

RUHR-UNIVERSITÄT BOCHUM

Fakultät für Bauingenieurwesen
Lehrstuhl für Verkehrswegebau
Prof. Dr.-Ing. M. Radenberg



Untersuchungen zur Ausbildung von Pflasterkonstruktionen mit Asphalttragschichten unter hohen Verkehrsbelastungen

- Schlussbericht -

Projektleiter: Prof. Dr.-Ing. K. Krass/ Prof. Dr.-Ing. M. Radenberg
Bearbeiterin: Dipl.-Ing. S. Boetcher
Auftraggeber: Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen
„Otto von Guericke“ e.V. (AiF)
AiF-Vorhaben Nr.: 13844 N/1

Dieses Forschungsvorhaben wurde aus Mitteln des Bundesministeriums für Wirtschaft und Arbeit (BMWA) über das Deutsche Asphaltinstitut e.V. (DAI), Mitglied der Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen „Otto von Guericke“ e.V. (AiF), gefördert.



Bochum, im Dezember 2006

Kurzfassung

Um die Tragfähigkeit von Pflasterdecken für höher belastete Bereiche zu optimieren, kann möglicherweise eine Asphalttragschicht statt der bisher am häufigsten verwendeten Tragschichten ohne Bindemittel verwendet werden. Diese Bauweise ist in den RStO vorgesehen, obwohl keine wissenschaftlich fundierten Kenntnisse über die Konzeption dieser Oberbauvariante vorliegen. Zu klärende Fragen sind dabei die Einhaltung der Filterstabilität zwischen den einzelnen Schichten und für die Asphalttragschicht die gleichzeitige Erfüllung der Anforderungen an Versickerungsfähigkeit und Tragfähigkeit unter der teildurchlässigen Pflasterdecke.

Zunächst waren Untersuchungen im Laboratorium vorgesehen, wobei drei Asphaltgemische für Tragschichten mit unterschiedlichen Hohlraumgehalten konzipiert wurden. Diese wurden hinsichtlich ihres Verformungsverhaltens bei Wärme und ihrer Wasserdurchlässigkeit untersucht. Zum einen stellte sich heraus, dass mit den gewählten Versuchen aufgrund von Kornumlagerungsprozessen keine ausreichende Differenzierung der Gemische bezüglich der Verformungsresistenz bei Wärme erfolgen konnte. Zum anderen zeigten die Durchlässigkeitsversuche, dass für eine Wasserdurchlässigkeit die Hohlraumstruktur eine größere Rolle spielt als die Höhe des Hohlraumgehalts.

Großversuche im Laboratorium machten außerdem deutlich, dass Asphalttragschichten nach ZTV T-StB keine ausreichende Versickerungsfähigkeit gewährleisten. Daher sollten Gemische nach dem Merkblatt „Wasserdurchlässige Asphaltbefestigungen“ konzipiert werden, wobei sich ein Hohlraumgehalt von etwa 16 Vol.-% als günstig erwiesen hat. Bewährt haben sich mechanisch verfestigte Vliese der Geotextilrobustheitsklassen 4 und 5 als Filter zwischen Bettung und Asphalttragschicht, da sie länger ein Zuschlämmen der Hohlräume der Asphalttragschicht verhindern. Oberbauvarianten mit Dränmatten stellen aufgrund der möglichen Entstehung einer Scherfuge im Oberbau keine Lösung dar.

In der Versuchsstrecke in der Stadt Frankfurt a. M. wurden zwei Oberbauvarianten realisiert, die sich bezüglich des Einsatzes eines Vlieses unterschieden. Beide Varianten (mit und ohne Vlies) blieben im Betreuungsjahr der Versuchsstrecke schadensfrei. Somit konnten Schlussfolgerungen gezogen und Empfehlungen für die Ausführung der Bauweise „Pflasterdecke auf Asphalttragschicht“ gegeben werden. Das Ziel des Vorhabens wurde erreicht.

Bezüglich der bisherigen und geplanten Veröffentlichungen der Ergebnisse wird auf die Zusammenstellung im Anhang C verwiesen.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
2	Wissenschaftliche Problemstellung und Forschungsziel	2
2.1	Problemstellung	2
2.2	Forschungsziel.....	3
3	Stand des Wissens.....	5
3.1	Pflasterbauweise.....	5
3.2	Geokunststoffe.....	6
3.3	Asphalttragschichten unter Pflasterdecken.....	9
3.4	Prüfverfahren	11
3.4.1	Einaxialer Druckschwellversuch	11
3.4.2	Spurbildungsversuch	12
3.4.3	Bestimmung der Durchlässigkeit von Asphaltprobekörpern	12
3.4.4	Ermittlung der Infiltrationsrate.....	14
4	Methodik zur Erreichung des Forschungsziels	16
4.1	Eignungsprüfungen und mechanische Eigenschaften	16
4.2	Untersuchungen zum Verhalten von Geokunststoffen im Oberbau	16
4.3	Einbau von Konstruktionsvarianten in einen Feldversuchsstand	17
4.4	Einbau von Konstruktionsvarianten in die Straßenprüfmaschine der Ruhr-Universität Bochum (RUB-StraP).....	18
4.5	Bau einer Versuchsstrecke	18
5	Durchgeführte Versuche.....	19
5.1	Erweiterte Eignungsprüfungen an Asphalttragschichtgemischen	19
5.1.1	Verwendete Materialien	19
5.1.2	Herstellung der Asphalttragschichtgemische.....	19
5.1.3	Einaxiale Druckschwellversuche	20
5.1.4	Spurbildungsversuche	20

5.1.5	Ermittlung der Wasserdurchlässigkeit	21
5.2	Ermittlung des Scherwiderstandes von Geokunststoffen.....	21
5.2.1	Verwendete Geokunststoffe	21
5.2.2	Versuche zur Ermittlung des Scherwiderstandes	25
5.3	Untersuchungen im Feldversuchsstand.....	28
5.3.1	Eingesetzte Materialien	28
5.3.2	Untersuchungen zur Filterwirksamkeit/ Dränwirkung	30
5.4	Untersuchungen in der RUB-StraP	31
5.4.1	Eingebaute Konstruktionsvarianten	33
5.4.2	Durchgeführte Versuche.....	34
5.5	Versuchsstrecke in Frankfurt am Main.....	35
5.5.1	Allgemeines	35
5.5.2	Überwachung und Betreuung der Versuchsstrecke	37
6	Darstellung und Auswertung der Versuchsergebnisse	40
6.1	Allgemeines	40
6.2	Ergebnisse der erweiterten Eignungsprüfungen	40
6.3	Ergebnisse der Untersuchungen an Geokunststoffen.....	43
6.4	Ergebnisse der Untersuchungen im Feldversuchsstand.....	49
6.4.1	Versuchsfeld 1 – Pflasterdecke auf Vlies und WDA	49
6.4.2	Versuchsfeld 2 – Pflasterdecke auf Vlies/ Dränmatte und „ATS“	51
6.4.3	Fazit aus den Untersuchungen im Feldversuchsstand.....	53
6.5	Ergebnisse der Untersuchungen in der RUB-StraP	54
6.5.1	Versuchsfeld 1 - Pflasterdecke auf Vlies auf WDA.....	55
6.5.2	Versuchsfeld 2 - Pflasterdecke auf Vlies auf ATS-WD	58
6.5.3	Versuchsfeld 3 - Pflasterdecke auf WDA.....	61
6.5.4	Fazit aus den Untersuchungen in der RUB-StraP	63
6.6	Ergebnisse der Versuchsstrecke	64
6.6.1	Baubegleitende Untersuchungen von Oktober und November 2005	64
6.6.2	Betreuung der Versuchsstrecke	71
6.6.3	Fazit der Versuchsstrecke	75
7	Schlussfolgerungen für die Praxis	76

8 Zusammenfassung..... 78

9 Verzeichnisse 80

Anhänge

1 Einleitung

Erhöhte Verkehrsbelastungen in kommunalen Bereichen führten in der Vergangenheit zu Schäden in gepflasterten Bereichen. Da die Pflasterbauweise aus gestalterischen Aspekten dennoch innerstädtisch oft verwendet wird, stellt sich die Frage nach der Verbesserung der Dauerhaftigkeit von Pflasterdecken. Eine Möglichkeit ist das Erhöhen der Tragfähigkeit der Tragschicht. Bisher kamen fast ausschließlich ungebundene Tragschichten unter Pflasterdecken zum Einsatz, wobei Asphalttragschichten vom Regelwerk nicht ausgeschlossen werden.

Zur Anwendung von Asphalttragschichten unter Pflasterdecken sind aber noch zahlreiche Fragen offen, die im Rahmen des Forschungsprojektes geklärt werden sollen. Unklar ist vor allem, wie die Asphalttragschichten beschaffen sein müssen, um gleichzeitig wasserdurchlässig und tragfähig zu sein. Eine ausreichende Wasserdurchlässigkeit muss gewährleistet sein, um das durch die Fugen der Pflasterdecke eindringende Niederschlags- und Oberflächenwasser zuverlässig durch den Oberbau ableiten zu können.

Durch eindringendes Wasser besteht außerdem die Gefahr, dass feine Gesteinskörnungen aus dem Bettungsmaterial ausgespült werden und die Hohlräume an der Oberfläche der Asphalttragschicht im Lauf der Zeit zusetzen und für die Versickerung unbrauchbar machen. Deshalb empfiehlt sich möglicherweise der Einsatz von geotextilen Filtern zwischen Pflasterdecke und Unterlage. Eine weitere Möglichkeit wäre das Einbringen einer Dränmatte mit einer seitlichen Entwässerung. Beide Wege werden im Forschungsprojekt verfolgt, wobei bei den Geokunststoffen auch die Frage nach einer Scherfugenbildung und der Dauerhaftigkeit der Filter-/ Dränwirkung unter Verkehrsbelastung von Interesse ist.

Das Untersuchungsprogramm sieht sowohl Untersuchungen im Laboratorium und im halbtechnischen Maßstab als auch den Bau einer Versuchsstrecke vor.

Das vorliegende Forschungsprojekt wurde vom Bundesministerium für Wirtschaft und Technologie (BMWi) über das Deutsche Asphaltinstitut e.V. (DAI), Mitglied der Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen „Otto von Guericke“ e.V. (AiF), gefördert.

2 Wissenschaftliche Problemstellung und Forschungsziel

2.1 Problemstellung

Aufgrund ihrer zahlreichen Gestaltungsmöglichkeiten ist die Pflasterbauweise gerade in kommunalen Bereichen beliebt und kommt dort auch vorwiegend zur Anwendung, beispielsweise beim Bau von verkehrsberuhigten Zonen oder Wegen und Plätzen. Gemäß RStO 01 [1] dürfen Verkehrsflächen bis zur Bauklasse III mit Pflasterdecken ausgeführt werden. Auch in innerstädtischen Gebieten treten jedoch vermehrt Verkehrsbelastungen durch Anliefer- oder Busverkehr auf, die abschnittsweise die Bauklasse III sogar noch überschreiten. Dies hat in der Vergangenheit bereits zu Schäden in Form von vertikalen und horizontalen Verformungen der Pflasterdecke geführt.

Eine Möglichkeit, solche Verkehrsflächen dennoch in Pflasterbauweise auszuführen, könnte die Verwendung einer Asphalttragschicht anstatt der bisher üblichen ungebundenen – als Tragschicht ohne Bindemittel (ToB) - ausgeführten Unterlage sein. Sowohl die RStO [1] als auch die ZTV P-StB 2000 [2] erlauben eine derartige Ausführung. Dabei wird in den ZTV P-StB 2000 [2] darauf hingewiesen, dass eine hohlraumreiche Mischgutzusammensetzung für Asphalttragschichten in Anlehnung an die ZTV T-StB 95/02 [3] zu verwenden ist. Für die Ausführung einer solchen Tragschicht unter Pflasterdecken liegen Auftraggebern, Auftragnehmern und auch Prüfinstitutionen bisher nur wenig dokumentierte positive Erfahrungen vor. Es stellen sich zahlreiche Fragen zur Ausführung einer Konstruktion „Pflasterdecke auf Asphalttragschicht“. Die offenen Fragen führen häufig zu Bedenken bezüglich der dauerhaften Funktionsfähigkeit unter dynamischer und erhöhter Verkehrsbelastung aufgrund der gleichzeitig gemäß den ZTV P-StB 2000 [2] zu erfüllenden Anforderungen an die Filterstabilität, die Wasserdurchlässigkeit und die Tragfähigkeit.

Bezüglich der Gewährleistung der Filterstabilität wird in den ZTV P-StB 2000 [2] auf den Einsatz geotextiler Filter hingewiesen. Informationen oder Empfehlungen, welche Geotextilien verwendet werden sollen, existieren jedoch nicht, da auch hierzu nur einzelne Erfahrungen vorhanden sind. Zu prüfen ist in jedem Falle, ob ein solcher Filter dauerhaft das Zuschlämmen von Porenräumen an der Oberfläche der Asphalttragschicht verhindern kann und ob keine nachteilige konstruktive Auswirkung des Geotextils durch die Ausbildung einer Scherfuge in der Befestigung entsteht.

Eine solche Konstruktionsvariante ist mit dem möglichen Versickerungsweg des durch Fugen in der Pflasterdecke eintretenden Wassers in der **Abbildung 2-1** dargestellt.

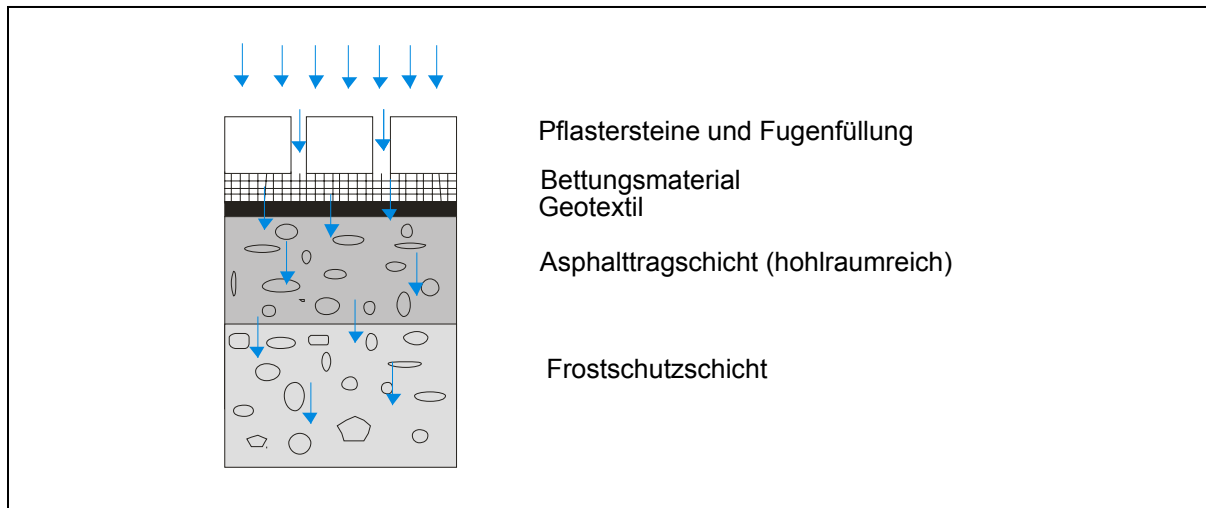


Abbildung 2-1: Pflasterdecke mit Geotextil auf hohlraumreicher Asphalttragschicht

Eine andere konstruktive Möglichkeit, eindringendes Wasser im Oberbau abzuführen, wäre die Anordnung einer Dränmatte zwischen Bettung und Unterlage, durch die das Wasser in Entwässerungseinrichtungen abgeleitet werden könnte. Die Asphalttragschicht könnte dann konventionell - ohne eine Erhöhung des Hohlraumgehaltes - nach ZTV T-StB 95/02 [3] ausgeführt werden. Fraglich ist auch hierbei, ob ein ausreichender Verbund zwischen Dränmatte und Unterlage gewährleistet werden kann. Die **Abbildung 2-2** zeigt den möglichen Aufbau und den Versickerungsweg des Wassers für diese Konstruktionsvariante.

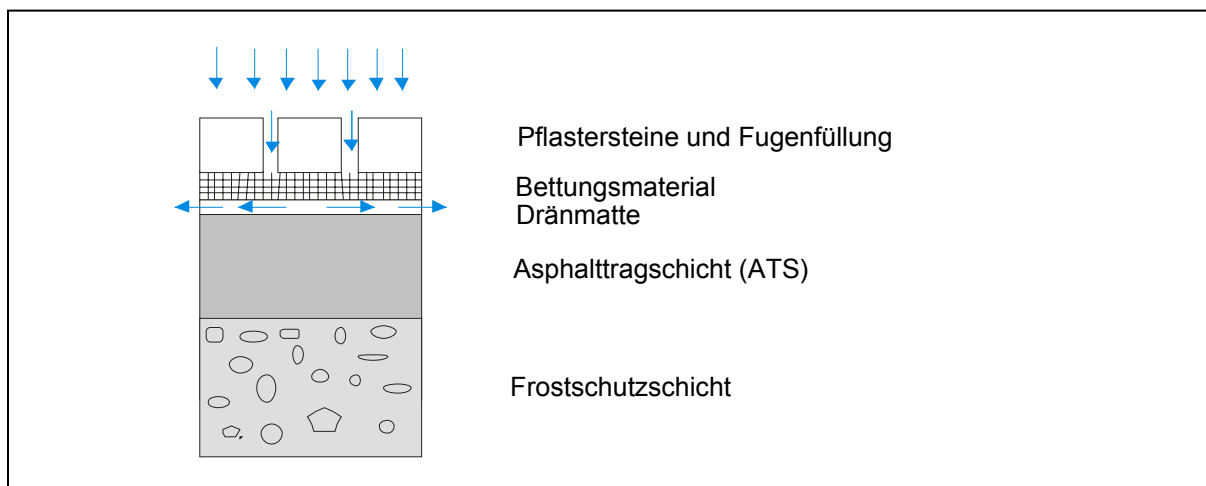


Abbildung 2-2: Pflasterdecke und Dränmatte auf Asphalttragschicht

2.2 Forschungsziel

Bisher können keine konkreten Aussagen über die zielsichere Herstellung einer Asphalttragschicht unter Pflasterdecken gemacht werden, da eine Optimierung der Zusammensetzung und des gesamten Oberbaus hinsichtlich der Parameter Tragfähigkeit, Wasserdurchlässigkeit und Filterstabilität der einzelnen Schichten und speziell der Asphalttragschicht auf der Grundlage labortechnischer Untersuchungen

nicht vorhanden ist. Ergebnisse einer Untersuchung aus dem Jahr 2002 [4] zeigen, dass deutschlandweit etwa ein Sechstel aller Ortsdurchfahrten in Pflasterbauweise mit einer Asphalttragschicht ausgeführt ist, wobei sowohl positive als auch negative Erfahrungen vorliegen. Eine Weiterentwicklung dieser Konstruktion „Pflasterdecke auf Asphalttragschicht“ könnte in der Zukunft Schadensfälle verhindern. Ziel des Vorhabens ist es deshalb, die Anforderungen an die gesamte Konstruktion einer Pflasterbauweise mit Asphalttragschicht zu definieren.

Dazu sollen zunächst erweiterte Eignungsprüfungen an unterschiedlichen Mischgutvarianten für Asphalttragschichten durchgeführt. Dadurch sollen Aussagen über die mechanischen Eigenschaften von Asphalttragschichten mit unterschiedlichem Hohlraumgehalt und deren Wasserdurchlässigkeit gewonnen werden.

Um zu klären, ob das Einbringen eines Geotextils oder einer Dränmatte zu der Ausbildung einer zusätzlichen Scherfuge im Oberbau führt, sollen Scherversuche an diesen Materialien durchgeführt werden. Des Weiteren soll ihre Filter- bzw. Dränwirkung mit geeigneten Versuchen überprüft werden.

Ausgehend von den Ergebnissen dieser Untersuchungen ist vorgesehen, geeignete Konstruktionsvarianten in einen Feldversuchsstand einzubauen und zunächst weitestgehend ohne mechanische Belastung mit Hilfe der Simulation von Regenereignissen auf ihre Funktionalität bezüglich Filter- und Dränwirkung zu prüfen.

Die Varianten, die die besten Ergebnisse erzielen, sollen in der Straßenprüfmaschine der Ruhr-Universität Bochum (RUB-StraP) im Maßstab 1:1 durch Überrollversuche und Regensimulation beansprucht werden, wodurch Aussagen zur Funktionsweise der gesamten Konstruktion hinsichtlich Tragfähigkeit, Filterstabilität und Wasserdurchlässigkeit getroffen werden können.

Eine oder mehrere Oberbauvarianten sollen schließlich in eine Versuchsstrecke eingebaut werden, wobei sowohl baubegleitend als auch für die Dauer eines Jahres Untersuchungen durchgeführt werden sollen.

3 Stand des Wissens

3.1 Pflasterbauweise

Pflasterdecken sind die ältesten bekannten Straßenbefestigungen. Sie können sowohl gebunden als auch ungebunden ausgeführt werden, wobei letzteres die Regelbauweise ist. In Deutschland gibt es drei wichtige technische Vorschriften, die den Stand des Wissens und Ausführungsempfehlungen beinhalten und somit den Stand der Technik darstellen. Diese sind die DIN 18318 [5], die ZTV P-StB [2] und das M FP 1 [6]. Darüber hinaus müssen die Pflastersteine und die verwendeten Gesteinskörnungen zukünftig die Anforderungen der TL Pflaster-StB [7] erfüllen.

Die RStO [1] regeln neben den Schichtdicken des Oberbaus auch die mögliche Ausbildung der Tragschicht. Es können sowohl Tragschichten ohne Bindemittel als auch Asphalttragschichten und Dränbetontragschichten zum Einsatz kommen. Ergebnisse aus [4] zeigen, dass alle diese Varianten auch deutschlandweit verwendet werden, wenn auch Tragschichten ohne Bindemittel bevorzugt eingebaut werden. Die Praxis zeigt, dass bei allen Bauweisen auch Schäden, meist in Form von Spurrinnen oder horizontalen Pflastersteinverschiebungen, auftreten. Die Ursachen dafür sind vielseitig und zum einen Teil in der Ausführung, zum anderen schon in Planungs- und Ausschreibungsfehlern und der Verwendung ungeeigneter Gesteinskörnungen begründet.

Da durch die Fugen ein Anteil an Niederschlagswasser in den Oberbau eindringen kann, müssen die einzelnen Schichten und auch der Untergrund über eine ausreichende Wasserdurchlässigkeit verfügen. Schadensfälle in der Praxis zeigen, dass der Aspekt der Wasserdurchlässigkeit oft zu wenig Beachtung findet, so dass eindringendes Wasser nicht mehr versickern kann und sich schon in der Bettung staut. Dies führt in Kombination mit den durch die Verkehrsbelastung verursachten Pflastersteinbewegungen zu einem Pumpeffekt, wie er beispielsweise in [8] beschrieben ist. Wird außerdem noch wenig abriebfestes Bettungsmaterial verwendet, kommt es durch die Mahlbeanspruchung unter den Pflastersteinen zu einer Feinkornanreicherung, die zu einer vollständigen Wasserundurchlässigkeit der Bettung führen kann [9], was den Pumpeffekt verstärkt.

Oft werden auch die in [2] genannten Anforderungen an die Filterstabilität zwischen Fugen- und Bettungsmaterial sowie zwischen Bettungsmaterial und Tragschicht nicht eingehalten, was sich ebenfalls nachteilig auf die Wasserdurchlässigkeit und die Tragfähigkeit auswirken kann. Gerade auch bei der Verwendung von Asphalttragschichten unter Pflasterdecken wurde diesen Effekten zu wenig Rechnung getragen. Zwar ist die Problematik bekannt, doch gibt es keine detaillierten Ausführungs-

empfehlungen. Vielfach kam es somit zum Zuschlammern der Hohlräume an der Oberfläche der Asphalttragschicht oder die Asphalttragschichten verfügten schon beim Einbau über einen zu geringen Hohlraumgehalt für eine dauerhafte Versickerungsfähigkeit. Deshalb kam es vielfach zu Einzellösungen, wie z. B. dem Bohren von zusätzlichen „Versickerungslöchern“ in der Asphalttragschicht. Die **Abbildung 3-1** zeigt, dass auch dadurch keine dauerhafte Wasserdurchlässigkeit der Asphalttragschicht erzielt werden kann, da solche Löcher sehr schnell zugesetzt sind.



Abbildung 3-1: Für die Versickerung nicht mehr nutzbare Bohrlöcher

3.2 Geokunststoffe

Geokunststoffe sind in vielen Bereichen des Bauwesens, beispielsweise im Deponiebau, im Wasserbau und im Erdbau des Straßenbaus, bewährte Baustoffe. Unter Geokunststoffen werden gemäß M Geok E [10] Geotextilien, Geogitter und Dichtungsbahnen verstanden, die vollständig oder zu wesentlichen Teilen aus polymeren Werkstoffen hergestellt wurden. Grundsätzlich wird zwischen wasserdurchlässigen und wasserundurchlässigen Geokunststoffen unterschieden. Die **Abbildung 3-2** zeigt eine Übersicht über die Begriffe. Die wasserundurchlässigen Geokunststoffe spielen im Rahmen dieses Forschungsvorhabens keine Rolle, deshalb wird diesbezüglich auf weitere Erläuterungen verzichtet. Zu den Geotextilien zählen Gewebe und Vliese. Unter geotextil-verwandten Produkten werden Geogitter, Geonetze oder auch Geozellen verstanden. Dränmatten stellen einen typischen Geoverbundstoff dar, da sie im Kern aus einer Sickerschicht und einseitig oder beidseitig angeordneten geotextilen Filtern bestehen.

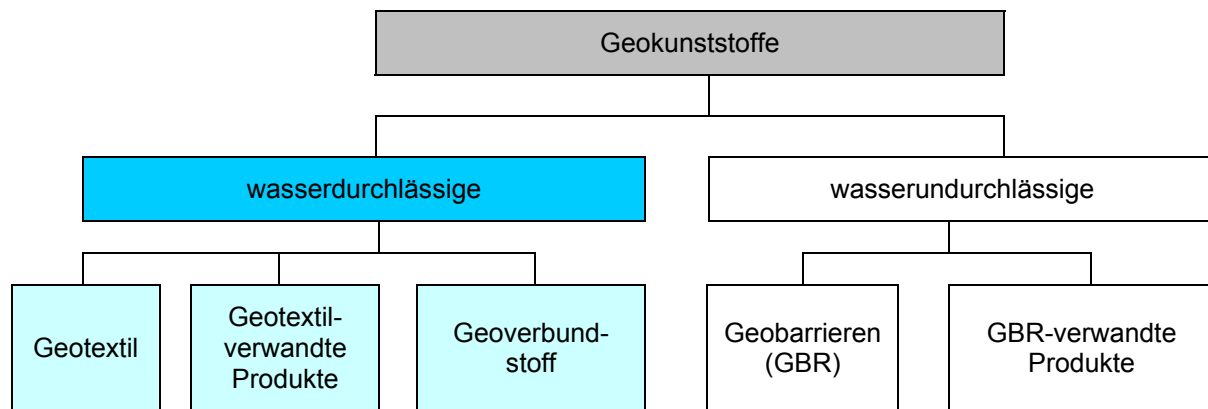


Abbildung 3-2: Begriffe zu Geokunststoffen

Die **Abbildung 3-3** zeigt zwei Dränmatten, wobei bei der linken der Kern als Drahtwirrlage ausgeführt ist, während bei der rechten die Sickerschicht aus einem Geonetz besteht.

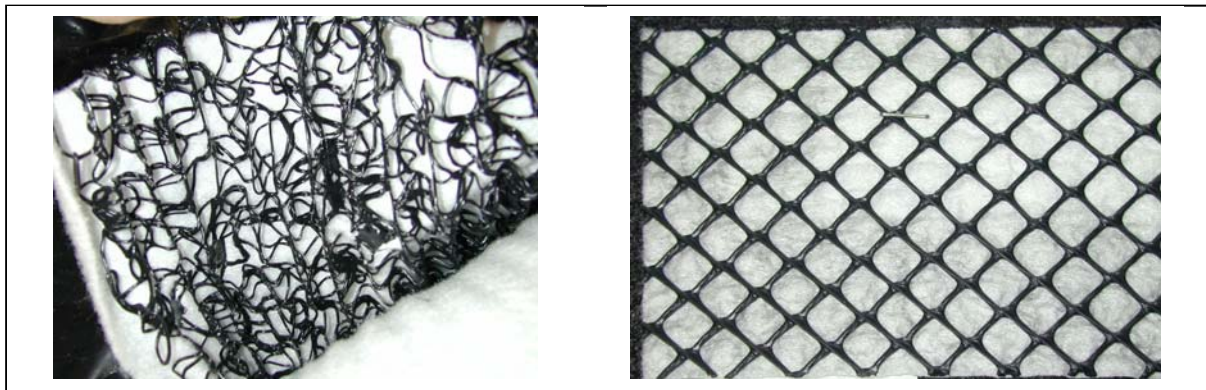


Abbildung 3-3: Ausbildung von Dränmatten

Geokunststoffe werden bezüglich ihrer Wirkung verschiedenen Grundaufgaben zugeteilt. Diese sind Trennen, Bewehren, Schützen, Abdichten, Erosionsschutz, Filtern und Entwässern. Die Aufgabe des Entwässerns trifft auf die Dränmatten zu. Dabei wird Wasser in der Ebene der Dränmatte transportiert. Hierbei werden vereinfacht die Darcyschen Fließgesetze angewendet. Die Bemessung solcher geotextiler Dränsysteme ist in [10] geregelt. Dabei wird die Abflussleistung $q_{d,A}$ der Eintrittswassermenge q_E gegenübergestellt. Die Abflussleistung wird aus der langfristig ansetzbaren Abflussleistung $q_{k,A,5\%}$, einem Abminderungsfaktor D und dem Teilsicherheitsbeiwert S berechnet.

Für die in Kapitel 2.1 beschriebene Variante „Pflaster auf hohlraumreichem Asphalt“ muss das Geotextil die Aufgabe des Filterns erfüllen. Das bedeutet, dass ein zwischen zwei Schichten eingebrachtes Geotextil das Durchströmen von Wasser zulässt, feine Gesteinskörnungen aber zurückhält. Wichtige Eigenschaften eines Filters sind dabei die hydraulische (Wasserdurchlässigkeit) und die mechanische (Bodenrückhaltevermögen) Filterwirksamkeit. Die hydraulische Filterwirksamkeit gibt

an, welcher Druck sich beim Wasserdurchgang durch den Filter aufbaut. Je größer die Öffnungsweite O_{90} desto mehr Wasser kann gleichzeitig durch den Filter gelangen und desto weniger Druck baut sich auf [11]. Gegenläufig zu den Anforderungen der hydraulischen Filterwirksamkeit sind die der mechanischen Filterdimensionierung. Hierbei ist das Ziel, das Ausschwemmen feiner Gesteinskörnungen zu verhindern, damit das Korngerüst der zu entwässernden Schicht stabil bleibt. Aus diesem Grund werden für die Gewährleistung der mechanischen Filterwirksamkeit kleine Öffnungsweiten bevorzugt. Die Durchlässigkeit des Filters muss über die gesamte Betriebsdauer größer sein als die Durchlässigkeit der zu entwässernden Schicht. Es darf zu keinem Zeitpunkt zu einem Wasserrückstau kommen, auch wenn die Filterwirksamkeit mit der Zeit durch Einlagerungen von Feinkorn im Filter („clogging“) oder Anlagerungen an der Oberfläche („blocking“) sinkt. Grundsätzlich gibt es zwei Filtermodelle: Das eindimensionale Modell, welches von einer Siebwirkung des Filters ausgeht, und das dreidimensionale, bei dem Tiefenfiltration vorausgesetzt wird.

