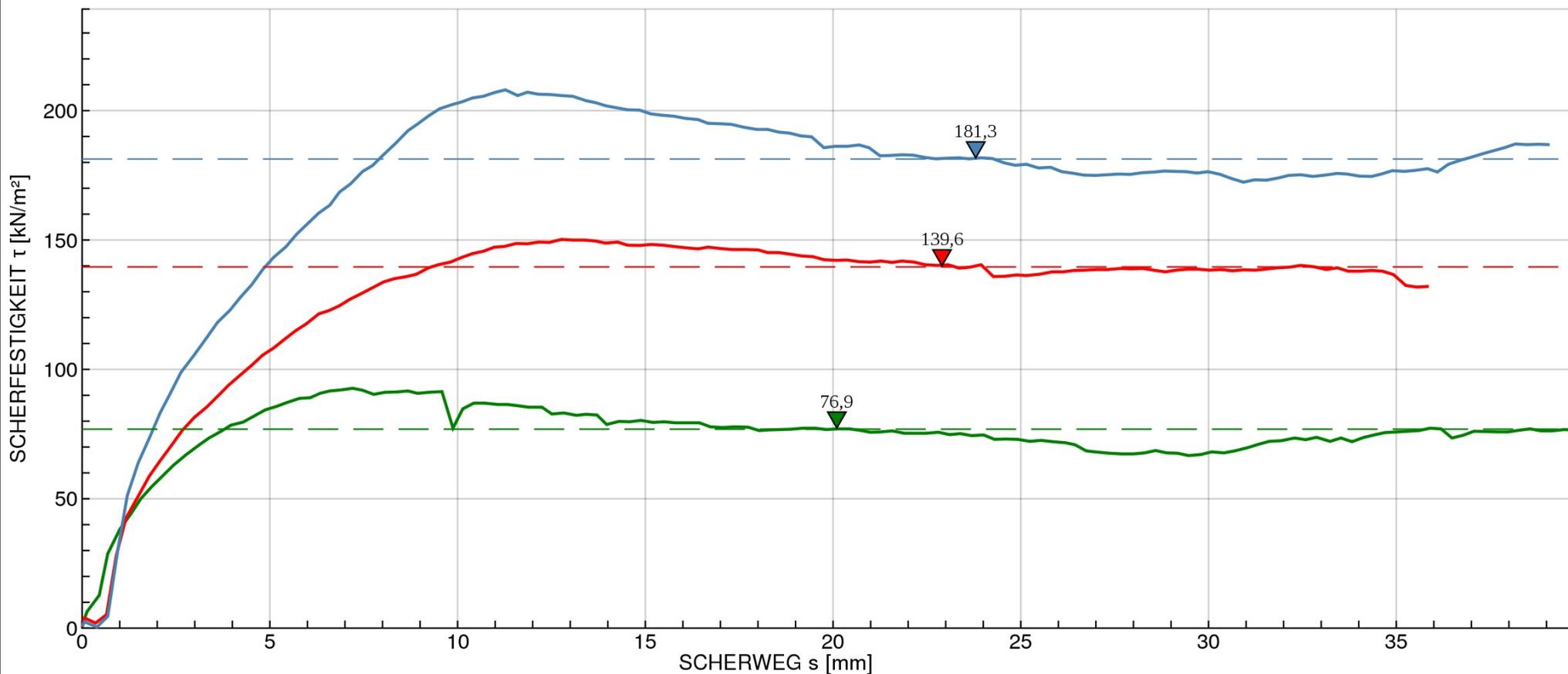
Büchsengröße: 300 x 300 x 200 mm

GRÖSSTKORN: < 31 mm		Versuch 1	Versuch 2	Versuch 3
KONSOLIDIERUNGSDRUCK	σ_c kN/m ²	200	200	200
KONSOLIDIERUNGSZEIT	t_c h	12	12	12
NORMALSPANNUNG	σ kN/m ²	75	125	175
SCHERFESTIGKEIT	τ_f kN/m ²	76,9	139,6	181,3
SCHERWEG	s_1 mm	20,1	22,9	23,8
RESTSCHERFESTIGKEIT	τ_r kN/m ²	-	-	-
RESTSCHERWEG	s_2 mm	-	-	-
WASSERGEHALT nach dem Versuch	w %	7,0	6,9	6,6
REIBUNGSWINKEL (ϕ')	46,2 °	PROBENZUSTAND		gestört
KOHÄSION (c')	2,1 kN/m ²	SCHERGESCHWINDIGKEIT		0,3 mm/min
RESTSCHERWINKEL (ϕ_r)	- °	RESTSCHERGESCHWINDIGKEIT		0,300 mm/min



- $\sigma = 175 \text{ kN/m}^2$, $t = 12 \text{ h}$, $\sigma_c = 200 \text{ kN/m}^2$, gestört
- $\sigma = 125 \text{ kN/m}^2$, $t = 12 \text{ h}$, $\sigma_c = 200 \text{ kN/m}^2$, gestört
- $\sigma = 75 \text{ kN/m}^2$, $t = 12 \text{ h}$, $\sigma_c = 200 \text{ kN/m}^2$, gestört

Labornummer **19915(2)**
 Versuchsdatum **21.07.17 - 23.07.17**
 Schergeschwindigkeit **0,3 mm/min**
 Größtkorn **< 31 mm**

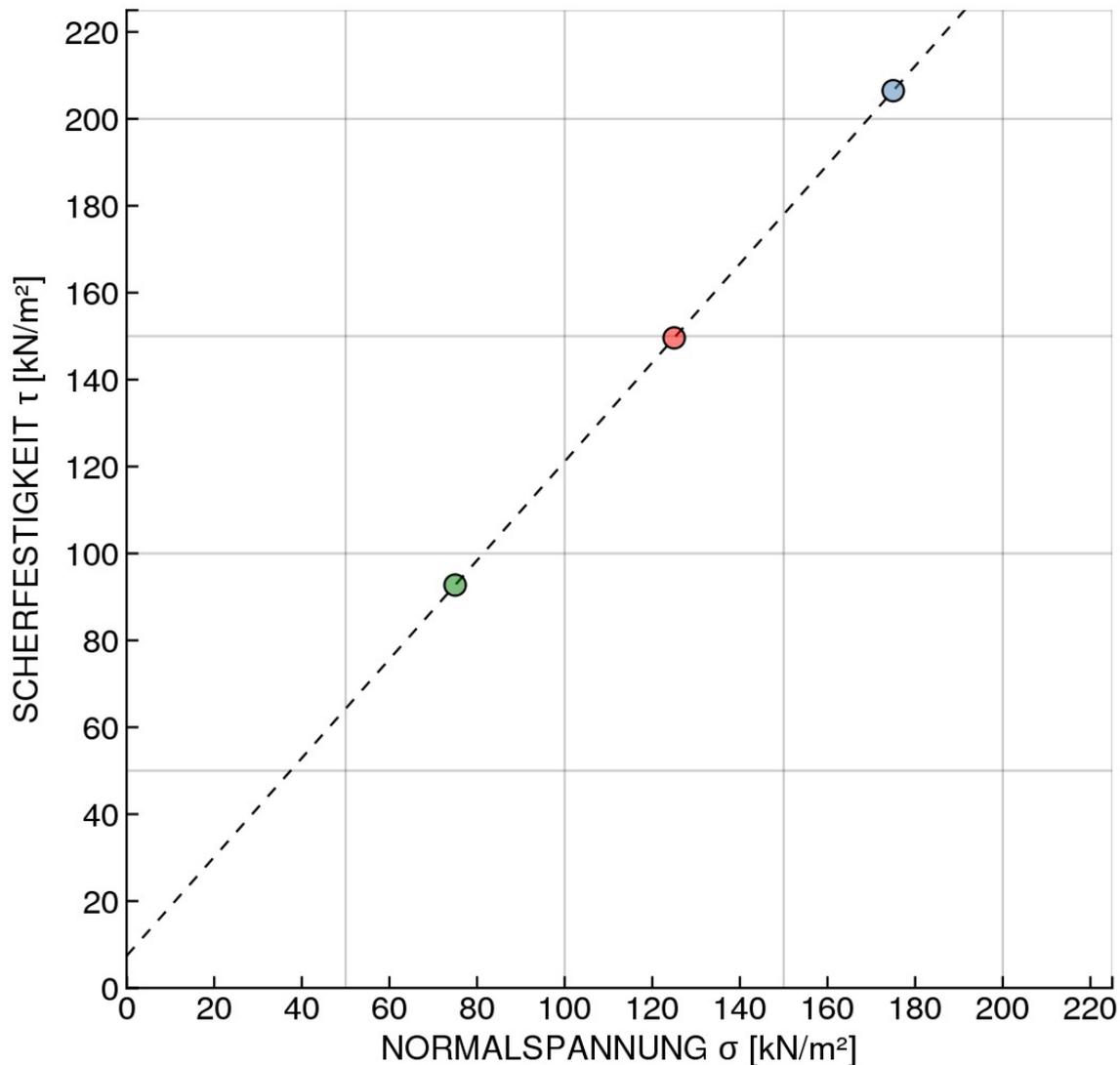


AUFTRAGGEBER: MA Tobias Schlager	BODENART: Gr sa	LABORNUMMER: 19915(2)
PROJEKT: Rhesi	TIEFE: -	AUFTRAGSNR: 2
BEZEICHNUNG: Rheinschotter; niedrige Normalspannungen	BEARBEITER: TS	DATUM: 21.07.17 - 23.07.17

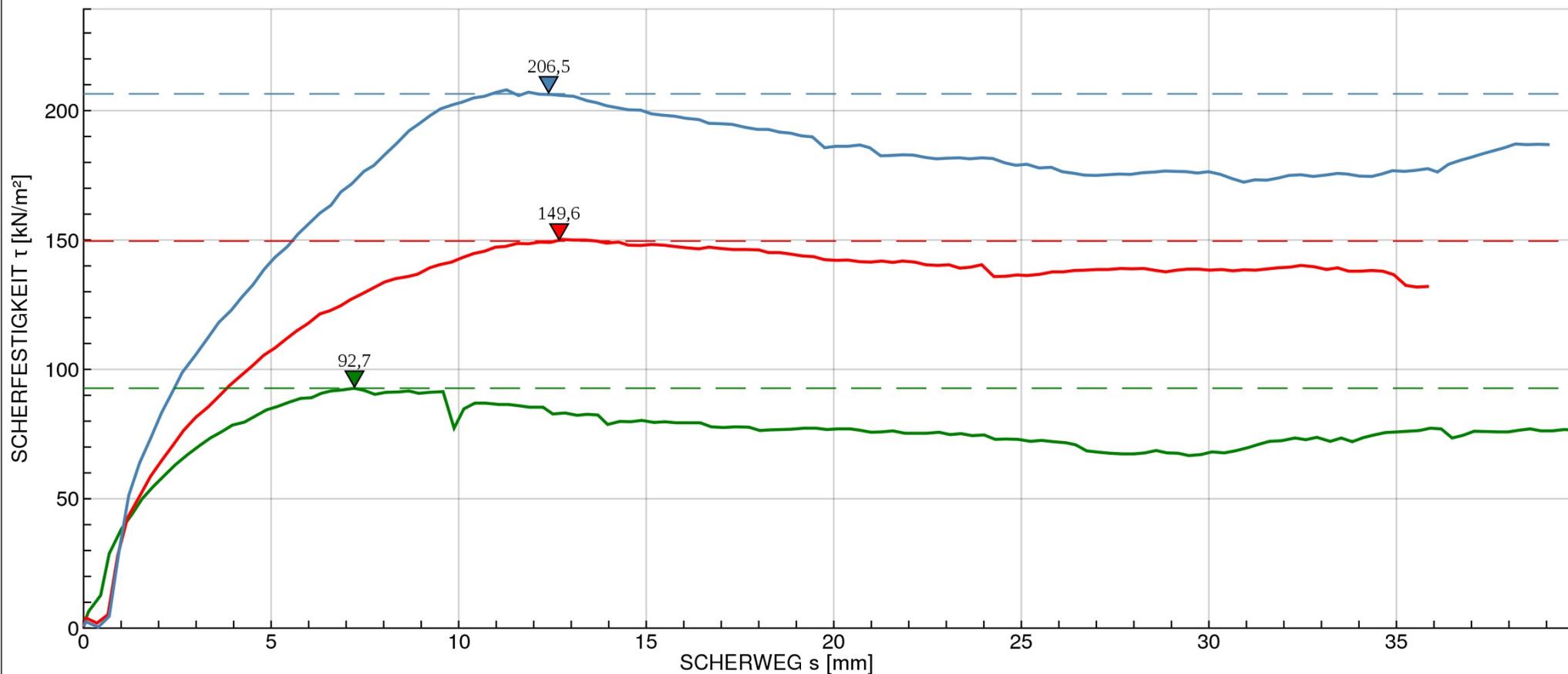
RAHMENSCHERVERSUCH NACH ÖNORM B 4416

Büchsengröße: 300 x 300 x 200 mm

GRÖSSTKORN: < 31 mm		Versuch 1	Versuch 2	Versuch 3
KONSOLIDIERUNGSDRUCK	σ_c kN/m ²	200	200	200
KONSOLIDIERUNGSZEIT	t_c h	12	12	12
NORMALSPANNUNG	σ kN/m ²	75	125	175
SCHERFESTIGKEIT	τ_f kN/m ²	92,7	149,6	206,5
SCHERWEG	s_1 mm	7,2	12,7	12,4
RESTSCHERFESTIGKEIT	τ_r kN/m ²	-	-	-
RESTSCHERWEG	s_2 mm	-	-	-
WASSERGEHALT nach dem Versuch	w %	7,0	6,9	6,6
REIBUNGSWINKEL (ϕ')	48,7 °	PROBENZUSTAND		gestört
KOHÄSION (c')	7,4 kN/m ²	SCHERGESCHWINDIGKEIT		0,3 mm/min
RESTSCHERWINKEL (ϕ_r)	- °	RESTSCHERGESCHWINDIGKEIT		0,300 mm/min



<p>— $\sigma = 175 \text{ kN/m}^2$, $t = 12 \text{ h}$, $\sigma_c = 200 \text{ kN/m}^2$, gestört</p> <p>— $\sigma = 125 \text{ kN/m}^2$, $t = 12 \text{ h}$, $\sigma_c = 200 \text{ kN/m}^2$, gestört</p> <p>— $\sigma = 75 \text{ kN/m}^2$, $t = 12 \text{ h}$, $\sigma_c = 200 \text{ kN/m}^2$, gestört</p>	<p>Labornummer 19915(2)</p> <p>Versuchsdatum 21.07.17 - 23.07.17</p> <p>Schergeschwindigkeit 0,3 mm/min</p> <p>Größtkorn < 31 mm</p>
--	---

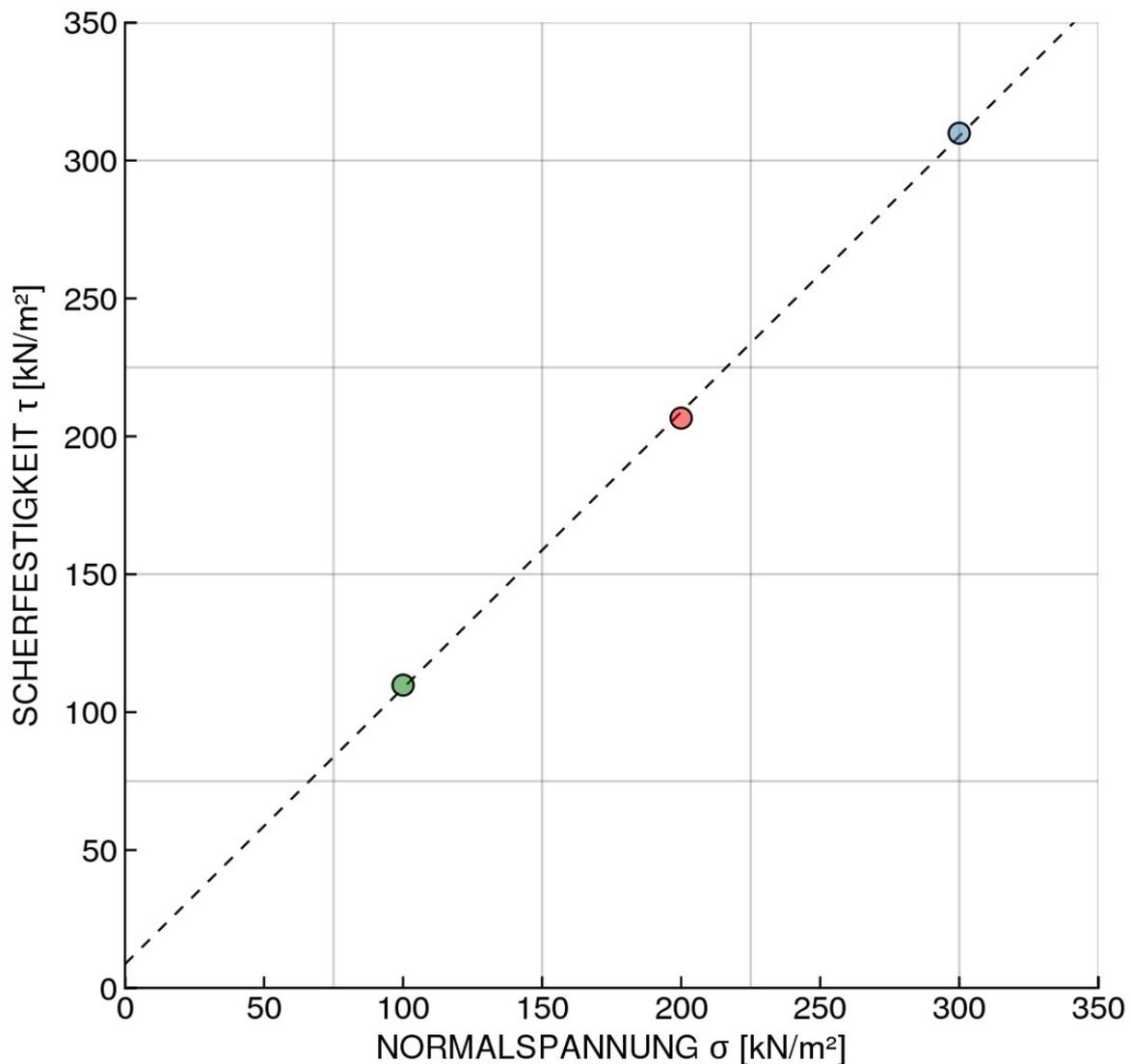


AUFTRAGGEBER: MA Tobias Schlager	BODENART: sa Gr	LABORNUMMER: 19890
PROJEKT: Rhesi	TIEFE: -	AUFTRAGSNR: 2
BEZEICHNUNG: Rheinschotter; hohe Normalspannungen	BEARBEITER: TS	DATUM: 30.06.17 - 05.07.17

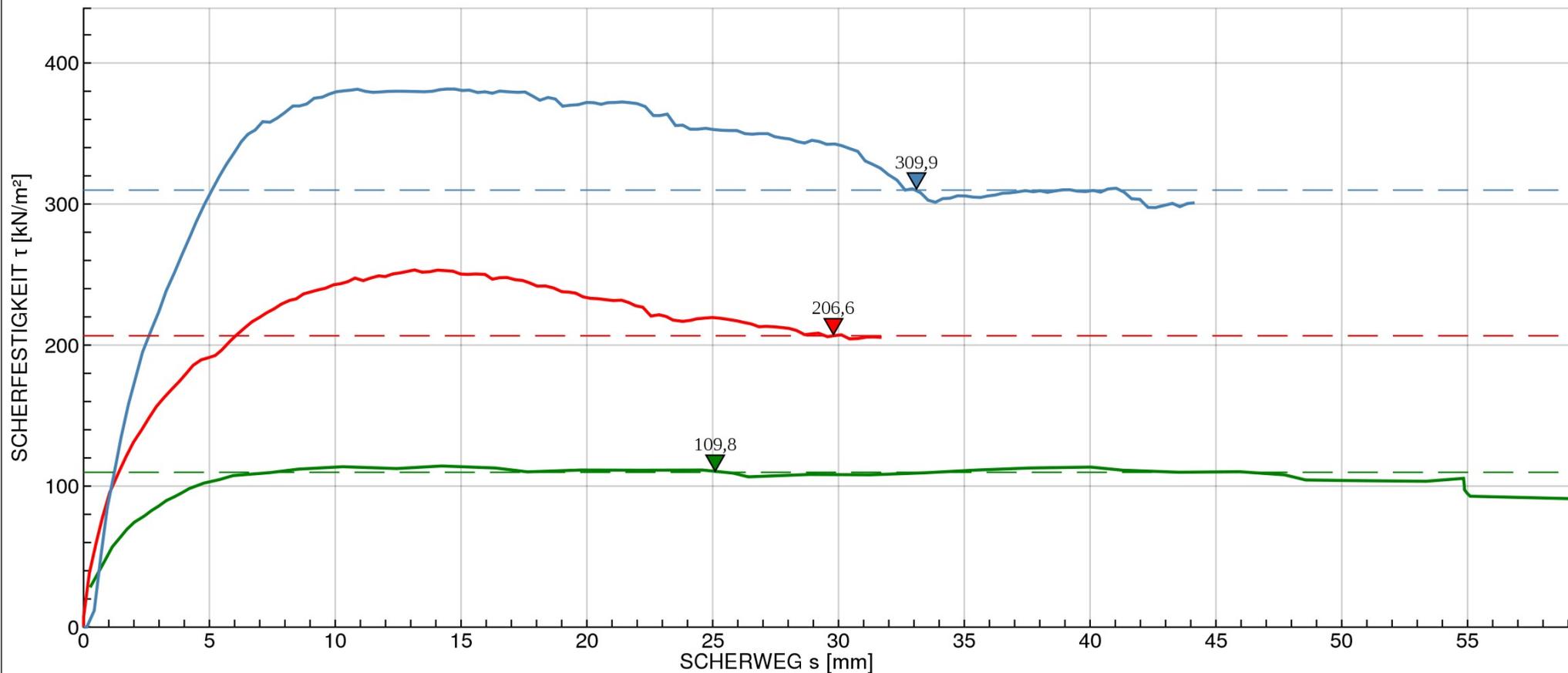
RAHMENSCHERVERSUCH NACH ÖNORM B 4416

Büchsengröße: 300 x 300 x 200 mm

GRÖSSTKORN: < 4 mm		Versuch 1	Versuch 2	Versuch 3
KONSOLIDIERUNGSDRUCK	σ_c kN/m ²	350	350	350
KONSOLIDIERUNGSZEIT	t_c h	20	20	20
NORMALSPANNUNG	σ kN/m ²	100	200	300
SCHERFESTIGKEIT	τ_f kN/m ²	109,8	206,6	309,9
SCHERWEG	s_1 mm	25,1	29,8	33,1
RESTSCHERFESTIGKEIT	τ_r kN/m ²	-	-	-
RESTSCHERWEG	s_2 mm	-	-	-
WASSERGEHALT nach dem Versuch	w %	7,1	5,9	5,0
REIBUNGSWINKEL (ϕ')	45,0 °	PROBENZUSTAND		gestört
KOHÄSION (c')	8,7 kN/m ²	SCHERGESCHWINDIGKEIT		0,3 mm/min
RESTSCHERWINKEL (ϕ_r)	- °	RESTSCHERGESCHWINDIGKEIT		0,300 mm/min



<p>— $\sigma = 300 \text{ kN/m}^2$, $t = 20 \text{ h}$, $\sigma_c = 350 \text{ kN/m}^2$, gestört</p> <p>— $\sigma = 200 \text{ kN/m}^2$, $t = 20 \text{ h}$, $\sigma_c = 350 \text{ kN/m}^2$, gestört</p> <p>— $\sigma = 100 \text{ kN/m}^2$, $t = 20 \text{ h}$, $\sigma_c = 350 \text{ kN/m}^2$, gestört</p>	<p>Labornummer 19890</p> <p>Versuchsdatum 30.06.17 - 05.07.17</p> <p>Schergeschwindigkeit 0,3 mm/min</p> <p>Größtkorn < 4 mm</p>
---	---

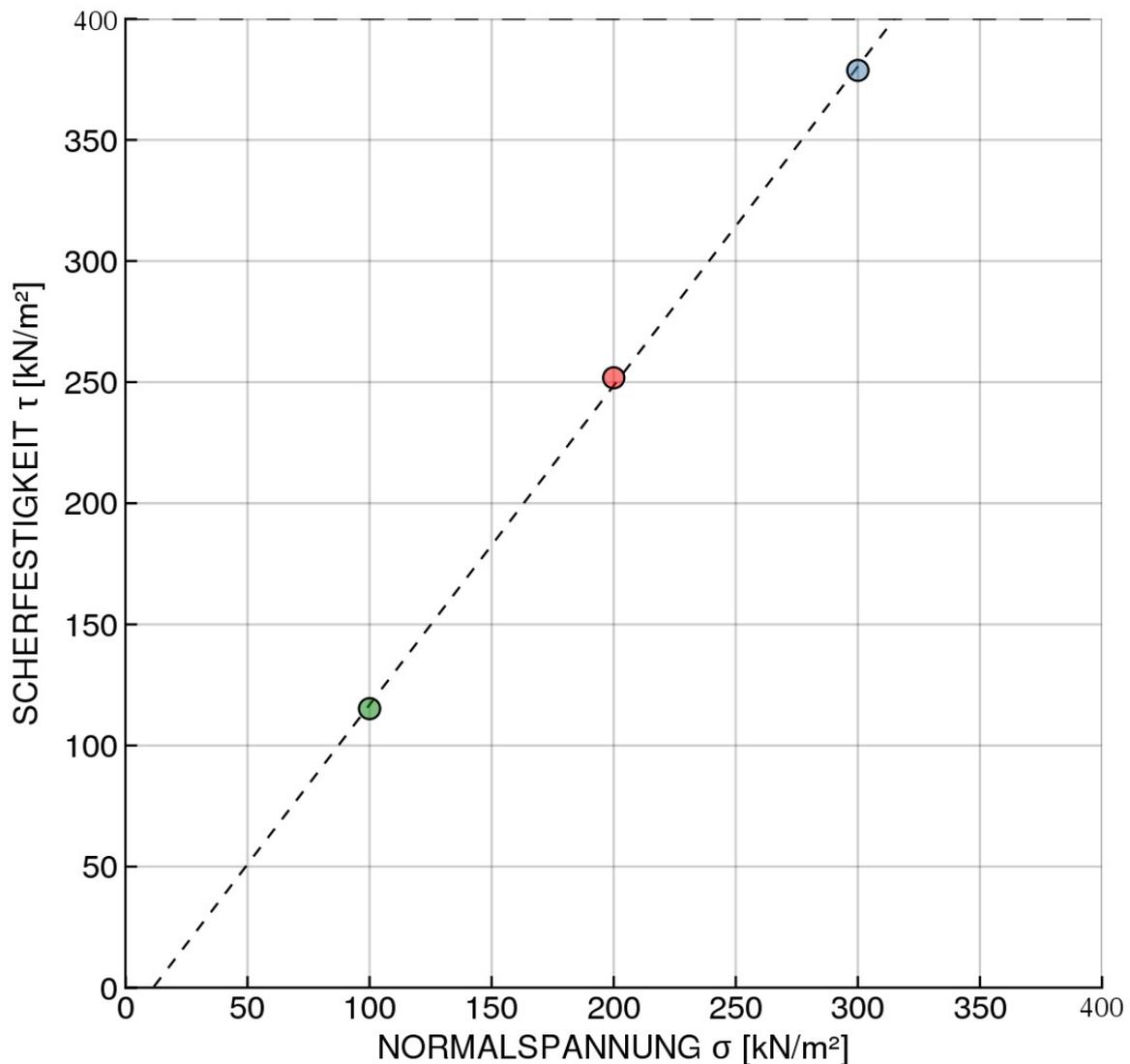


AUFTRAGGEBER: MA Tobias Schlager	BODENART: sa Gr	LABORNUMMER: 19890
PROJEKT: Rhesi	TIEFE: -	AUFTRAGSNR: 2
BEZEICHNUNG: Rheinschotter; hohe Normalspannungen	BEARBEITER: TS	DATUM: 30.06.17 - 05.07.17