Im eindimensionalen Modell wird angenommen, dass sich über dem Filter, welcher die Feinanteile zurückhält, eine zweite Filterschicht, ein so genannter Sekundärfilter, ausbildet. Der Sekundärfilter hält gröbere Anteile zurück. Das Geotextil als Filter hat in diesem Fall nur eine unterstützende Funktion. Dieses System ist jedoch nicht für den Einbau bei Wechselbeanspruchungen geeignet. Die wechselnden Belastungen können ein Zusammenbrechen der Sekundärfilterstruktur bewirken, sodass es zu instabilen Filterverhältnissen kommt.

Das dreidimensionale Modell lässt die Durchwaschung oder Anlagerung feiner Gesteinskörnungen in den Filterporen zu. Das Wasser kann, durch die mehrschichtige Struktur des Geotextils um die „verstopften“ Poren herum fließen, so lange noch ausreichend offene Poren zum Wasserabfluss zur Verfügung stehen.

Für den Einsatz in der Funktion Filtern eignen sich am besten mechanische verfestigte Vliesstoffe aus Polypropylen. Dem eindimensionalen Filtermodell entsprechen Gewebe und dünne Vliese, während dem dreidimensionalen Fall dickere Vliese näher kommen [12]. Sie können sich auch einer unebenen Unterlage gut anpassen. Die Bemessung der Vliese ist im Wesentlichen abhängig von der Korngrößenverteilung der zu entwässernden Schicht sowie der hydraulischen und der mechanischen Belastung. In Abhängigkeit von der Robustheit der Filterlage gegenüber der mechanischen Belastung durch Schüttmaterial und Baubetrieb werden fünf Geotextilrobustheitsklassen (GRK) definiert, wobei Materialien der Geotextilrobustheitsklassen 1 und 2 nicht für die Verwendung im Straßenbau geeignet sind. Der Einsatz eines Geotextils als Filter zwischen Bettung und Asphalttragschicht stellt ein Novum dar, was auch anhand zahlreicher Gespräche mit den Herstellern der Vliese deutlich

wurde. In den RStO [1] wird jedoch bereits erwähnt, dass der Einsatz eines Vlieses zwischen Decke und Tragschicht zur Vermeidung eines hydrodynamischen Pump-effekts und daraus entstehender Schäden vorgesehen werden kann. Dabei handelt es sich jedoch um Betondecken. Die aktuelle ZTV Beton-StB 01 [13] enthält auch Anforderungen an die zu verwendenden Vliese. Derzeit wird auf Basis der Ergebnisse einiger Forschungsvorhaben an der Erstellung eines Merkblattes mit dem Titel „Merkblatt Vliesstoffe unter Betonfahrbahndecken – M VuB“ gearbeitet.

3.3 Asphalttragschichten unter Pflasterdecken

Ein Vorteil des Einbaus von gebundenen Tragschichten unter Pflasterdecken ist die Verringerung von auftretenden Verformungen [14]. Asphalttragschichten erlauben im Vergleich zu ungebundenen Tragschichten die Aufnahme größerer Belastungen. Der vertikale Verformungswiderstand einer Pflasterbefestigung wird direkt von der Steifigkeit der Tragschicht beeinflusst. Bei der Verwendung einer Asphalttragschicht treten unter erhöhten Verkehrsbelastungen geringere Verformungen in der Tragschicht und auch in der Pflasterdecke auf.

Die ZTV P-StB [2] weisen darauf hin, dass die Mischgutzusammensetzung einer Asphalttragschicht unter einer Pflasterdecke so zu wählen ist, dass der Hohlraumgehalt am Marshallprobekörper an der oberen Grenze der Tabelle 4.2 der ZTV T-StB 95 [3] liegt. Das bedeutet in Abhängigkeit von der Mischgutart 10 bis 12 Vol.-% Hohlräume. Diese Formulierung beinhaltet einige Unsicherheitsfaktoren. Zum einen ist unklar, ob durch einen Hohlraumgehalt in dieser Höhe eine dauerhafte, ausreichende Wasserdurchlässigkeit der Asphalttragschicht erreicht werden kann, die in den ZTV P-StB [2] gefordert wird. Dabei stellt sich zunächst die Frage, wie viel Wasser durch die Fugen einer Pflasterdecke in den Oberbau eindringen kann und ob daraus ein Anforderungswert an die Wasserdurchlässigkeit einer Asphalttragschicht formuliert werden kann. Aus der Literatur ist bekannt, dass die Fugen auf gering belasteten Flächen durch den Eintrag von organischen Substanzen oder Abrieb im Laufe der Zeit nahezu undurchlässig werden. Unter erhöhter Verkehrsbelastung hingegen sind oft nur teilweise gefüllte Fugen zu beobachten, was durch das Reinigen von Pflasterflächen mit einer Kehrmaschine noch begünstigt wird. In [15] wird beschrieben, wie die Versickerungsintensität i_v in Abhängigkeit von der wirksamen Durchlässigkeit des Pflastersteines und der wirksamen Durchlässigkeit des Fugenmaterials ermittelt werden kann. Die Versickerungsintensität ist dabei die Wassermenge, die pro Minute durch die Flächeneinheit einer Pflasterdecke sickern kann. Sie wird in mm WS oder in l/m^2 angegeben. Dabei konnten Einflüsse aus Verkehrsbelastung und unterschiedlichen Fugenfüllungsgraden nicht berücksichtigt werden. Folglich kann aufgrund der Interaktion der verschiedenen genannten Parameter kein Anforderungswert an die Wasserdurchlässigkeit einer Asphalttragschicht genannt werden.

In Anlehnung an das Merkblatt für wasserdurchlässige Befestigungen von Verkehrsflächen [16] muss eine wasserdurchlässige Asphalttragschicht in einem wasserdurchlässigen Oberbau einen Wasserdurchlässigkeitsbeiwert k_f von $5,4 \cdot 10^{-5}$ m/s aufweisen. Das Merkblatt enthält Anforderungen bezüglich der Sieblinie für eine solche wasserdurchlässige Asphalttragschicht, wobei darauf hingewiesen wird, dass der geforderte k_f -Wert erfahrungsgemäß erreicht wird, wenn die Marshall-Probekörper ein Hohlraumgehalt ≥ 18 Vol.-% erreichen. Die empfohlenen Sieblinien zeichnen sich durch einen niedrigen Gehalt an Füller und feinen Gesteinkörnungen und einen hohen Anteil an groben Gesteinkörnungen aus, wobei die größte Gesteinskörnung deutlich dominiert. Allein durch die Einhaltung eines geforderten Hohlraumgehaltes ist jedoch nicht gewährleistet, dass eine ausreichende Wasserdurchlässigkeit vorhanden ist. Entscheidender ist die Ausbildung der Hohlraumstruktur. Bereits in [17] wird darauf hingewiesen, dass es drei verschiedene Hohlraumtypen gibt, die in der **Abbildung 3-4** dargestellt sind.

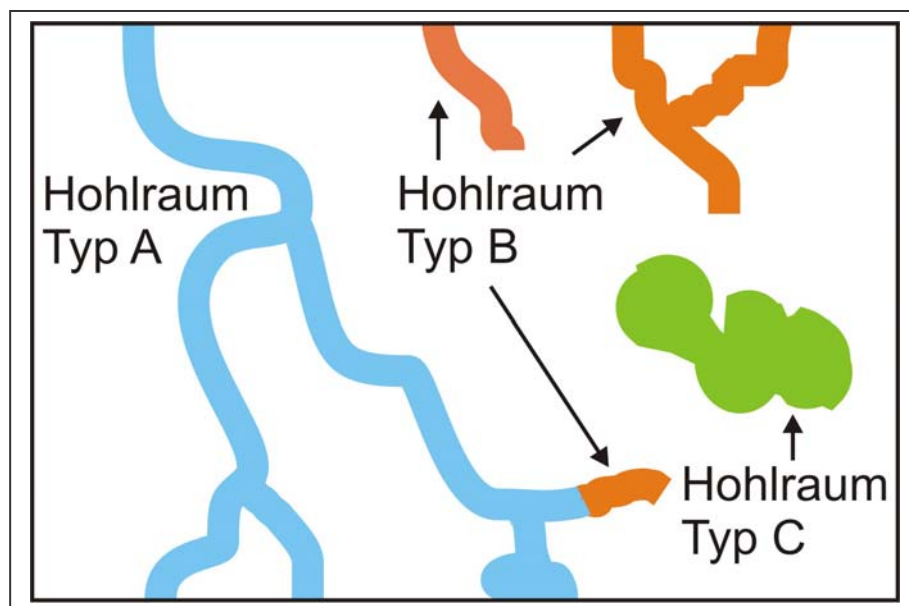


Abbildung 3-4: Hohlraumtypen nach [17]

Hierbei gewährleisten nur Hohlraumstrukturen vom Typ A und vom Typ B ein Drainagevermögen. Der Typ B stellt einen Retentionsraum dar, durch den ein geringerer Abflussbeiwert erreicht werden kann. Wirksam für die Wasserdurchlässigkeit sind aber nur Hohlräume vom Typ A. Eine Optimierung der Mischgutzusammensetzung für Asphalttragschichten unter Pflasterdecken muss also darauf ausgerichtet sein, ein möglichst kommunizierendes Hohlraumgerüst zu erzeugen. Gleichzeitig müssen aber auch die Anforderungen an die Tragfähigkeit eingehalten sein, was dazu im Widerspruch stehen kann.

3.4 Prüfverfahren

3.4.1 Einaxialer Druckschwellversuch

Mit Hilfe des Druckschwellversuchs kann der Verformungswiderstand eines Asphaltes unter hohen Verkehrsbelastungen und hohen Temperaturen beurteilt werden. Die Durchführung des einaxialen Druckschwellversuches ist in den TP A – StB, Teil: Einaxialer Druckschwellversuch – Bestimmung des Verformungsverhaltens von Walzasphalten [18] beschrieben. Im Versuch werden zylindrische Asphaltprobekörper unter isothermen Bedingungen einer haversinen Druckbelastung unterworfen. Ein Lastwechsel setzt sich dabei aus einer Be- und Entlastungsphase zusammen. Für jeden Lastwechsel werden die auftretenden irreversiblen vertikalen Verformungen erfasst. Das Ergebnis ist eine Dehnungskurve in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl (Impulskriechkurve). Als Abbruchkriterium gelten für einen Versuch entweder 10.000 Lastwechsel oder eine Dehnung von 40 ‰. Die Impulskriechkurve lässt sich in drei Phasen gliedern. Die erste Phase weist anfangs einen starken Anstieg der Verformung auf (hohe Verformungsgeschwindigkeit), gefolgt von einem etwas flacheren Bereich der Kurve mit abnehmender Verformungsgeschwindigkeit. Die zweite Phase kennzeichnet eine annähernd konstante Verformungsgeschwindigkeit. Charakteristisch für die zweite Phase ist das Vorhandensein eines Wendepunktes. Dieser Wendepunkt wird in der Literatur [19] als Versagenskriterium angesehen. In der dritten Phase nimmt die Verformung des Probekörpers stark zu und endet in der Zerstörung des Probekörpers.

Prüferfahrungen liegen bisher für Splittmastixasphalt und nach dem Betonprinzip zusammengesetzte Asphalte bis zu einem Größtkorn von 22 mm vor. Bevorzugt werden Deckschichten aus Asphaltbeton damit untersucht, wobei auch für Splittmastixasphalt mittlerweile ein Bewertungshintergrund vorhanden ist [20]. In [21] wird darauf hingewiesen, dass dieser Versuch zur Ansprache des Verformungsverhaltens von offenporigen Asphaltdeckschichten vermutlich nicht geeignet ist. Eine mögliche Erklärung ist der fehlende seitliche Stützdruck auf den Probekörper während des Versuchs. Für die im Rahmen dieses Forschungsvorhabens zu verwendenden Asphaltgemische könnte er jedoch sinnvoll sein, da die Hohlraumgehalte nicht die gleiche Größenordnung wie beim offenporigen Asphalt erreichen.

3.4.2 Spurbildungsversuch

Der Spurbildungsversuch wurde zum ersten Mal vor über 30 Jahren in der englischen Literatur für die Prüfung der Standfestigkeit und des Haftverhaltens von Asphalten beschrieben. Später wurde das Prüfverfahren von der ESSO AG aufgegriffen und an deutsche Verhältnisse angepasst. Inzwischen liegt in den TP A – StB Teil: Bestimmung der Spurrinnentiefe im Wasserbad [22] - eine Prüfanweisung vor, mit der eine einheitliche Prüfung von Asphalten mit dem Spurbildungsversuch vorgenommen werden kann.

Die Durchführung des Versuches erfolgt in einem auf 50 °C temperiertem Wasserbad. Dabei wird eine rechteckige Asphaltplatte mit einem Stahlrad 20.000 mal überrollt. Das Messergebnis des Spurbildungsversuchs ist eine gemittelte Kurve aus zwei parallel laufenden Einzelversuchen, bei der die Verformung (bzw. Spurrinnentiefe) in Abhängigkeit von der Anzahl der Überrollungen aufgetragen ist.

Oftmals formulierter Kritikpunkt an diesem Versuch ist, dass die Verwendung eines Stahlrades keinen Bezug zur Praxis hat. Untersuchungen haben ergeben, dass die Spannungen, die das Stahlrad hervorruft, nicht den Spannungszuständen entsprechen, die durch Gummireifen hervorgerufen werden, da eine Spannungsdiskrepanz zwischen Radmitte und Radrand besteht [23]. Ein weiterer Nachteil dieses Versuches besteht darin, dass es bei einer Probe zu Stripping -Effekten kommen kann. Lösungsansätze zur Behebung dieser Probleme liegen nach neuesten Erkenntnissen in der Verwendung von gummierten Stahlrädern im Luft- oder Wasserbad [24]. Prüferfahrungen liegen hier für Gussasphalt, Splittmastixasphalt und nach dem Betonprinzip zusammengesetzte Asphalte bis zum Größtkorn von 22 mm vor. Bevorzugt wird der Spurbildungsversuch bei Asphaltbinder angewendet.

3.4.3 Bestimmung der Durchlässigkeit von Asphaltprobekörpern

Das Verfahren zur Bestimmung der Durchlässigkeit von Asphaltprobekörpern ist in der DIN EN 12697 – 19 [25] geregelt. Es kann bei zylindrischen Probekörpern angewendet werden, die im Labor verdichtet wurden oder durch Kernbohren einer Asphaltbefestigung oder aus einer im Laboratorium hergestellten Platte gewonnen werden. Die Norm beschreibt sowohl die Bestimmung der vertikalen als auch der horizontalen Durchlässigkeit. Da die horizontale Durchlässigkeit in diesem Forschungsvorhaben eine untergeordnete Rolle spielt, wurde nur die vertikale Durchlässigkeit K_v ermittelt. Eine Prinzipskizze des Versuchsaufbaus zeigt die Abbildung **3-5**.

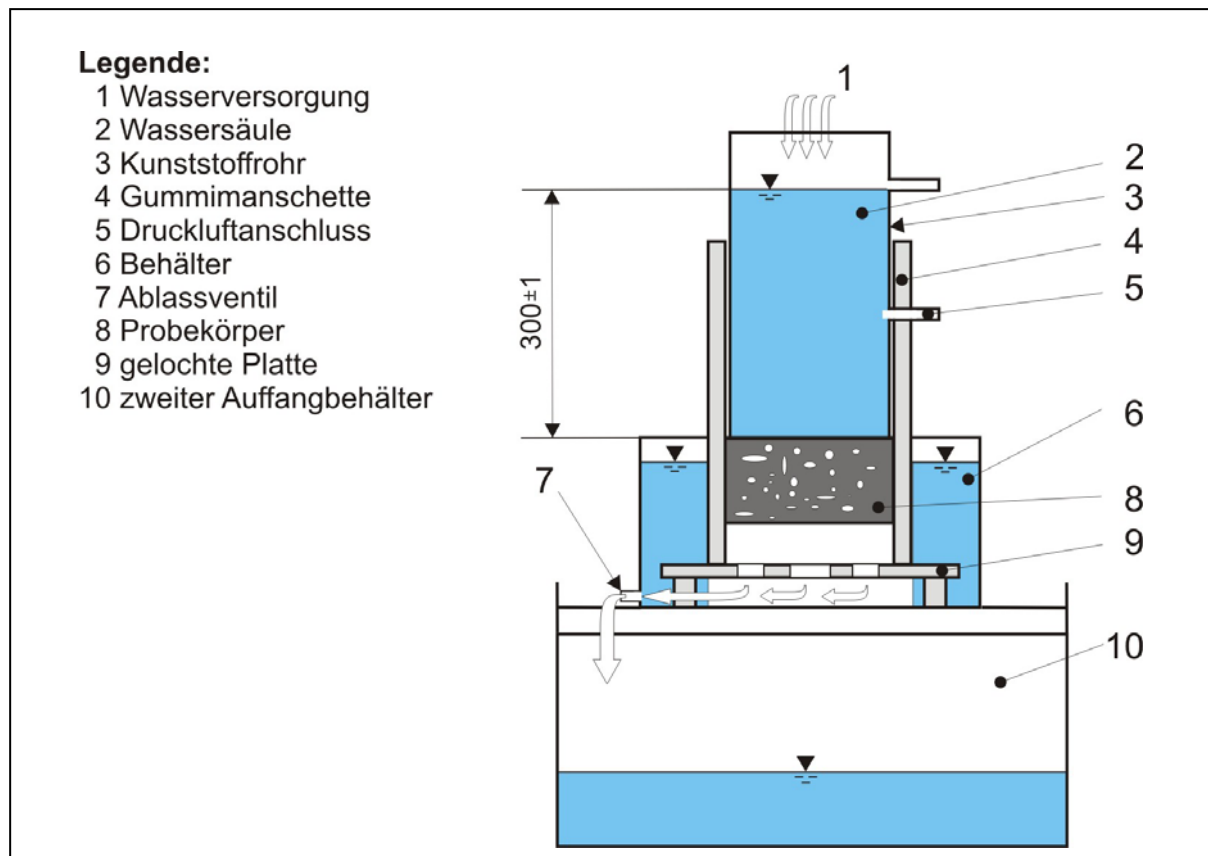


Abbildung 3-5: Prinzipskizze des Versuchsaufbaus

Im Versuch wird auf den Probekörper eine Wassersäule mit konstanter Höhe aufgebracht. Der Probekörper wird eine definierte Zeit lang durchströmt und der Wasserdurchfluss Q_v aus der Massendifferenz (Versuchsbeginn - Versuchsende) des zweiten Auffangbehälters errechnet.

Anhand der Formel nach Darcy lässt sich danach die Durchlässigkeit K_v berechnen:

$$K_v = \frac{4 \cdot Q_v \cdot l}{h \cdot \pi \cdot D^2} \quad [\text{m/s}]$$

mit:

- K_v = vertikale Durchlässigkeit [m/s]
- Q_v = vertikale Durchflussmenge [m³/s]
- l = Höhe des Probekörpers [m]
- h = aktuelle Höhe der Wassersäule [m]
- D = Durchmesser des Probekörpers [m]

Da es bis zu dem Erscheinen der Norm kein genormtes Verfahren zur Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit von Asphaltprobekörpern gab, fehlen bisher sowohl ein Bewertungshintergrund als auch ausreichend Erfahrungswerte für Asphalt-

tragschichten. Das Merkblatt „Wasserdurchlässige Asphaltbefestigungen“ [26] sieht zukünftig die Prüfung der Wasserdurchlässigkeit von Asphaltprobekörpern im Laboratorium im Rahmen von Eignungs- und Kontrollprüfungen vor, wenn die Anforderungen an die Mindesthohlraumgehalte des Probekörpers nicht eingehalten werden.

3.4.4 Ermittlung der Infiltrationsrate

In dem „Merkblatt für wasserdurchlässige Befestigungen von Verkehrsflächen“ [16] ist das Tropfinfiltrimeter als Verfahren zur Überprüfung der Wasserdurchlässigkeit in situ genannt. Es misst auf einer weitgehend beliebigen Oberfläche versickernde Wassermengen in der dazugehörigen Zeiteinheit. Die Wassermenge ΔV wird in der Einheit [ml] erfasst und die Zeiteinheit ΔT in [min]. Die Infiltrationsrate ergibt sich aus dem Quotienten z.B. in [ml/min].

Eine schematische Darstellung des Tropfinfiltrimeters zeigt die **Abbildung 3-6**.

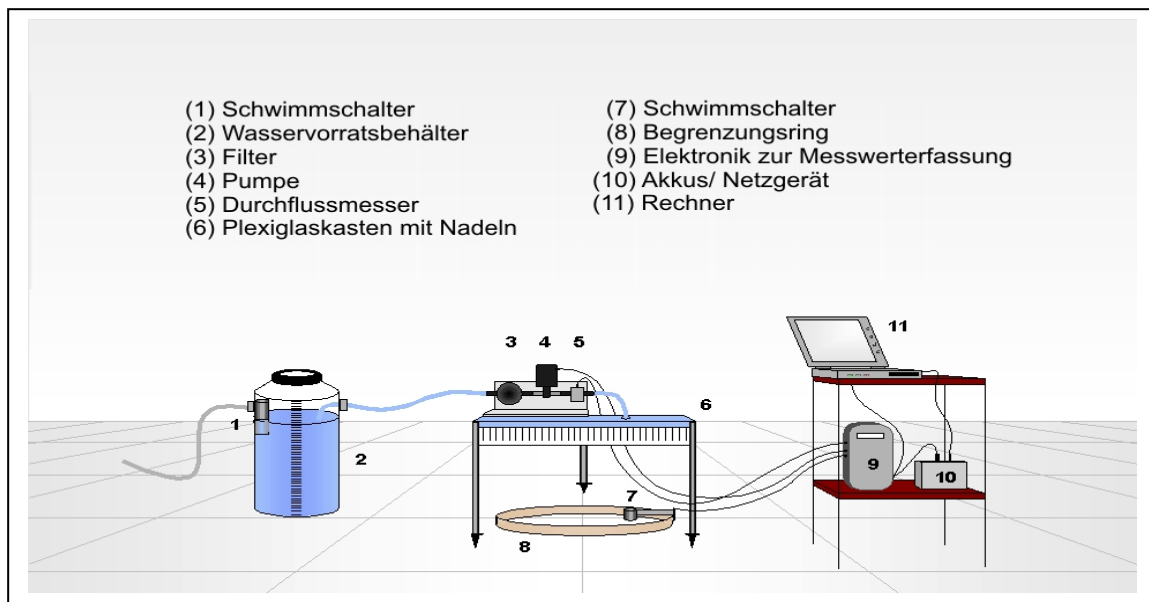


Abbildung 3-6: Prinzipskizze des Tropfinfiltrimeters

Vor Beginn der Messung wird ein Begrenzungsring mit einem Durchmesser von 54 cm auf die Testfläche gelegt und von außen abgedichtet. Dadurch wird eine horizontale Wasserbewegung auf der Oberfläche vermieden. Die gesamte berechnete Testfläche hat einen Durchmesser von 78 cm. Über die Versuchsfläche wird ein mit Wasser gefüllter Plexiglaskasten gestellt. An dessen Unterseite sind konzentrisch angeordnete Nadeln angebracht, durch die das Wasser in Form von Tropfen auf die Testfläche regnet. Der Wassernachschub wird durch den Vorratsbehälter gewährleistet. Das Wasser fließt, gesteuert durch ein Magnetventil, durch einen Schlauch in den Plexiglaskasten. Während eines Beregnungsvorganges entsteht innerhalb des

Begrenzungsringes ein Wasseraufstau. Durch eine Schaltelektronik zwischen dem Näherungssensor und dem Magnetventil wird die Wasserstauhöhe konstant gehalten. Steigt die Wasserhöhe innerhalb des Begrenzungsringes, gibt der Näherungssensor einen Impuls an die Schaltelektronik. Das Magnetventil wird geschlossen und die Beregnung gestoppt. Umgekehrt sendet der Näherungssensor einen Impuls, um das Magnetventil zu öffnen, wenn der Wasserspiegel gesunken ist.

Die verregnete Wassermenge wird durch einen Drucksensor, der unterhalb des Wasservorratsbehälters angebracht ist, erfasst. Mit Hilfe der Schaltelektronik werden die Druckhöhen an den Rechner weitergeleitet. Dort werden die digitalen Signale umgerechnet und die Infiltrationsraten angezeigt. Dabei gilt eine Infiltrationsrate $i_{(10)}$ (nach 10 Minuten), die größer oder gleich $270 \text{ l/s}\cdot\text{ha}$ ist, als vergleichbar mit einem Durchlässigkeitsbeiwert $k_f \geq 5,4 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$. Diese Werte gelten im Sinne des Merkblattes als Anforderung für wasserdurchlässige Befestigungen.

4 Methodik zur Erreichung des Forschungsziels

Das Versuchsprogramm zur Erreichung des Forschungsziels sah zunächst vier Arbeitsschritte im Laboratorium vor. Diese waren:

- (1) Durchführung von erweiterten Eignungsprüfungen an drei Asphalttragschichtgemischen
- (2) Auswahl von Geokunststoffen und Untersuchungen zu ihrer Eignung im gewählten Oberbau
- (3) Einbau von geeigneten Konstruktionsvarianten in einen Feldversuchsstand
- (4) Einbau von geeigneten Konstruktionsvarianten in die Straßenprüfmaschine der Ruhr-Universität Bochum.

Aufbauend auf den Ergebnissen dieser Untersuchungen sollten abschließend eine oder mehrere Varianten in eine Versuchsstrecke eingebaut werden.

4.1 Eignungsprüfungen und mechanische Eigenschaften

Für den Aufbau mit der Dränmatte wurde ein konventionelles Asphaltmischgut 0/22 CS nach ZTV T-StB 95/02 [3] verwendet. Dieses diente gleichzeitig als Referenzgemisch für die beiden anderen wasserdurchlässig konzipierten Gemische. Dabei wurde eine Mischgutvariante (Wasserdurchlässiger Asphalt - WDA 0/22) aufbauend auf dem damals aktuellen Entwurf des Merkblattes „Wasserdurchlässige Asphaltbefestigungen“ [26] ausgewählt und zusammengestellt. Die dritte im Forschungsprojekt verwendete Asphalttragschicht wurde gemäß den Anforderungen an eine wasserdurchlässige Unterlage aus den ZTV P-StB 2000 [2] konzipiert. Dabei handelte es sich um eine Asphalttragschicht 0/22 Mischgutart B (ATS-WD) aus den ZTV T-StB 95/02 [3] mit einem Hohlraumgehalt an der oberen Grenze der dort enthaltenen Tabelle 4.2.

Zunächst wurden Eignungsprüfungen für alle drei Asphaltgemische durchgeführt. Darüber hinaus wurde deren Verformungswiderstand mit Hilfe des einaxialen Druckschwellversuchs und des Spurbildungsversuchs untersucht. An allen Gemischen wurden außerdem Wasserdurchlässigkeitsuntersuchungen nach [25] durchgeführt.

4.2 Untersuchungen zum Verhalten von Geokunststoffen im Oberbau

Zunächst wurden die Anforderungen an die Geotextilien und die Dränmatten mit Hilfe des „Merkblattes für die Anwendung von Geotextilien und Geogittern im Erdbau des Straßenbaues“ [27] festgelegt. Dafür mussten einige Annahmen getroffen werden, da in dem Merkblatt davon ausgegangen wird, dass Geotextilien und Dränmatten vor-

wiegend zwischen zwei Bodenschichten zum Einsatz kommen. Danach wurden insgesamt sechs Vliese, ein Bändchengewebe und vier Dränmatten unterschiedlicher Robustheitsklasse und wirksamer Öffnungsweiten bzw. Abflussleistungen ausgewählt. Nach der Bemessung der Geotextilien/ Dränmatten wurden sowohl ihre konstruktive Wirkung in der Befestigung als auch ihre Filter- bzw. Dränwirkung überprüft. Ersteres geschah durch das Ausbilden einer Scherfuge in einem Schergerät. Dabei wurden zwei Arten von Scherversuchen durchgeführt. Zum einen wurden die Geotextilien und die Dränmatten direkt auf der Asphalttragschicht unter Auflast abgeschert. Zum anderen wurden Bettungsmaterial und Pflastersteine auf die Geokunststoffe aufgebracht und die Pflastersteine mit Hilfe eines Rahmens auf dem Bettungsmaterial abgeschert. Durch den Vergleich der ermittelten Scherwiderstände wurde eine Aussage möglich, in welchem Bereich des Oberbaus einer Pflasterkonstruktion unter Horizontalbelastung zuerst eine Scherfuge entsteht. Zusätzlich wurde die Abhängigkeit der Scherwiderstandes von der Belastungsrichtung (in Produktionsrichtung oder quer zur Produktionsrichtung der Geokunststoffe) untersucht. Außerdem wurde der Scherwiderstand für einen Überlappungsbereich bestimmt.

Die Filter- bzw. Dränwirkung der Geokunststoffe unter Belastung wurde zunächst in Anlehnung an DIN 18130 [28] zu fünf verschiedenen Messzeitpunkten ermittelt. Als erstes wurde die Wasserdurchlässigkeit des Asphaltes am Marshall-Probekörper bestimmt, wobei für alle Versuche Marshall-Probekörper aus WDA 0/22 verwendet wurden. Im zweiten Schritt wurde der Wasserdurchlässigkeitsbeiwert k_f am kombinierten System Asphalt plus Dränmatte oder Geotextil ermittelt. Schließlich erfolgte die Bestimmung von k_f nach der dynamischen Belastung dieses Systems im Hydro pulsator. Danach wurde auf das Geotextil oder die Dränmatte Bettungsmaterial aufgebracht und die Wasserdurchlässigkeit vor und nach erneuter dynamischer Belastung ermittelt.

4.3 Einbau von Konstruktionsvarianten in einen Feldversuchsstand

Aufgrund der Ergebnisse der bis dahin durchgeführten Laboruntersuchungen wurden zwei verschiedene Asphalttragschichten ausgewählt und nacheinander in den Feldversuchsstand eingebaut. Beide Versuchsfelder hatten jeweils eine Liegedauer von etwa 28 Tagen. Dabei wurde ein Oberbau gemäß Bauklasse III für Pflasterbefestigungen realisiert. Die Versuchsfelder wurden jeweils in drei Bereiche unterteilt, um möglichst viele Varianten zu prüfen. Als Belastung der beiden Versuchsfelder wurde nach einem speziell festgelegten Prüfschema der Bemessungsregen $r_{15(1)}$ wiederholt aufgebracht. Zusätzlich erfolgte eine mechanische Belastung der Versuchsfelder mit einer Rüttelplatte, um Kornzertrümmerungseffekte oder Ausspüleffekte im Bettungs- und Fugenmaterial zu begünstigen. Zu mehreren Messzeit-

punkten wurde die Infiltrationsrate mit dem Tropfinfiltrimeter [16] gemessen. Beim Ausbau der Felder wurde Bettungsmaterial entnommen, um eventuelle Kornzertrümmerungseffekte mit Hilfe einer Siebanalyse zu kontrollieren. Die Geotextilien und Dränmatten wurden beim Ausbau auf Beschädigungen und andere Veränderungen untersucht.

4.4 Einbau von Konstruktionsvarianten in die Straßenprüfmaschine der Ruhr-Universität Bochum (RUB-StraP)

In die Straßenprüfmaschine der Ruhr-Universität Bochum (RUB-StraP) wurden insgesamt drei Versuchsfelder eingebaut. Da sich die Dränmatten aufgrund der Voruntersuchungen und ihrer Wirtschaftlichkeit nicht bewährt hatten, wurden nur Varianten mit und ohne Geotextil für diese Untersuchungen verwendet. In der RUB-StraP konnte ein Oberbau für Pflasterbefestigungen gemäß den RStO 01 [1] für eine Bauklasse III realisiert werden. Insgesamt wurden pro Feld 30.000 Überrollungen von einem 40 kN-Einzelrad durchgeführt und der Bemessungsregen $r_{15(1)}$ nach einem bestimmten Prüfschema mehrmals während des Fahrbetriebs der RUB-StraP über der Pflasterdecke verregnet.