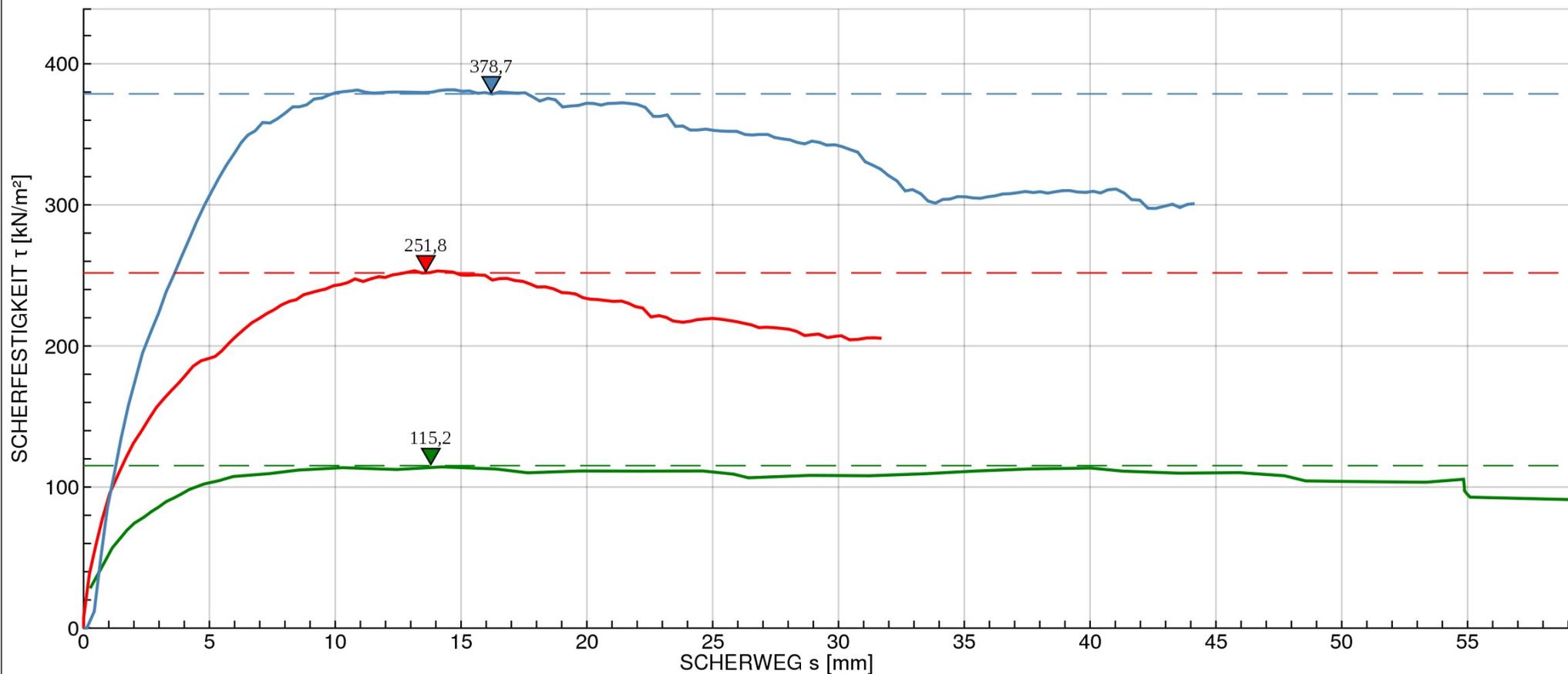
RAHMENSCHERVERSUCH NACH ÖNORM B 4416

Büchsengröße: 300 x 300 x 200 mm

GRÖSSTKORN: < 4 mm		Versuch 1	Versuch 2	Versuch 3
KONSOLIDIERUNGSDRUCK	σ_c kN/m ²	350	350	350
KONSOLIDIERUNGSZEIT	t_c h	20	20	20
NORMALSPANNUNG	σ kN/m ²	100	200	300
SCHERFESTIGKEIT	τ_f kN/m ²	115,2	251,8	378,7
SCHERWEG	s_1 mm	13,8	13,6	16,2
RESTSCHERFESTIGKEIT	τ_r kN/m ²	-	-	-
RESTSCHERWEG	s_2 mm	-	-	-
WASSERGEHALT nach dem Versuch	w %	7,1	5,9	5,0
REIBUNGSWINKEL (ϕ')	52,8 °	PROBENZUSTAND		gestört
KOHÄSION (c')	- kN/m ²	SCHERGESCHWINDIGKEIT		0,3 mm/min
RESTSCHERWINKEL (ϕ_r)	- °	RESTSCHERGESCHWINDIGKEIT		0,300 mm/min



<p>— $\sigma = 300 \text{ kN/m}^2$, $t = 20 \text{ h}$, $\sigma_c = 350 \text{ kN/m}^2$, gestört</p> <p>— $\sigma = 200 \text{ kN/m}^2$, $t = 20 \text{ h}$, $\sigma_c = 350 \text{ kN/m}^2$, gestört</p> <p>— $\sigma = 100 \text{ kN/m}^2$, $t = 20 \text{ h}$, $\sigma_c = 350 \text{ kN/m}^2$, gestört</p>	<p>Labornummer 19890</p> <p>Versuchsdatum 30.06.17 - 05.07.17</p> <p>Schergeschwindigkeit 0,3 mm/min</p> <p>Größtkorn < 4 mm</p>
---	---

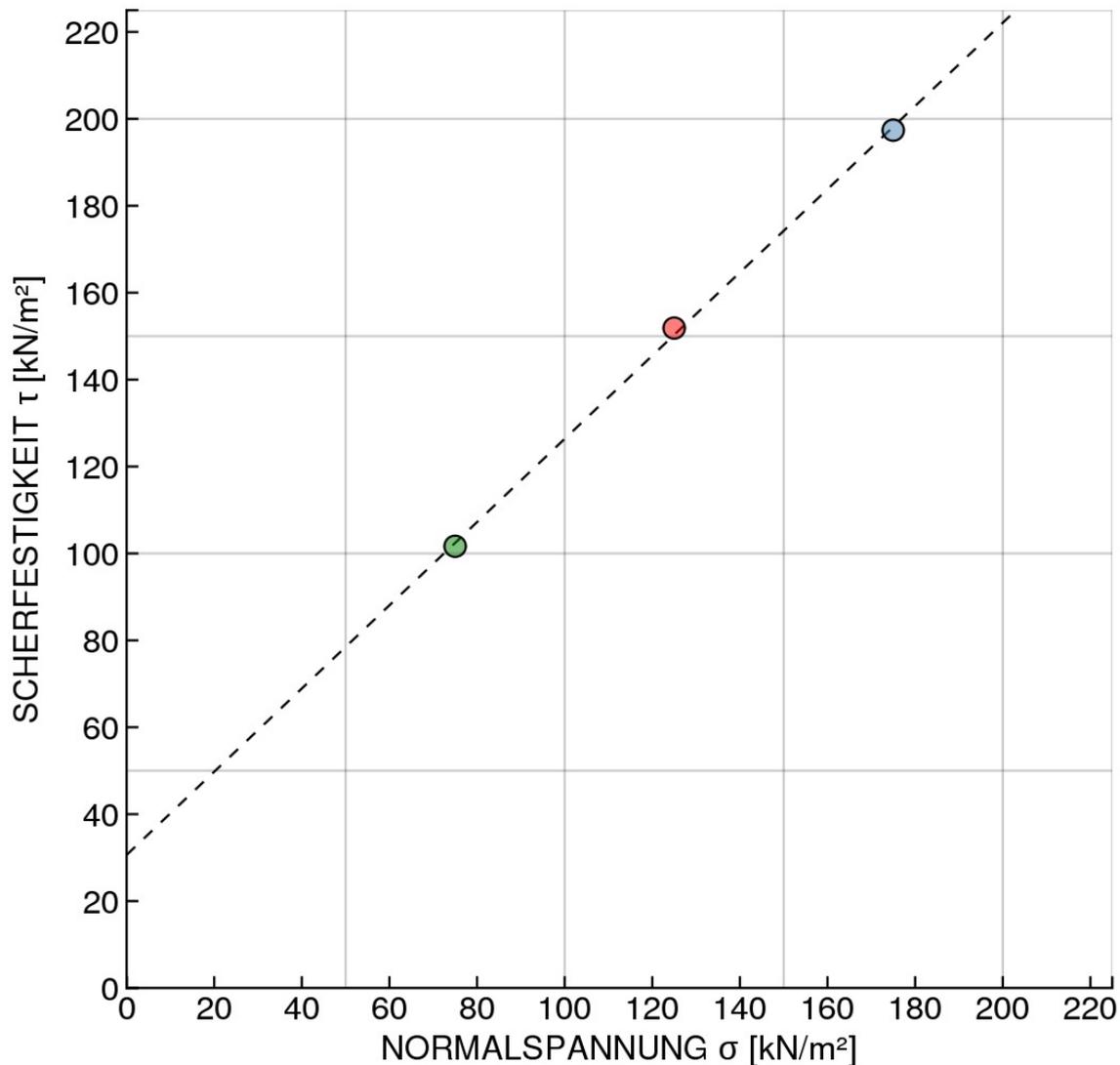


AUFTRAGGEBER: MA Tobias Schlager	BODENART: Gr	LABORNUMMER: 19916
PROJEKT: Rhesi	TIEFE: -	AUFTRAGSNR: 2
BEZEICHNUNG: Rheinschotter >4mm	BEARBEITER: TS	DATUM: 23.07.17 - 23.07.17

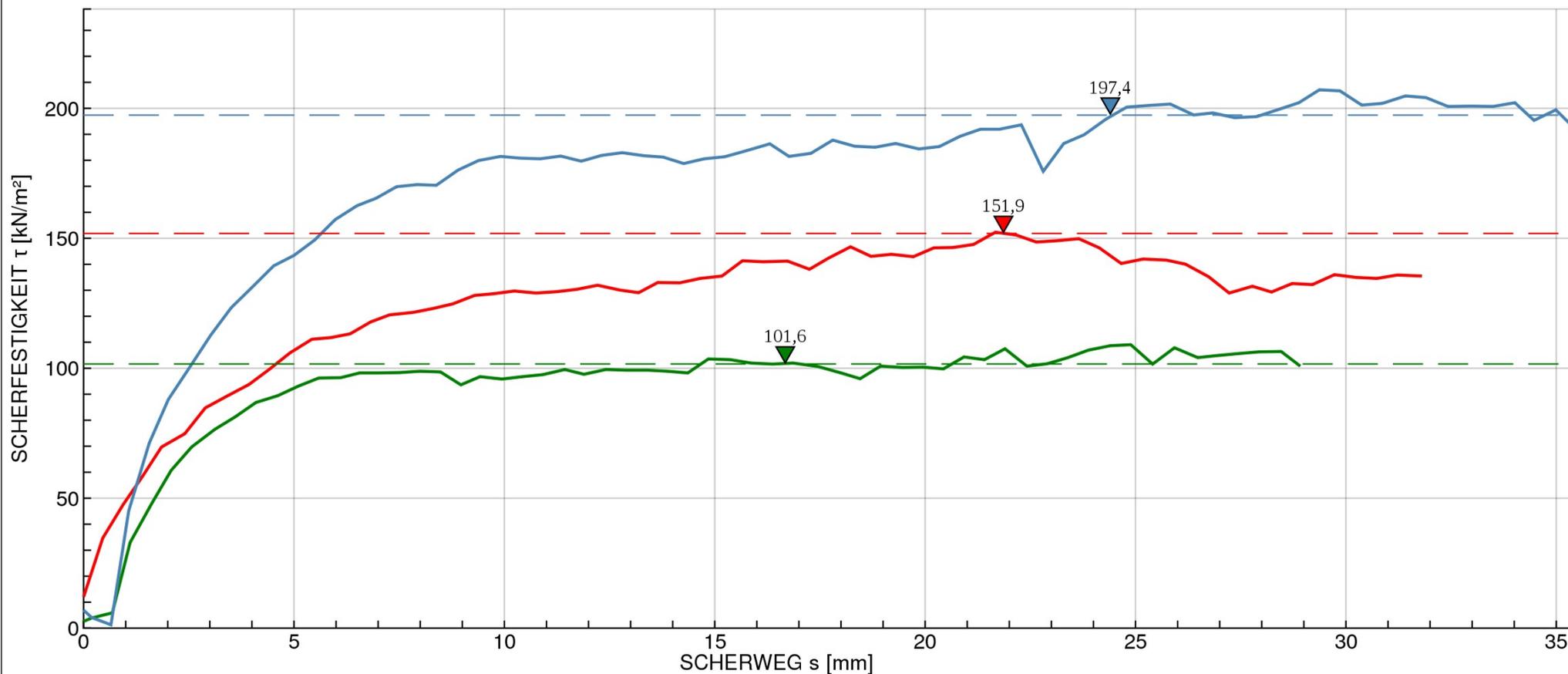
RAHMENSCHERVERSUCH NACH ÖNORM B 4416

Büchsengröße: 300 x 300 x 200 mm

GRÖSSTKORN: < 31 mm		Versuch 1	Versuch 2	Versuch 3
KONSOLIDIERUNGSDRUCK	σ_c kN/m ²	200	200	200
KONSOLIDIERUNGSZEIT	t_c h	0,5	0,5	0,5
NORMALSPANNUNG	σ kN/m ²	75	125	175
SCHERFESTIGKEIT	τ_f kN/m ²	101,6	151,9	197,4
SCHERWEG	s_1 mm	16,7	21,9	24,4
RESTSCHERFESTIGKEIT	τ_r kN/m ²	-	-	-
RESTSCHERWEG	s_2 mm	-	-	-
WASSERGEHALT nach dem Versuch	w %	1,3	1,3	1,3
REIBUNGSWINKEL (ϕ')	43,8 °	PROBENZUSTAND		gestört
KOHÄSION (c')	30,6 kN/m ²	SCHERGESCHWINDIGKEIT		0,5 mm/min
RESTSCHERWINKEL (ϕ_r)	- °	RESTSCHERGESCHWINDIGKEIT		0,500 mm/min



<p>— $\sigma = 175 \text{ kN/m}^2$, $t = 0,5 \text{ h}$, $\sigma_c = 200 \text{ kN/m}^2$, gestört</p> <p>— $\sigma = 125 \text{ kN/m}^2$, $t = 0,5 \text{ h}$, $\sigma_c = 200 \text{ kN/m}^2$, gestört</p> <p>— $\sigma = 75 \text{ kN/m}^2$, $t = 0,5 \text{ h}$, $\sigma_c = 200 \text{ kN/m}^2$, gestört</p>	<p>Labornummer 19916</p> <p>Versuchsdatum 23.07.17 - 23.07.17</p> <p>Schergeschwindigkeit 0,5 mm/min</p> <p>Größtkorn < 31 mm</p>
---	---

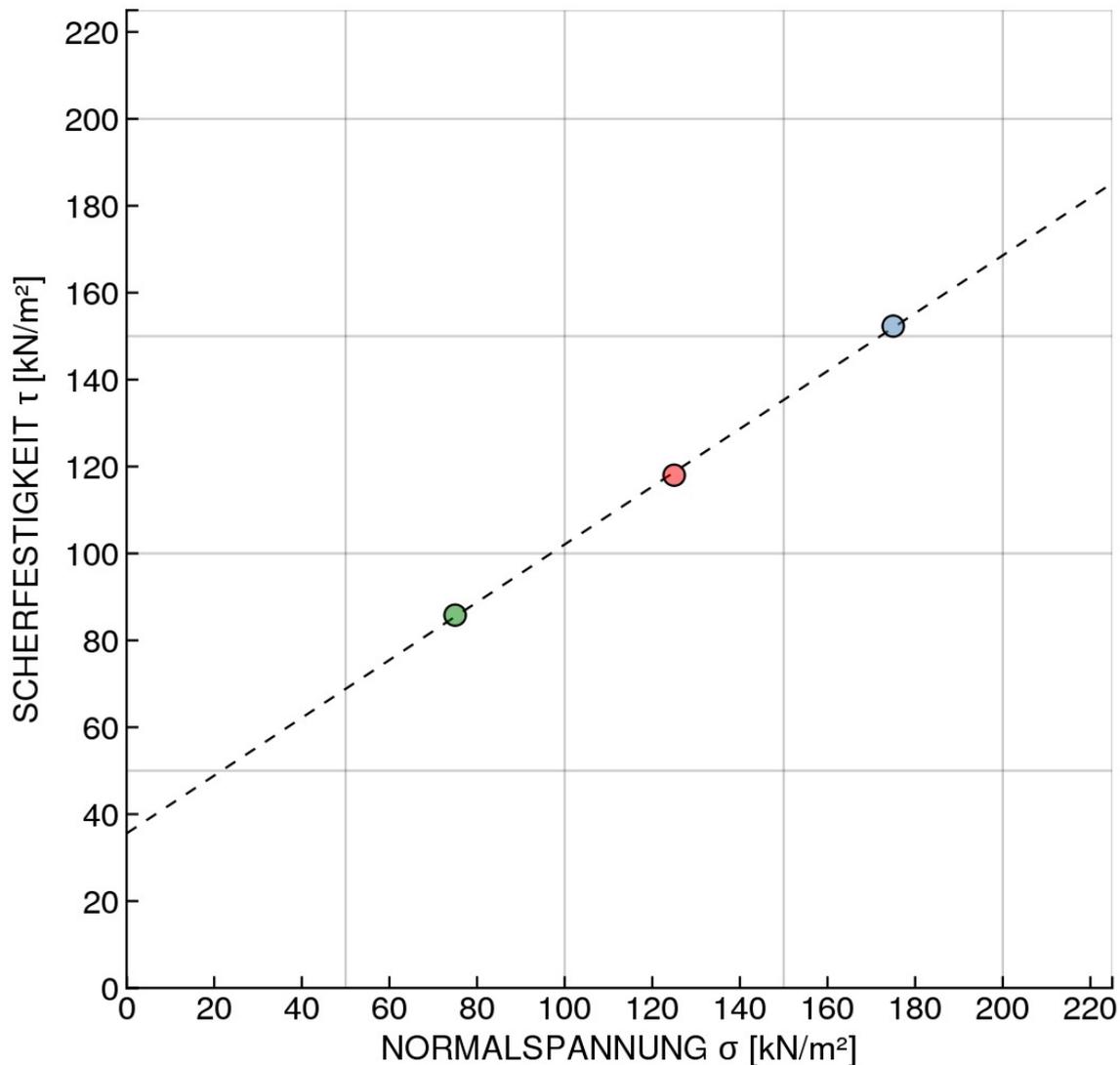


AUFTRAGGEBER: MA Tobias Schlager	BODENART: si Sa	LABORNUMMER: 19914
PROJEKT: Rhesi	TIEFE: -	AUFTRAGSNR: 2
BEZEICHNUNG: Rheinschotter <4mm	BEARBEITER: TS	DATUM: 21.07.17 - 23.07.17