Zu bestimmten Messzeitpunkten wurden die Infiltrationsraten an der Oberkante der Pflasterdecke und der Asphalttragschicht gemessen. Gleiches galt für die vertikalen Verformungen. Nach dem Ausbau der Versuchsfelder wurden Siebanalysen vom Bettungsmaterial durchgeführt und aus der Asphalttragschicht Bohrkern entnommen. An ihnen wurden u. a. der Hohlraumgehalt und der Verdichtungsgrad ermittelt.

4.5 Bau einer Versuchsstrecke

Schlussfolgernd aus den erzielten Laborergebnissen schien der Einbau von zwei Oberbauvarianten in einer Versuchsstrecke sinnvoll. Mit dieser Vorgabe wurden in der näheren Umgebung von Bochum zahlreiche Städte angesprochen bzw. angeschrieben, jedoch wiesen die angebotenen Strecken nicht die geforderte Verkehrsbelastung auf. Letztlich wurde eine geeignete Versuchsstrecke in der Stadt Frankfurt a. M. gefunden. Zunächst wurde der Zustand der bestehenden Straße erfasst, um eine Sanierungsempfehlung zu erarbeiten. Anschließend wurde für das einzubauende Asphalttragschicht-Material eine Eignungsprüfung erstellt.

Im Rahmen der Überwachung des Einbaus wurden die in den ZTV T-StB 95/02 [3] und den ZTV P-StB 2000 [2] aufgeführten Kontrollprüfungen durchgeführt sowie zusätzlich die Infiltrationsrate verschiedener Schichten ermittelt.

Für die Dauer eines Jahres wurde die Versuchsstrecke durch weitere Kontrollprüfungen u. a. auch die Ermittlung der Infiltrationsrate in regelmäßigen Abständen begleitet.

5 Durchgeführte Versuche

5.1 Erweiterte Eignungsprüfungen an Asphalttragschichtgemischen

Für die erweiterten Untersuchungen wurden drei verschiedene Asphalttragschichtgemische konzipiert:

- ✓ Asphalttragschicht 0/22 CS (Bezeichnung: „**ATS**“) nach [3]
- ✓ Wasserdurchlässige Asphalttragschicht 0/22 B (Bez.: **ATS-WD**) nach [3]
- ✓ Wasserdurchlässige Asphalttragschicht 0/22 (Bez.: **WDA**) nach [26]

5.1.1 Verwendete Materialien

Gesteinskörnungen

Im Rahmen der Eignungsprüfungen und der weiteren Laboruntersuchungen wurde für alle drei Asphaltarten für die grobe und feine Gesteinskörnung eine Grauwacke verwendet. Als Füller kam ein Kalksteinmehl zur Anwendung. Die Gesteinskörnungen unterliegen einer Güteüberwachung gemäß RG Min-StB 93 [29] und wurden im Vorfeld der Untersuchungen in ausreichender Menge vom Forschungsnehmer an einer Mischanlage entnommen.

Zur Vorbereitung der Eignungsprüfungen und der Laboruntersuchungen wurden bei den Lieferkörnungen jeweils Unter- und Überkorn abgesiebt, was ein genaueres und gut wiederholbares Zusammensetzen der Sieblinien ermöglicht. Der Füller war vom Absieben ausgenommen.

Bindemittel

Für die Laboruntersuchungen wurde ausnahmslos Straßenbaubitumen 50/70 verwendet. Dieses entsprach den Anforderungen der entsprechenden Norm.

Stabilisierende Zusätze

Im Rahmen der Laboruntersuchungen wurden lose Cellulosefasern als Bindemittelträger für den WDA verwendet. Bei den Asphalttragschichten „ATS“ und ATS-WD konnte darauf verzichtet werden.

5.1.2 Herstellung der Asphalttragschichtgemische

Für den Einsatz unter den Dränmatten wurde die „ATS“ gemäß [3] konzipiert, deren Sieblinie in der Mitte des vorgegebenen Sieblinienbereichs lag. Dieses Gemisch sollte gleichzeitig als Referenzgemisch für die beiden anderen Gemische dienen, da hierzu Erfahrungswerte vorliegen.

In Anlehnung an die Maßgaben von [2] wurde die ATS-WD mit dem Ziel eines Hohlraumgehaltes zwischen 10 und 12 Vol.-% zusammengestellt. Dabei handelt es sich um die Mischgutart B nach [3].

Für den WDA wurde eine Sieblinie im oberen Bereich aus [26] ausgewählt, die die zu diesem Zeitpunkt in dem Merkblatt enthaltenen Anforderungen erfüllen sollte.

Die Eignungsprüfungen wurden für alle drei Gemische nach der Zusammensetzung der Gesteinskörnungen mit je drei Bindemittelgehalten durchgeführt. Die Herstellung der Marshall-Probekörper erfolgte gemäß [30] mit jeweils 2 x 50 Schlägen. Die Raumdichten wurden bis auf die Probekörper des WDA mit dem Tauchwägewerfahren nach DIN 1996 Teil 7 ermittelt. Da dieses Verfahren nur bis zu einem Hohlraumgehalt von 12 Vol.-% anwendbar ist, wurden die Raumdichten des WDA mit dem Ausmessverfahren bestimmt.

Die **Tabelle 5-1** enthält für die drei Mischgutarten die Massenanteile der einzelnen Komponenten.

Tabelle 5-1: Einzelne Mischgutkomponenten

		„ATS“	ATS-WD	WDA
Bindemittelgehalt	[M.-%]	3,9	4,2	4,2
Stabilisierende Zusätze	[M.-%]	-	-	0,3
Füller	[M.-%]	4,9	5,5	4,6
Feine Gesteinskörnung	[M.-%]	17,8	46,8	12,3
Grobe Gesteinskörnung	[M.-%]	77,3	47,7	83,1

5.1.3 Einaxiale Druckschwellversuche

Für die Durchführung der einaxialen Druckschwellversuche wurden von jeder Mischgutart jeweils drei Marshall-Probekörper hergestellt. Die Prüfbedingungen wurden aus [18] übernommen und sind im Folgenden noch einmal aufgeführt:

Prüftemperatur	T:	50 °C
Oberspannung	σ_o :	0,20 N/mm ²
Unterspannung	σ_u :	0,025 N/mm ²
Impulsdauer:		0,2 s
Lastpause:		1,5 s

Der Versuch wurde beendet, wenn eine Dehnung von 40 ‰ oder 10.000 Lastwechsel erreicht waren.

5.1.4 Spurbildungsversuche

An allen drei Mischgutarten wurden Spurbildungsversuche in Anlehnung an [22] durchgeführt. Das Ergebnis der Versuche ist die mittlere Spurrinntiefe in mm aus

zwei Einzelversuchen nach 20.000 Überrollungen. Das Spurbildungsgerät ermöglichte dabei die zeitgleiche Prüfung zweier Asphaltplatten. Die Platten wurden zuvor im Walzsegmentverdichter hergestellt, wobei ein Endverdichtungsgrad von 97 % angestrebt wurde. Die Versuche wurden im Wasserbad bei 50 °C durchgeführt. Um Kornzertrümmerungen und Stripping-Effekte an der Oberfläche der Asphaltplatten zu vermeiden, wurde das in [22] empfohlene Stahlrad durch ein Vollgummirad ersetzt.

5.1.5 Ermittlung der Wasserdurchlässigkeit

Die Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit erfolgte in Anlehnung an DIN EN 12697-19 [25]. Da dieses genormte Verfahren zur Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit an Asphaltprobekörpern neu ist, existiert noch kein Bewertungshintergrund für diesen Versuch. Um die ermittelten Wasserdurchlässigkeiten größenmäßig einordnen zu können und um die Eignung des Versuchs zu kontrollieren, wurden Wasserdurchlässigkeitsversuche an allen Mischgutarten durchgeführt, obwohl für die „ATS“ nur eine sehr geringe Durchlässigkeit zu erwarten war. Zunächst wurden für jede Mischgutart drei Marshall-Probekörper hergestellt. Diese wurden zur Wassersättigung 10 min bei 20 °C im Wasserbad gelagert. Danach wurden die Probekörper in die Druckzelle eingebracht und mit einer Wassersäule von 300 mm beaufschlagt. In Abhängigkeit von der durchströmten Wassermenge konnte dann die vertikale Durchlässigkeit ermittelt werden. Diese wird als Mittelwert aus zwei Einzelversuchen an demselben Probekörper angegeben.

5.2 Ermittlung des Scherwiderstandes von Geokunststoffen

5.2.1 Verwendete Geokunststoffe

Für den Einsatz in der Funktion Filtern eignen sich erfahrungsgemäß am besten mechanisch verfestigte Vliesstoffe aus Polypropylen. Sie sind besonders wirksam, wenn die Dicke des Vlieses mindestens 25 mal so groß ist wie die Öffnungsweite seiner Poren. Die Dicke kann im Herstellungsprozess an die gewählte Öffnungsweite angepasst werden. Der im Kapitel 3.2 beschriebenen Funktionsweise und Aufgabe einer Filterschicht entsprechend wird das Vlies auf der Grundlage der Eigenschaften der umliegenden Bodenschichten bemessen. Die drei Hauptparameter sind dabei die wirksame Öffnungsweite, der Durchlässigkeitsbeiwert und die Stärke der Filterlage. Die Öffnungsweite wird je nach anstehendem Boden gewählt. In diesem Anwendungsfall handelte es sich nicht um Boden, sondern um ein Brechsand-Splitt-Gemisch 0/5, welches für die Bemessung mit einer mittleren Sieblinie im Sieblinienbereich aus [6] angenommen wurde. Da bei 40 M.-% Siebdurchgang ein Korn-

durchmesser $\geq 0,06$ mm vorhanden ist, gelten gemäß [27] folgende Formeln für die Anforderung an die wirksame Öffnungsweite $O_{90,w,zulässig}$ des Filters:

$$O_{90,w,zulässig} \leq 5 \cdot d_{10} \cdot \sqrt{U} \quad \text{und}$$

$$O_{90,w,zulässig} \leq d_{90}$$

mit:

d_{10} [mm]: Korndurchmesser des Bettungsmaterials bei 10 M.-% Siebdurchgang

d_{90} [mm]: Korndurchmesser des Bettungsmaterials bei 90 M.-% Siebdurchgang

U [-]: Ungleichförmigkeitszahl des Bettungsmaterials

Die gewählte Öffnungsweite sollte möglichst nahe an der zulässigen liegen.

Die hydraulische Filterwirksamkeit wird durch Einhalten der Bedingungen für den Durchlässigkeitsfaktor k_{v2} des Vlieses nachgewiesen, der den Abfluss in vertikaler Fließrichtung charakterisiert. Es gilt:

$$\eta \cdot k_{v2} \geq k_s$$

mit:

η : Abminderungsfaktor, abhängig von der Durchlässigkeit des Vlieses und der Korngröße d_{10} des Bettungsmaterials

k_{v2} : vertikale Durchlässigkeit des fabrikneuen Geotextils bei einer Belastung von 2 kN/m^2 , bestimmt nach einem genormten Versuchsverfahren

k_s : Durchlässigkeit der Asphalttragschicht

Aus der Bemessung ergab sich ein $O_{90,w,zulässig} \leq 2,01$ mm und ein k_{v2} von $1,08 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$ unter der Annahme von $k_s \geq 5,4 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$ gemäß [16].

Einen weiteren Auswahlparameter stellt die Geotextilrobustheitsklasse (1 = niedrigste GRK; 5 = höchste GRK) dar. Die Wahl der Klasse hängt zum einen vom Anwendungsfall ab. Diese werden aufgrund der Beanspruchung durch das Schüttmaterial (in diesem Falle Bettungsmaterial) unterschieden. Zum anderen werden die Geotextilrobustheitsklassen in Abhängigkeit vom Einfluss der Beanspruchung durch Einbau und Baubetrieb eingeteilt. Da es sich bei der Pflasterbefestigung um einen Sonderfall handelt, konnten die Geotextilrobustheitsklassen nicht eindeutig zu-

geordnet werden. So wurden Geotextilien der GRK 4 und 5 für höhere Beanspruchungen ausgewählt. In der **Tabelle 5-2** sind die gewählten Geotextilien mit ihren charakteristischen Parametern aufgelistet. Eine Ausnahme stellt dabei das Bändchengewebe dar, welches aber auch die Anforderungen aus der Bemessung erfüllt und deshalb ins Untersuchungsprogramm aufgenommen wurde. Bei den anderen Geotextilien handelt es sich um Vliese.

Tabelle 5-2: Gewählte Geotextilien

Geotextilien							
Nr.	Bezeichnung	Hersteller	Rohstoff	Verfestigung	O ₉₀ [mm]	k _{v2} [m/s]	GRK
1	HaTe® B 250 K4	Huesker Synthetic	PP	mechanisch	0,09	-	4
2	Spunbond 0/11 250	Johns Manville	PES	thermisch	0,10	3,4·10 ⁻³	4
3	Spunbond 0/11 340	Johns Manville	PES	thermisch	0,08	3,6·10 ⁻³	5
4	Secutex® 251	Naue Fasertechnik	PP	mechanisch	0,10	7,5·10 ⁻²	4
5	Secutex® 301	Naue Fasertechnik	PP	mechanisch	0,09	5,2·10 ⁻²	5
6	HV 4730	Gebrüder Friedrich	PP	mechanisch	0,08	1,1·10 ⁻³	5
7	Kortex® GT PP 60/60	Kordtrade	PP	gewebt	0,35	2,4·10 ⁻²	5

Wesentliche Unterschiede bestehen im verwendeten Rohstoff und in der Art der Verfestigung. Bis auf zwei Vliese, die aus Polyester (PES) hergestellt sind, wurden alle anderen Geotextilien aus Polypropylen gefertigt. Vliese bestehen grundsätzlich aus gerichteten oder wirr gelegten Fasern, die zu einer Faserschicht verbunden werden. Ihre Eigenschaften werden auch durch die Art der Verfestigung beeinflusst. Beim Vernadeln wird eine mechanische Bindung zwischen den Fasern hergestellt, indem feinste Nadeln die fixierten Faserlagen in allen Raumrichtungen durchstechen.

Zur thermischen (kohäsiven) Verfestigung werden die Polymerfasern auf einem Fließband durch heiße Walzen geführt, die die losen Schichten zusammendrücken. Durch teilweises Schmelzen entstehen Verbindungen an den Kreuzungspunkten.

Bändchengewebe entstehen durch rechtwinklige Verflechtung („Kette“ in Längsrichtung des Webstuhls, „Schuss“ in Querrichtung) von Fäden, Fasern, Filamenten und Bändchen. Es werden ein- oder mehrfaserige Garne eingesetzt, aber auch Kombinationen beider Arten sind gebräuchlich. Die Eigenschaften des Bändchengewebes können durch die Wahl der Garne in Ketten- und Schussrichtung sowie die Anzahl der Fäden je Längeneinheit beeinflusst werden. Die Fäden liegen bei Be-

endigung des Webvorganges nicht immer gerade gestreckt, sondern oft zickzack- oder wellenförmig und sich gegenseitig umschlingend. Diese Tatsache muss bei Betrachtung des Dehnungsverhaltens unter Zugbeanspruchung berücksichtigt werden, da das Material eine spezifische Anfangsdehnung aufweist, während der die maximale Kraftaufnahme noch nicht möglich ist.

Bei den Dränmatten handelt es sich um Verbundstoffe aus in der Fläche miteinander verbundenen Vliesstoffen, Geogittern, Geweben oder anderen Flächengebilden. Visuell unterscheiden sie sich deutlich. Die **Abbildung 5-1** zeigt die im Rahmen des Forschungsprojekts verwendeten Dränmatten in der Draufsicht.



Abbildung 5-1: Verwendete Dränmatten

Die Charakteristika der einzelnen Dränmatten sind in der **Tabelle 5-3** zusammengestellt.

Tabelle 5-3: Eigenschaften der verwendeten Dränmatten

Dränmatten					
Nr.	Bezeichnung	Hersteller	Rohstoff	q [l/s·m]	GRK
1	Secudrän® R 201	Naue Fasertechnik	PEHD / PP	> 15,6	-
2	Delta® Drain 9000	Doerken	PE / PP	> 5,6	-
3	TN® 450	Tenax Kunststoffe GmbH	PEHD / PP	> 0,9	2
4	TNT® 450	Tenax Kunststoffe GmbH	PEHD / PP	> 0,3	4

Die Dränmatte 1 besteht aus einer Wirrlage und einem Filtervlies, die zweite wird als Noppenbahn bezeichnet. Bei der dritten und vierten Dränmatte handelt es sich um einen Verbund zwischen Filtervlies und Geogitter, wobei bei der vierten Dränmatte beidseitig ein Filtervlies vorhanden ist. Alle Dränmatten sind entweder aus Polyester (PE) oder Polyester mit hoher Dichte (PEHD) in Kombination mit Polypropylen (PP) hergestellt. Deutliche Unterschiede bestehen in der Abflussleistung q . Zur Ermittlung der erforderlichen Abflussleistung musste nach [27] zunächst die Transmissivität als Produkt aus Wasserdurchlässigkeit k_H und der Dicke d als Funktion der Normalspannung errechnet werden. Die Abflussleistung wird dann als Produkt aus Transmissivität und hydraulischem Gradienten errechnet. Da für diese Berechnung in diesem Anwendungsfall keine verifizierten Eingangsgrößen vorhanden waren, konnte keine genaue Bemessung erfolgen.

5.2.2 Versuche zur Ermittlung des Scherwiderstandes

Wesentlich bei dem Einsatz der Geotextilien und der Dränmatten war die Frage, ob durch ihr Einbringen im Oberbau eine zusätzliche Scherfuge entsteht, was bedeuten würde, dass solche Filter- oder Dränsysteme nicht eingesetzt werden könnten.

Bekannt ist, dass beim Einleiten von erhöhten Horizontalkräften in die Pflasterdecke durch Verkehrsbelastung eine Scherfuge zwischen dem Bettungsmaterial und den Pflastersteinen entstehen kann. Ziel der Untersuchungen war demnach, sowohl den Scherwiderstand zwischen den Geokunststoffen und der Asphalttragschicht, als auch den Scherwiderstand zwischen Bettungsmaterial und Pflastersteinen zu ermitteln. Um eine Vergleichbarkeit der Ergebnisse zu gewährleisten, wurde zu diesem Zweck eigens ein Versuchsaufbau konzipiert. Die beiden Versuchsanordnungen sind in den **Abbildungen 5-2** und **5-3** dargestellt.

Für die Ermittlung des Scherwiderstandes zwischen Geokunststoff und Asphalttragschicht wurde der Geokunststoff auf die Asphalttragschicht aufgebracht und in eine Klemmschiene eingespannt. Als Asphalttragschicht wurde das Gemisch „ATS“ verwendet, da es aufgrund seiner Zusammensetzung die glatteste Oberfläche besaß. Der Geokunststoff wurde mit vier rechteckigen Klinkerpflastersteinen des Formats 200 x 100 x 100 mm beschwert, um eine praxisnahe Auflast zu simulieren. Die Klemmschiene war über ein Zugseil mit dem Schergerät verbunden, welches eine Vorschubgeschwindigkeit von 1,2 mm/min besitzt. Außer dem Weg [mm] wurde die aufgenommene Last [N] von einer Zugmessdose bestimmt. Mit Hilfe eines Rechners wurde daraus die Last-Verschiebungskurve ermittelt.

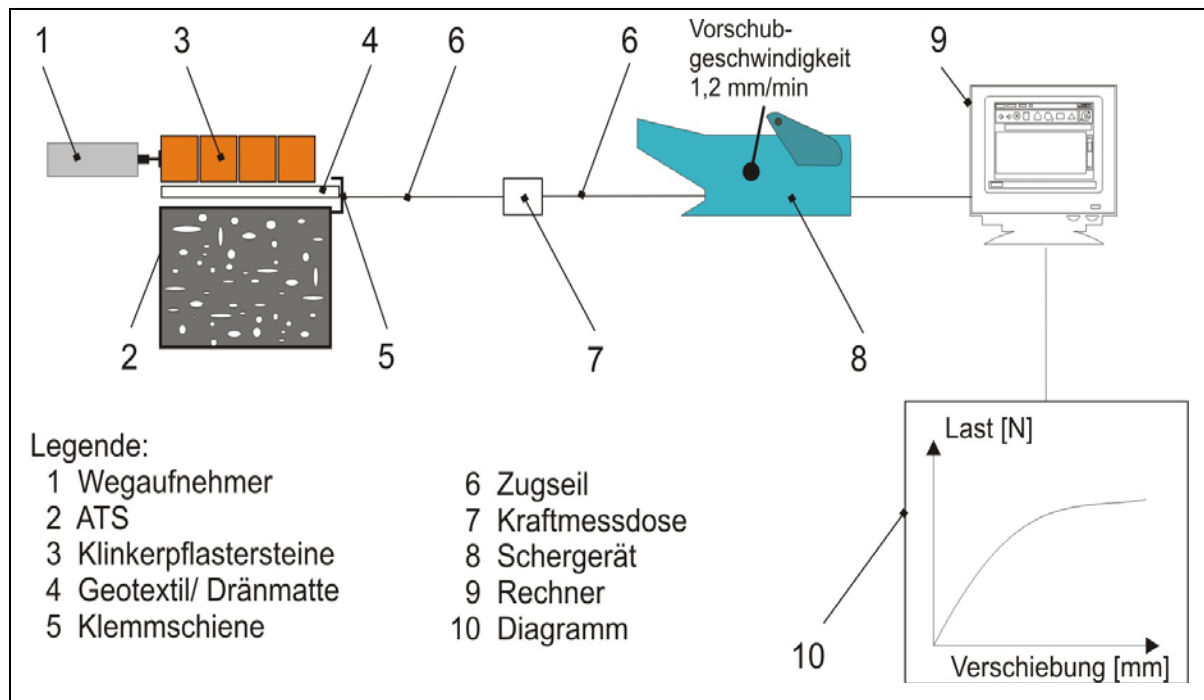


Abbildung 5-2: Ermittlung des Scherwiderstandes zwischen Geokunststoff und Asphalttragschicht

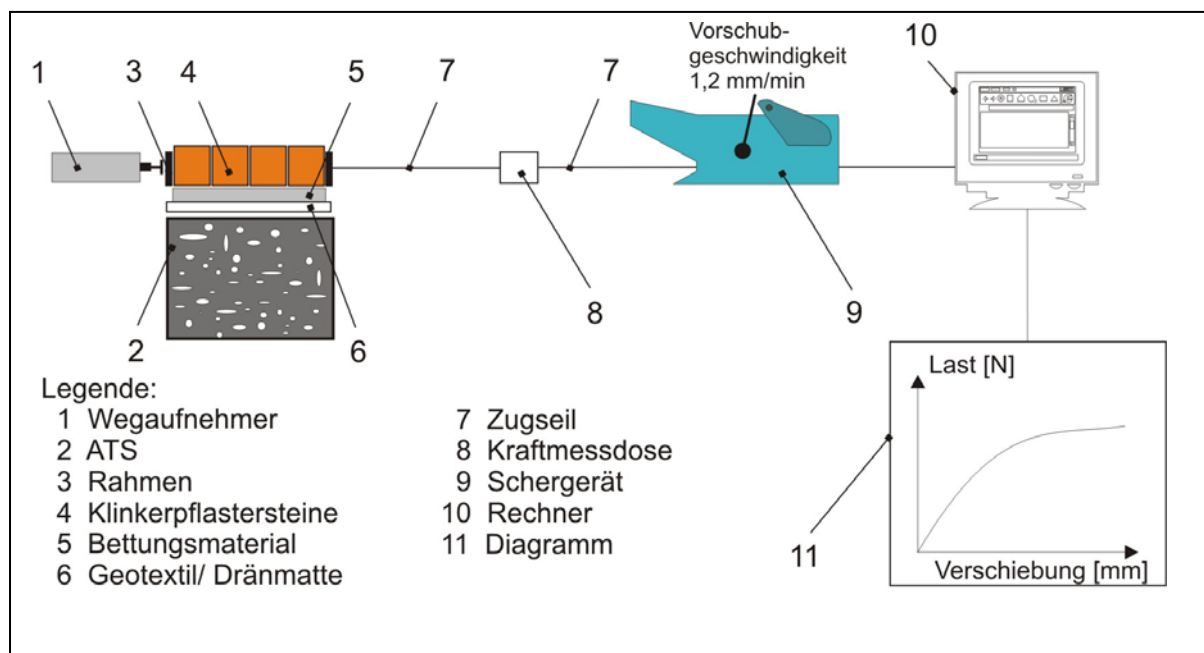


Abbildung 5-3: Ermittlung des Scherwiderstandes zwischen Bettungsmaterial und Pflastersteinen

Da die Kapazität der Aufnahme von Zugkräften bei Geokunststoffen abhängig von der Produktionsrichtung sein kann, wurden die verwendeten Materialien außerdem bezüglich der Größe des Einflusses der Produktionsrichtung mit Hilfe dieses Versuchsaufbaus untersucht.

Für die Ermittlung des Scherwiderstandes zwischen Pflastersteinen und Bettungsmaterial wurde das Zugseil mit einem Rahmen verbunden, in den der Geokunststoff, Bettungsmaterial 0/5 aus Diabas und Klinkerpflastersteine (Abmessungen s. o.) eingebracht wurden. Dabei erlaubte die Positionierung des Rahmens das Erzeugen einer Scherfuge zwischen Pflastersteinen und Bettungsmaterial.

Bei beiden Versuchsanordnungen wurden Veränderungen des Geokunststoffs visuell erfasst. Zusätzlich wurde mit dem in **Abbildung 5-2** dargestellten Versuch der Scherwiderstand zwischen zwei Geotextilien getestet, da dies in der Praxis ein durch notwendige Überlappungsbereiche entstehender kritischer Fall ist.

Außer der eventuell entstehenden Scherfuge im Oberbau spielte für den Einsatz der Geokunststoffe die Frage eine wichtige Rolle, ob die Dränwirkung/ Filtereigenschaften auch unter Belastung erhalten bleiben. In ersten Versuchen wurde dazu der Wasserdurchlässigkeitsbeiwert k_f nach [28] an verschiedenen Systemen geprüft, die sich durch Belastung und die Anzahl der aufgetragenen Schichten unterschieden. Die unterschiedlichen Systeme sind in der **Abbildung 5-4** schematisch dargestellt. Für die Untersuchungen wurde ausschließlich der WDA verwendet, um eine anfängliche Wasserdurchlässigkeit zu gewährleisten. Im ersten Schritt wurde nur seine Wasserdurchlässigkeit am Marshall-Probekörper ermittelt. Beim zweiten System wurde der Wasserdurchlässigkeitsbeiwert der Kombination WDA plus Geokunststoff ermittelt. Dafür wurden drei Geotextilien und die Dränmatte ausgewählt, die hinsichtlich des Scherwiderstandes die besten Ergebnisse erzielt hatten. Dieses System wurde in einem dritten Schritt mit Hilfe des Hydropulsators analog zu den Bedingungen des Druckschwellversuchs dynamisch mit 10.000 Lastwechseln belastet. Das vierte System bestand zusätzlich aus einer 3 cm dicken Schicht Bettungsmaterial 0/5 aus Diabas. In einem letzten Schritt wurde k_f nach dynamischer Belastung des vierten Systems ermittelt. Zusätzlich wurden die Dicken der verwendeten Geokunststoffe vor Versuchsbeginn und am Versuchsende gemessen.

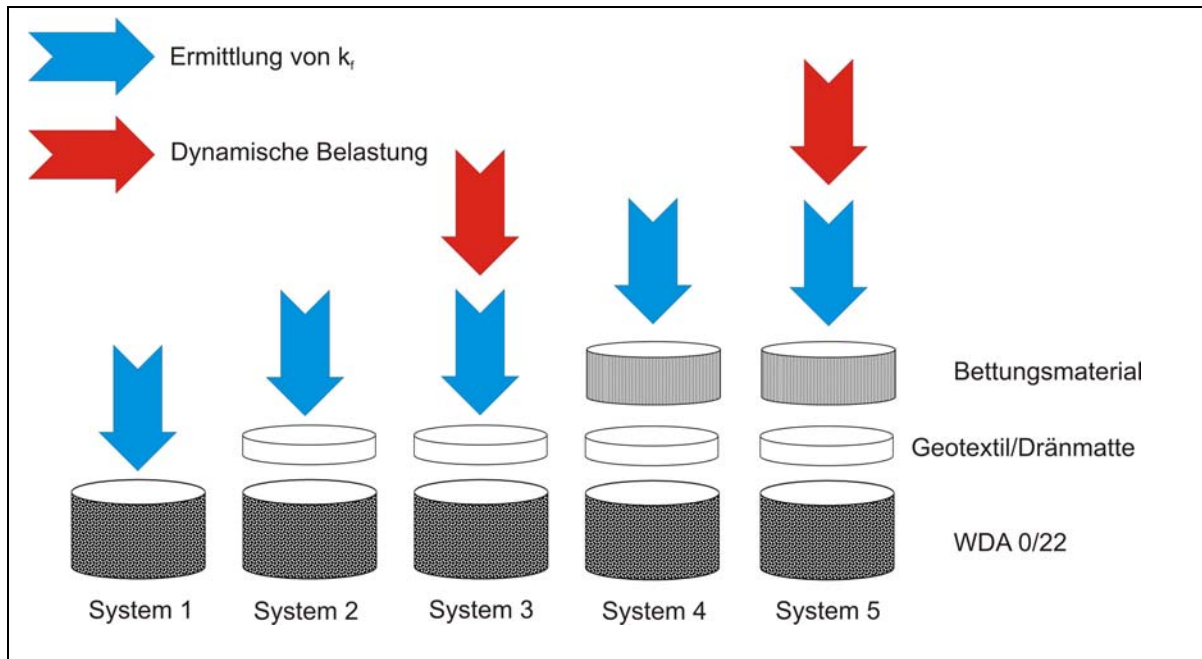


Abbildung 5-4: Verschiedene Systeme zur Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit

5.3 Untersuchungen im Feldversuchsstand

5.3.1 Eingesetzte Materialien

Resultierend aus den Ergebnissen der in den Kapiteln 5.1 und 5.2 beschriebenen Versuche wurden geeignete Konstruktionsvarianten ausgewählt und in den Feldversuchsstand eingebaut. Dieser befindet sich auf dem Außengelände des Lehrstuhls für Verkehrswegebau unter einer Überdachung. Seine Abmessungen sind in der **Abbildung 5-5** veranschaulicht. Nacheinander wurden zwei Aufbauten für Pflasterbefestigungen der Bauklasse III realisiert, die sich durch die verwendete Asphalttragschicht sowie die verwendeten Geokunststoffe unterschieden. Die beiden Aufbauvarianten sind in der **Abbildung 5-6** dargestellt.

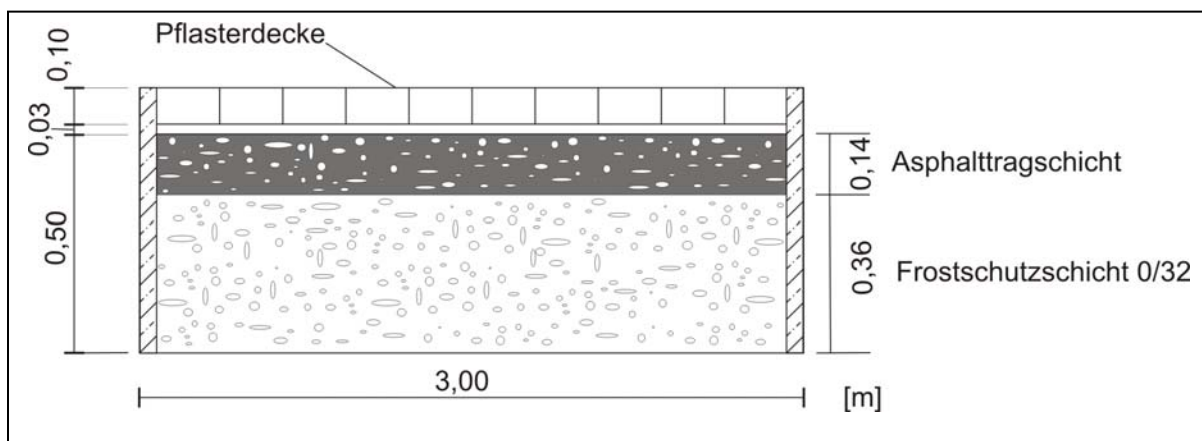


Abbildung 5-5: Feldversuchsstand des Lehrstuhls für Verkehrswegebau

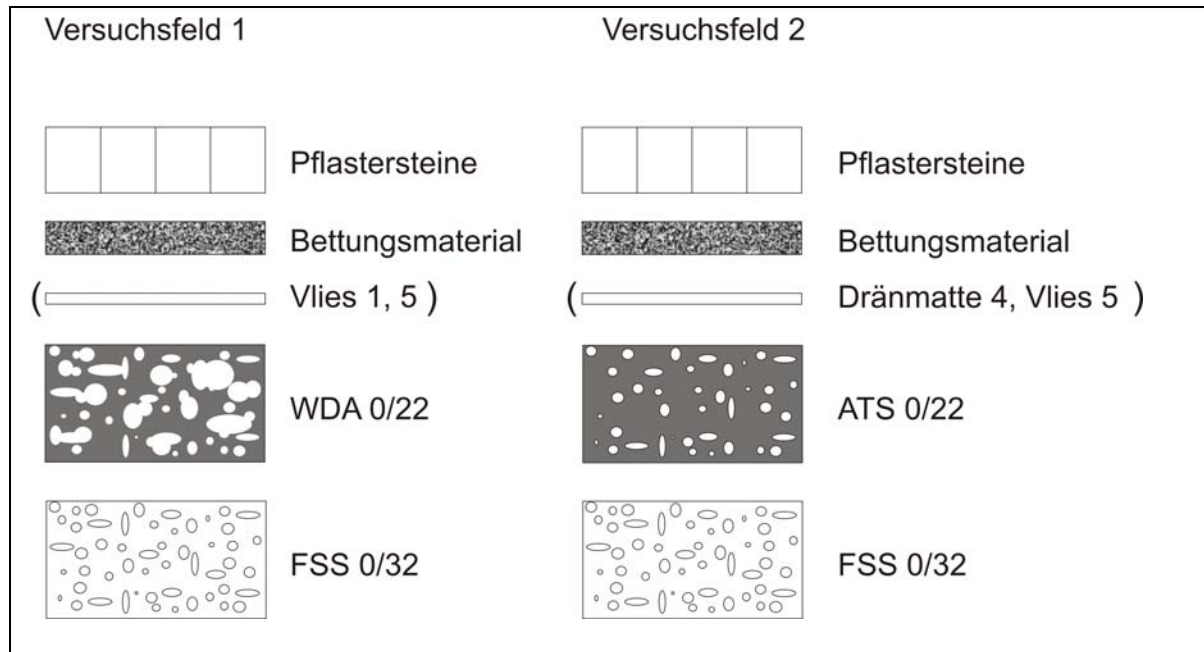


Abbildung 5-6: Aufbauvarianten im Feldversuchsstand

In beiden Fällen wurden eine Frostschuttschicht 0/32 (Bodengruppe GW) gemäß [3], ein Bettungs- und Fugenmaterial 0/5 aus Diabas gemäß [6] und gefaste rechteckige Betonpflastersteine mit den Abmessungen 200 x 100 x 100 mm verwendet. Der Einbau des Pflasters erfolgte dabei nach [5], wobei der Fugenschluss mit einem Diabas 0/2 unter wenig Wasserzugabe vorgenommen wurde. Der Oberbau wurde ohne Gefälle ausgeführt, um ein oberflächliches Abfließen des verregneten Wassers gering zu halten. Der Einbau der Asphalttragschichten erfolgte manuell durch die Fa. Möllmann GmbH + Co., Dortmund, wobei zur Verdichtung eine Rüttelplatte der Fa. Wacker (DPU 2440) verwendet wurde. Als stabilisierende Zusätze kamen Pellets der Marke Viatop[®] premium zum Einsatz. Die Lieferung des Asphaltmischgutes erfolgte mit einem abgedeckten LKW, wobei die Fahrzeit 20 Minuten betrug.

Im ersten Versuchsfeld wurde der WDA eingebaut. Bezüglich der Geotextilien wurde eine Drittelung des Versuchsfeldes vorgenommen. Es kamen auf je einem Drittel die Vliese 1 und 5 zum Einsatz. Im letzten Drittel wurde zu Vergleichszwecken die Bettung direkt auf den WDA aufgebracht.

Auch das zweite Feld wurde in drei Versuchsflächen unterteilt, wobei dort das Gemisch „ATS“ eingebaut wurde. Darauf wurde in einem Drittel die Dränmatte 4 und in einem weiteren Drittel das Vlies 5 verlegt. Als dritte Variante wurde wie beim ersten Feld die Bettung direkt auf der Asphalttragschicht eingebaut.

5.3.2 Untersuchungen zur Filterwirksamkeit/ Dränwirkung

Im Feldversuchsstand sollte zunächst nur die Filterwirksamkeit/ Dränwirkung der Geokunststoffe im Oberbau überprüft werden, wobei ursprünglich keine mechanische Belastung vorgesehen war. Um die Menge ausgespülter Anteile an feinen Gesteinskörnungen durch Kornzertrümmerungen des Bettungsmaterials zu begünstigen, wurde entschieden, die Versuchsfelder zu vorgegebenen Zeitpunkten mechanisch mit einer Rüttelplatte (DPU 2440) der Fa. Wacker zu belasten. So sollte ein mögliches Zuschlammern der Vliesporen oder der Hohlräume an der Oberfläche der verwendeten Asphalttragschichten forciert werden, um möglichst genaue Aussagen bezüglich der dauerhaften Filterwirksamkeit/ Dränwirkung der verwendeten Varianten treffen zu können.

Die Belastung der beiden Versuchsfelder erfolgte nach einem speziellen Prüfschema. Nach dem Einbau der Pflasterdecken wurde am ersten Versuchstag der Bemessungsregen verregnet. Am darauf folgenden Tag wurde das Versuchsfeld mechanisch belastet. Am dritten Tag folgte eine Beregnung und am vierten Tag wurde das Versuchsfeld nicht belastet. Am fünften Tag begann der zweite Belastungszyklus, der wiederum in der beschriebenen Weise durchgeführt wurde. Die Beregnung erfolgte mit Hilfe eines Viereckregners, der in der Mitte des Versuchsfeldes aufgestellt wurde. Die Wassermenge entsprach dabei dem Bemessungsregen $r_{15,(n=1)}$. Das ist der Regen, der einmal im Jahr mit einer Regendauer von 15 Minuten auftritt. Er liegt dem Zeitbeiwertverfahren zugrunde, welches für die Berechnung der Regendauer des Versuchsfeldes verwendet wurde. Eine weitere Annahme war, dass die Abflussmenge auf dem Versuchsfeld gleich der Zuflussmenge ist. Weiterhin wurde die für Bochum stärkste Regenspende gewählt. Die genannten Annahmen wurden getroffen, um möglichst starke und häufige Regenspenden als Belastung der Versuchsfelder zu haben.

Insgesamt wurde der Bemessungsregen 10 mal verregnet während einer Liegedauer beider Versuchsfelder von 28 Tagen. Zu zwei Messzeitpunkten wurde die Infiltrationsrate auf der Pflasterdecke gemessen.

Vor dem Einbau und beim Ausbau der Versuchsfelder wurde die Infiltrationsrate auch auf der Asphalttragschicht bestimmt (s. **Abbildung 5-7**).



Abbildung 5-7: Messung der Infiltrationsrate auf dem WDA im Versuchsfeld 1 des Feldversuchsstandes

Zusätzlich wurden Proben vom Bettungsmaterial entnommen und daran Siebanalysen durchgeführt, um Kornzertrümmerungseffekte zu erfassen. Beim Ausbau des Versuchsfeldes wurden außerdem Bohrkern (\varnothing 150 mm) aus den Asphalttragschichten entnommen, so dass der Verdichtungsgrad k , der Hohlraumgehalt H_{bit} und die Eindringtiefe von feinen Gesteinskörnungen in den Asphalt ermittelt werden konnte. Eine visuelle Begutachtung erfolgte sowohl für die Vliese und Dränmatten als auch für die Oberfläche der Asphalttragschichten.

5.4 Untersuchungen in der RUB-StraP

Die Straßenprüfmaschine der Ruhr-Universität Bochum (RUB-StraP) ist ein vom Institut für Straßenwesen und Eisenbahnbau und der Fa. Krupp, Duisburg-Rheinhausen, gemeinsam entwickelter Prototyp, deren Aufbau in **Abbildung 5-8** schematisch dargestellt ist.

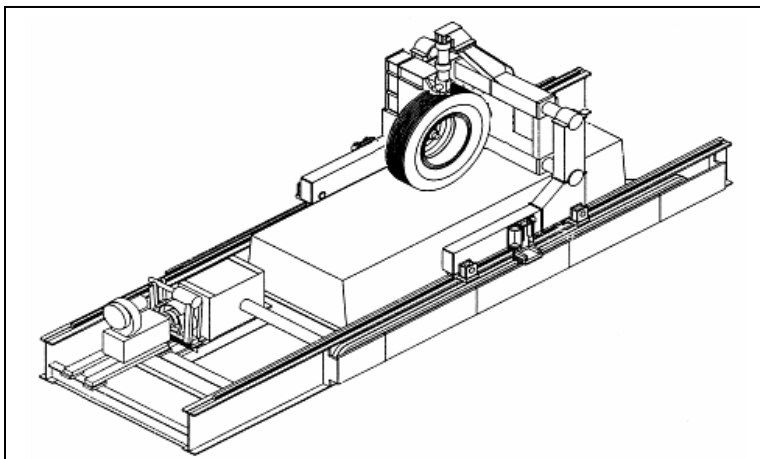


Abbildung 5-8: Schematische Darstellung der RUB-StraP

Die Versuchsfelder werden im Maßstab 1:1 in eine trogförmige Stahlkonstruktion eingebaut. Die Abmessungen des Prüffeldes können der **Abbildung 5-9** entnommen werden. Diese unmaßstäbliche Skizze enthält außerdem das für die Untersuchungen verwendete Koordinatensystem mit seinem Ursprung.

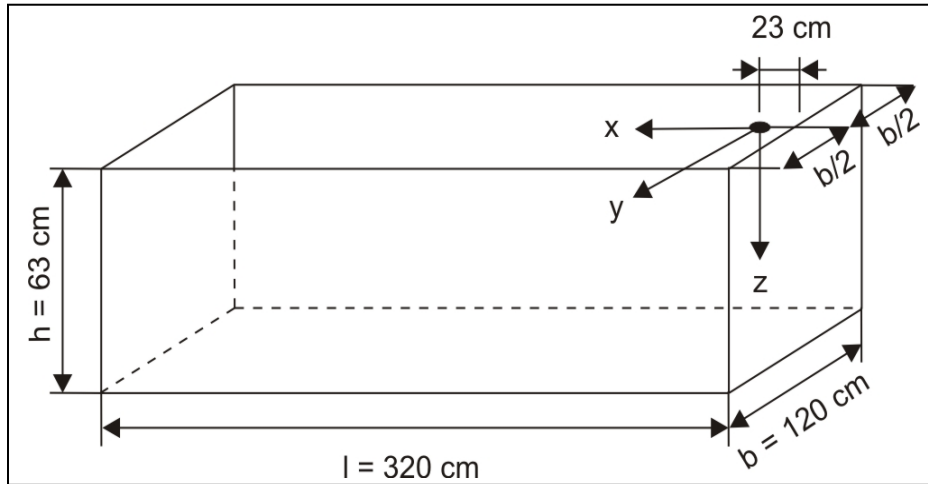


Abbildung 5-9: Unmaßstäbliche Skizze des Prüffeldes mit Angabe des Koordinatenursprungs und der Abmessungen

Der Ursprung ist dabei in der Lastmitte des startenden Rades ($x = 0$) bei 23 cm Entfernung vom Rand, in der Mitte der Versuchsfeldbreite ($y = 0$) und an der Oberkante des Versuchsfeldes ($z = 0$) festgelegt.

Das Versuchsfeld wird von einem belasteten LKW-Einzelrad überrollt. Die definierte Vertikallast wird dabei von einem Hydraulikzylinder auf die Radachse aufgebracht. Das an einem Schlitten befestigte Rad überträgt sie auf das Versuchsfeld. Ein elektrisch angetriebener Motor schiebt diesen Schlitten über den Straßenkörper, wobei die Geschwindigkeit nach einer kurzen Anfahrphase konstant gehalten wird. Am Ende des Versuchsfeldes werden der Schlitten abgebremst und der Hydraulikzylinder entlastet. Beim darauf folgenden Rücktransport hat das Rad keinen Kontakt zu der Oberfläche des Versuchsfeldes. Damit wird sichergestellt, dass die Straßenkonstruktion nur in einer Rollrichtung beansprucht wird. Wenn sich das Rad wieder in seiner Ausgangsposition befindet, ist ein Überrollvorgang beendet.

Mehrere Überrollungen mit verschiedenen Startpositionen des Rades (Variation in y -Richtung) und einer wiederkehrenden Belastungsabfolge können zu einem Zyklus zusammengefasst werden. Außer der Belastungsabfolge müssen die Radlast, die Geschwindigkeit und gegebenenfalls der Bremsdruck vor Versuchsbeginn festgelegt werden.

5.4.1 Eingebaute Konstruktionsvarianten

In Absprache mit dem Projektbegleitenden Ausschuss wurden im Hinblick auf die Ergebnisse im Feldversuchsstand die drei in der **Abbildung 5-10** dargestellten Konstruktionsvarianten in die RUB-StraP eingebaut.

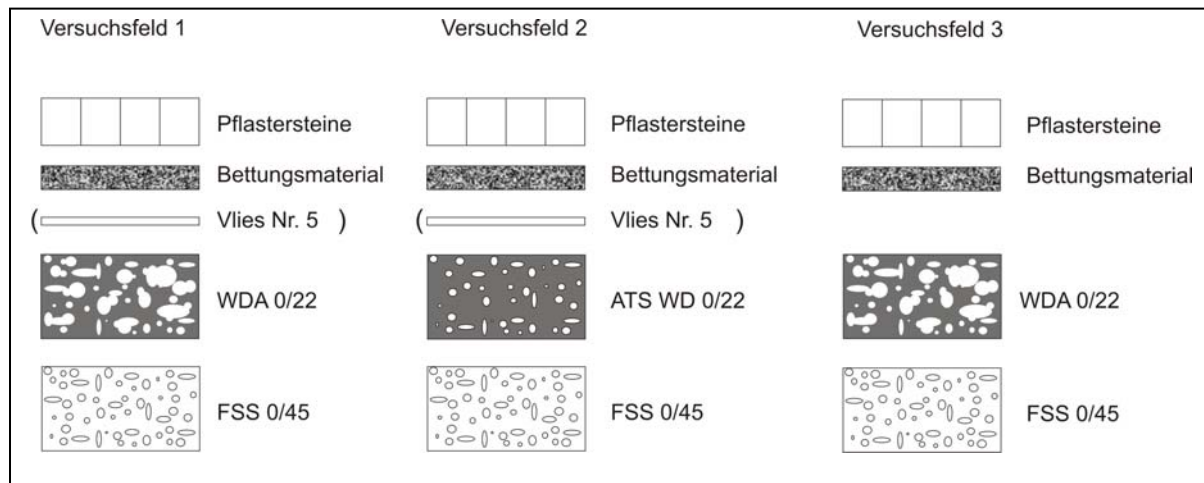


Abbildung 5-10: Oberbauvarianten in der RUB-StraP

Zweimal kam der WDA zum Einsatz, einmal mit Vlies 5 und einmal ohne Vlies. Im zweiten Versuchsfeld wurde der ATS-WD mit Vlies 5 eingebaut. Als Frostschutzschicht wurde ein Baustoffgemisch 0/45 (Bodengruppe GW) verwendet.

Der Einbau der Asphalttragschichten (s. **Abbildung 5-11**) erfolgte zweilagig in ähnlicher Weise und mit denselben Geräten wie im Feldversuchsstand.



Abbildung 5-11: Einbau des WDA in die RUB-StraP

Die Verlegung des Vlieses erfolgte nach Herstellerangaben der Fa. Naue. Die Pflasterdecke wurde nach [5] eingebaut, wobei die verwendeten Materialien denen des Feldversuchsstandes entsprachen.

5.4.2 Durchgeführte Versuche

Vor dem Einbau der Asphalttragschichten wurden zunächst der Verformungsmodul E_{V2} und die Infiltrationsrate der Frostschutzschicht zur Überprüfung der Eigenschaften ermittelt. Die Versuchsfelder wurden ohne Quergefälle eingebaut, um möglichst viel der verregneten Wassermenge in den Oberbau zu führen. Dennoch oberflächlich abfließendes Wasser wurde in einer Rinne aufgefangen und mengenmäßig erfasst. Für die Versuchsfelder wurden eine Belastung von 40 kN und eine Radgeschwindigkeit von 1 m/s gewählt. Insgesamt wurde jedes Versuchsfeld mit Radversatz 30.000 mal überrollt, wobei bei den letzten 4.500 Überrollungen jede zehnte in der mittleren Rollspur gebremst gefahren wurde. Versuchsbegleitend wurden die Vertikalverformungen der Pflasterdecke erfasst. Analog zu den Untersuchungen im Feldversuchsstand wurde der Oberbau jeweils nach 300 Zyklen zusätzlich durch Regensimulationen mit dem Bemessungsregen beansprucht. Insgesamt wurden die Versuchsfelder während des Fahrbetriebes der Straßenprüfmaschine fünfmal beregnet, was beispielhaft in der **Abbildung 5-12** zu erkennen ist.

Zu drei Messzeitpunkten wurde die Infiltrationsrate auf der Pflasterdecke ermittelt. Die Vertikalverformungen der Asphalttragschichten sowie deren Infiltrationsraten wurden beim Einbau und nach Beendigung des Fahrbetriebs gemessen. Siebanalysen vom Bettungsmaterial wurden vor Beginn und beim Ausbau der Versuchsfelder durchgeführt, um Kornzertrümmerungseffekte zu erfassen. Ebenfalls beim Ausbau wurden vier Bohrkern (\varnothing 150 mm) aus den Asphalttragschichten zur



Abbildung 5-12: Regensimulation während des Fahrbetriebs

Durchführung von Kontrollprüfungen entnommen. Dabei entstammten jeweils zwei Bohrkerne der belasteten Rollspur, zwei wurden den weniger belasteten Randbereichen entnommen. An allen Bohrkerne wurde die Eindringtiefe von feinen Gesteinskörnungen visuell erfasst. Das Vlies wurde hinsichtlich Beschädigungen untersucht.

5.5 Versuchsstrecke in Frankfurt am Main

5.5.1 Allgemeines

Ausgehend von den bis dahin erzielten Laborergebnissen wurde in Absprache mit dem Projektbegleitenden Ausschuss festgelegt, dass zwei Oberbauvarianten in die Versuchsstrecke eingebaut werden sollen, so dass eine Länge der Versuchsstrecke größer 100 m angestrebt wurde. Für beide Varianten sollte der WDA als Asphalttragschicht verwendet werden, in einem Falle mit darüber liegendem Vlies, im anderen Falle ohne. Die Verkehrsbelastung sollte mindestens einer Bauklasse III entsprechen. Bedauerlicherweise konnte für einen längeren Zeitraum keine Strecke in näherer und weiterer Umgebung von Bochum gefunden werden, die die genannten Kriterien erfüllte. Letztlich konnte der Baubezirk West des Straßenbauamtes der Stadt Frankfurt a. M. eine geeignete Strecke zur Verfügung stellen, die im Zeitraum vom 4. Oktober 2005 bis 15. November 2005 von der Fa. J. Kloth GmbH, Dietzenbach gebaut wurde. Die Strecke befindet sich im Westen von Frankfurt im Stadtteil Unterliederbach (s. **Abbildung 5-13**).

Es handelt sich dabei um einen etwa 120 m langen gepflasterten Abschnitt einer Straße, in der sich auf jeder Seite eine Bushaltestelle befindet. Eine Bushaltestelle liegt dabei im gepflasterten Bereich. Die Pflasterfläche beträgt rund 870 m².



Abbildung 5-13: Lage der Versuchsstrecke

Die Liederbacher Straße wurde bereits im Jahr 1993 in der Bauweise „Pflasterdecke auf Asphalttragschicht“ gebaut. Bald jedoch entstanden Schäden in Form von Spurrinnen und Pflastersteinverschiebungen. An einigen Stellen konnte augenscheinlich vermutet werden, dass vorhandenes Bettungsmaterial unter der Verkehrsbeanspruchung zermahlen worden war und vermutlich aufgrund unzureichender Versickerungsfähigkeit der darunter liegenden Schichten durch den Pumpeffekt an die Oberfläche gelangt war. Eine solche Stelle ist in der **Abbildung 5-14** dargestellt.



Abbildung 5-14: Vorhandenes Schadensbild in der Liederbacher Straße (an die Oberfläche gespültes Bettungsmaterial)

Im Januar 2005 erklärte sich die Stadt Frankfurt a. M. bereit, die Sanierung der Liederbacher Straße als Versuchsstrecke zur Verfügung zu stellen. Dieser Zusage folgte ein Ortstermin, bei dem die vorhandenen Infiltrationsraten der einzelnen Schichten des Oberbaus mit Hilfe des Tropfinfiltrimeters ermittelt wurden. Dabei stellte sich heraus, dass sowohl die vorhandene Asphalttragschicht als auch die Frostschutzschicht und das Planum nicht ausreichend versickerungsfähig ausgeführt waren. Eine Entnahme des Bettungsmaterials an zwei Stellen zeigte außerdem, dass gerade im Bushaltestellenbereich ein Zermahlen des Bettungsmaterials stattgefunden hatte. Im Rahmen der Ausschreibung wurde dann der in der **Abbildung 5-15** dargestellte Oberbau für die Bauklasse III festgelegt.

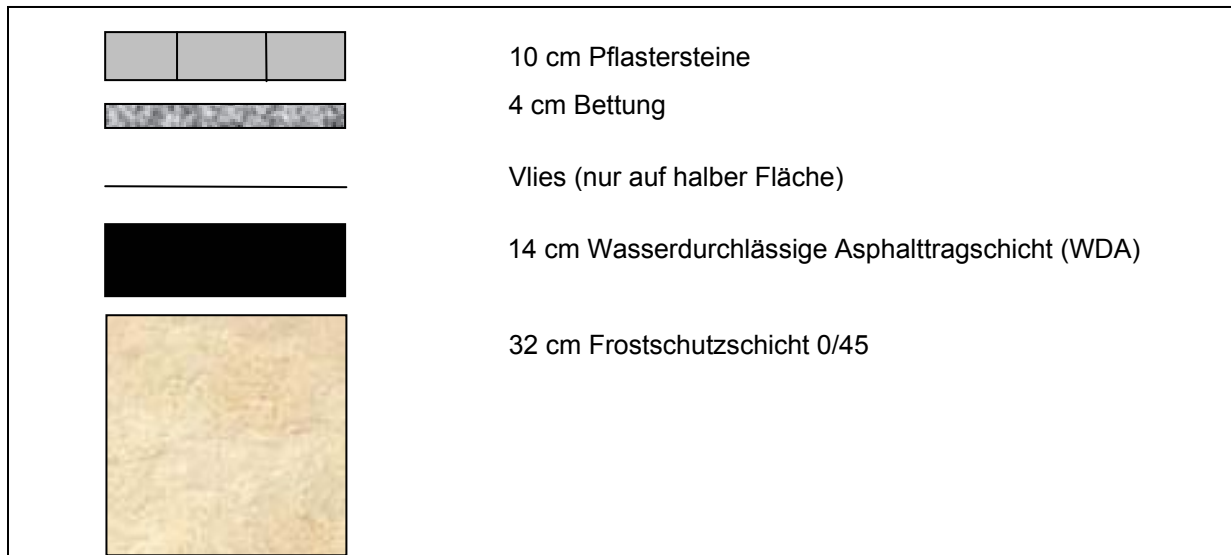


Abbildung 5-15: Geplanter Oberbau für die Liederbacher Straße

Für das Planum war zusätzlich der Einbau einer Tiefendränage vorgesehen. Das Vlies wurde nur auf der halben Länge der Strecke verlegt. Bei dem Bettungs- und Fugenmaterial handelte es sich um eine Gesteinskörnung 0/5 aus Basalt. Für die Frostschutzschicht wurde ebenfalls Basalt verwendet. Die vorhandenen Pflastersteine „Tegula gerumpelt“ konnten wieder verwendet werden, wobei defekte Steine ausgetauscht wurden. Für die Herstellung der Pflasterdecke war das Verfahren nach [5] vorgesehen, wobei der Fugenschluss mit feiner Gesteinskörnung 0/2 aus Basalt erfolgte. Die Fugenbreite sollte 3 mm betragen. Dabei wurde auf eine maschinelle Verlegung der Pflastersteine verzichtet. Für die oberflächliche Entwässerung der Pflasterdecke wurde ein einseitiges Quergefälle von 3 % ausgeführt und Einläufe an einer Straßenseite vorgesehen.

Der Einbau der wasserdurchlässigen Asphalttragschicht erfolgte maschinell durch die Fa. Jost, Weilmünster, die über eine eigene Mischanlage und einen angegliederten Steinbruch verfügt. Mit den dort vorhandenen Gesteinskörnungen wurde auch im Vorfeld des Einbaus eine Eignungsprüfung im Laboratorium des Forschungsnehmers erstellt. Zum Einsatz kamen grobe und feine Gesteinskörnungen aus Diabas. Als Füller wurde ein Kalksteinmehl verwendet. Alle Gesteinskörnungen unterlagen einer Güteüberwachung gemäß [29] und waren für den Einsatz geeignet. Die statische Verdichtung wurde mit einer 8-t-Tandemwalze der Fa. Bomag ausgeführt. Der Transport erfolgte mit abgedeckten LKW und dauerte ca. 45 Minuten. Am Einbautag betrug die Außentemperatur bei trockenem Wetter 11 °C.

5.5.2 Überwachung und Betreuung der Versuchsstrecke

Baubegleitend zum Einbau wurden an den einzelnen Schichten des Oberbaus umfangreiche Kontrollprüfungen durchgeführt, die die Anzahl der erforderlichen

Kontrollprüfungen teilweise überschritten. Die Anzahl der einzelnen Prüfungen, die Prüforte bzw. Entnahmestellen und die Prüfbezeichnungen können den Lageplänen und Tabellen im **Anhang B** entnommen werden.

Zunächst wurden die Tragfähigkeit und die Ebenheit des Planums gemäß den ZTV E-StB 94 [31] überprüft.

Auf der Frostschuttschicht wurden Lastplattendruckversuche nach [32], Verdichtungskontrollen mit dem Densitometer und Ebenheitsmessungen mit der 4-m-Latte durchgeführt. Des Weiteren wurden die Korngrößenverteilung ermittelt, die profilgerechte Lage und die Einbaudicken gemessen. Außerdem wurde die Infiltrationsrate mit dem Tropfinfiltrimeter bestimmt.

Beim Einbau des WDA wurde die Temperatur des Mischguts gemessen sowie Proben für weitere Untersuchungen (s. [3]) im Laboratorium entnommen. Des Weiteren wurden die Ebenheit, die profilgerechte Lage und die Infiltrationsrate bestimmt. Aus der fertigen Tragschicht wurden im Rahmen der Kontrollprüfung außerdem vier Bohrkerne entnommen.

Beim Einbau des Vlieses galt die Aufmerksamkeit vor allem den Überlappungsbereichen und der sachgerechten Verlegung des Vlieses.

Bezüglich der Pflasterdecke wurden Siebanalysen vom Bettungsmaterial durchgeführt sowie die Bettungsdicken und Fugenbreiten gemessen. Augenscheinlich wurde der Fugenverlauf überwacht. Nach Fertigstellung der Decke wurden die Infiltrationsraten und die Ebenheiten gemessen.

Die Betreuung der Versuchsstrecke sollte im Rahmen des Forschungsprojektes ein Jahr lang erfolgen.

Im Dezember 2005 erfolgte eine augenscheinliche Kontrolle der Versuchsstrecke, die sich zu dem Zeitpunkt in einem sehr guten Zustand befand. Aufgrund des dauerhaften Frostes im Winter 2005/2006 fand die nächste Begutachtung der Strecke erst am 31.03.2006 statt. Zu diesem Termin wurden die Ebenheiten gemessen und an drei Stellen die Infiltrationsrate der Pflasterdecke ermittelt. Die weiteren Ortstermine in Unterliederbach sind zusammen mit den durchgeführten Untersuchungen an der Pflasterdecke und dem WDA in den **Tabellen 5-4** und **5-5** aufgeführt.

Tabelle 5-4: Ortstermine und durchgeführte Untersuchungen an der Pflasterdecke

Datum	Pflasterdecke		
	Infiltrationsrate	Bettungsmaterial	Ebenheit
31.03.2006	3	0	5q, 3l
11.05.2006	3	1	5q, 3l
13.07.2006	3	0	5q, 3l
07.09.2006	3	0	5q, 3l
28.09.2006	3	0	5q, 3l
08.11.2006	3	3	5q, 3l

Tabelle 5-5: Ortstermine und durchgeführte Untersuchungen am WDA

Datum	WDA/ Vlies		
	Infiltrationsrate	BK	Begutachtung
11.05.2006	1	1	1
28.09.2006	3	3	1

Da es weder möglich noch sinnvoll im Sinne der Dauerhaftigkeit der Strecke war, bei jedem Ortstermin die Pflasterdecke zu öffnen, wurde der Großteil der Untersuchungen an der Pflasterdecke durchgeführt. Siebanalysen am Bettungsmaterial sollten eventuelle Kornzertrümmerungen aufzeigen.

6 Darstellung und Auswertung der Versuchsergebnisse

6.1 Allgemeines

Sowohl die Mischgutherstellung als auch die Versuche im Laboratorium wurden unter Wiederholbedingungen durchgeführt. Mit Hilfe des Ausreißertests nach [33] konnten stark abweichende Messwerte innerhalb einer Messreihe ausgeschlossen werden. Nach dem Ausschluss wurden als Ergebnis der Untersuchung der arithmetische Mittelwert und die Standardabweichung berechnet. Weitere statistische Auswertungen sind aufgrund der limitierten Anzahl von Messergebnissen innerhalb der einzelnen Versuche nicht sinnvoll.

6.2 Ergebnisse der erweiterten Eignungsprüfungen

In der **Tabelle 6-1** sind die Mischguteigenschaften der einzelnen Gemische zusammengefasst aufgeführt. Der **Anhang A** enthält die einzelnen Ergebnisse der Eignungsprüfungen.