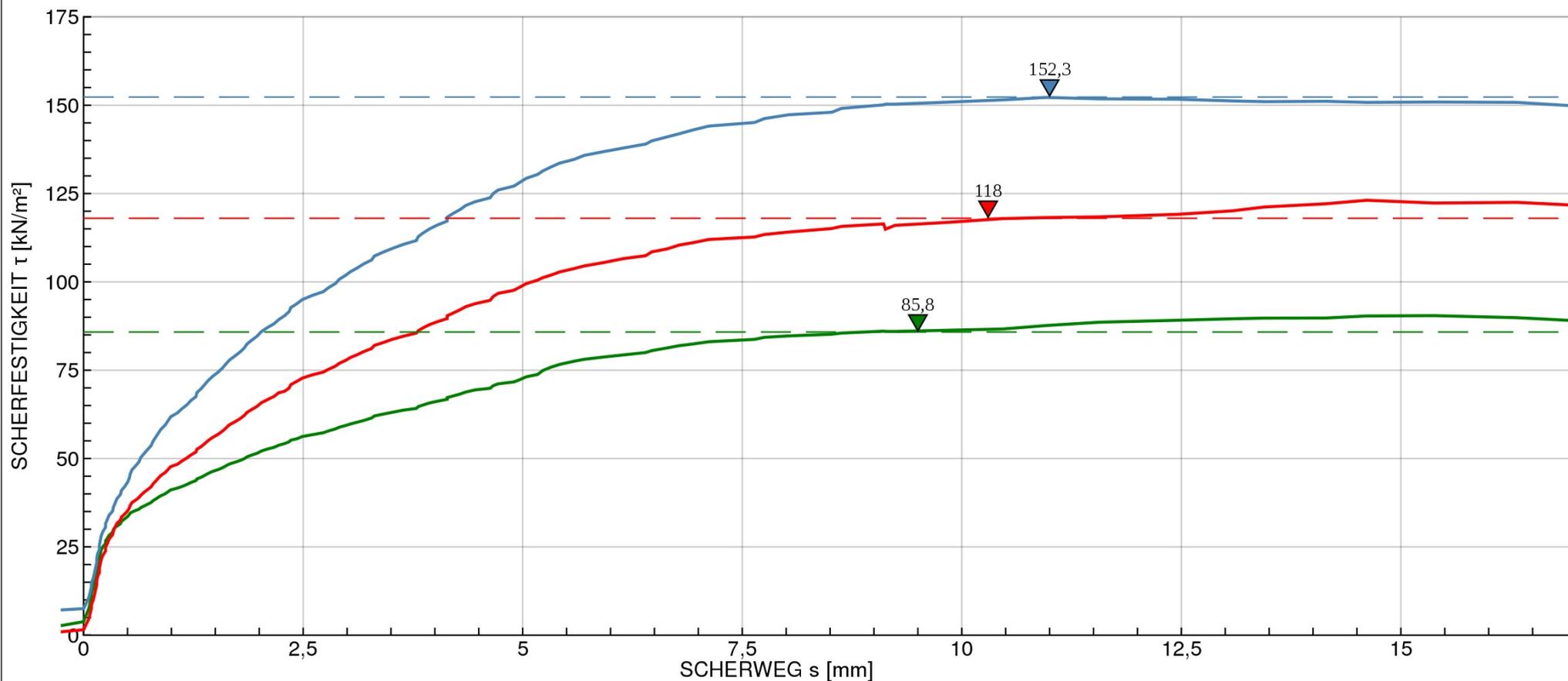
RAHMENSCHERVERVERSUCH NACH ÖNORM B 4416

Büchsengröße: 100 x 100 x 20 mm

GRÖSSTKORN: < 4 mm		Versuch 1	Versuch 2	Versuch 3
KONSOLIDIERUNGSDRUCK	σ_c kN/m ²	200	200	200
KONSOLIDIERUNGSZEIT	t_c h	12	12	12
NORMALSPANNUNG	σ kN/m ²	75	125	175
SCHERFESTIGKEIT	τ_f kN/m ²	85,8	118,0	152,3
SCHERWEG	s_1 mm	9,5	10,3	11,0
RESTSCHERFESTIGKEIT	τ_r kN/m ²	-	-	-
RESTSCHERWEG	s_2 mm	-	-	-
WASSERGEHALT nach dem Versuch	w %	18,4	17,8	17,6
REIBUNGSWINKEL (ϕ')	33,6 °	PROBENZUSTAND		gestört
KOHÄSION (c')	35,6 kN/m ²	SCHERGESCHWINDIGKEIT		0,0065 mm/min
RESTSCHERWINKEL (ϕ_r)	- °	RESTSCHERGESCHWINDIGKEIT		0,006 mm/min



<p>— $\sigma = 175 \text{ kN/m}^2$, $t = 12 \text{ h}$, $\sigma_c = 200 \text{ kN/m}^2$, gestört</p> <p>— $\sigma = 125 \text{ kN/m}^2$, $t = 12 \text{ h}$, $\sigma_c = 200 \text{ kN/m}^2$, gestört</p> <p>— $\sigma = 75 \text{ kN/m}^2$, $t = 12 \text{ h}$, $\sigma_c = 200 \text{ kN/m}^2$, gestört</p>	<p>Labornummer 19914</p> <p>Versuchsdatum 21.07.17 - 23.07.17</p> <p>Schergeschwindigkeit 0,0065 mm/min</p> <p>Größtkorn < 4 mm</p>
--	--

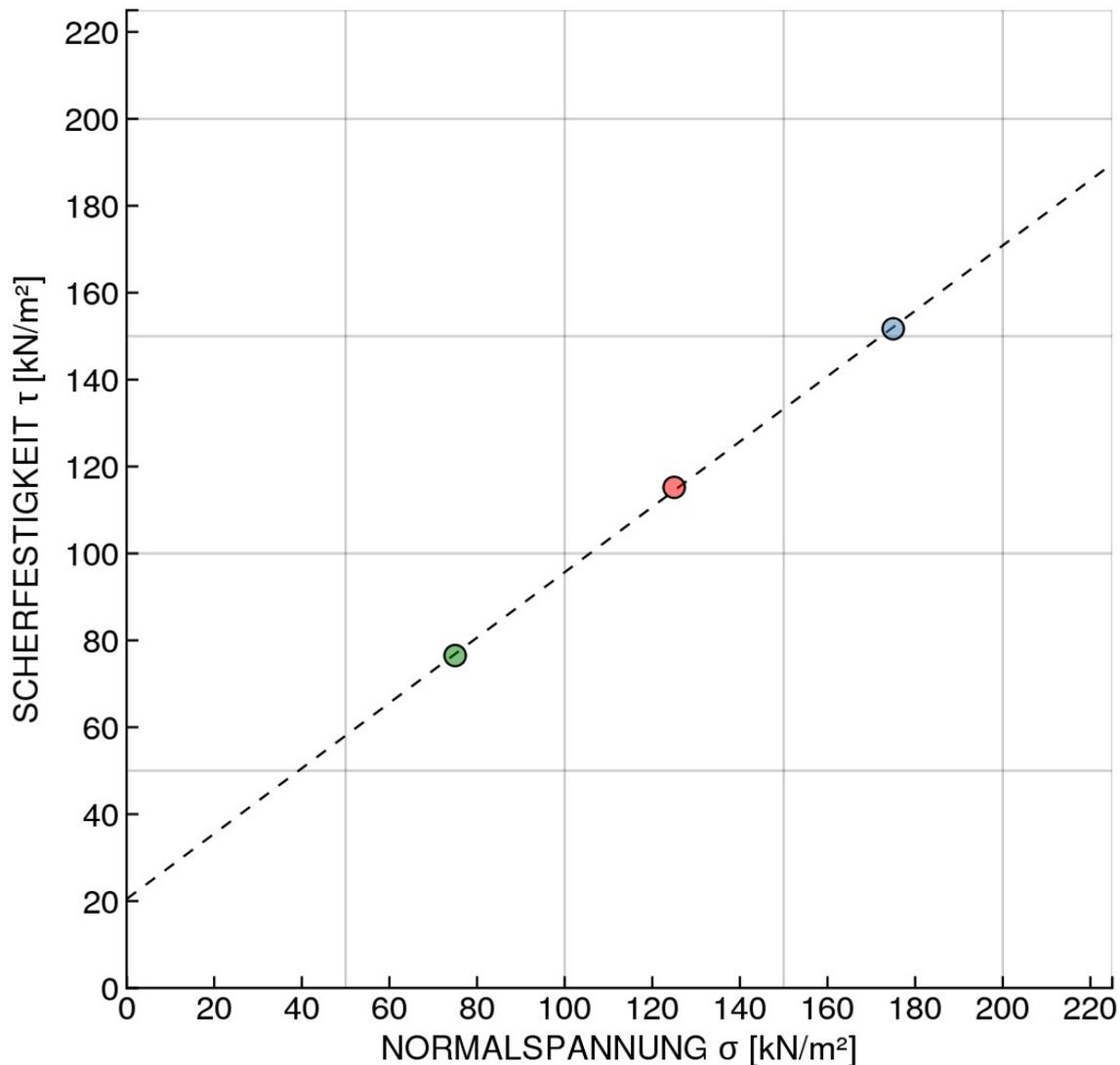


AUFTRAGGEBER: MA Tobias Schlager	BODENART: si Sa	LABORNUMMER: 19913
PROJEKT: Rhesi	TIEFE: -	AUFTRAGSNR: 2
BEZEICHNUNG: Rheinschotter <2mm	BEARBEITER: TS	DATUM: 21.07.17 - 23.07.17

RAHMENSCHERVERSUCH NACH ÖNORM B 4416

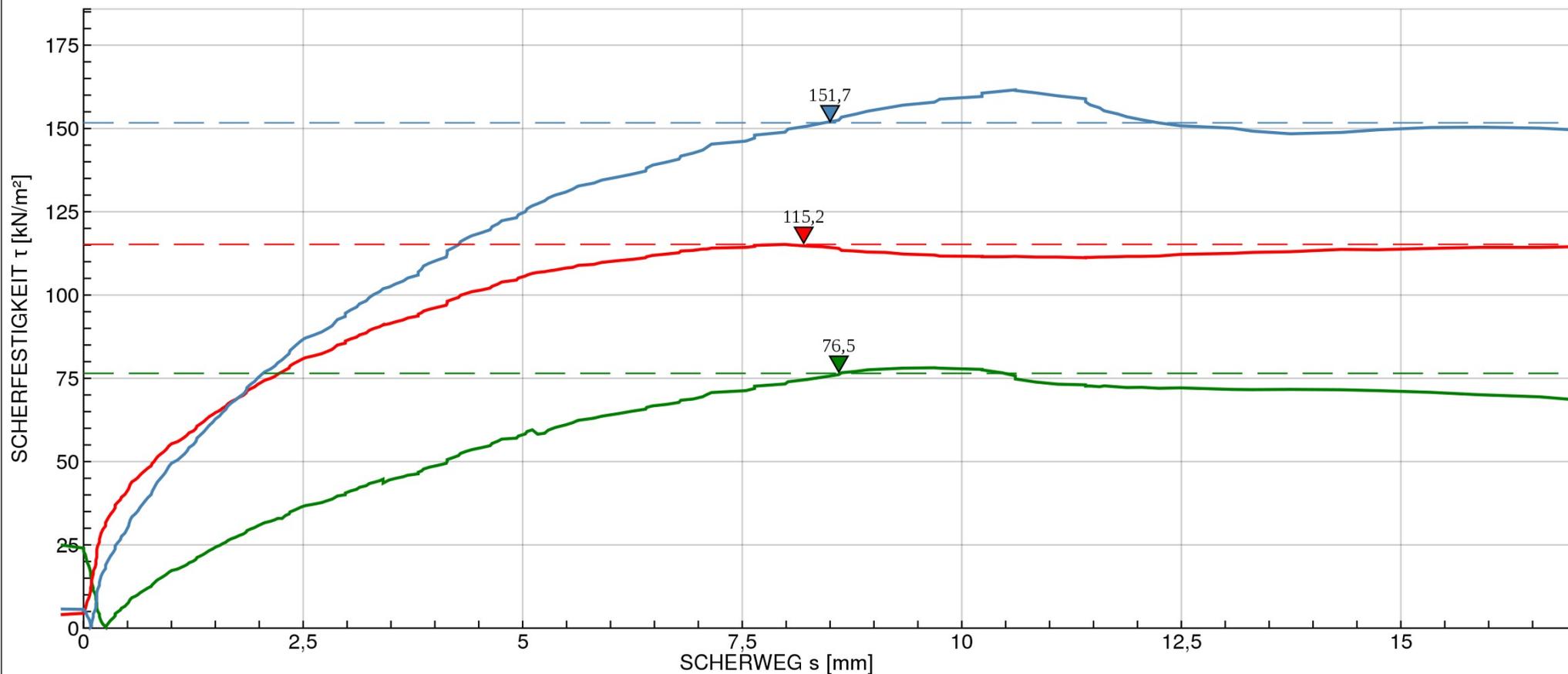
Büchsengröße: 100 x 100 x 20 mm

GRÖSSTKORN: < 4 mm		Versuch 1	Versuch 2	Versuch 3
KONSOLIDIERUNGSDRUCK	σ_c kN/m ²	200	200	200
KONSOLIDIERUNGSZEIT	t_c h	12	12	12
NORMALSPANNUNG	σ kN/m ²	75	125	175
SCHERFESTIGKEIT	τ_f kN/m ²	76,5	115,2	151,7
SCHERWEG	s_1 mm	8,6	8,2	8,5
RESTSCHERFESTIGKEIT	τ_r kN/m ²	-	-	-
RESTSCHERWEG	s_2 mm	-	-	-
WASSERGEHALT nach dem Versuch	w %	19,2	19,1	19,0
REIBUNGSWINKEL (ϕ')	36,9 °	PROBENZUSTAND		gestört
KOHÄSION (c')	20,5 kN/m ²	SCHERGESCHWINDIGKEIT		0,0065 mm/min
RESTSCHERWINKEL (ϕ_r)	- °	RESTSCHERGESCHWINDIGKEIT		0,006 mm/min



- $\sigma = 175 \text{ kN/m}^2$, $t = 12 \text{ h}$, $\sigma_c = 200 \text{ kN/m}^2$, gestört
- $\sigma = 125 \text{ kN/m}^2$, $t = 12 \text{ h}$, $\sigma_c = 200 \text{ kN/m}^2$, gestört
- $\sigma = 75 \text{ kN/m}^2$, $t = 12 \text{ h}$, $\sigma_c = 200 \text{ kN/m}^2$, gestört

Labornummer	19913
Versuchsdatum	21.07.17 - 23.07.17
Schergeschwindigkeit	0,0065 mm/min
Größtkorn	< 4 mm





AUFTRAGGEBER:
Institut für Bodenmechanik und Grundbau

BEZEICHNUNG:
Mix Schluff-Kies

LABORNUMMER:
19966

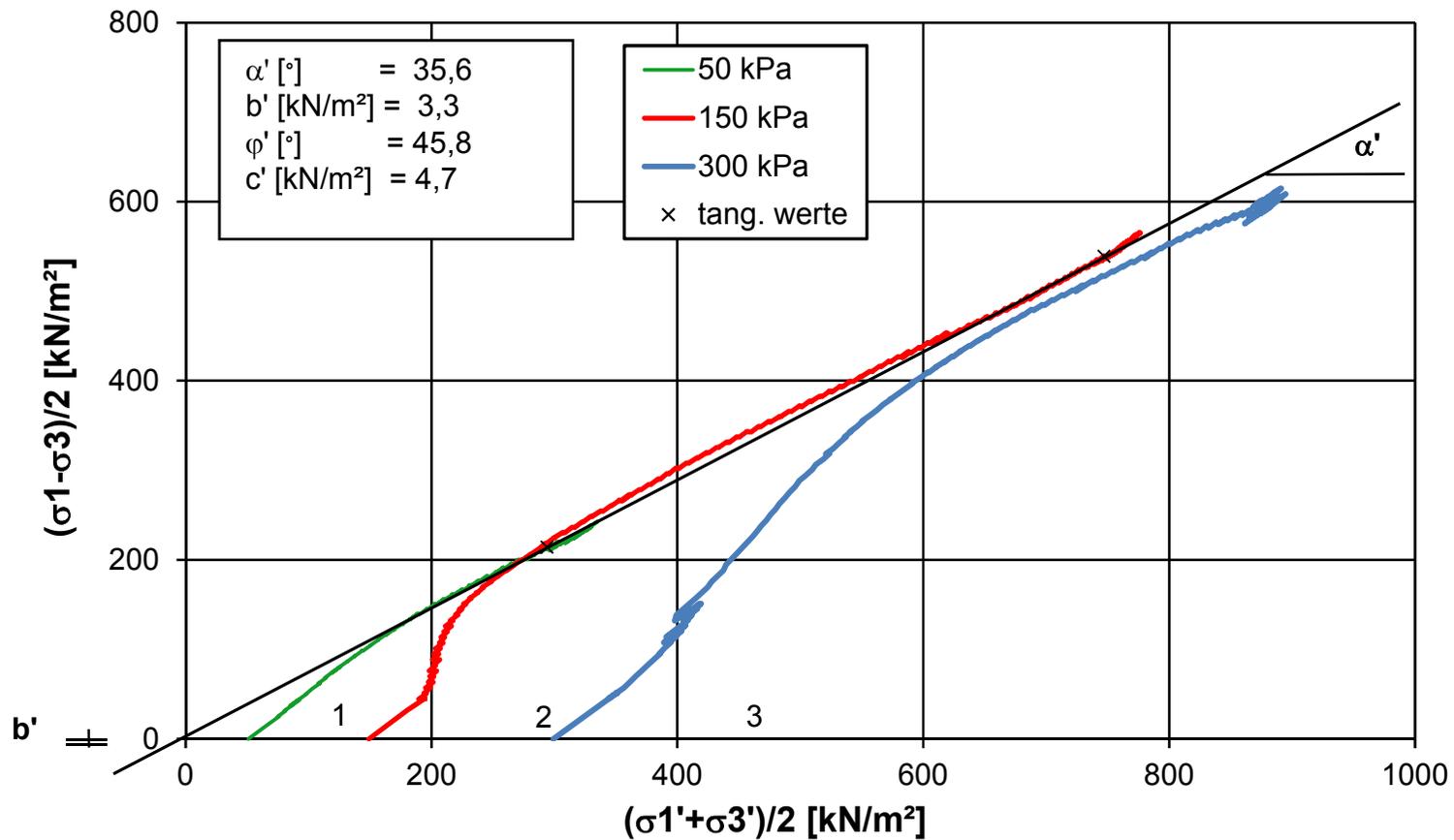
PROJEKT:
MA Schlager

TIEFE:

PROJEKTNUMMER:

BEARBEITER:
OM

DATUM:
23.11.2017





AUFTRAGGEBER:
Institut für Bodenmechanik und Grundbau

BEZEICHNUNG:
Mix Schluff-Kies

LABORNUMMER:
19966

PROJEKT:
MA Schlager

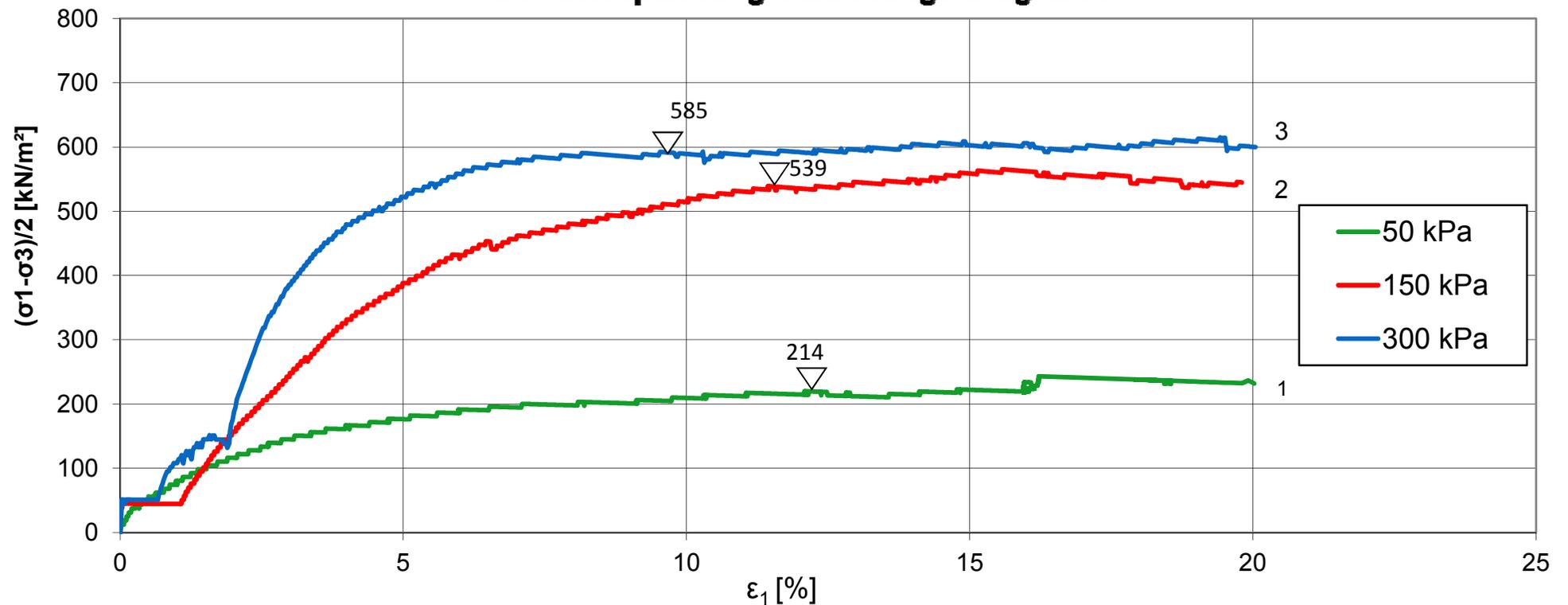
TIEFE:

PROJEKTNUMMER:

BEARBEITER:
OM

DATUM:
23.11.2017

Devlatorspannung-Stauchungs-Diagramm





AUFTRAGGEBER:
Institut für Bodenmechanik und Grundbau

BEZEICHNUNG:
Mix Schluff-Kies

LABORNUMMER:
19966

PROJEKT:
MA Schlager

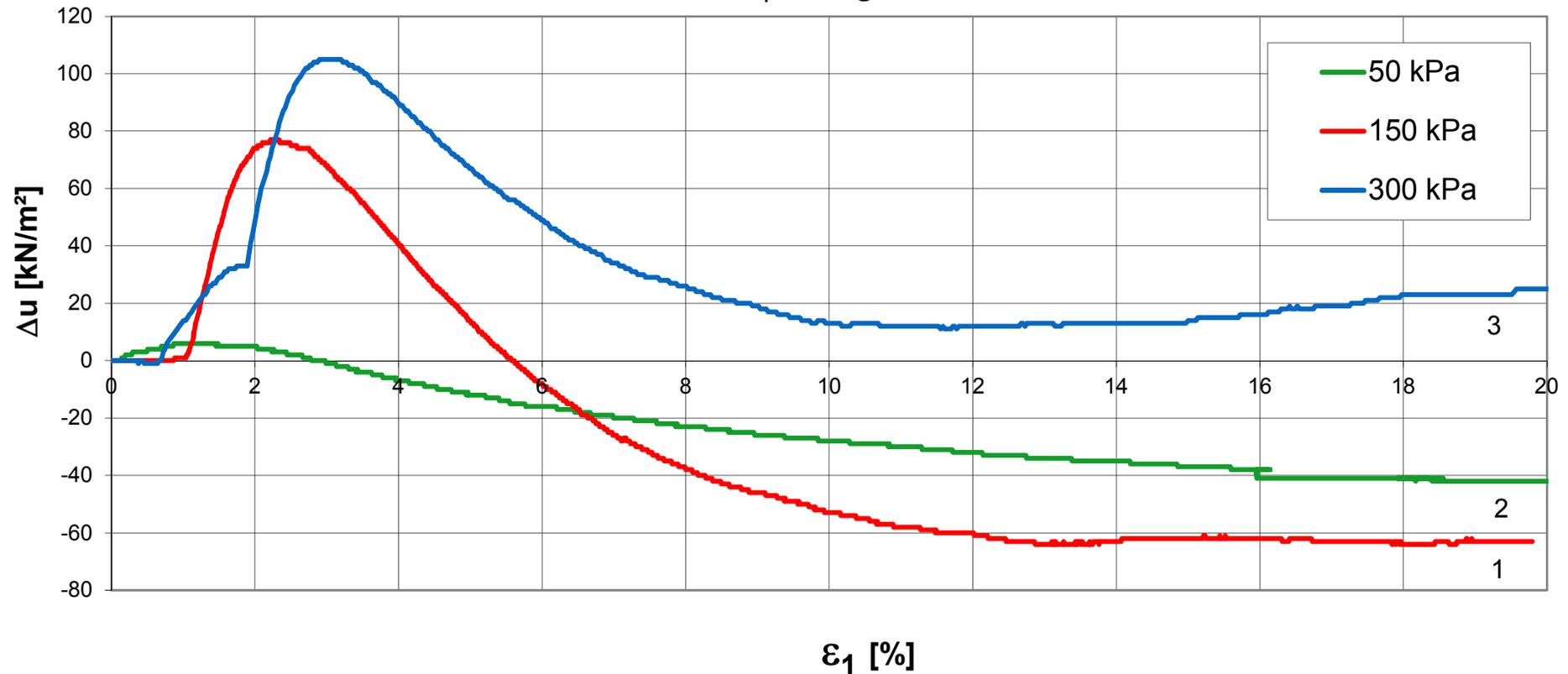
TIEFE:

PROJEKTNUMMER:

BEARBEITER:
OM

DATUM:
23.11.2017

$\Delta u, \varepsilon_1$ - Diagramm



Auftraggeber
MA Tobias Schlager

Projekt
Rhesi

Proj. Nr.
2

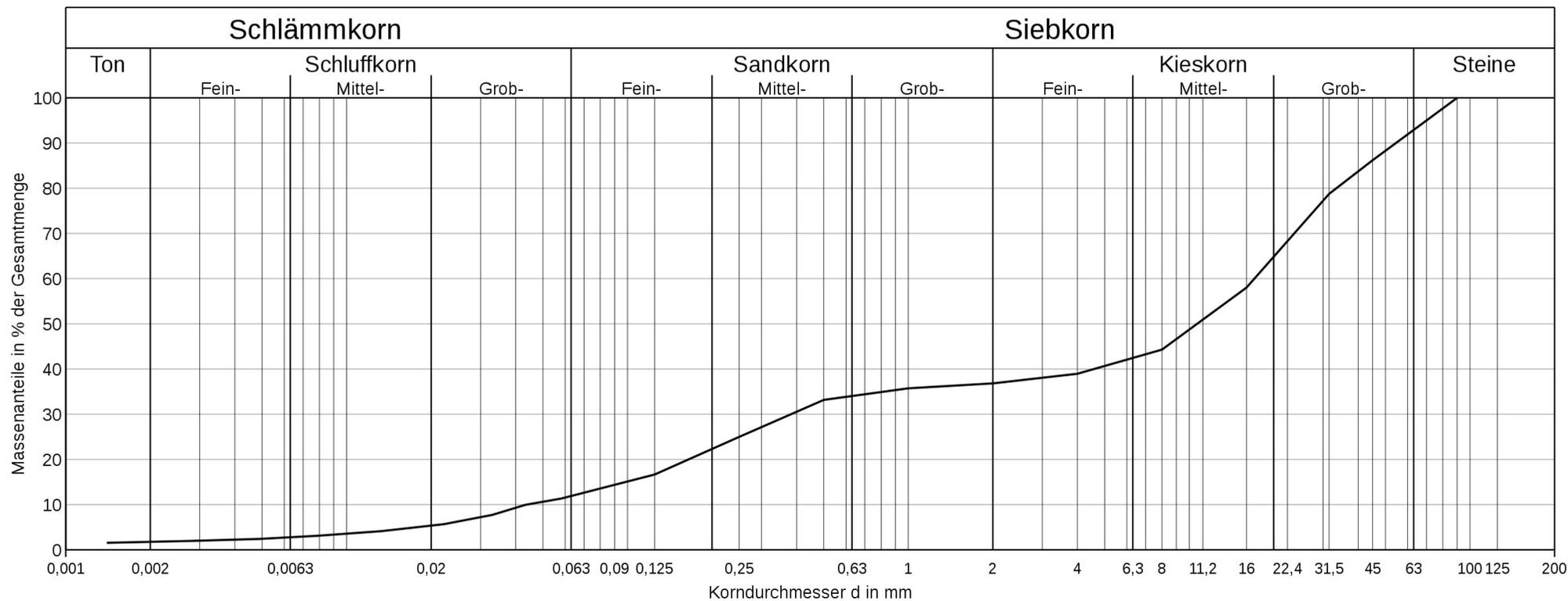
Bezeichnung
Mischung 80/20

Tiefe
-

Bearb.
TS

Datum
14.07.17 - 17.07.17

KÖRNUINGSLINIE



Lab.Nr.	Signatur	Anteile kleiner ϕ [mm]	Ton	Schluff	Sand	Kies	Steine	Anteile größer ϕ [mm]	Bodenart	D10	D30	D60	Cu	Cc
19903	—	-	1,8	10,1	24,9	56,1	7,1	-	co' si' sa Gr	0,0438mm	0,3822mm	17,0745mm	389,83	0,20