Tabelle 6-1: Mischguteigenschaften der drei Mischgutarten

		„ATS“	ATS-WD	WDA
Bindemittelgehalt	[M.-%]	3,9	4,2	4,2
Bindemittelart	[-]	50/70	50/70	50/70
Raumdichte	[g/cm ³]	2,443	2,260	2,106
Hohlraumgehalt	[Vol.-%]	6,0	10,5	16,3
Marshall – Stabilität	[kN]	10,3	4,4	4,2
Marshall – Fließwert	[mm]	3,7	1,7	3,3
EP RuK	°C	50,4	50,6	50,2

Deutliche Unterschiede bestehen im Hohlraumgehalt und damit auch in der Marshall-Stabilität. Auffällig ist, dass der Marshall-Fließwert der Gemische „ATS“ und WDA in einer ähnlichen Größenordnung liegt, dagegen der Marshall-Fließwert des Gemisches ATS-WD nur etwa halb so groß ist. Hinsichtlich der Marshall-Stabilität ist der WDA bei der Mischgutart B einzuordnen, wobei im aktuellen Entwurf von [26] keine Anforderungen an die Marshall-Stabilität oder den Marshall-Fließwert gestellt werden.

Zur Auswertung der Ergebnisse der Druckschwellversuche wird als Kriterium zunächst die Dehnungsrate im Wendepunkt der Impulskriechkurve ε_w^* [% $\cdot 10^{-4}/h$] herangezogen. Die ermittelten Dehnungsraten sind für die drei Asphaltarten in der **Abbildung 6-1** als Mittelwerte zusammen mit der jeweiligen Standardabweichung dargestellt. Dabei ist zu erkennen, dass der ATS-WD eine deutlich höhere Dehnungsrate aufweist als die beiden anderen Gemische. Außerdem konnte hier nur ein Probekörper (aufgrund von vorzeitigem Versagen der übrigen Probekörper) für die Auswertung verwendet werden. Zwischen den Gemischen „ATS“ und WDA existiert

nur ein vergleichsweise geringer Unterschied, was jedoch darüber hinwegtäuscht, dass einer von drei Probekörpern des WDA bereits nach 6150 Lastwechseln eine Dehnung von 40 ‰ überschritt. Offensichtlich finden bei derartig wasserdurchlässig konzipierten Gemischen unter der Belastung im Druckschwellversuch eher Kornumlagerungsprozesse statt, die teilweise ein ähnliches Verformungsverhalten wie bei konventionellen Asphalttragschichten vortäuschen. Der Versuch erlaubt wahrscheinlich keinen zuverlässigen Vergleich der wasserdurchlässigen Asphalttragschichten mit denen nach [3], da scheinbar auch keine Abhängigkeit der Dehnungsrate im Wendepunkt vom Hohlraumgehalt gegeben ist.

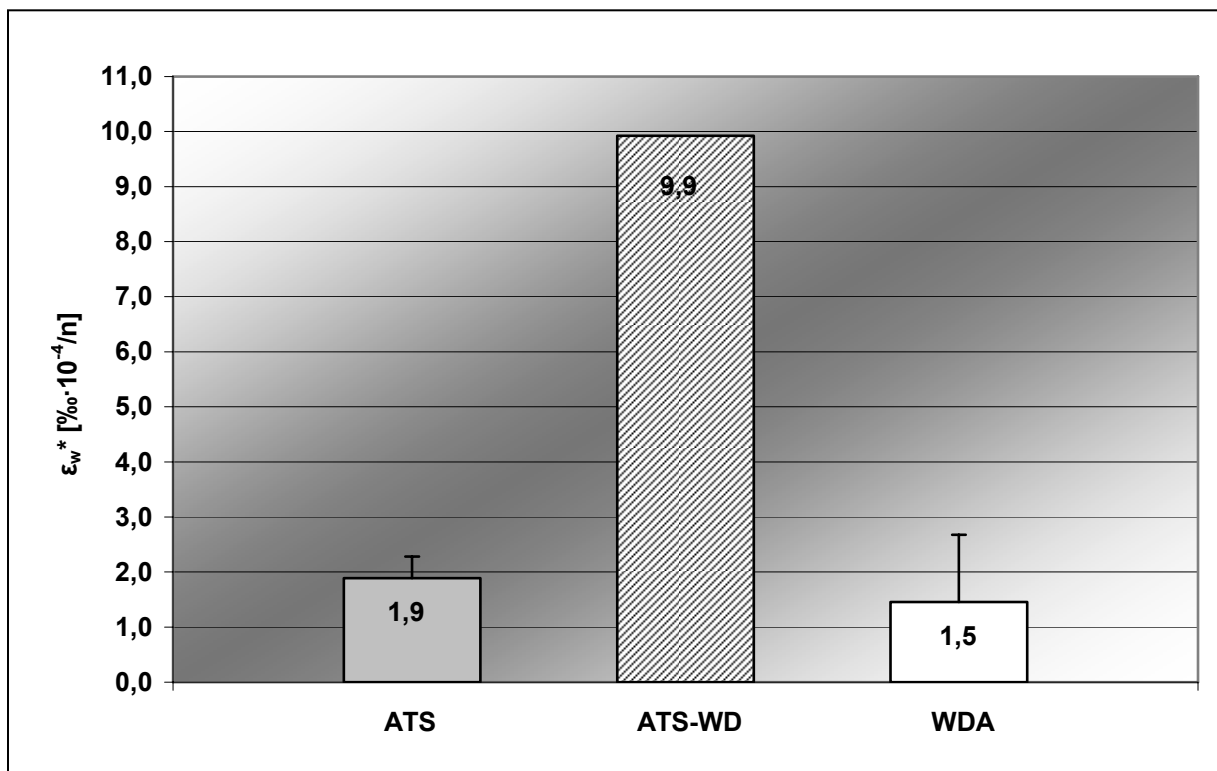


Abbildung 6-1: Im Druckschwellversuch ermittelte Dehnungsraten im Wendepunkt

Zur Prüfung der Standfestigkeit wurden Spurbildungsversuche durchgeführt, deren Ergebnisse in der **Abbildung 6-2** veranschaulicht sind. Es zeigt sich ein ähnliches Bild wie bei den einaxialen Druckschwellversuchen. Trotz eines Unterschiedes im Hohlraumgehalt von etwa 10 Vol.-% erzielt der WDA die geringste Spurrinnentiefe von 4,1 mm. Beim „ATS“ beträgt die Spurrinnentiefe nach 20.000 Lastwechseln 4,4 mm. Bei der Mischgutvariante ATS-WD musste der Versuch aufgrund der erreichten hohen Spurrinnentiefe vorzeitig abgebrochen werden. Auch in diesem Fall können die Ergebnisse nur vergleichend beurteilt werden, da auch hier wie im Druckschwellversuch ein Bewertungshintergrund für Asphalttragschichten fehlt. Wie bei den einaxialen Druckschwellversuchen stellt sich hier die Frage, ob durch diesen Versuch eine zuverlässige Beurteilung der drei Mischgutarten bezüglich ihres Ver-

formungswiderstandes erfolgen kann, da scheinbar auch zwischen den Gemischen nach [3] starke Unterschiede bestehen und anhand der Verfahren angezweifelt werden muss, dass für alle nach [3] konzipierten Gemische ein ausreichender Verformungswiderstand erzielt wird. Aus der Praxis sind jedoch keine nennenswerten Verformungsprobleme solcher Tragschichten bekannt.

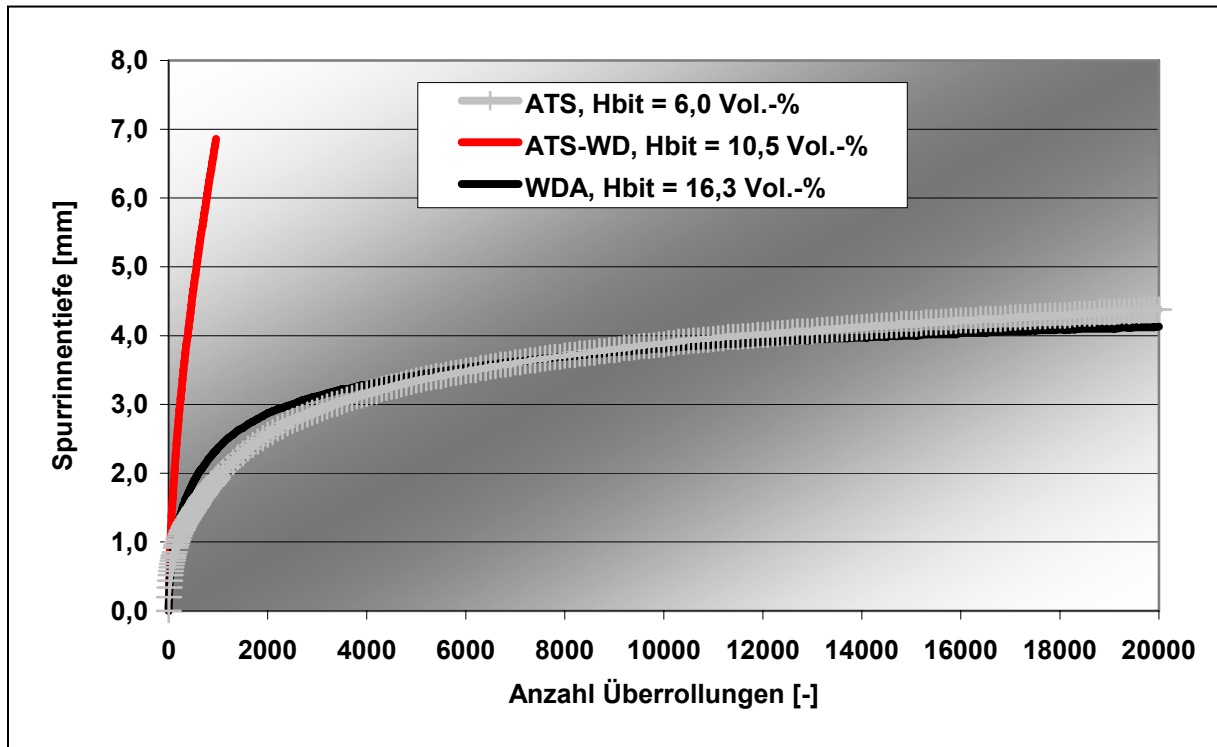


Abbildung 6-2: Ermittelte Spurrinnentiefen der drei Asphaltgemische bei 50 °C

Die Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit führte zu dem Ergebnis, dass zwischen dem Hohlraumgehalt allein und der Wasserdurchlässigkeit K_v keine direkte Abhängigkeit besteht, was durch die geringen Wasserdurchlässigkeiten des ATS-WD bewiesen wird. Vielmehr sind die Hohlraumstruktur bzw. das Vorhandensein kommunizierender Hohlräume entscheidend.

Den Zusammenhang zwischen dem Hohlraumgehalt und der Wasserdurchlässigkeit für die drei Asphalte zeigt die **Abbildung 6-3**. Dabei sind jeweils die Mittelwerte der Probekörper aus zwei Einzelversuchen dargestellt.

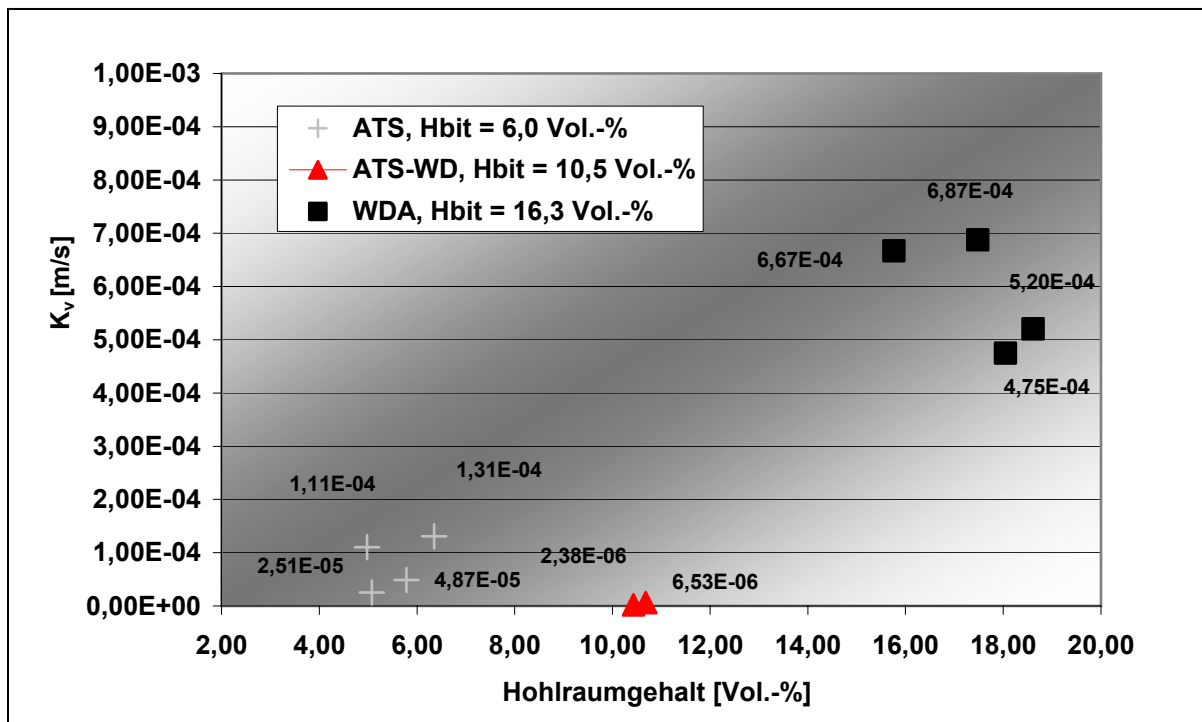


Abbildung 6-3: Ergebnisse der Wasserdurchlässigkeitsversuche nach DIN EN 12697-19 [25]

Der WDA ist erwartungsgemäß am durchlässigsten und erzielt Werte, die oberhalb der Anforderungen für wasserdurchlässige Befestigungen liegen. Auch vom „ATS“ werden gute Werte für K_v erreicht. Dabei ist zu beachten, dass für diesen Versuch derzeit kein Bewertungshintergrund vorliegt, so dass angenommen wird, dass K_v mit k_f gleichzusetzen ist, obwohl die Versuchsdurchführung sich deutlich unterscheidet. In [34] wird zudem festgestellt, dass die Wasserdurchlässigkeit abhängig ist von der Herstellungsart der Probekörper, so dass sich vermuten lässt, dass an Bohrkernen aus im Walzsegmentverdichter hergestellten Asphaltprobekörpern höhere Wasserdurchlässigkeiten erzielt werden, als es hier für Marshall-Probekörper der Fall war.

6.3 Ergebnisse der Untersuchungen an Geokunststoffen

In der **Abbildung 6-4** sind zunächst die Ergebnisse der Ermittlung des Verschiebungswiderstands zwischen den Geotextilien und der Asphalttragschicht in Abhängigkeit von der Belastungsrichtung dargestellt. Die Bezeichnung „längs“ steht dabei für eine Belastung in Produktionsrichtung des Geotextils, „quer“ steht folglich für eine Belastung quer zur Produktionsrichtung. Analog enthält die **Abbildung 6-5** die Werte für die Dränmatten in Abhängigkeit von der Beanspruchungsrichtung und im Vergleich zu den Mittelwerten der Geotextilien.

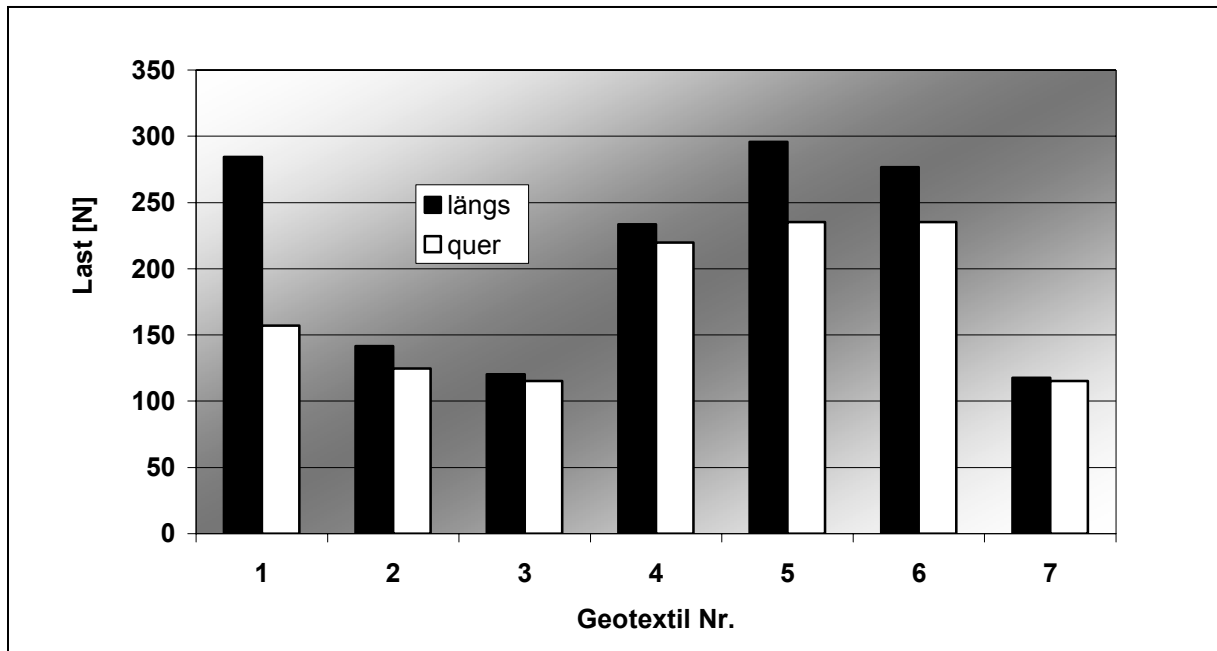


Abbildung 6-4: Maximal aufnehmbare Lasten der Geotextilien in und quer zur Produktionsrichtung

Es wird deutlich, dass alle Vliese (1-6) eine höhere Last in Produktionsrichtung aufnehmen können. Beim Bändchengewebe sind die Unterschiede nur marginal. Eine Abhängigkeit von der Geotextilrobustheitsklasse ist nicht gegeben. Die beiden thermisch verfestigten Vliese (2 und 3) können weniger Last aufnehmen als die mechanisch verfestigten und sind von der Höhe der Lastaufnahme mit dem Bändchengewebe (7) vergleichbar.

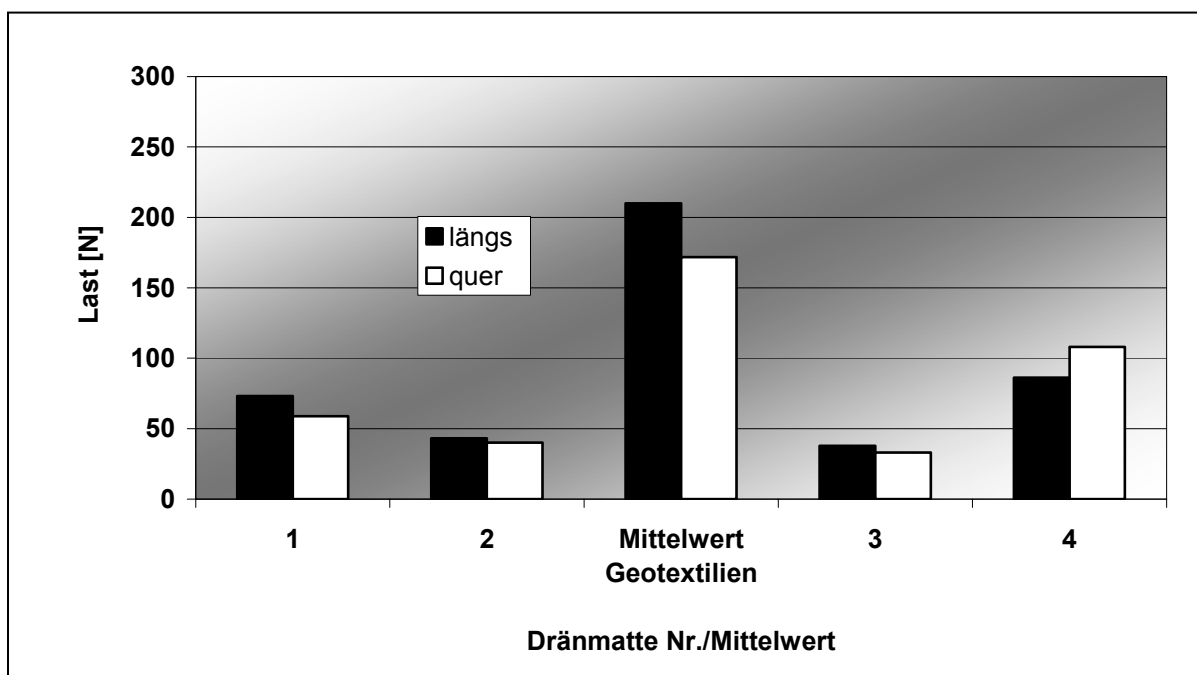


Abbildung 6-5: Maximal aufnehmbare Lasten der Dränmatten in und quer zur Produktionsrichtung

Bei den Dränmatten 1 bis 3 zeigt sich ein ähnliches Bild wie bei den Geotextilien. Auch sie können in Produktionsrichtung eine höhere Last aufnehmen, was bei diesen Verbundstoffen dem Vlies zuzuschreiben ist, da die Polyesterkerne als nahezu dehnsteif angenommen werden können. Anders verhält es sich bei der Dränmatte 4, die nicht mit einem Vliesstoff ausgestattet ist. Sie kann quer zur Produktionsrichtung höhere Lasten aufnehmen. Insgesamt können die Dränmatten aufgrund ihrer Struktur, die weniger Verformungen zulässt, geringere Lasten aufnehmen als die Geotextilien, was durch den Vergleich mit den Mittelwerten der Geotextilien in und quer zur Produktionsrichtung deutlich wird. Eine Abhängigkeit von der Geotextilrobustheitsklasse existiert insofern, dass Dränmatte 4 deutlich bessere Ergebnisse erzielt als Dränmatte 3. Zu den beiden anderen Dränmatten gab es keine Herstellerangaben.

Die **Abbildung 6-6** enthält die Mittelwerte der von den Vliesen aufnehmbaren Lasten in Abhängigkeit von der Verschiebung. Im Vergleich dazu ist außerdem der Mittelwert der Last-Verschiebungskurven bei Erzeugung einer Scherfuge zwischen Pflastersteinen und Bettung auf Vlies (Bezeichnung: Mittelwert P-B-V) und die ermittelte Last-Verschiebungskurve zwischen zwei Vliesen bei vollflächiger Überlappung der Vliese dargestellt.

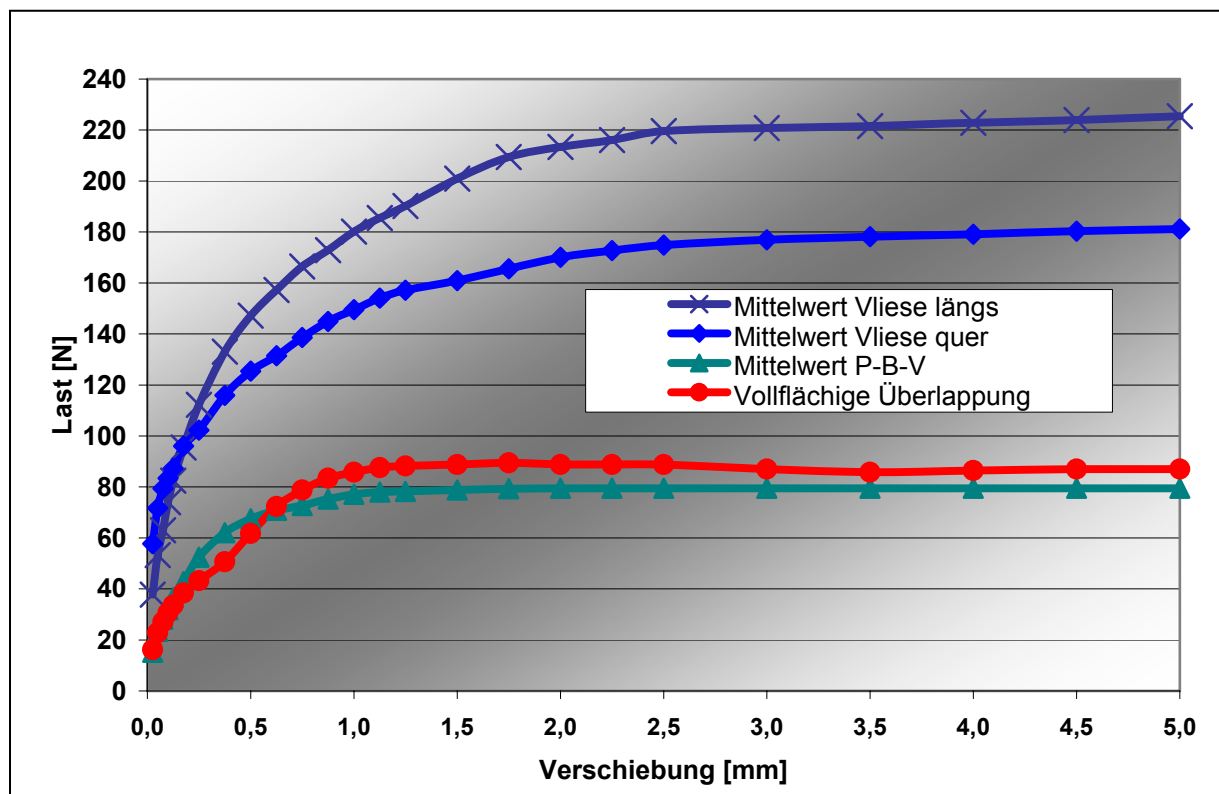


Abbildung 6-6: Vergleich der Scherwiderstände zwischen Vlies und Asphalt, Pflastersteinen und Bettung sowie bei vollflächiger Überlappung

Sowohl bei einer Beanspruchung der Vliese in als auch quer zur Produktionsrichtung ist der Scherwiderstand deutlich höher als der Scherwiderstand zwischen Pflaster-

steinen und Bettung. In ähnlicher Größenordnung wie der Scherwiderstand zwischen Pflastersteinen und Bettung liegt der Scherwiderstand zweier Vliese untereinander. Das bedeutet, dass selbst in den Überlappungsbereichen der Vliese keine zusätzliche Scherfuge im Oberbau entsteht, so dass das Einbringen eines Vlieses aus mechanischen Aspekten nicht nachteilig ist.

Anders verhält es sich bei den Dränmatten, was die **Abbildung 6-7** zeigt.

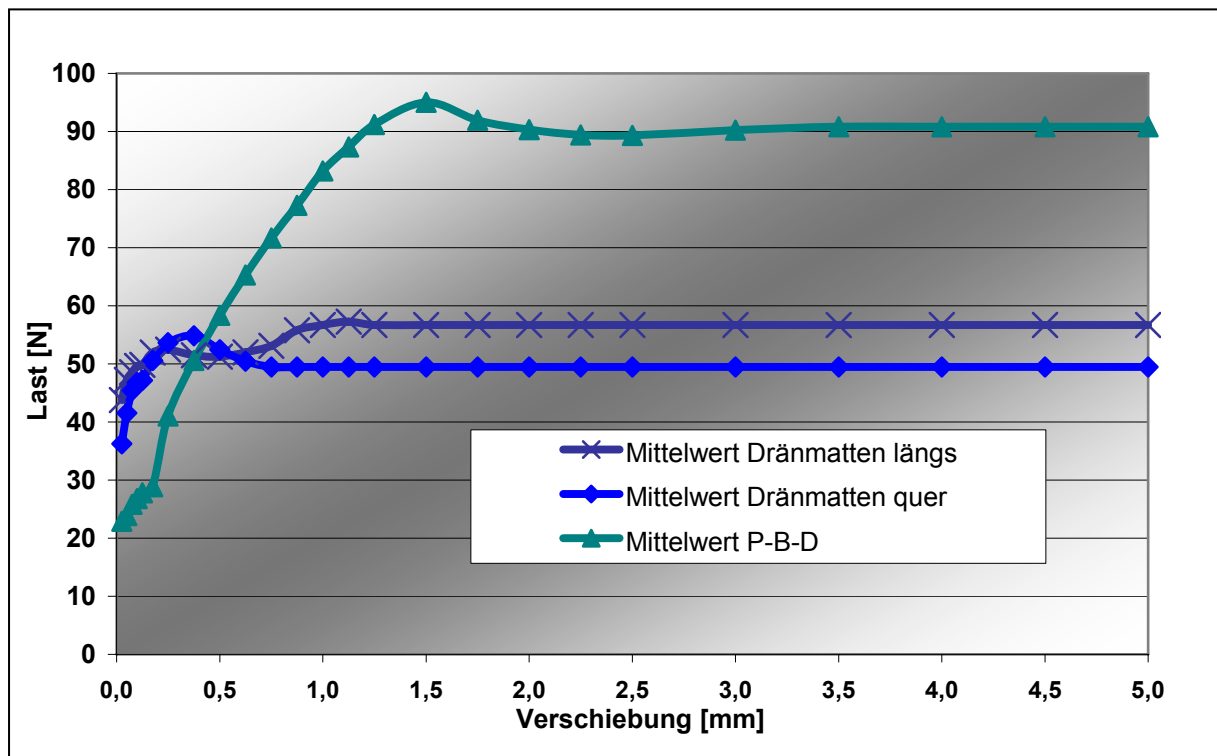


Abbildung 6-7: Vergleich der Scherwiderstände zwischen Dränmatte und Asphalt und Pflastersteinen und Bettung

Analog zur **Abbildung 6-6** sind die Mittelwerte der Last-Verschiebungskurven der Dränmatten in und quer zur Produktionsrichtung im Vergleich mit dem Mittelwert der Last-Verschiebungskurve beim Erzeugen einer Scherfuge zwischen Pflastersteinen und Bettung auf Dränmatte (Bezeichnung: Mittelwert P-B-D) dargestellt. Offensichtlich ist der Scherwiderstand zwischen Pflastersteinen und Bettung in diesem Fall höher als der zwischen Dränmatte und Asphalt. Auch augenscheinlich war während der Versuche zu erkennen, dass die auf die Polyesterkerne aufgebrachtene Vliese sich nur schlecht an die Asphaltoberfläche anpassen konnten, was bei den Geotextilien wesentlich besser funktionierte. Dies liegt vor allem an der mangelnden Verformungsfähigkeit des Verbundstoffes, der im Wesentlichen darauf ausgelegt ist, vertikalen Beanspruchungen standzuhalten. Da der dehnsteife Kern mit dem Vlies fest verbunden ist, ist kaum eine Dehnung des Vlieses möglich, was bereits auch anhand der Werte in **Abbildung 6-5** deutlich wurde. Diese Erkenntnisse führten in

Abstimmung mit dem Projektbegleitenden Ausschuss dazu, dass Varianten mit Dränmatte auf konventioneller Asphalttragschicht nach den Untersuchungen im Feldversuchsstand nicht weiter verfolgt werden sollten, da durch das Aufbringen einer Dränmatte, ohne dass diese speziell befestigt wird (beispielsweise durch Verklebung mit der Asphalttragschicht), bei Horizontalbelastung durchaus eine zusätzliche Scherfuge im Oberbau entstehen kann. Fraglich war zudem, ob die Dränwirkung der Dränmatten und auch der Geotextilien unter Belastung erhalten bleibt. Dazu wurden Versuche im Feldversuchsstand und an verschiedenen Systemen (s. **Abbildung 5-4**) durchgeführt.

Die Versuche an den Systemen ergaben zunächst sowohl für die verwendeten Geotextilien als auch für die Dränmatten, dass unter der verwendeten Belastung nur vernachlässigbar geringe Dickenänderungen auftreten.

Die Ergebnisse der Durchlässigkeitsuntersuchungen sind in der **Abbildung 6-8** als prozentuale Veränderung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwertes im Vergleich zur Anfangsdurchlässigkeit (System 1 gleich 100 %) dargestellt. Die Durchlässigkeitsbeiwerte enthält der **Anhang A**.