Auftraggeber
 MA Tobias Schlager

 Projekt
 Rhesi

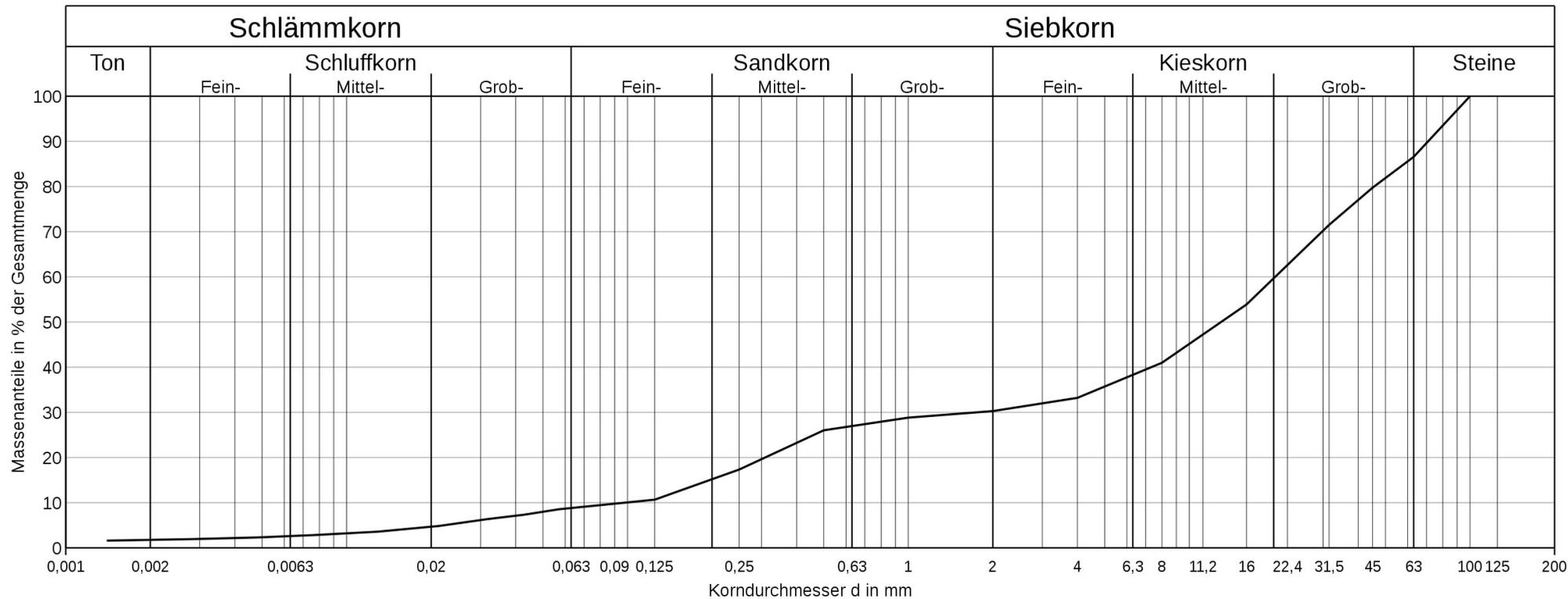
 Proj. Nr.
 2
 Bezeichnung
 Mischung 85/15

 Tiefe
 -

 Bearb.
 TS

 Datum
 16.07.17 - 17.07.17

KÖRNUINGSLINIE



Lab.Nr.	Signatur	Anteile kleiner ϕ [mm]	Ton	Schluff	Sand	Kies	Steine	Anteile größer ϕ [mm]	Bodenart	D10	D30	D60	Cu	Cc
19907	—	-	1,8	7,0	21,5	56,3	13,4	-	si' co' sa Gr	0,0978mm	1,7494mm	20,2416mm	206,97	1,55

Auftraggeber
 MA Tobias Schlager

 Projekt
 Rhesi

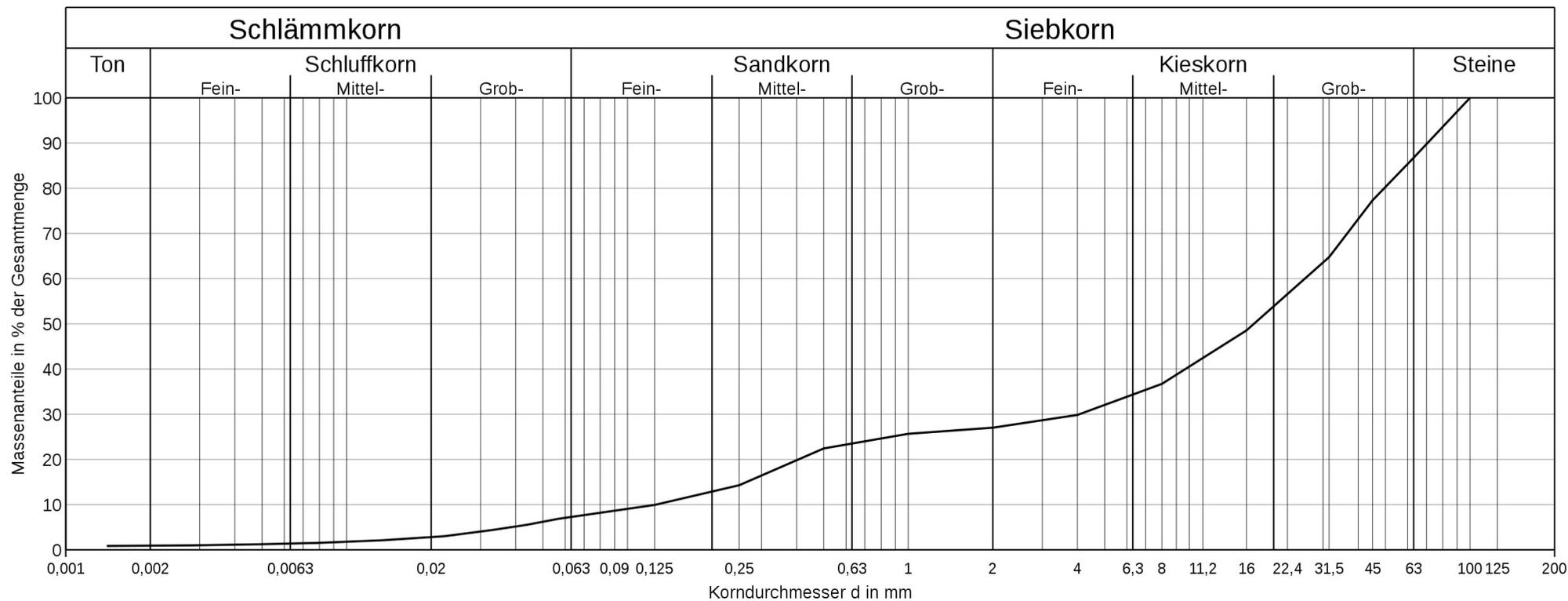
 Proj. Nr.
 2
 Bezeichnung
 Mischung 87/13

 Tiefe
 -

 Bearb.
 TS

 Datum
 27.07.17 - 31.07.17

KÖRNUINGSLINIE



Lab.Nr.	Signatur	Anteile kleiner ϕ [mm]	Ton	Schluff	Sand	Kies	Steine	Anteile größer ϕ [mm]	Bodenart	D10	D30	D60	Cu	Cc
19921	—	-	0,9	6,3	19,8	59,7	13,3	-	si' co' sa Gr	0,1264mm	4,0650mm	25,8212mm	204,28	5,06

Auftraggeber
 MA Tobias Schlager

 Projekt
 Rhesi

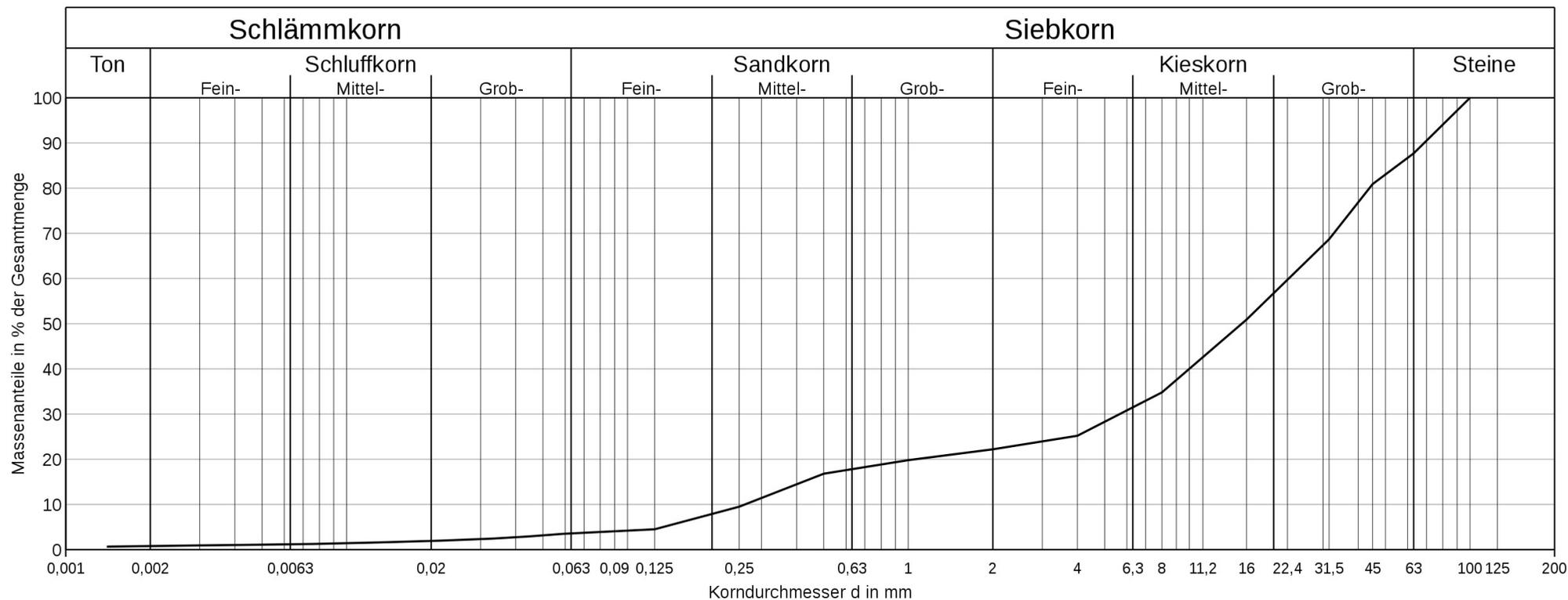
 Proj. Nr.
 2
 Bezeichnung
 Mischung 95/05

 Tiefe
 -

 Bearb.
 TS

 Datum
 19.07.17 - 20.07.17

KÖRNUINGSLINIE



Lab.Nr.	Signatur	Anteile kleiner ϕ [mm]	Ton	Schluff	Sand	Kies	Steine	Anteile größer ϕ [mm]	Bodenart	D10	D30	D60	Cu	Cc
19909	—	-	0,8	2,8	18,6	65,5	12,3	-	si'' co' sa Gr	0,2622mm	5,6569mm	22,6215mm	86,28	5,40

Auftraggeber
 MA Tobias Schlager

 Projekt
 Rhesi

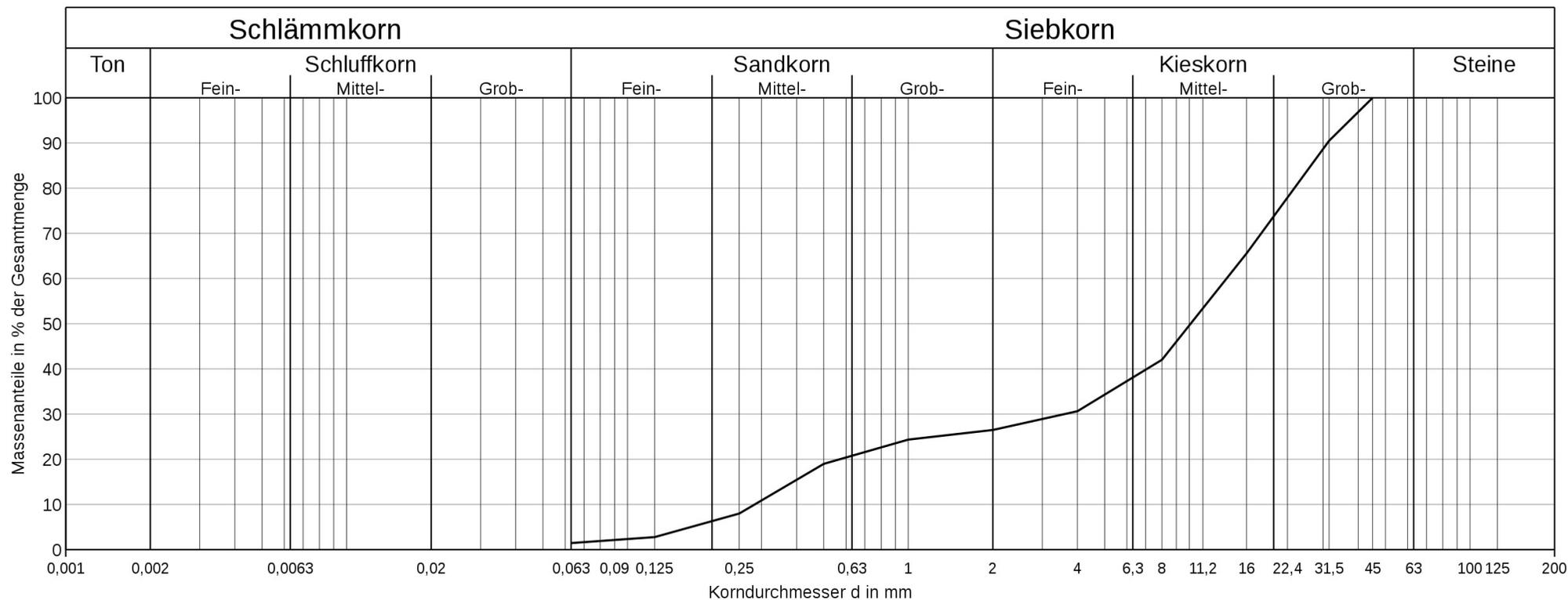
 Proj. Nr.
 2
 Bezeichnung
 Rheinschotter BB1

 Tiefe
 -

 Bearb.
 TS

 Datum
 13.06.17 - 14.06.17

KÖRNUINGSLINIE



Lab.Nr.	Signatur	Anteile kleiner ϕ [mm]	Ton	Schluff	Sand	Kies	Steine	Anteile größer ϕ [mm]	Bodenart	D10	D30	D60	Cu	Cc
19843 BB1	—	0,063: 1,5	-	-	25,0	73,5	-	-	sa Gr	0,2839mm	3,6005mm	13,5898mm	47,87	3,36

Auftraggeber
 MA Tobias Schlager

 Projekt
 Rhesi

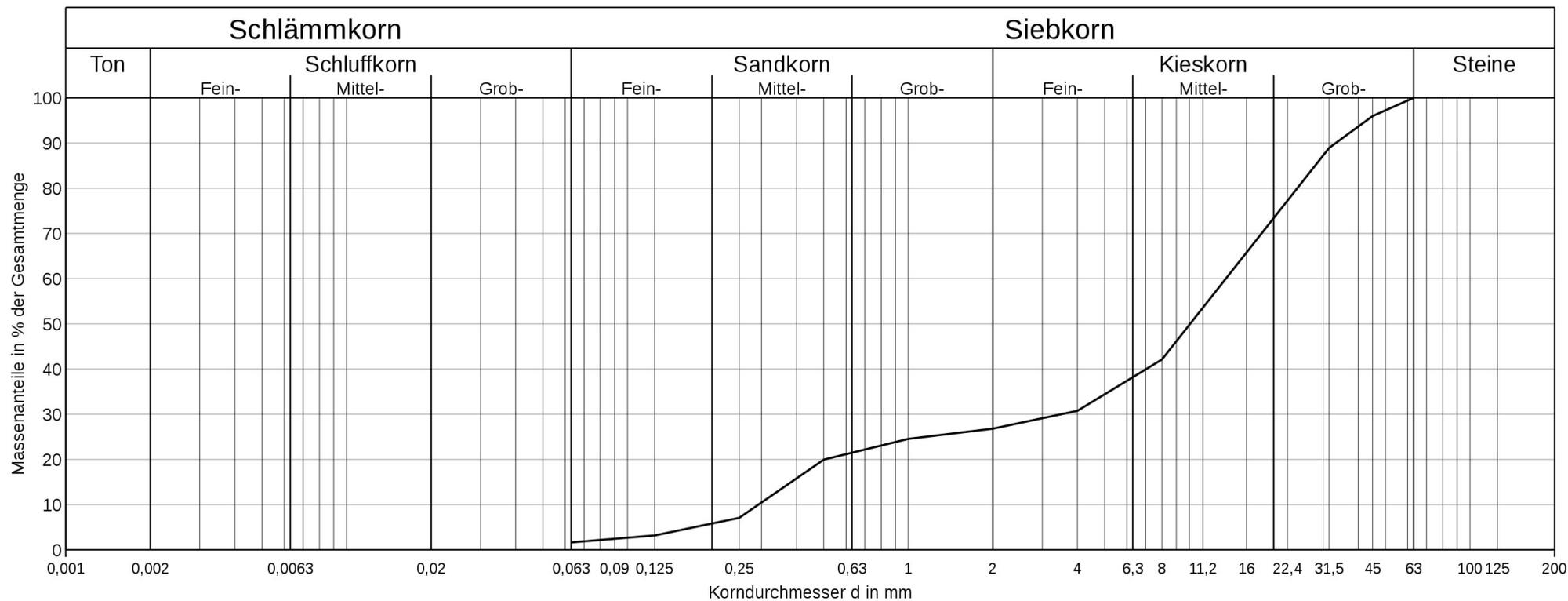
 Proj. Nr.
 2
 Bezeichnung
 Rheinschotter BB2

 Tiefe
 -

 Bearb.
 TS

 Datum
 13.06.17 - 14.06.17

KÖRNUINGSLINIE



Lab.Nr.	Signatur	Anteile kleiner ϕ [mm]	Ton	Schluff	Sand	Kies	Steine	Anteile größer ϕ [mm]	Bodenart	D10	D30	D60	Cu	Cc
19845 BB2	—	0,063: 1,6	-	-	25,2	73,2	-	-	sa Gr	0,2927mm	3,5067mm	13,5086mm	46,15	3,11

Auftraggeber
 MA Tobias Schlager

 Projekt
 Rhesi

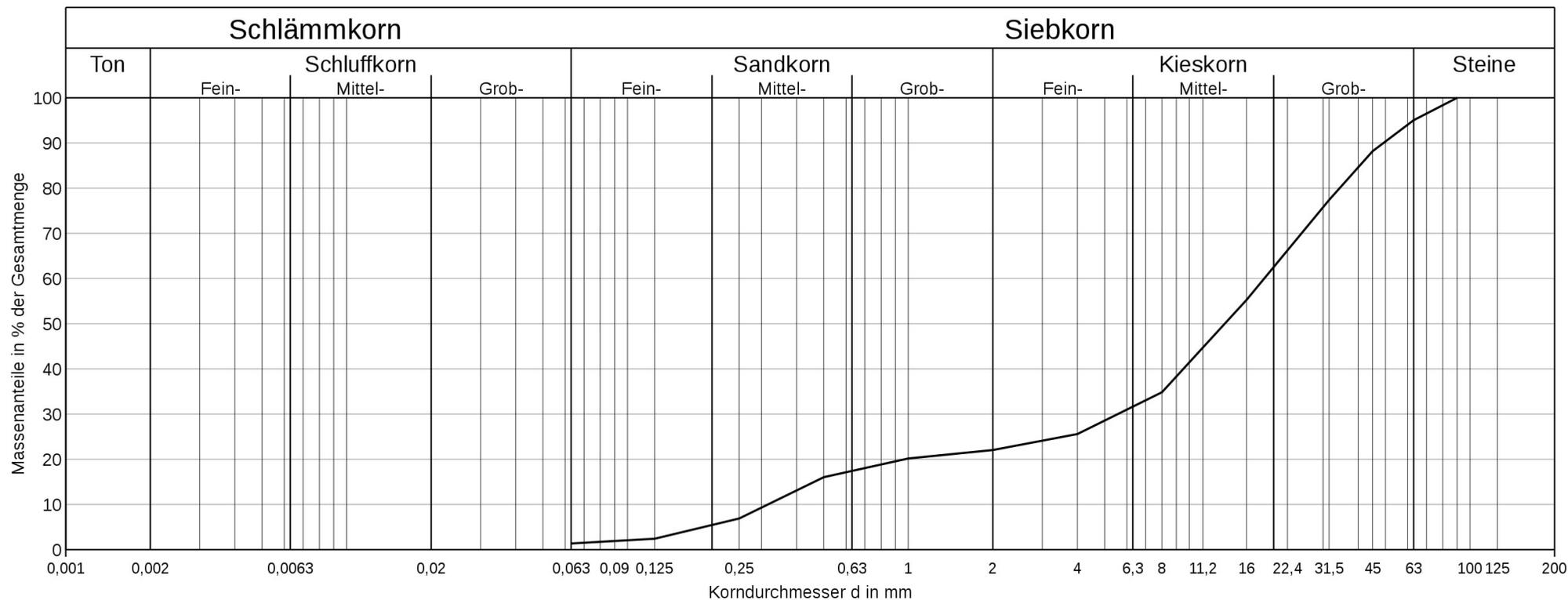
 Proj. Nr.
 2
 Bezeichnung
 Rheinschotter BB3

 Tiefe
 -

 Bearb.
 TS

 Datum
 15.06.17 - 16.06.17

KÖRNUINGSLINIE



Lab.Nr.	Signatur	Anteile kleiner ϕ [mm]	Ton	Schluff	Sand	Kies	Steine	Anteile größer ϕ [mm]	Bodenart	D10	D30	D60	Cu	Cc
19847 BB3	—	0,063: 1,4	-	-	20,7	72,9	5,0	-	co'' sa Gr	0,3165mm	5,5706mm	18,5028mm	58,46	5,30

Auftraggeber
 MA Tobias Schlager

 Projekt
 Rhesi

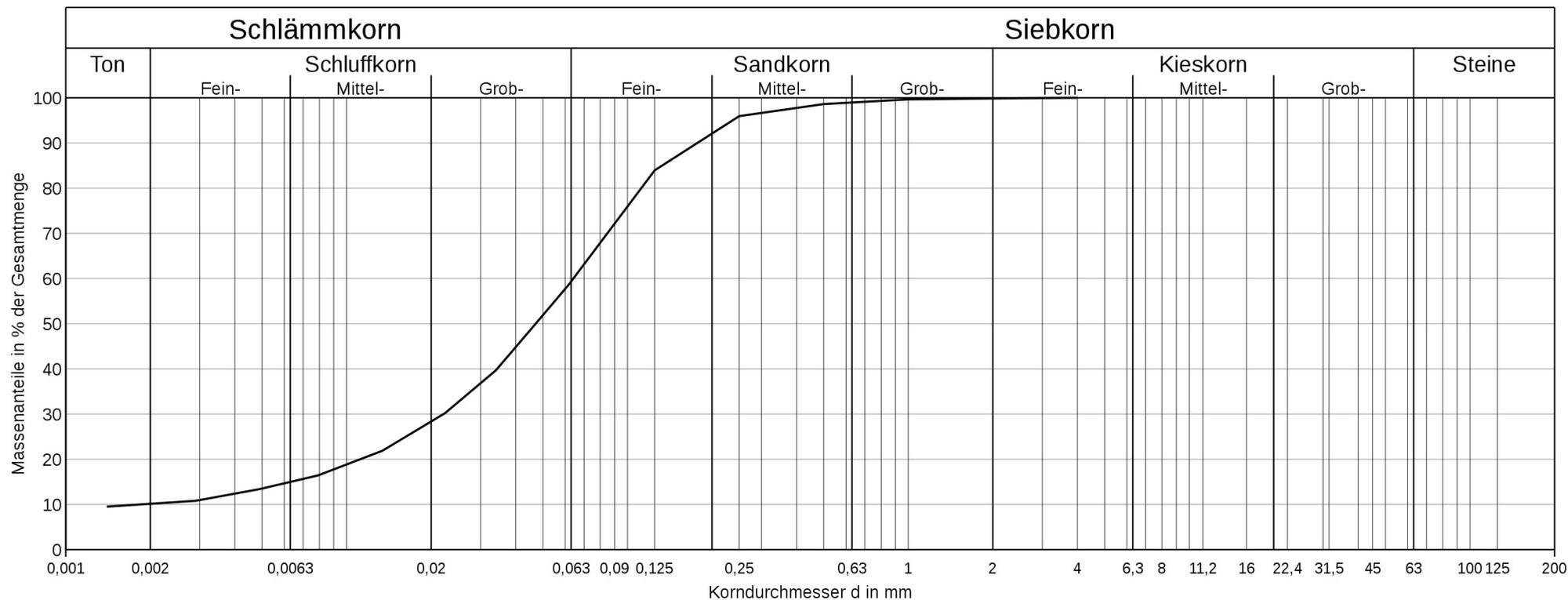
 Proj. Nr.
 2
 Bezeichnung
 Boden B

 Tiefe
 -

 Bearb.
 TS

 Datum
 26.07.17 - 31.07.17

KÖRNUINGSLINIE



Lab.Nr.	Signatur	Anteile kleiner ϕ [mm]	Ton	Schluff	Sand	Kies	Steine	Anteile größer ϕ [mm]	Bodenart	D10	D30	D60	Cu	Cc
19892 Boden B	—	-	10,1	49,2	40,5	0,2	-	-	c' Sa/Si	0,0018mm	0,0221mm	0,0642mm	35,67	4,23

Auftraggeber
MA Tobias Schlager

Projekt
Rhesi

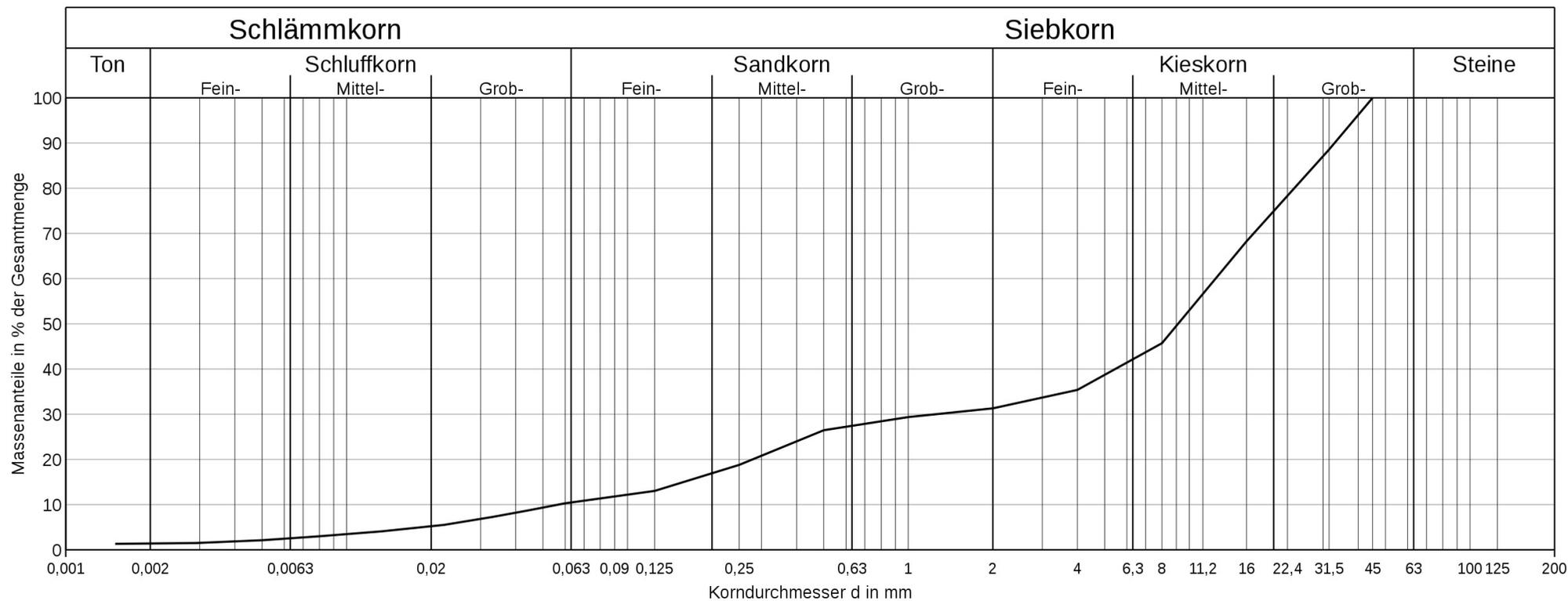
Proj. Nr.
2
Bezeichnung
KV_Suffosion

Tiefe
-

Bearb.
TS

Datum
09.10.17 - 13.10.17

KÖRNUINGSLINIE



Lab.Nr.	Signatur	Anteile kleiner ϕ [mm]	Ton	Schluff	Sand	Kies	Steine	Anteile größer ϕ [mm]	Bodenart	D10	D30	D60	Cu	Cc
19973	—	-	1,4	9,1	20,8	68,7	-	-	si' sa Gr	0,0567mm	1,2539mm	12,4172mm	219,00	2,23