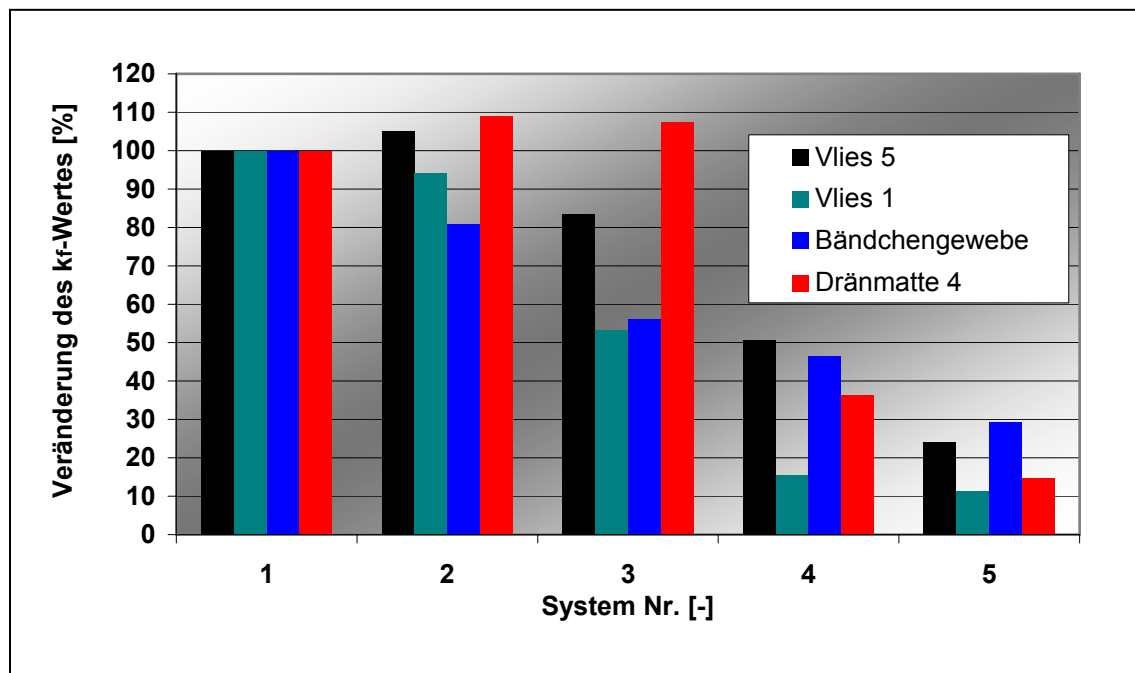


Abbildung 6-8: Prozentuale Veränderung des k_f - Wertes

Auffällig ist zunächst, dass durch das Aufbringen des Geokunststoffes nur beim Bändchengewebe ein rascher Abfall der Wasserdurchlässigkeit festzustellen ist. Bei der Dränmatte verbessert sich die Durchlässigkeit scheinbar, was an der horizontalen Wasserableitung liegt. Die Werte der beiden Vliese bewegen sich für das System 2 im Rahmen der Messtoleranzen. Während bei Vliesen und Bändchengewebe die

k_f -Werte nach der dynamischen Belastung (System 3) abnehmen, zeigt die Dränmatte aufgrund ihrer Druckstabilität kaum Veränderungen. Bei den Geotextilien zeigt das Vlies 5 die geringste Veränderung. Nach dem Aufbringen des Bettungsmaterials sinkt bei allen Geokunststoffen die Wasserdurchlässigkeit auf unter 50 % vom Ausgangswert, wobei das Vlies 1 am schlechtesten und das Vlies 5 am besten abschneidet. Nach der dynamischen Belastung (System 5) bleiben beim Vlies 5 und beim Bändchengewebe etwa 20 % der Anfangswasserdurchlässigkeit erhalten. Die schlechtesten Werte werden vom Vlies 1 erzielt, wobei es sich dabei noch um einen k_f -Wert von $4,0 \cdot 10^{-4}$ m/s handelt, was als ausreichend wasserdurchlässig gemäß [16] gilt. Da die größten Veränderungen der Wasserdurchlässigkeit durch das Aufbringen und die dynamische Belastung des Bettungsmaterials entstanden, war es von Interesse, die Korngrößenverteilungen des Bettungsmaterials in Abhängigkeit vom eingesetzten Geokunststoff im Vergleich zum Ausgangsmaterial zu untersuchen. Diesen Vergleich zeigt die **Abbildung 6-9**.

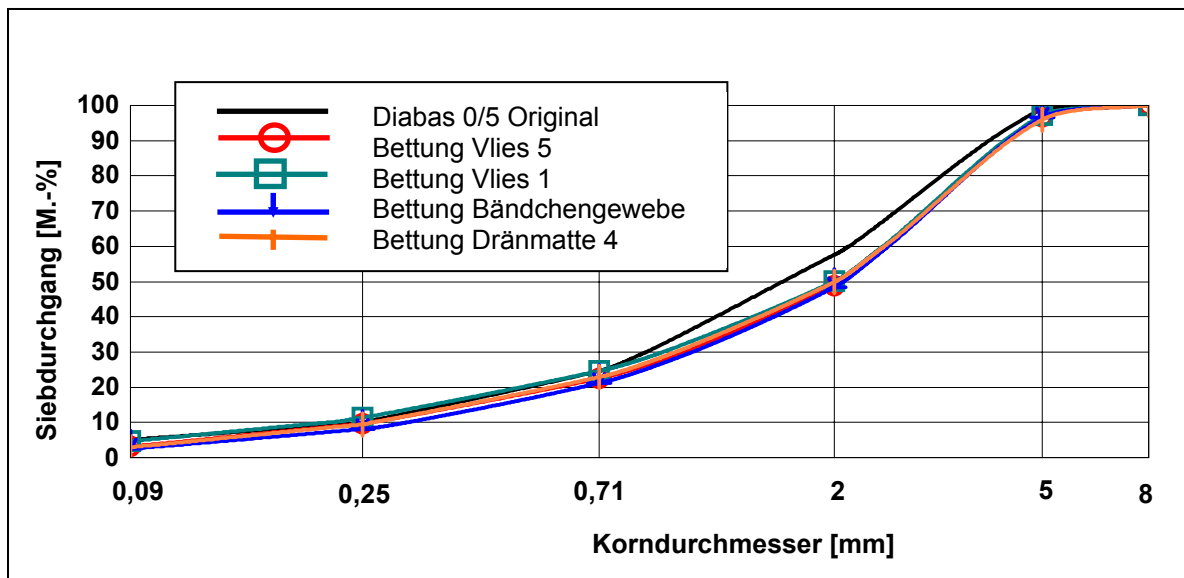


Abbildung 6-9: Vergleich der Korngrößenverteilungen des Bettungsmaterials im Ausgangszustand und nach Beendigung der Versuche

Die Bezeichnung „Diabas 0/5 Original“ steht für das ursprünglich aufgebrauchte Material. Vermutungen, dass durch die dynamische Belastung und das durchströmende Wasser Kornzertrümmerungs- und Ausspüleffekte auftreten, werden hier zum Teil bestätigt. Kornzertrümmerungen treten dabei vor allem im Bereich 0,71 bis 5 mm auf. Dass zusätzlich ein Anteil feiner Gesteinskörnungen durch den Geokunststoff gespült wird, wird daran deutlich, dass es auch keine Zunahme im Siebdurchgang in den Kornklassen $\leq 0,71$ mm gibt. Die Effekte sind nahezu unabhängig vom verwendeten Geokunststoff, wobei die geringsten Ausspüleffekte scheinbar beim Vlies 1 auftreten. Das deckt sich mit der Beobachtung, dass für dieses Vlies die geringsten Durchlässigkeiten im System 5 erreicht wurden.

6.4 Ergebnisse der Untersuchungen im Feldversuchsstand

Die erzielten Ergebnisse sind im Folgenden getrennt für die beiden Versuchsfelder dargestellt. Nach dem Einbau der Frostschutzschicht wurde ihre Infiltrationsrate gemessen, um sicherzustellen, dass kein Wasseraufstau in der Asphalttragschicht aufgrund der mangelnden Versickerungsfähigkeit der Frostschutzschicht entsteht. Es wurde eine Infiltrationsrate von 1441 l/s·ha ermittelt. Die Infiltrationsrate beim Einbau der Asphalttragschicht wurde aufgrund der Homogenität der Felder nur einmal bestimmt. Nach Abschluss der Belastung wurde in jedem Drittel des Feldes die Infiltrationsrate ermittelt und jeweils ein Bohrkern entnommen.

6.4.1 Versuchsfeld 1 – Pflasterdecke auf Vlies und WDA

Nach dem Einbau und vor dem Ausbau des WDA wurde die Infiltrationsrate gemessen. Dabei ergaben sich die in der **Abbildung 6-10** dargestellten Werte für das gedrittete Versuchsfeld.

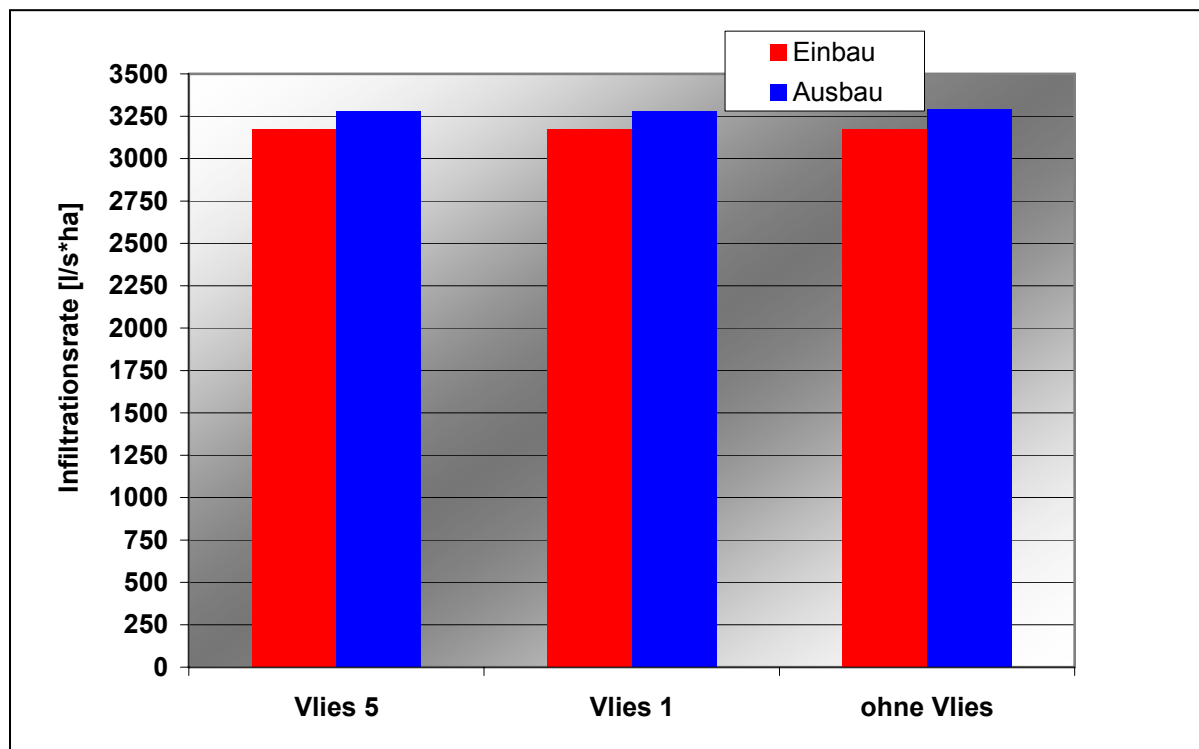


Abbildung 6-10: Infiltrationsraten des WDA beim Einbau und vor dem Ausbau

Zwischen Ein- und Ausbau gab es nahezu keine Veränderungen und auch keine Abhängigkeit vom verwendeten Vliesstoff. Auch die Variante ohne Vlies lieferte gute Ergebnisse. Die scheinbar höheren Infiltrationsraten ergeben sich dadurch, dass bei 3.000 l/s·ha (ca. $3 \cdot 10^{-4}$ m/s) der Messbereich des Gerätes endet. Der WDA gewährleistet unter diesen Belastungsbedingungen eine zuverlässige Wasserableitung. Die Eindringtiefe von feinen Gesteinskörnungen in den Asphalt war bei den Vliesen nahezu gleich mit 4,1 bzw. 4,3 mm. Bei der Variante ohne Vlies betrug die Eindring-

tiefe 7,4 mm, was sich aufgrund der Größe der Hohlräume nicht nachteilig ausgewirkt hatte. Der Verdichtungsgrad lag im Mittel bei 100 %, wobei sich im Mittel ein Hohlraumgehalt von 17,4 Vol.-% ergab. Das lag an der Zusammensetzung des von der Mischanlage gelieferten Mischguts, was einen höheren Splittanteil besaß als in der Eignungsprüfung vorgesehen. Da es sich bei dem Mischgut für das Versuchsfeld 1 im Feldversuchsstand und im Versuchsfeld 1 in der RUB-StraP um Material aus einer Lieferung handelt, wird darauf im Kapitel 6.5.1 näher eingegangen.

Bei den ermittelten Infiltrationsraten für die Pflasterdecke ergaben sich deutliche Unterschiede in Abhängigkeit vom Vlies, was die **Abbildung 6-11** zeigt.

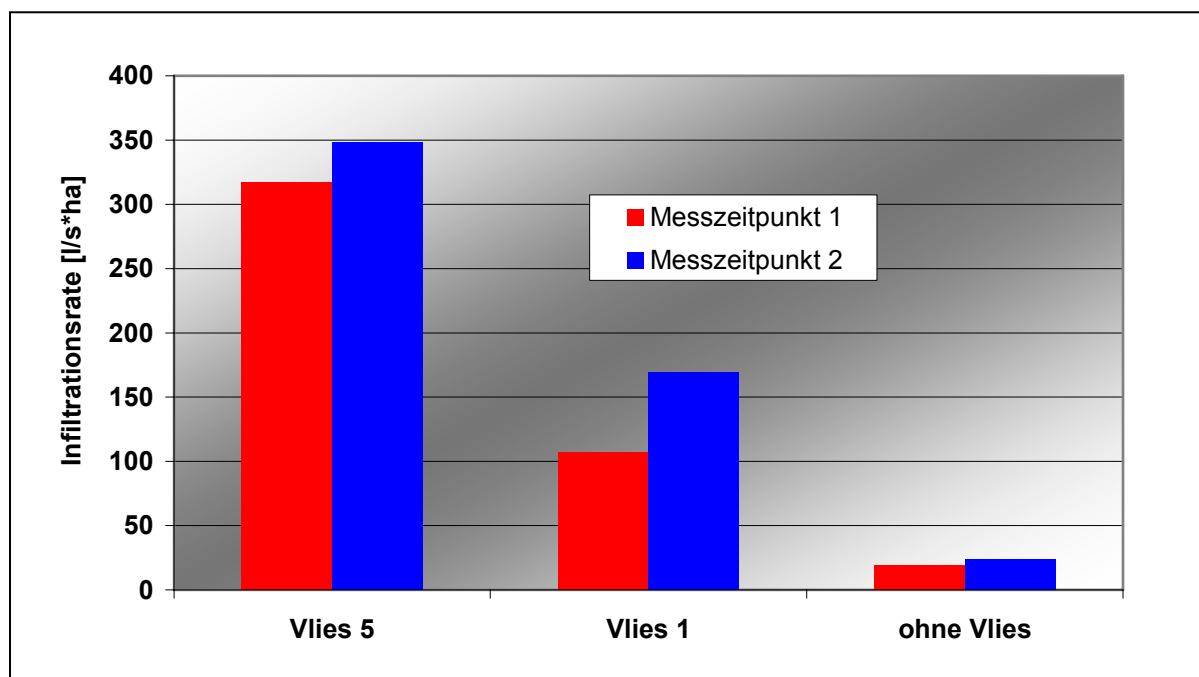


Abbildung 6-11: Ermittelte Infiltrationsraten auf der Pflasterdecke

Der Messzeitpunkt 1 liegt dabei nach zwei Belastungszyklen, der Messzeitpunkt 2 nach 5 Belastungszyklen. Die Zunahme der Infiltrationsrate bei allen drei Varianten zum Messzeitpunkt 2 lässt sich dadurch erklären, dass Fugen- und Bettungsmaterial durch die Belastung nachverdichtet wurden und dass auch ein Ausspülen von feinen Gesteinskörnungen stattgefunden hat. Auf ein Nachfugen wurde bewusst verzichtet, um die durch die Belastung auftretenden Effekte zu verstärken. Darüber hinaus können so praxisnähere Aussagen getroffen werden, da ein sehr häufiger Mangel bei höher belasteten Pflasterdecken teilweise geleerte Fugen sind, wodurch schädigende Effekte aus Regen- und Verkehrsbelastung begünstigt werden. Die Pflasterdecke über dem Vlies 1 weist dabei die höchste Infiltrationsrate auf, wobei die Variante ohne Vlies die niedrigste besitzt. Dies kann auf einbaubedingte lokale Unterschiede (Fugenbreite, Fugenfüllung) zurückgeführt werden.

Deshalb wurden Siebanalysen am Bettungsmaterial vor dem Einbau und nach dem Ausbau durchgeführt und miteinander verglichen. Diese sind in der **Abbildung 6-12** veranschaulicht. Hierbei stellte sich heraus, dass Kornzertrümmerungen stattfanden und ein Großteil der feinen Gesteinskörnungen ausgespült wurde. Bei den Varianten mit Vlies wurde insgesamt mehr ausgespült, da diese auch eine höhere Infiltrationsrate besitzen. Positiv war dabei, dass die Vliessporen sich nicht vollständig zusetzten.

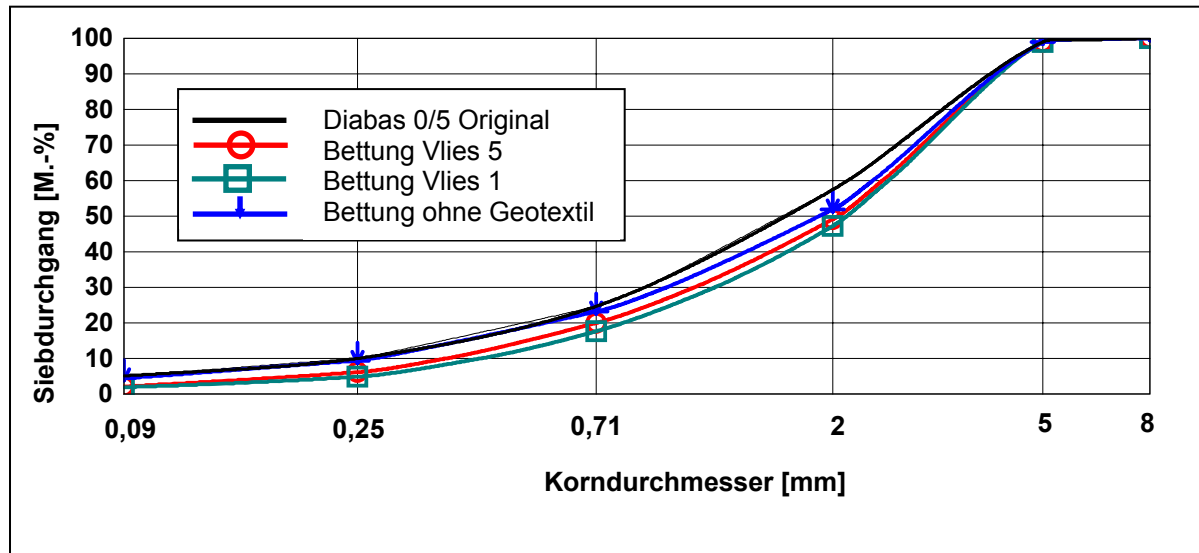


Abbildung 6-12: Korngrößenverteilung des Bettungsmaterials der unterschiedlichen Varianten vor und nach Belastung im Versuchsfeld 1

Die Diagramme zeigen damit anschaulich den bekannten Zusammenhang zwischen der durch die Pflasterdecke eindringenden Wassermenge und der Stärke von Ausspül- und Kornzertrümmerungseffekten.

6.4.2 Versuchsfeld 2 – Pflasterdecke auf Vlies/ Dränmatte und „ATS“

Nach dem Einbau der Asphalttragschicht wurde die Infiltrationsrate ermittelt. Diese ist im Vergleich zu den Infiltrationsraten für die „ATS“ nach allen Belastungszyklen in der **Abbildung 6-13** dargestellt. Obwohl eine hohe Anfangsinfiltrationsrate erreicht wird, die im ähnlichen Bereich liegt wie beim WDA, nehmen hier die Infiltrationsraten mit der Liegedauer deutlich ab. Die Dränmatte erzielt vor dem Ausbau etwas bessere Ergebnisse als das Vlies. Als deutlich schlechter erweist sich die Variante ohne Geokunststoff. Die Ursache ist im geringen Hohlraumgehalt der „ATS“ und der wenig kommunizierenden Hohlräume verbunden mit einem geringen Speichervolumen für eindringendes Wasser zu sehen.

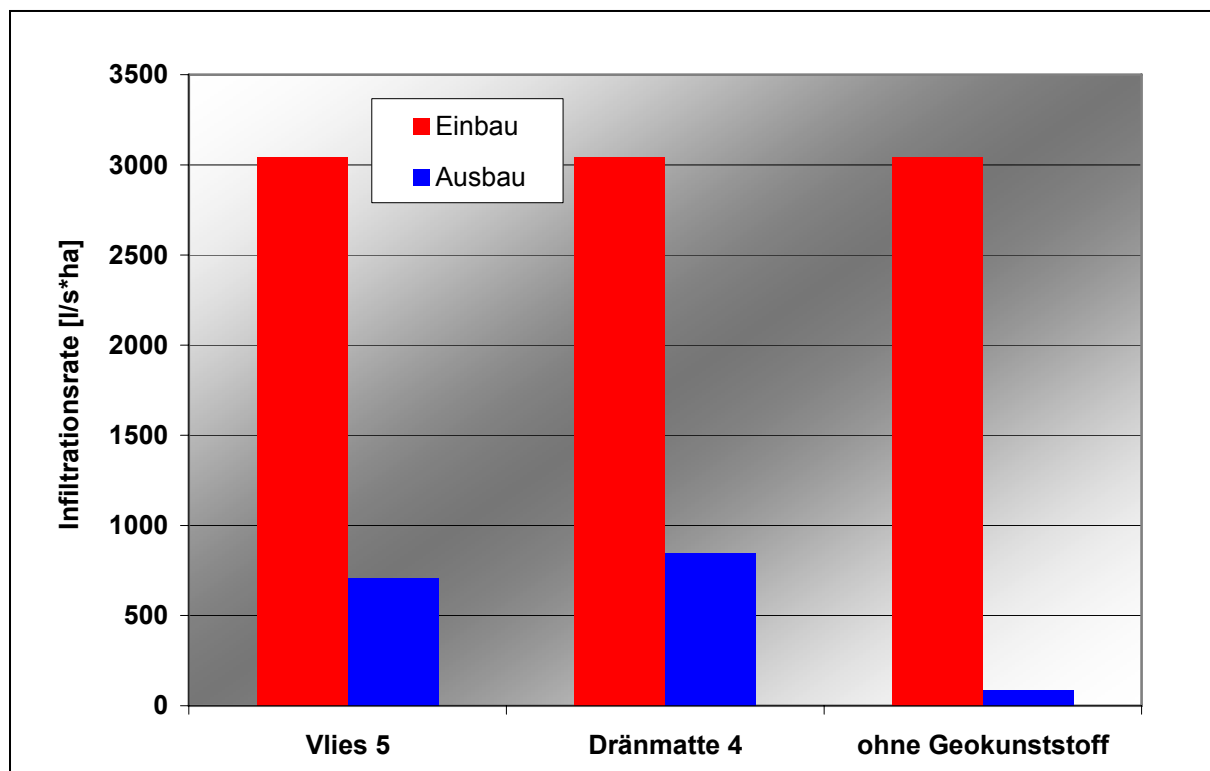


Abbildung 6-13: Infiltrationsraten der „ATS“ beim Einbau und vor dem Ausbau

Feine Gesteinskörnungen wurden auch hier in die Tragschicht eingespült und setzten während der ersten drei Belastungszyklen die oberflächennahen Hohlräume zu. Durch das fortschreitende Zuschlammern der Hohlräume war ein Wasserabfluss nicht mehr so schnell möglich, wie es für eine weitere Beregnung erforderlich gewesen wäre. Dies wird auch in der **Abbildung 6-14** deutlich, die das Versuchsfeld 2 nach drei Belastungszyklen zeigt.



Abbildung 6-14: Fehlende Versickerungsfähigkeit im Versuchsfeld 2 mit „ATS“

Der Verdichtungsgrad der „ATS“ lag im Mittel bei 103 %, die Hohlraumgehalte betragen am Bohrkern 6,5 Vol.-%.

Eine Versickerungsfähigkeit der Pflasterdecke war ab dem vierten Belastungszyklus nicht mehr gegeben, so dass auf eine Darstellung der Infiltrationsraten verzichtet werden muss. Vor Beginn der Versuche wurden Infiltrationsraten von 317, 107 und 19 l/s-ha für die Varianten mit Vlies 5, mit Dränmatte 4 und ohne Geokunststoff gemessen. Ergänzend sind in der **Abbildung 6-15** die ermittelten Korngrößenverteilungen des Ausgangsmaterials und des Bettungsmaterials nach Belastung in Abhängigkeit vom verwendeten Geokunststoff dargestellt.

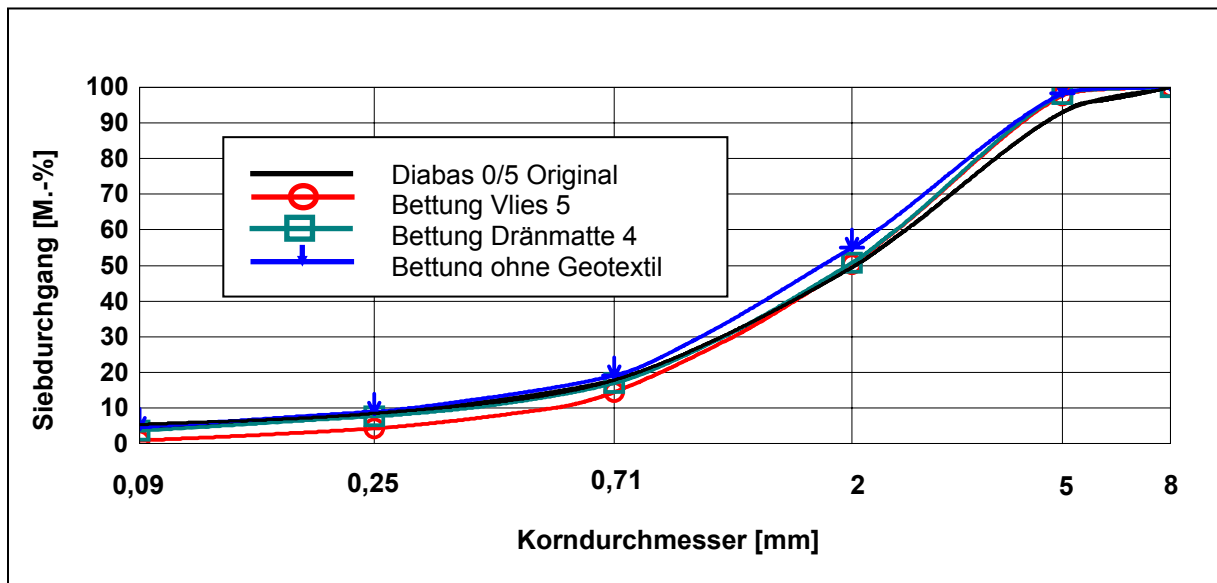


Abbildung 6-15: Korngrößenverteilung des Bettungsmaterials der unterschiedlichen Varianten vor und nach Belastung im Versuchsfeld 2

Auffällig ist, dass kaum Ausspül- oder Kornzertrümmerungseffekte auftreten. Wie aus dem Versuchsfeld 1 bekannt, werden beim Vlies feine Gesteinskörnungen ausgespült, jedoch nur im Bereich bis 0,71 mm. Offenbar sind die Hohlräume der „ATS“-Oberfläche bei der Variante ohne Vlies bereits mit dem Bettungsmaterial so gefüllt, dass sich an der Zusammensetzung des Bettungsmaterials nichts verändert. Bei den Abweichungen der Sieblinien im Bereich größer 2 mm handelt es sich um Abweichungen, die aus der Probenahme resultieren.

6.4.3 Fazit aus den Untersuchungen im Feldversuchsstand

Aufgrund der Ergebnisse der Untersuchungen der beiden Versuchsfelder wurden Varianten mit „ATS“ unter Belastung nicht weiter verfolgt. Somit bleiben im Weiteren auch Varianten mit Dränmatten ohne Berücksichtigung, da zudem ihre dauerhafte Dränwirkung fraglich ist und ihr Einsatz aufgrund zusätzlicher Entwässerungseinrichtungen und spezieller Befestigung auf der Asphalttragschicht vergleichsweise aufwändig ist. Für den WDA ergaben sich sowohl ohne als auch mit Vlies unter der vorgenommenen Belastung gute Werte, so dass in der RUB-StraP die Frage geklärt werden musste, ob sich unter Belastung durch ein rollendes Rad deutlichere Unter-

schiede zwischen den Varianten ergeben. Die bisherigen Untersuchungen ließen die Annahme zu, dass die Filterwirksamkeit der Vliese auch dauerhaft erhalten bleibt.

6.5 Ergebnisse der Untersuchungen in der RUB-StraP

Analog zum Feldversuchsstand werden die Ergebnisse der Untersuchungen in der RUB-StraP getrennt nach Versuchsfeldern dargestellt. Nach dem Einbau der Frostschutzschicht in die RUB-StraP wurde deren Verformungsmodul E_{V2} ermittelt, um aus der Frostschutzschicht resultierende vertikale Verformungen der Pflasterdecke oder der Asphalttragschicht auszuschließen. Er betrug 126 MN/m^2 . Außerdem wurde die Infiltrationsrate im Mittel aus zwei Messpunkten zu $283 \text{ l/s}\cdot\text{ha}$ bestimmt. Auf der Asphalttragschicht wurde die Infiltrationsrate ebenfalls an zwei Stellen vor dem Einbau und nach dem Ausbau der Pflasterdecke gemessen. Die vertikalen Verformungen der Pflasterdecke wurden im Einbauzustand, nach 40, nach 1700 und nach 2150 Zyklen in einem Raster von 7×5 Messpunkten mit Hilfe eines Nivelliergerätes gemessen. Das verwendete Raster zeigt die **Abbildung 6-16**.