Auftraggeber
 MA Tobias Schlager

 Projekt
 Rhesi

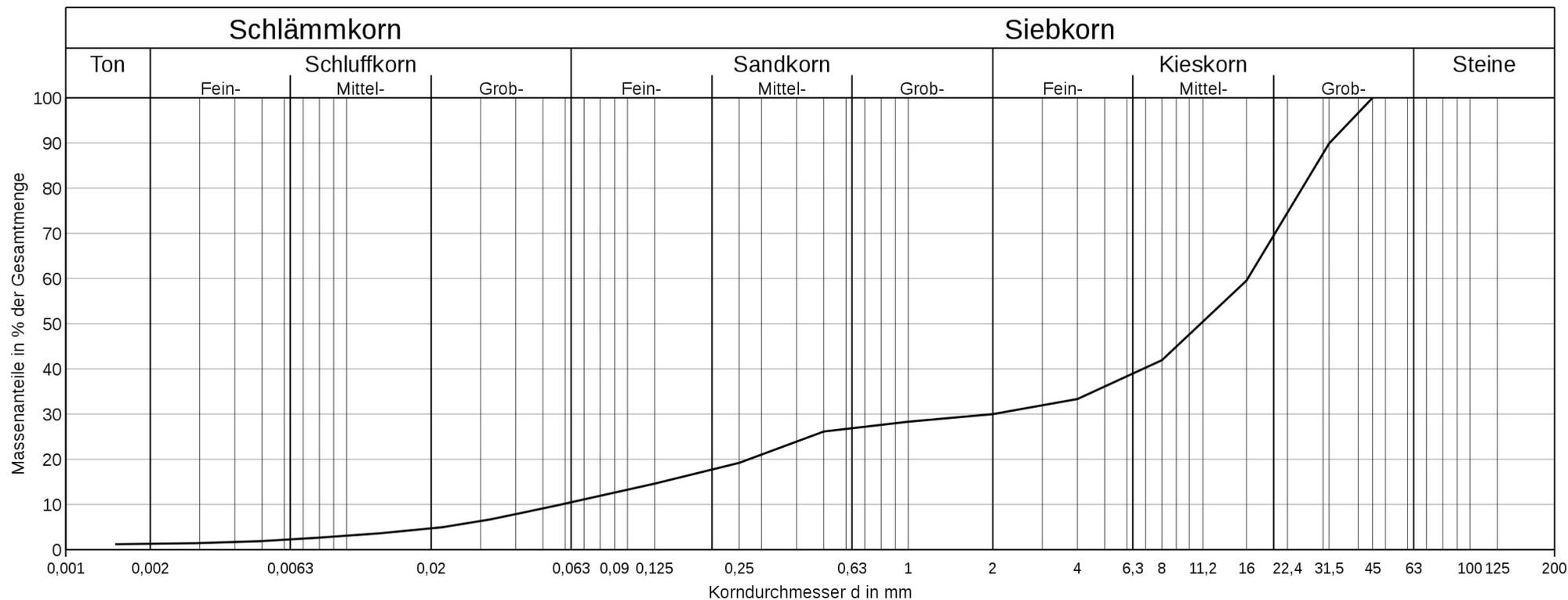
 Proj. Nr.
 2
 Bezeichnung
 KV_Standrohr_27,5

 Tiefe
 -

 Bearb.
 TS

 Datum
 09.10.17 - 13.10.17

KÖRNUNGSLINIE



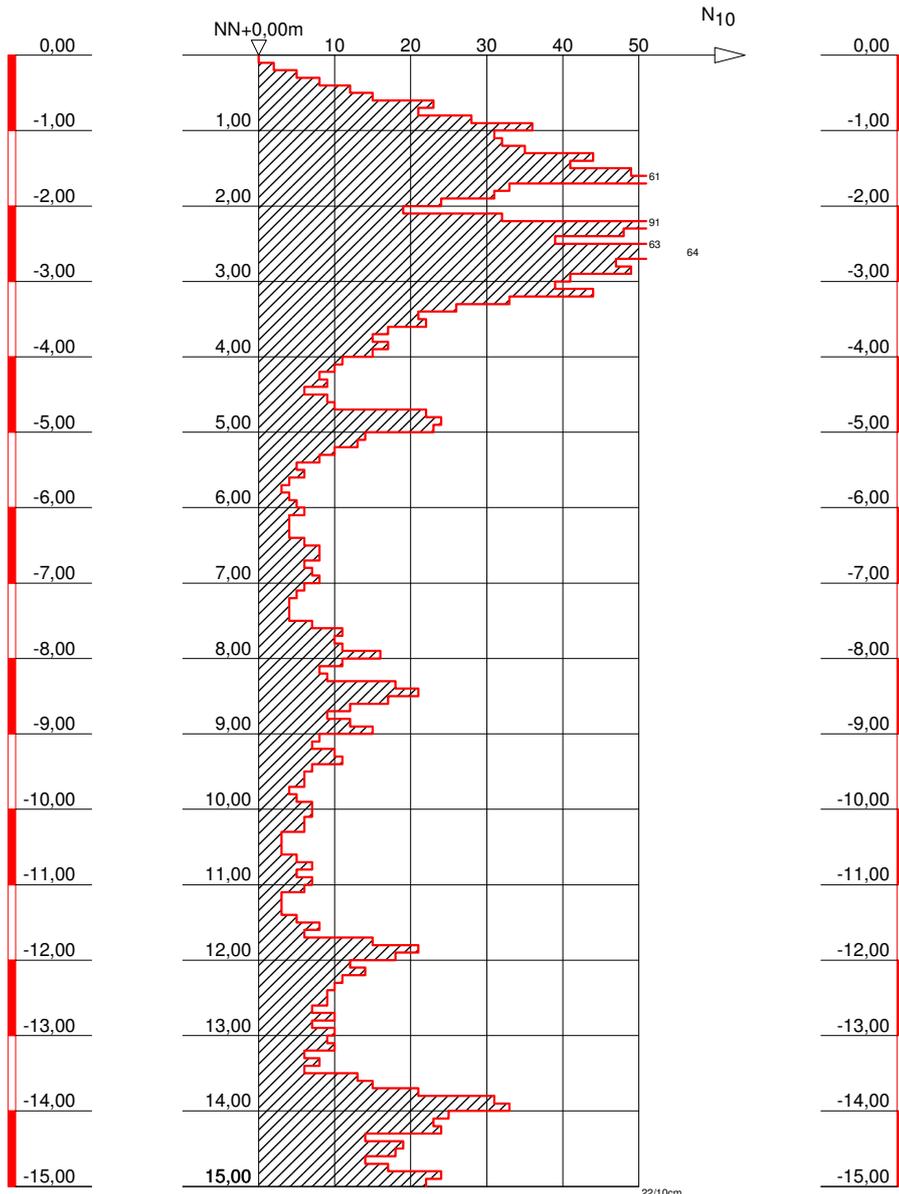
Lab.Nr.	Signatur	Anteile kleiner ϕ [mm]	Ton	Schluff	Sand	Kies	Steine	Anteile größer ϕ [mm]	Bodenart	D10	D30	D60	Cu	Cc
19974	—	-	1,3	9,2	19,5	70,0	-	-	si' sa Gr	0,0582mm	2,0042mm	16,1652mm	277,75	4,27

SRS 1

Durchführung: 05.12.2017

NN+m

NN+m



Plankel Bohrungen Ges.m.b.H
6922 Wolfurt Dammstr. 76
Tel.: 05574 / 71340
E-Mail: office@plankel.at

Bauvorhaben:
Probeschüttung Rheindamm
Rheinvorland Meiningen

Auftraggeber:
Internationale Rheinregulierung
Parkstraße 12
9430 St. Margrethen

Bohrmeister: Friedhelm Just

Geotechn. Bearb.:

Datum: 05.12.2017

Maßstab: 1 : 100

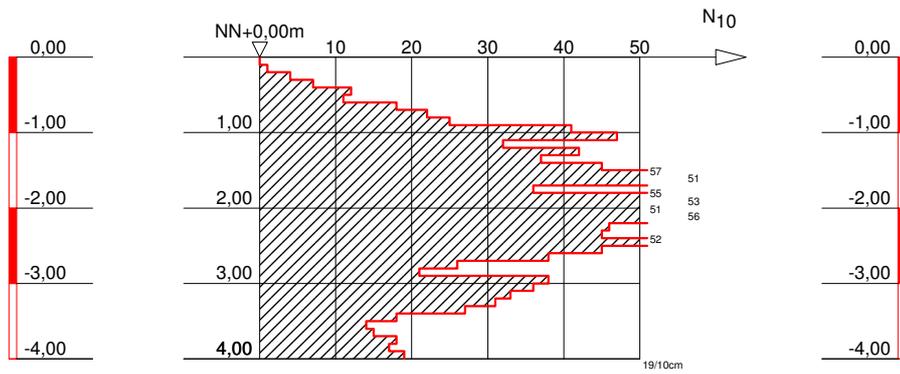
Bearbeiter: 395/17

SRS 2

Durchführung: 05.12.2017

NN+m

NN+m



Plankel Bohrungen Ges.m.b.H
6922 Wolfurt Dammstr. 76
Tel.: 05574 / 71340
E-Mail: office@plankel.at

Bauvorhaben:
Probeschüttung Rheindamm
Rheinvorland Meiningen

Auftraggeber:
Internationale Rheinregulierung
Parkstraße 12
9430 St. Margrethen

Bohrmeister: Friedhelm Just

Geotechn. Bearb.:

Datum: 05.12.2017

Maßstab: 1 : 100

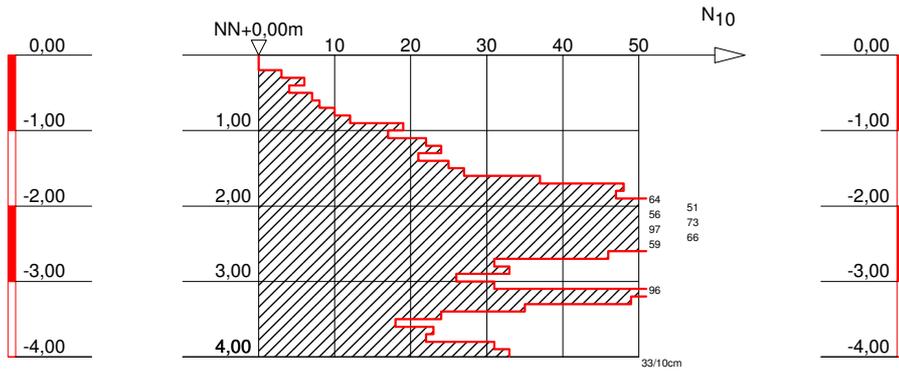
Bearbeiter: 395/17

SRS 3

Durchführung: 05.12.2017

NN+m

NN+m



Plankel Bohrungen Ges.m.b.H
 6922 Wolfurt Dammstr. 76
 Tel.: 05574 / 71340
 E-Mail: office@plankel.at

Bauvorhaben:
 Probeschüttung Rheindamm
 Rheinvorland Meiningen

Auftraggeber:
 Internationale Rheinregulierung
 Parkstraße 12
 9430 St. Margrethen

Bohrmeister: Friedhelm Just

Geotechn. Bearb.:

Datum: 05.12.2017

Maßstab: 1 : 100

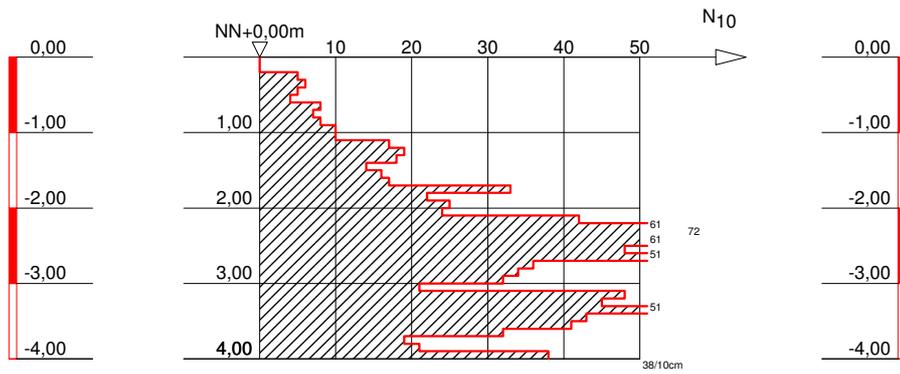
Bearbeiter: 395/17

SRS 4

Durchführung: 05.12.2017

NN+m

NN+m



Plankel Bohrungen Ges.m.b.H
6922 Wolfurt Dammstr. 76
Tel.: 05574 / 71340
E-Mail: office@plankel.at

Bauvorhaben:
Probeschüttung Rheindamm
Rheinvorland Meiningen

Auftraggeber:
Internationale Rheinregulierung
Parkstraße 12
9430 St. Margrethen

Bohrmeister: Friedhelm Just

Geotechn. Bearb.:

Datum: 05.12.2017

Maßstab: 1 : 100

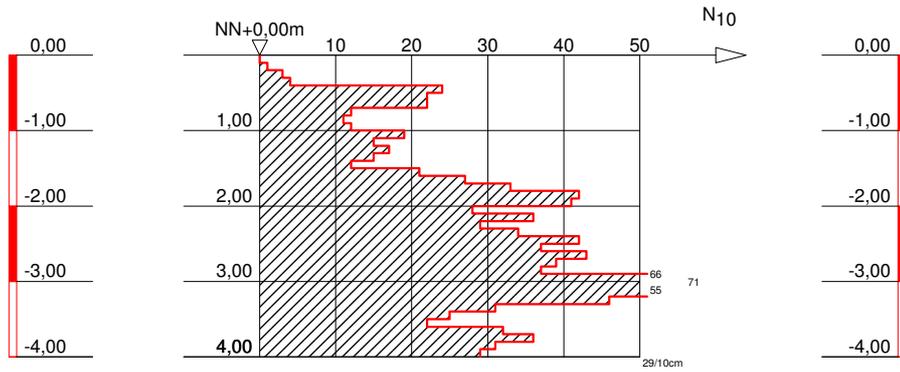
Bearbeiter: 395/17

SRS 5

Durchführung: 05.12.2017

NN+m

NN+m



Plankel Bohrungen Ges.m.b.H
6922 Wolfurt Dammstr. 76
Tel.: 05574 / 71340
E-Mail: office@plankel.at

Bauvorhaben:
Probeschüttung Rheindamm
Rheinvorland Meiningen

Auftraggeber:
Internationale Rheinregulierung
Parkstraße 12
9430 St. Margrethen

Bohrmeister: Friedhelm Just

Geotechn. Bearb.:

Datum: 05.12.2017

Maßstab: 1 : 100

Bearbeiter: 395/17