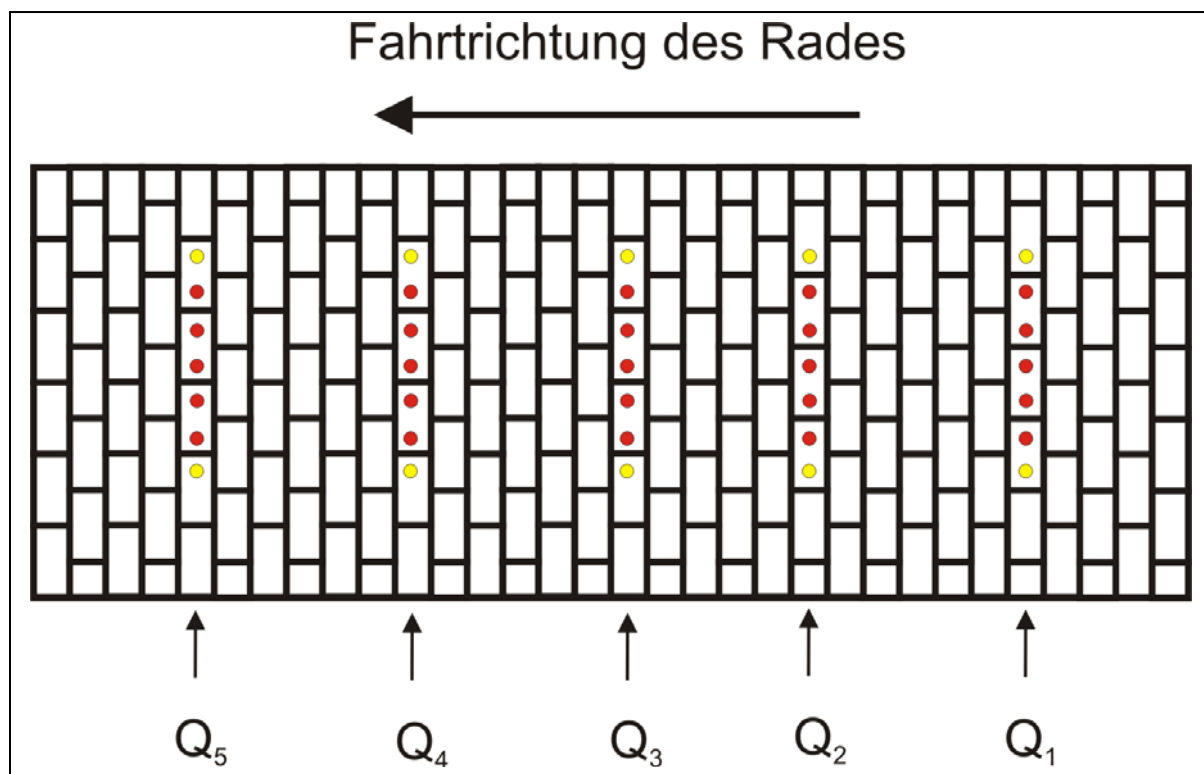


Abbildung 6-16: Verwendetes Messraster zur Erfassung der vertikalen Verformungen der Pflasterdecke

In ähnlicher Weise wurden die vertikalen Verformungen des Asphalts nach dem Einbau und nach 2150 Zyklen mit einem Raster von 5×5 Messpunkten erfasst, wobei die Position der einzelnen Messpunkte denen auf der Pflasterdecke entsprach. Dabei wurde auf die jeweils äußersten Messpunkte in jeder Reihe verzichtet.

Durch den Einbau der Pflasterdecke mit einem Quergefälle von 1 % wurde es dem verregneten Wasser ermöglicht, auch über die Oberfläche der Pflasterdecke in eine Entwässerungsrinne zu entwässern. Dies war nötig, um einen Wasseraufstau auf der Pflasterdecke und damit einen Austritt des Wassers aus dem Versuchsfeld zu vermeiden. Die Wassermengen, die durch den Oberbau versickerten und die, die in die Entwässerungsrinne gelangten, wurden erfasst. Die Ergebnisse der Siebanalysen vom Bettungsmaterial, der Extraktion der Bohrkerns sowie der Untersuchungen mit dem Tropfinfiltrimeter sind jeweils als Mittelwert aus zwei Proben bzw. Messungen dargestellt.

6.5.1 Versuchsfeld 1 - Pflasterdecke auf Vlies auf WDA

Im ersten Versuchsfeld konnte die gesamte Wassermenge durch den Oberbau versickern, nichts gelangte in die Entwässerungsrinne. Nach 30.000 Überrollungen wurden die in der **Abbildung 6-17** dargestellten vertikalen Verformungen der Pflasterdecke gemessen. Die Bezeichnungen Q1 bis Q5 bezeichnen die Messquerschnitte (s. **Abbildung 6-16**).

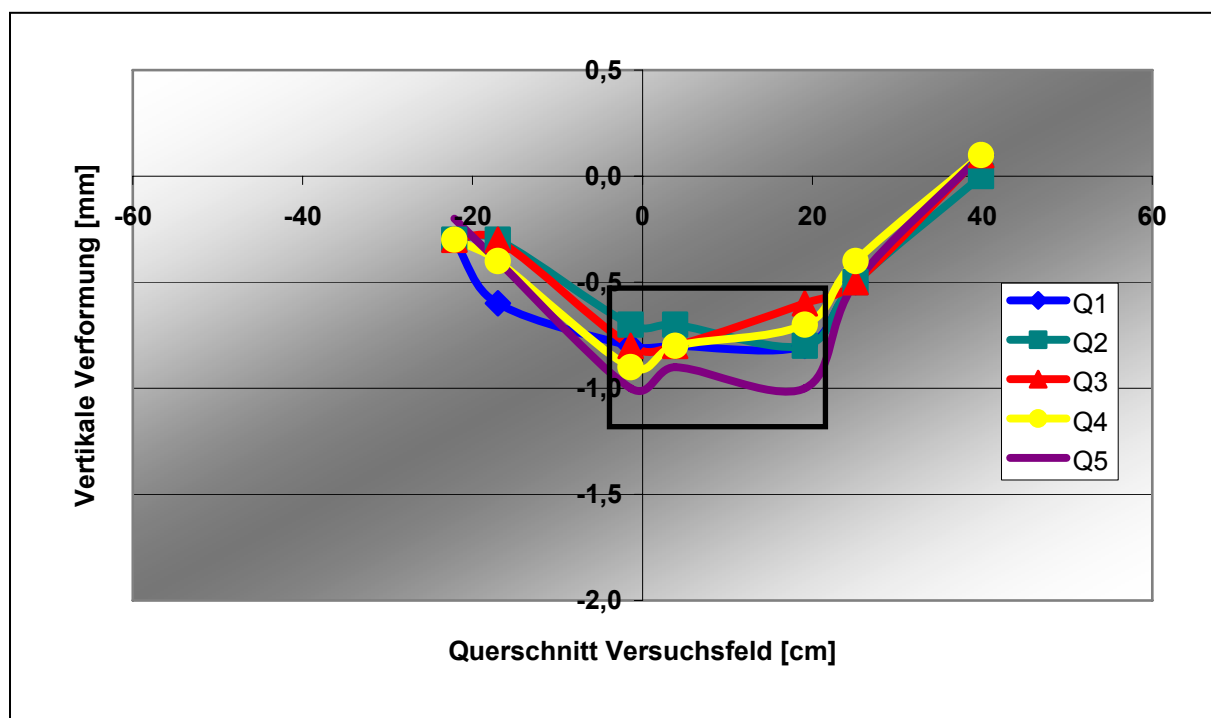


Abbildung 6-17: Vertikale Verformungen der Pflasterdecke nach 30.000 Überrollungen im Versuchsfeld 1

Im Bereich der Rollspur (schwarzer Rahmen) sind die Verformungen erwartungsgemäß am größten, was auch aus anderen Untersuchungen in der RUB-StraP bekannt ist. Die Größe der Verformung lässt sich leider nicht einordnen, da bisher Versuchsfelder in der RUB-StraP nicht beregnet wurden. Außerdem wurde bewusst eine Schädigung der Pflasterdecke in Kauf genommen, um Kornzertrümmerungs- und

Ausspüleeffekte zu begünstigen. So wurde während des gesamten Versuchszeitraums auf ein Nachfugen verzichtet, obwohl deutliche Fugenleerungen zu erkennen waren. Dadurch wird das Lastverteilungsvermögen der Pflasterdecke aufgrund des fehlenden Verbundes verringert, was Verformungen fördert.

Nach Beendigung des Fahrbetriebs wurde Bettungsmaterial aus der Rollspur und aus dem Randbereich des Versuchsfeldes entnommen und Siebanalysen durchgeführt. Die Ergebnisse der Siebanalysen veranschaulicht die **Abbildung 6-18**.

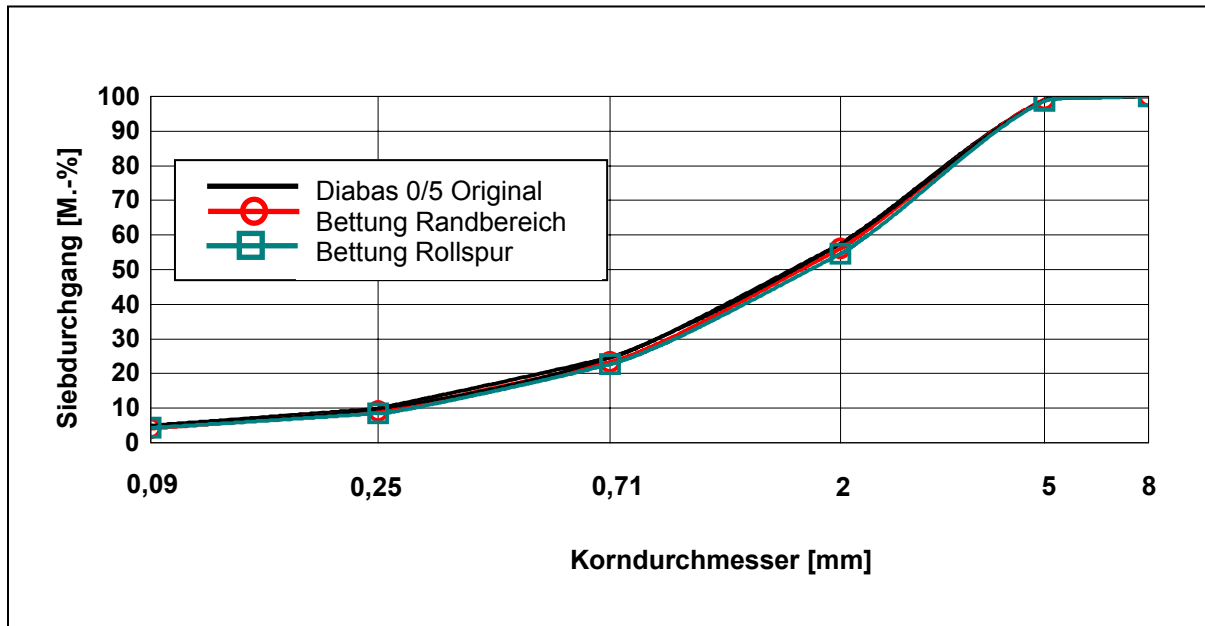


Abbildung 6-18: Korngrößenverteilung des Bettungsmaterials vor und nach dem Fahrbetrieb der RUB-StraP im Versuchsfeld 1

Im Gegensatz zu den Untersuchungen im Feldversuchsstand werden hier Ausspül- und Kornzertrümmerungseffekte kaum sichtbar. Dass jedoch feine Gesteinskörnungen ausgespült wurden, zeigt die **Abbildung 6-19**. Es handelt sich dabei um die Oberfläche des WDA nach Beendigung des Fahrbetriebs. Rechts im Bild ist das Vlies zu erkennen, welches weder Beschädigungen noch Falten aufwies. Deutlich wird auch, dass in den Randbereichen augenscheinlich weniger Material ausgespült wird, was noch einmal zeigt, dass – wie in der Praxis - eine Belastung aus Regen in Kombination mit einer Verkehrsbeanspruchung den kritischsten Fall für eine Pflasterdecke darstellt. Aufgrund des sichtbaren Einspülens von feinen Gesteinskörnungen in den WDA stellte sich die Frage, ob eine ausreichende Versickerungsfähigkeit dennoch gegeben ist, da die feinen Gesteinskörnungen auch noch in einer Tiefe von 5,5 cm in den Hohlräumen zu finden waren. Die Versuche mit dem Tropfinfiltrimeter ergaben im Mittel aus zwei Messungen 1931 l/s·ha, was zwar niedriger als der Ausgangswert (3120 l/s·ha) vor der Belastung war, aber dennoch deutlich ausreichend

ist, da durch die Pflasterdecke zu demselben Zeitpunkt (nach 2150 Zyklen) 1602 l/s·ha versickern.

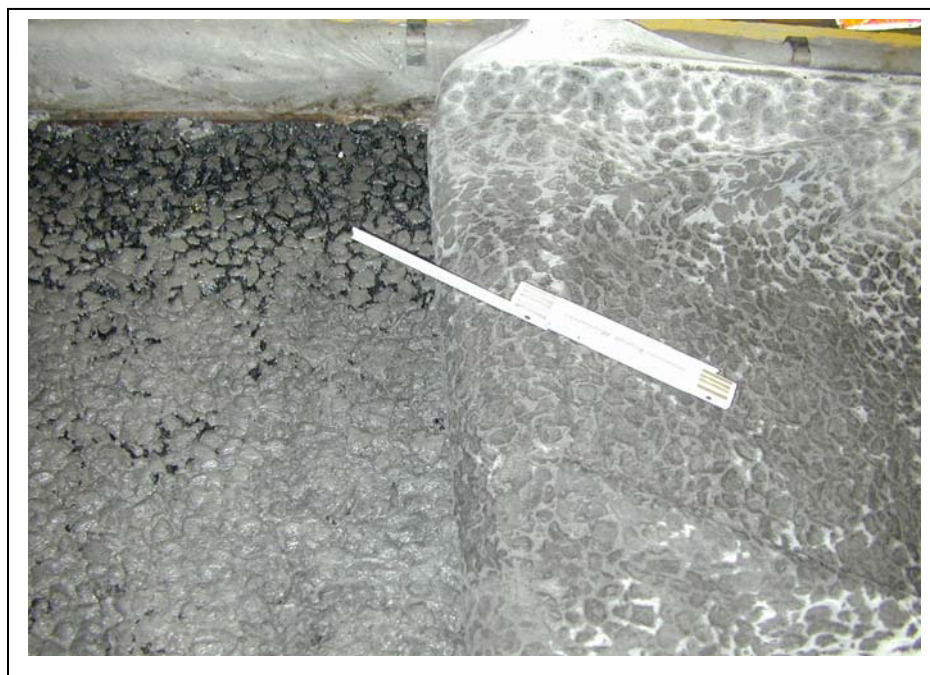


Abbildung 6-19: Oberfläche des WDA im Versuchsfeld 1 nach 30.000 Überrollungen

Vor dem Fahrbetrieb wurde die Infiltrationsrate der Pflasterdecke zu 185 l/s·ha ermittelt, nach 40 Zyklen zu 533 l/s·ha. Diese Werte belegen die fortschreitende Fugenleerung, die den Zutritt von Wasser zur Bettung und zur Tragschicht begünstigt. An der Oberfläche des WDA waren visuell keine Verformungen zu erkennen, mit dem Nivelliergerät wurden Verformungen in der Größe von 2,5 mm festgestellt, wobei sich der Extremwert im Randbereich befand. Im Bereich der Rollspur waren nur Verformungen von bis zu 1,3 mm zu messen, was im Bereich des Messfehlers liegt. Die Ergebnisse der Untersuchungen an den entnommenen Bohrkernen enthält die **Tabelle 6-2**, wobei jeweils der Mittelwert aus zwei Entnahmestellen im Vergleich zur Eignungsprüfung (EP) dargestellt ist.

Generell unterscheidet sich das gelieferte Mischgut von dem der Eignungsprüfung, da deutlich weniger Gesteinskörnungen > 5 mm eingesetzt wurden. Der erhöhte Fülleranteil lässt sich durch den aus der Bettung eingespülten Füller erklären. Die Belastung hat scheinbar keinen Einfluss auf den WDA gehabt, da ähnliche Raumdichten und Hohlraumgehalte im Randbereich und in der Rollspur vorliegen.

Tabelle 6-2: Ergebnisse der Untersuchungen an den Bohrkernen aus dem Versuchsfeld 1

		EP	BK Randbereich	BK Rollspur
Bindemittelgehalt	[M.-%]	4,2	4,4	4,4
Stabilisierende Zusätze	[M.-%]	0,3	0,3	0,3
Füller	[M.-%]	4,6	6,3	6,3
Feine Gesteinskörnung	[M.-%]	12,3	15,9	15,8
Grobe Gesteinskörnung	[M.-%]	83,1	77,8	77,9
> 5,0 mm	[M.-%]	80,8	74,5	74,9
> 8,0 mm	[M.-%]	78,5	65,2	66,0
> 11,2 mm	[M.-%]	74,2	62,3	62,7
> 16,0 mm	[M.-%]	54,3	43,9	41,1
> 22,4 mm	[M.-%]	4,1	0,8	0,7
Raumdichte	[g/cm ³]	2,106	2,145	2,154
Hohlraumgehalt	[Vol.-%]	16,3	16,1	15,7
Verdichtungsgrad	[%]	-	101,8	102,3

6.5.2 Versuchsfeld 2 - Pflasterdecke auf Vlies auf ATS-WD

Im Gegensatz zum Versuchsfeld 1 versickerte nicht die gesamte Wassermenge durch den Oberbau, sondern floss mit einem Anteil von fast 50 % bereits nach 40 Zyklen auch oberflächlich ab. Dies zeigt, dass bei den gewählten Berechnungsintervallen die Speicherkapazität sowie die Versickerungsfähigkeit des ATS-WD nicht ausreichen, da eindringendes Wasser nicht schnell genug abfließen kann. Ebenso schnell zeigte sich der auch in der Praxis oft beobachtete Pumpeffekt, so dass am Ende des Versuchsfeldes auch Bettungsmaterial herausgedrückt wurde (s. **Abbildung 6-20**, rote Markierung).

**Abbildung 6-20: Herausgedrücktes Bettungsmaterial im Versuchsfeld 2**

Vertikale Verformungen der Pflasterdecke waren in Form einer Spurrinne im befahrenen Bereich sichtbar. Zudem wird auch aus **Abbildung 6-20** ansatzweise deutlich, dass als Folge des Pumpeffekts die Pflastersteine kippten. Ebenfalls ersichtlich wird dies in **Abbildung 6-21**, die die vertikalen Verformungen der Pflasterdecke getrennt nach Querschnitten zeigt. Die Steine, die sowohl einen Messpunkt in der Rollspur als auch einen daneben haben (Messwerte bei 19,1 und bei + 25,1 cm), sind verkantet.

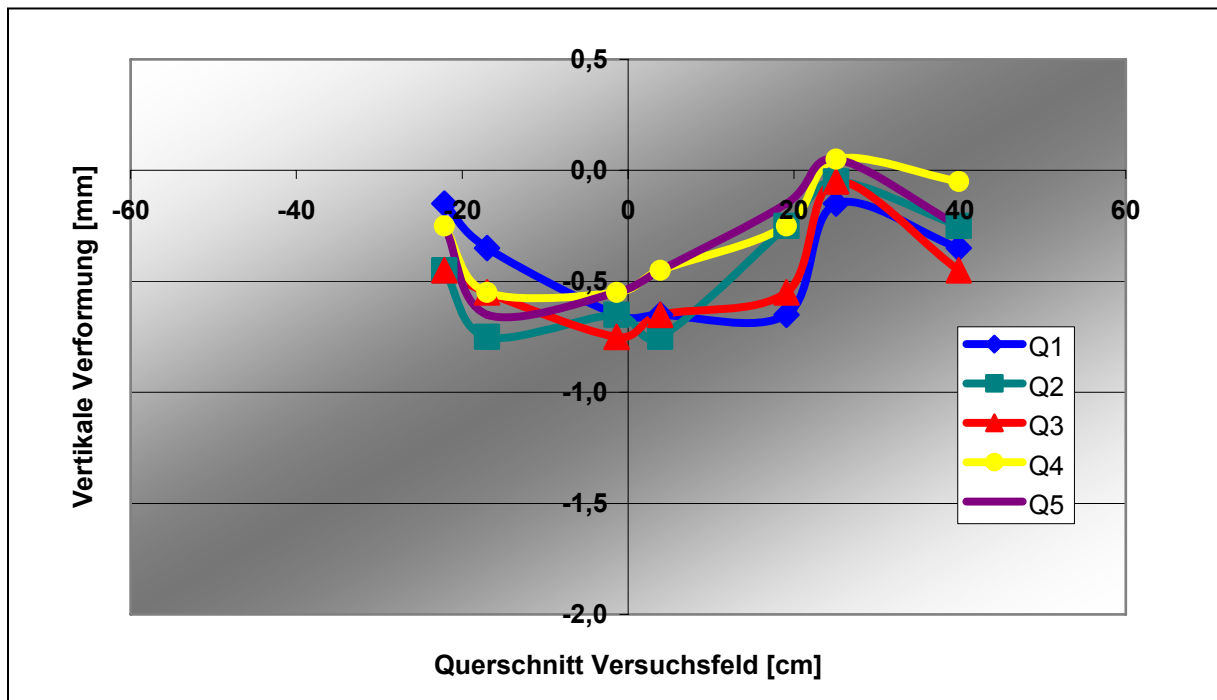


Abbildung 6-21: Vertikale Verformungen der Pflasterdecke nach 30.000 Überrollungen im Versuchsfeld 2

Auch das Bettungsmaterial wies in der Rollspur starke Veränderungen auf, was die **Abbildung 6-22** zeigt.

Während sich im Randbereich keinerlei Veränderungen im Vergleich zum Ausgangsmaterial feststellen lassen (Sieblinien sind nahezu deckungsgleich), weist das Bettungsmaterial aus der Rollspur im Bereich < 2 mm einen erhöhten Anteil feiner Gesteinskörnungen auf, was durch Kornzertrümmerungen zu erklären ist, wobei zusätzlich wenig feine Gesteinskörnungen ausgespült wurden, was anhand des Vlieses und der Begutachtung der Asphaltoberfläche festgestellt werden konnte.

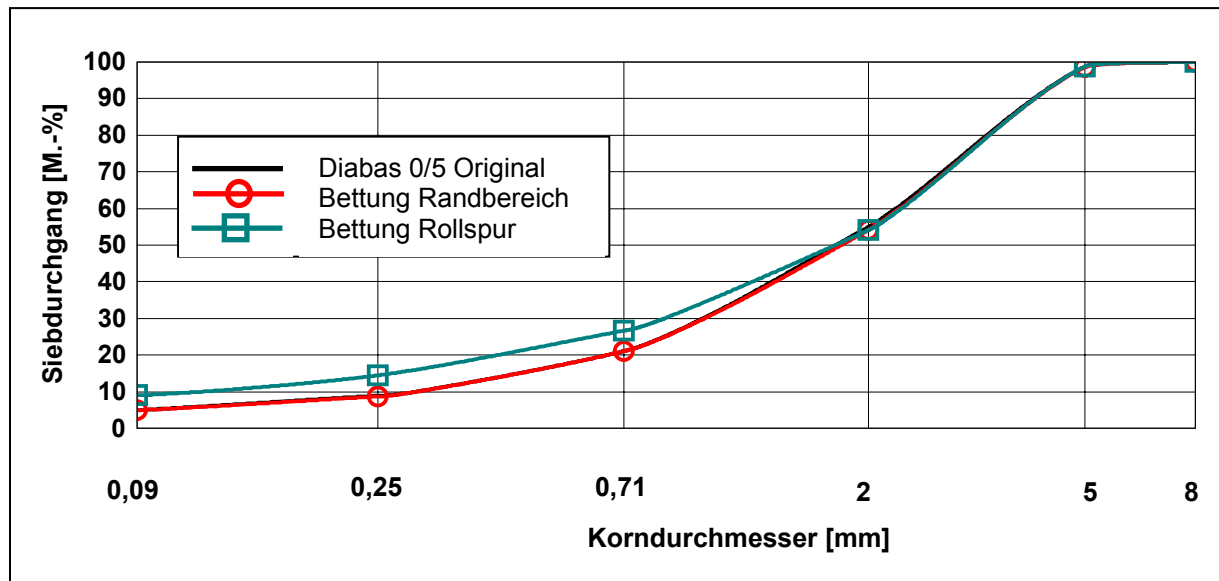


Abbildung 6-22: Korngrößenverteilung des Bettungsmaterials vor und nach dem Fahrbetrieb der RUB-StraP im Versuchsfeld 2

Die Infiltrationsraten wurden auf der Pflasterdecke nach 0 und 40 Zyklen zu 10 und 19 l/s-ha ermittelt. Aufgrund der sichtbaren Schädigung der Pflasterdecke wurden die danach gemessenen Werte aufgrund fehlender Plausibilität nicht in die Ergebnisbeurteilung einbezogen. Auf der ATS-WD wurde vor der Belastung eine Infiltrationsrate von 38 l/s-ha und nach 2150 Zyklen eine Infiltrationsrate von 31 l/s-ha ermittelt. Gemessen an den Anforderungen aus [16] ist dies nicht ausreichend. Ob dies am gelieferten Mischgut oder an der Mischgutzusammensetzung generell lag, sollte eine Extraktion der aus dem Versuchsfeld entnommenen Bohrkern klären, deren Ergebnisse in der **Tabelle 6-3** zusammengestellt sind.

Tabelle 6-3: Ergebnisse der Untersuchungen an den Bohrkernen aus dem Versuchsfeld 2

		EP	BK Randbereich	BK Rollspur
Bindemittelgehalt	[M.-%]	4,2	4,4	4,4
Füller	[M.-%]	5,5	6,5	6,5
Feine Gesteinskörnung	[M.-%]	46,8	40,0	39,9
Grobe Gesteinskörnung	[M.-%]	47,7	53,5	53,6
> 5,0 mm	[M.-%]	30,4	29,0	28,5
> 8,0 mm	[M.-%]	22,2	20,4	18,7
> 11,2 mm	[M.-%]	19,7	15,7	14,2
> 16,0 mm	[M.-%]	11,7	10,7	8,7
> 22,4 mm	[M.-%]	5,5	7,7	3,3
Raumdichte	[g/cm ³]	2,260	2,291	2,299
Hohlraumgehalt	[Vol.-%]	10,5	11,0	10,7
Verdichtungsgrad	[%]	-	101,4	101,7

Die Ergebnisse der Bohrkern sind bis zu dem Anteil an Gesteinskörnungen > 8 mm sehr ähnlich. Die Raumdichten, Hohlraumgehalte und der Verdichtungsgrad zeigen,

dass der Asphalt in der Rollspur geringfügig nachverdichtet wurde. Im Vergleich zur Eignungsprüfung ergeben sich höhere Bindemittelgehalte sowie geringere Anteile an feiner Gesteinskörnung, was aber prinzipiell keine nachteiligen Auswirkungen im Bezug auf die Durchlässigkeit hat, zumal der angestrebte Hohlraumgehalt erreicht wurde. Visuell war an der Oberfläche der ATS-WD eine „Verschmutzung“ der oberflächennahen Hohlräume zu erkennen, jedoch drangen feine Gesteinskörnungen nur bis zu 3,4 mm ein. Damit zeigt sich auch hier, wie bereits aus den anderen Laboruntersuchungen bekannt, dass der Hohlraumgehalt allein nicht für eine ausreichende Wasserdurchlässigkeit des Asphaltes sorgt, sondern dass die Hohlraumstruktur entscheidender ist.

Die vertikalen Verformungen der ATS-WD können wegen fehlender Daten aufgrund eines Messfehlers nicht dargestellt werden. Da die Unterschiede im Verdichtungsgrad und Hohlraumgehalt in der Rollspur und im Randbereich in ähnlicher Größenordnung wie beim WDA sind, kann aber vermutet werden, dass sich die Verformungen des ATS-WD in einem ähnlichen Bereich bewegen.

6.5.3 Versuchsfeld 3 - Pflasterdecke auf WDA

Beim dritten Versuchsfeld wiederum konnte kein Oberflächenabfluss festgestellt werden, die verregnete Wassermenge versickerte durch den Oberbau. In diesem Versuchsfeld wurden die geringsten vertikalen Verformungen der Pflasterdecke festgestellt (s. **Abbildung 6-23**), eine Spurrinne in der Rollspur ist kaum zu erkennen.

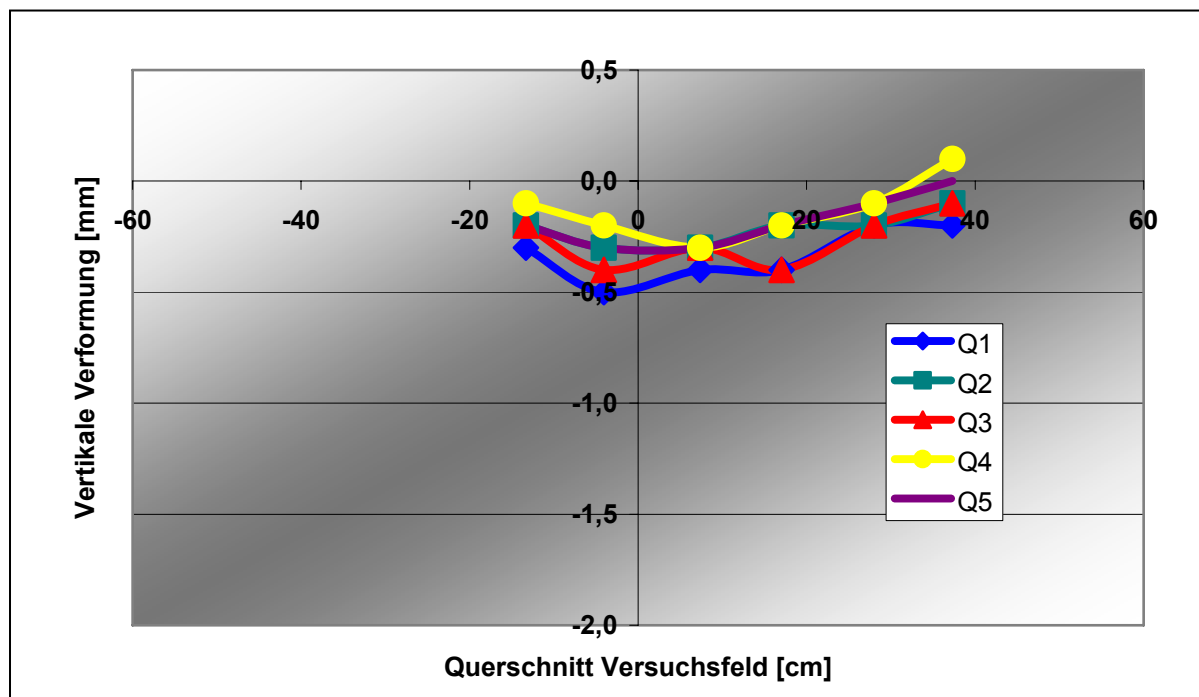


Abbildung 6-23: Vertikale Verformungen der Pflasterdecke nach 30.000 Überrollungen im Versuchsfeld 3

Aufgrund dieser Ergebnisse ließ sich vermuten, dass beim Bettungsmaterial auch nach dem Fahrbetrieb kaum Veränderungen stattfanden. Wie in der **Abbildung 6-24** zu erkennen, sind die Sieblinien vom Ausgangsmaterial und aus dem Randbereich auch nahezu identisch. In der Rollspur hat sich nur der Bereich 0,71-2,0 mm signifikant verändert, was auf Kornzertrümmerungs- oder Ausspüleffekte hinweist. Tatsächlich wurden feine Gesteinskörnungen ausgespült, was in der **Abbildung 6-25** deutlich wird.

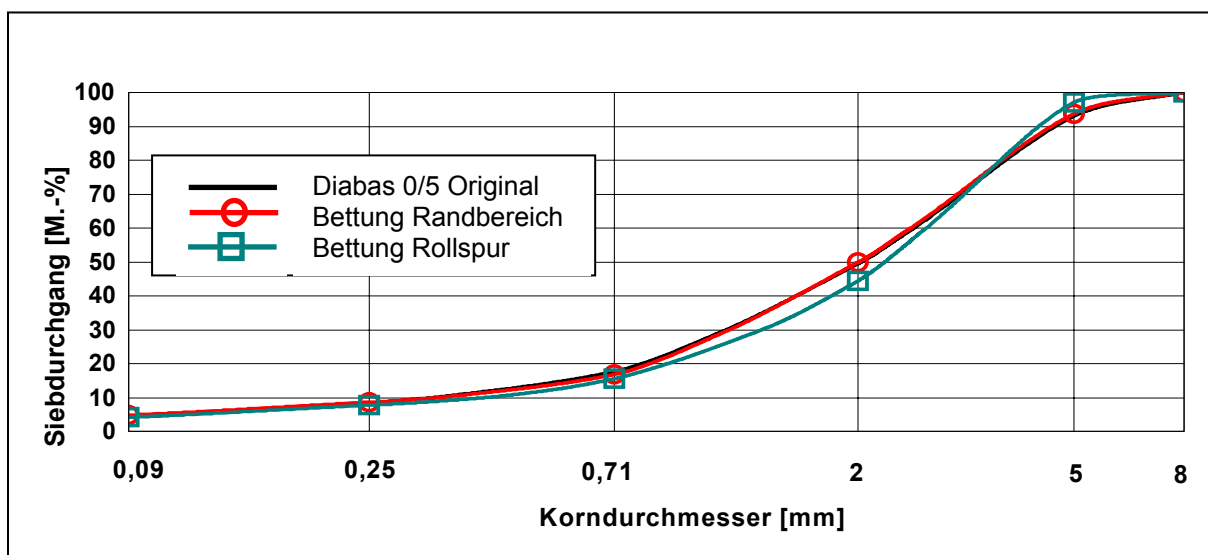


Abbildung 6-24: Korngrößenverteilung des Bettungsmaterials vor und nach dem Fahrbetrieb der RUB-StraP im Versuchsfeld 3

Dabei waren visuell deutlich mehr feine Gesteinskörnungen in die Hohlräume des WDA eingedrungen als im Versuchsfeld 1, wo die Eindringtiefe maximal 4,3 cm betrug.



Abbildung 6-25: Oberfläche des WDA im Versuchsfeld 3 nach 30.000 Überrollungen

Diese visuelle Feststellung wurde durch die auf dem WDA ermittelten Infiltrationsraten bestätigt. Vor Beginn des Fahrbetriebs wurden 2007 l/s·ha gemessen, nach Beendigung des Fahrbetriebs noch 285 l/s·ha. Gegenläufig ist, wie auch bei den anderen Versuchsfeldern, die Entwicklung der Infiltrationsrate auf der Pflasterdecke. Sie beträgt zu Beginn 517 l/s·ha und nach 2150 Zyklen 1079 l/s·ha. Die Asphaltverformungen wurden in der Rollspur zu maximal 1,8 mm bestimmt. Die Ergebnisse der Bohrkernuntersuchungen sind in der **Tabelle 6-4** enthalten.

Tabelle 6-4: Ergebnisse der Untersuchungen an den Bohrkernen aus dem Versuchsfeld 3

		EP	BK Randbereich	BK Rollspur
Bindemittelgehalt	[M.-%]	4,2	4,3	4,6
Stabilisierende Zusätze	[M.-%]	0,3	0,3	0,3
Füller	[M.-%]	4,6	5,7	7,7
Feine Gesteinskörnung	[M.-%]	12,3	14,1	14,4
Grobe Gesteinskörnung	[M.-%]	83,1	80,2	77,9
> 5,0 mm	[M.-%]	80,8	77,4	73,2
> 8,0 mm	[M.-%]	78,5	69,1	63,5
> 11,2 mm	[M.-%]	74,2	66,3	52,8
> 16,0 mm	[M.-%]	54,3	47,6	34,9
> 22,4 mm	[M.-%]	4,1	3,9	0,0
Raumdichte	[g/cm ³]	2,106	2,200	2,268
Hohlraumgehalt	[Vol.-%]	16,3	13,9	11,2
Verdichtungsgrad	[%]	-	104,5	107,7

Die Ergebnisse der Bohrkernuntersuchungen weisen darauf hin, dass in der Rollspur eine starke Nachverdichtung stattgefunden hat. Dies widerspricht jedoch den Ergebnissen für die Messung der Asphaltverformung. Offensichtlich war nach dem Einbau, dass die Oberfläche des WDA nicht homogen war. Bei der Entnahme der Bohrkern zeigte sich außerdem, dass die untere Lage besonders stark verdichtet worden war, was letztlich auch als ursächlich für die niedrigeren Infiltrationsraten und Hohlraumgehalte im Vergleich zum Versuchsfeld 1 gesehen werden kann.

6.5.4 Fazit aus den Untersuchungen in der RUB-StraP

Durch die häufige Beregnung während des Fahrbetriebs und das fehlende Nachfugen sind erwartungsgemäß Kornzertrümmerungs- und Ausspüleffekte im Bettungsmaterial aufgetreten. Zudem fand eine kontinuierliche Fugenleerung statt. In allen drei Versuchsfeldern gelangten feine Gesteinskörnungen in unterschiedlichem Maße in die Hohlräume der verwendeten Asphalttragschichten. Dabei wurde deutlich, dass das verwendete Vlies länger das Zuschlämmen der Hohlräume verhindert und auch die Menge an eindringenden feinen Gesteinskörnungen reduziert. Hinsichtlich der Verformungsbeständigkeit der Asphalttragschichten wiesen sowohl der WDA als auch der ATS-WD gute Werte auf. Es bildeten sich zwar Spurrinnen in der Pflasterdecke, jedoch nicht auf der Asphalttragschicht. Es muss also eine Nachver-

dichtung der Bettung stattgefunden haben, was visuell festgestellt werden konnte und auch in der Praxis zu beobachten ist. Dies war ein Grund, für weitere Untersuchungen eine Bettungsdicke von 4 cm zu empfehlen, da die Asphalttragschicht im Vergleich zu den bisher meist verwendeten Tragschichten ohne Bindemittel ein deutlich starrereres Widerlager darstellt, was Kornzertrümmerungen begünstigt. Anhand des Versuchsfeldes 2 konnte die Aussage getroffen werden, dass nach [3] konzipierte Asphalttragschichten als kritisch für den Einsatz unter höher belasteten Pflasterdecken zu sehen sind, was auch in [34] deutlich wurde. Weniger ist der Hohlraumgehalt entscheidend als die Hohlraumstruktur. Die für den WDA ermittelten Infiltrationsraten liegen alle über den in [16] formulierten 270 l/s·ha, was beim ATS-WD nicht der Fall ist. In Abstimmung mit dem Projektbegleitenden Ausschuss wurde beschlossen, in die Versuchsstrecke die Varianten Versuchsfeld 1 und Versuchsfeld 3 einzubauen.

6.6 Ergebnisse der Versuchsstrecke

Die Ergebnisse werden in zwei Abschnitte gegliedert: Zunächst werden die Ergebnisse der baubegleitenden Untersuchungen erläutert, im zweiten Schritt die Ergebnisse der einjährigen Betreuung der Versuchsstrecke. Dabei wird getrennt nach Schichten vorgegangen. Die Messstellen und Zuordnung der Probennummern zu den Messstellen sind für jede Schicht des Oberbaus im Anhang in Form von Tabellen und Lageplänen enthalten.

6.6.1 Baubegleitende Untersuchungen von Oktober und November 2005

Für jede Schicht wurde ein Prüfplan gemäß der geltenden Regelwerke erstellt, wobei die Anzahl der Prüfungen in den meisten Fällen bewusst höher gewählt wurde.

Untergrund

Eine im November 2001 durch die baucontrol Bingen durchgeführte Bodenerkundung führte zu dem Ergebnis, dass als natürlicher Boden schwach schluffiger, stark sandiger Kies anstand. Darauf sollte sich eine Recyclingschicht 0/32 bis 0/56 befinden. Bei einem Ortstermin im März 2005 konnte durch den Forschungsnehmer an einer Messstelle nur stark sandiger Schluff vorgefunden werden. Beim Herausfräsen des vorhandenen Oberbaus wurde das in der **Abbildung 6-26** dargestellte Material in der Mitte des Fahrbahnbereichs vorgefunden. Dabei handelte es sich um sehr grobkörniges Material, welches zur Verfüllung eines ehemaligen Bachlaufs eingebracht wurde. Dadurch wurden eine intensive Bearbeitung und eine Feinprofilierung des Planums erforderlich. Aufgrund der schlechten Wasserdurchlässigkeit in Teilbereichen wurde eine Tiefendränage verlegt, die an die Sinkkästen angeschlossen wurde. Nach der Fertigstellung des Planums wurden drei Lastplattendruckversuche

durchgeführt, die E_{V2} -Werte von 134, 125 und 81 MN/m² ergaben, was die Anforderungen deutlich erfüllte.



Abbildung 6-26: Untergrund im Bereich der Fahrbahnmitte vor Beginn der Arbeiten

Frostschuttschicht

Vor dem Einbau der Frostschuttschicht wurde zunächst die Eignungsprüfung kontrolliert. Es handelte sich um einen Basalt 0/45, der die Anforderungen aus [3] erfüllte. Baubegleitend zum Einbau wurden vier Proben (KV 1-4) für die Ermittlung der Korngrößenverteilung entnommen. Dabei wurden die in der **Tabelle 6-5** dargestellten Werte ermittelt.

Tabelle 6-5: Ermittelte Korngrößenverteilungen der Frostschuttschicht

		EP	KV 1	KV 2	KV 3	KV 4
Füller	[M.-%]	3,0	3,0	2,7	2,9	2,6
Feine Gesteinskörnung	[M.-%]	22,0	15,7	12,2	14,5	12,4
Grobe Gesteinskörnung	[M.-%]	75,0	71,3	85,1	82,6	85,0
> 5,0 mm	[M.-%]	63,0	68,5	75,8	70,4	75,0
> 8,0 mm	[M.-%]	55,0	48,8	67,2	58,9	63,0
> 11,2 mm	[M.-%]	47,0	39,6	59,8	50,5	55,0
> 16,0 mm	[M.-%]	38,0	31,6	49,8	43,0	47,0
> 22,4 mm	[M.-%]	26,0	24,8	33,6	30,4	38,0
> 31,5 mm	[M.-%]	12,0	4,9	9,8	14,6	26,0
> 45,0 mm	[M.-%]	4,0	-	1,8	-	12,0
Verdichtungsgrad	[%]	-	-	104,6	103,6	-

Zusätzlich sind die mit Hilfe des Densitometers an zwei Stellen ermittelten Verdichtungsgrade dargestellt. Sie liegen über den Anforderungen aus [3]. Auch die Korngrößenverteilungen erfüllen die Anforderungen, obwohl im Vergleich zur Eig-

nungsprüfung (EP) teilweise deutlichere Unterscheide in der Zusammensetzung von feinen und groben Gesteinskörnungen bestehen. Gemäß [1, 3] muss auf der Frostschuttschicht ein E_{V2} von mindestens 120 MN/m² eingehalten werden. Dies wurde an drei Messstellen überprüft, wobei für den Verformungsmodul Werte zwischen 151 und 168 MN/m² erreicht wurden. Die Anforderungen an die profilgerechte Lage waren erfüllt. Dies galt auch für die Ebenheiten in Längs- und Querrichtung, wie die **Abbildung 6-27** exemplarisch für die Querrichtung zeigt. Gemäß [3] dürfen die Unebenheiten nicht größer als 3 cm sein.

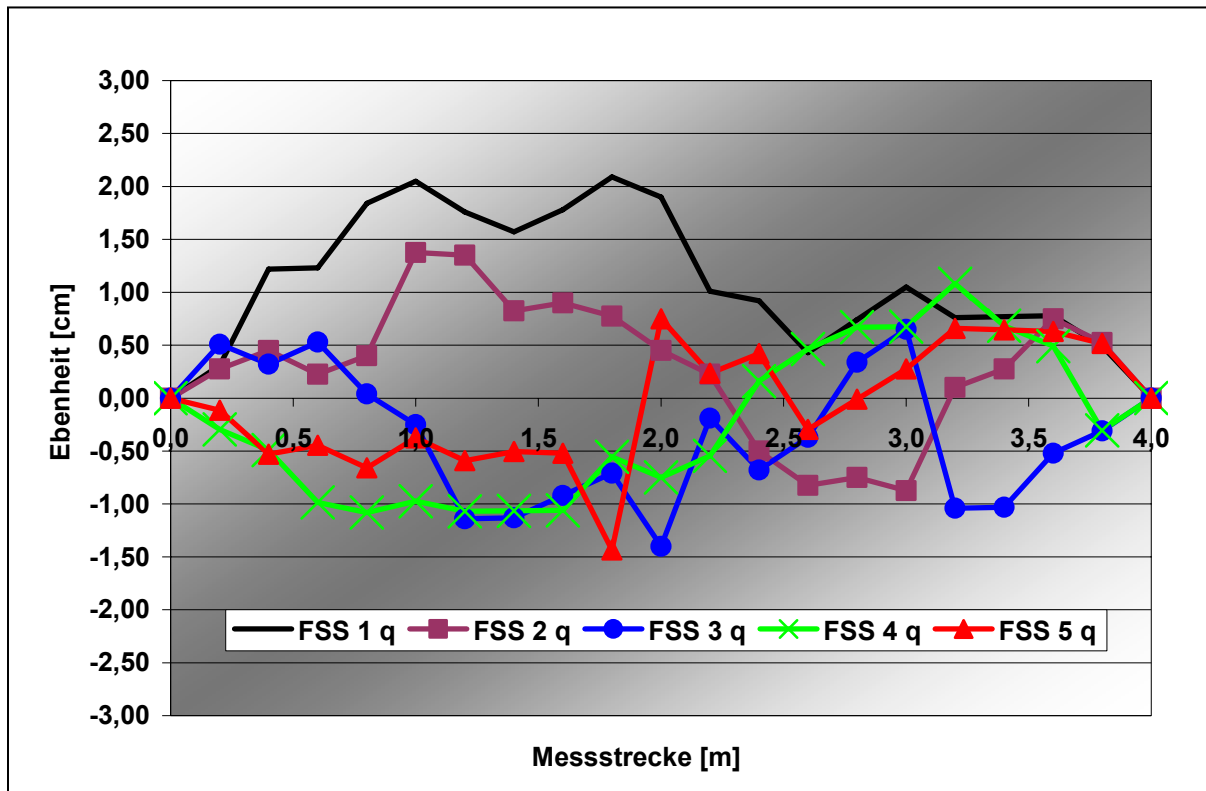


Abbildung 6-27: Querebenheiten auf der Frostschuttschicht

Nach Fertigstellung der Frostschuttschicht wurde die Einbaudicke an zwei Stellen zu 33,1 und zu 32,9 cm bestimmt bei einer Solldicke von 32 cm. Außerdem wurde dreimal die Infiltrationsrate gemessen. Dabei ergab sich für die Messstelle IM 1 ein Wert von 2815 l/s·ha, für IM 2 2820 l/s·ha und für IM 3 2820 l/s·ha, was im Einbauzustand auf eine sehr gute Versickerungsfähigkeit hinweist.

Asphalttragschicht

Die für die Versuchsstrecke durchgeführte Eignungsprüfung ist im **Anhang B** enthalten. Die in [3] genannten Kontrollprüfungen wurden durchgeführt. Zusätzlich wurde die Infiltrationsrate gemessen. Da die Lieferzeit zur Baustelle mit abgedeckten LKW etwa 50 Minuten betrug, wurde vor Ort die Einbautemperatur bestimmt, die im Mittel aus den drei Lieferungen und mehreren Messwerten zu 132 °C bestimmt

wurde. Aus jeder Lieferung wurden eine Mischgutprobe entnommen und die Korngrößenverteilung, der Bindemittelgehalt und der Erweichungspunkt RuK des rückgewonnenen Bindemittels im Laboratorium ermittelt. Die Ergebnisse der Mischgutuntersuchung sind im Vergleich zur Eignungsprüfung in der **Tabelle 6-6** dargestellt.

Tabelle 6-6: Kontrollprüfungsergebnisse des Mischguts für die Asphalttragschicht

		EP	MG 1	MG 2	MG 3
Bindemittelgehalt	[M.-%]	4,2	3,9	4,3	4,1
Stabilisierende Zusätze	[M.-%]	0,3	0,3	0,3	0,3
Füller	[M.-%]	4,5	3,6	4,2	3,6
Feine Gesteinskörnung	[M.-%]	13,0	9,7	9,8	10,1
Grobe Gesteinskörnung	[M.-%]	82,5	86,7	86,0	86,3
> 5,0	[M.-%]	82,0	86,4	85,2	86,0
> 8,0	[M.-%]	82,0	85,9	84,3	85,8
> 11,2	[M.-%]	77,0	81,3	73,4	81,9
> 16,0	[M.-%]	57,0	65,3	51,7	73,7
> 22,4	[M.-%]	5,7	3,6	2,0	5,5
Erweichungspunkt RuK	[°C]	49,2	50,8	52,6	51,8

Abweichungen von der Sollsieblinie sind vor allem im Bereich zwischen 0,71 und 8 mm vorhanden, was eine deutliche Auswirkung auf die Raumdichten und den Hohlraumgehalt am Marshall-Probekörper hatte, wie die **Tabelle 6-7** zeigt, in der außerdem die Marshall-Stabilitäten und Marshall-Fließwerte dargestellt sind. Die Toleranzen für den Bindemittelgehalt und den Anteil an groben Gesteinskörnungen und Füller gemäß [3] werden nicht überschritten.

Tabelle 6-7: Hohlraumgehalte und Raumdichten am Marshall-Probekörper

		EP	MG 1	MG 2	MG 3
Hohlraumgehalt	[Vol.-%]	16,9	23,0	22,0	22,9
Raumdichte	[g/cm ³]	2,150	2,021	2,048	2,024
Marshall-Stabilität	[kN]	3,5	4,5	3,8	5,4
Marshall-Fließwert	[mm]	2,7	2,8	3,7	2,8

Obwohl die Hohlraumgehalte deutlich erhöht sind, ergeben sich höhere Marshall-Stabilitäten als in der Eignungsprüfung festgestellt, was die Annahme bestärkt, dass die Kennwerte Marshall-Stabilität und Marshall-Fließwert keine zuverlässige Aussage beim WDA liefern. Die Hohlraumgehalte könnten hinsichtlich der Tragfähigkeit als kritisch beurteilt werden. Nach Fertigstellung der Asphalttragschicht wurden vier Bohrkerne entnommen, deren Hohlraumgehalte, Raumdichten und Verdichtungsgrade in der **Tabelle 6-8** enthalten sind. Daraus ergibt sich ein Mittelwert von 14,2 Vol.-% für den Hohlraumgehalt. Dieser niedrigere Wert im Vergleich zu den Hohlraumgehalten am Marshall-Probekörper kann durch den hohen Verdichtungsgrad erklärt werden. Er ist vorteilhaft für die Standfestigkeit der Tragschicht. Trotz

des hohen Verdichtungsgrades konnten keine Kornzertrümmerungen festgestellt werden.

Tabelle 6-8: Hohlraumgehalte, Raumdichten, Verdichtungsgrade der Bohrkerne und Infiltrationsraten an den Bohrkernentnahmestellen

		BK 1	BK 2	BK 3	BK 4
Hohlraumgehalt	[Vol-%]	14,6	12,7	11,5	18,1
Raumdicke	[g/cm ³]	2,241	2,292	2,324	2,151
Verdichtungsgrad	[%]	106,8	109,2	110,8	102,5
Infiltrationsrate	[l/s·ha]	2811	1917	1698	2823

Ob diese Hohlraumgehalte ausreichend sind, um eine zuverlässige Versickerung des eindringenden Oberflächenwassers zu gewährleisten, wurde mit Hilfe von vier Infiltrationsmessungen überprüft, die am Entnahmeort der Bohrkerne gemacht wurden. Die Infiltrationsraten können also direkt mit den Hohlraumgehalten der Bohrkerne in Zusammenhang gebracht werden und sind deshalb ebenfalls in der **Tabelle 6-8** dargestellt. Anhand der gemessenen Infiltrationsraten wird wiederum deutlich, dass nicht der Hohlraumgehalt entscheidend für die Versickerungskapazität ist. Obwohl die Hohlraumgehalte im Vergleich mit der Eignungsprüfung des WDA niedrig sind, werden hohe Infiltrationsraten erzielt, die deutlich über dem nach [16] geforderten Wert liegen.

Die Einbaudicke wurde ebenfalls an vier Stellen gemessen und lieferte Werte zwischen 13,9 und 14,2 cm bei einer Solldicke von 14 cm.

Die Verdichtung des WDA stellte insgesamt gesehen ein Problem dar, da das Mischgut zunächst nur verdrückt anstatt verdichtet wurde. Es wurde versucht, dies zu beheben, was auf dem Großteil der Strecke auch gelang. Dennoch kam vor allem im Bereich der Naht (Mitte der Fahrbahn) zu lokalen größeren Unebenheiten, was bei den Messungen der Ebenheit besonders deutlich wurde. Beispielhaft sind die Querebenheiten in der **Abbildung 6-28** dargestellt. Dabei dürfen die Unebenheiten nicht größer als 1 cm sein. Diese sind deutlich überschritten. Das führte später zu einer lokalen Erhöhung der Dicke der Pflasterbettung, wobei in [2] ausdrücklich darauf hingewiesen wird, dass lokale Unebenheiten der Tragschicht nicht durch die Bettung ausgeglichen werden dürfen.

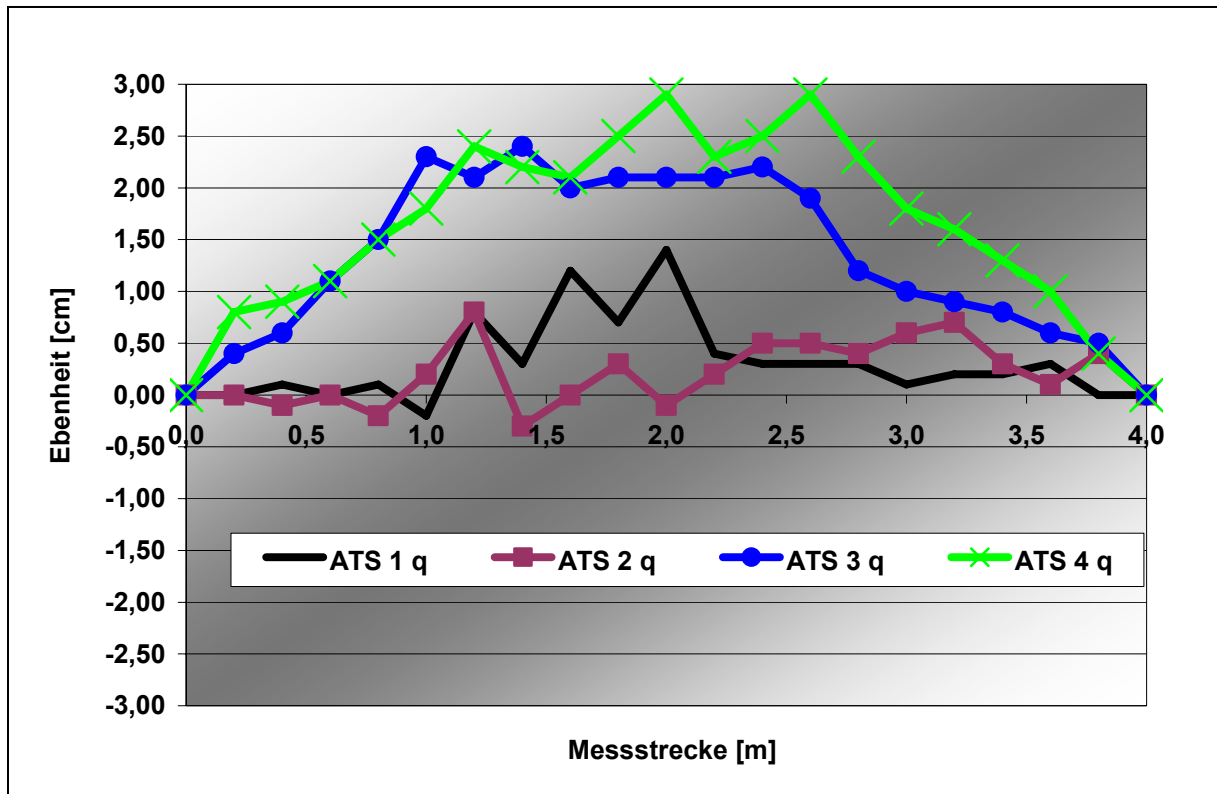


Abbildung 6-28: Querebenheiten auf der Asphalttragschicht

Vlies

Das Vlies wurde auf der halben Länge der Versuchsstrecke über die gesamte Straßenbreite nach Herstellerangaben verlegt. Dabei wurden Überlappungsbereiche in 50 cm Breite ausgeführt. Um eine Schädigung des Vlieses zu vermeiden, wurde das Bettungsmaterial im Vor-Kopf-Verfahren eingebaut, wie die **Abbildung 6-29** zeigt.



Abbildung 6-29: Verlegtes Vlies und Bettungsmaterial

Pflasterdecke

An drei Stellen wurden Proben des Bettungsmaterials, welches gleichzeitig auch das Fugenmaterial war, entnommen, um die Korngrößenverteilung zu ermitteln. Die Ergebnisse sind in der **Tabelle 6-9** zusammen mit der Sieblinie aus dem Eignungsnachweis (EP) dargestellt. Gefordert war ein Material, welches innerhalb des Sieblinienbereichs von [6] liegt. Dies wurde bei allen Korngrößenverteilungen erfüllt.

Tabelle 6-9: Ermittelte Korngrößenverteilungen des Bettungs-/ Fugenmaterials

		EP	BF 1	BF 2	BF 3
Füller	[M.-%]	5,9	3,2	5,5	5,2
Feine Gesteinskörnung	[M.-%]	51,3	47,6	50,7	49,6
Grobe Gesteinskörnung	[M.-%]	42,8	49,2	43,8	45,2
> 5,0	[M.-%]	5,9	4,0	5,0	5,1

Gemessen wurden im Rahmen der Kontrollprüfungen außerdem die Bettungsdicken, die Fugenbreiten sowie der Fugenfüllungsgrad. Letzteres ist in der **Abbildung 6-30** veranschaulicht.



Abbildung 6-30: Überprüfung des Fugenfüllungsgrades

Bei den Fugenbreiten und dem Fugenfüllungsgrad gab es nur geringfügige Beanstandungen, die nachgebessert wurden. Bezüglich der Bettungsdicken gab es lokal sehr große Unterschiede zwischen 4 und 7 cm. Bekannt ist, dass große Bettungsdicken Spurrinnen begünstigen, was im Weiteren bei der Betreuung der Versuchsstrecke zu beobachten war. Die Unebenheiten der Pflasterdecke dürfen gemäß [2] nicht größer als 1 cm sein, was sowohl in Quer- als auch in Längsrichtung eingehal-

ten war, wie die **Abbildung 6-31** für die Querebenenheiten zeigt. Auch die Anforderungen an die profilgerechte Lage waren eingehalten.

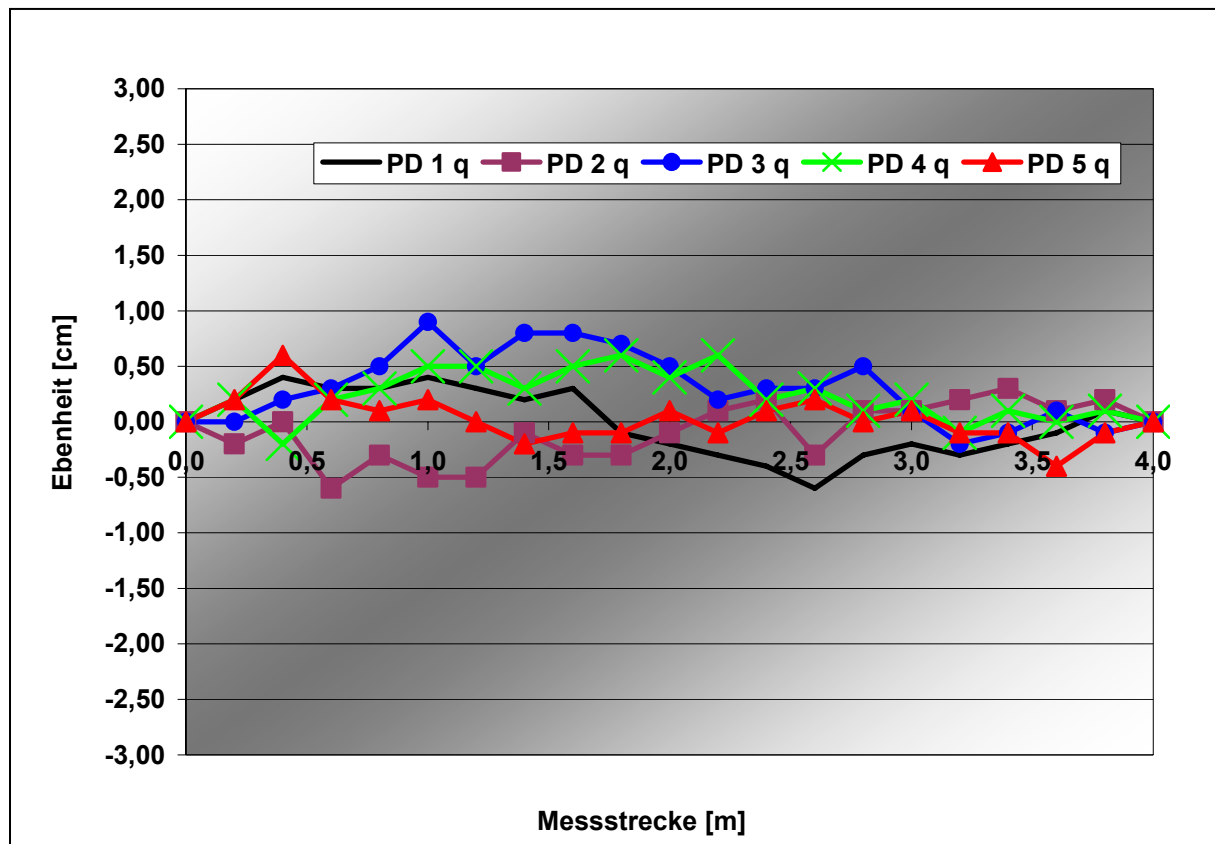


Abbildung 6-31: Querebenenheiten auf der Pflasterdecke

Die Infiltrationsrate wurde an drei Stellen mit Werten von 1223, 382 und 2866 l/s-ha ermittelt. Die hohen Infiltrationsraten lassen sich dadurch erklären, dass sie vor der Verkehrsfreigabe direkt nach dem Verfugen ermittelt wurden.

6.6.2 Betreuung der Versuchsstrecke

Aufgrund des lang anhaltenden Winters konnten die ersten Untersuchungen erst am 31. März 2006 stattfinden. Im Dezember 2005 wurde die Strecke visuell begutachtet, wobei keine sichtbaren Schäden vorhanden waren, was auch von der Stadt Frankfurt bestätigt wurde. Die Ergebnisse der Untersuchungen sind wie im Kapitel 6.6.1 getrennt nach Schichten dargestellt.

Asphalttragschicht

Um eine Nachverdichtung der Asphalttragschicht zu untersuchen, wurden insgesamt vier Bohrkern (\varnothing 150 mm) in unmittelbarer Nähe der Bohrkernentnahmestellen vom Oktober 2005 entnommen, so dass die Hohlraumgehalte direkt miteinander verglichen werden konnten. Die einzelnen Entnahmeorte enthält der **Anhang B**. An der Bushaltestelle wurde sowohl ein Bohrkern im Mai 2006 als auch ein Bohrkern im September 2006 entnommen, wobei sich gegenüber dem Einbauzustand Unter-

schiede von $\pm 0,1$ Vol.-% ergaben. Es kann folglich davon ausgegangen werden, dass auch unter der hohen Verkehrsbelastung durch die Busse keine Nachverdichtung stattgefunden hat. Auch an den anderen Stellen, an denen im September 2006 Bohrkern entnommen wurden, konnte keine Nachverdichtung festgestellt werden. Vor dem Haus Nr. 76, einem nahezu unbelasteten Parkbereich, ergaben sich 18,2 Vol.-% gegenüber 18,1 Vol.-% im Einbauzustand. In der Fahrspur vor dem Haus Nr. 74 wurden 11,3 Vol.-% gegenüber 11,5 Vol.-% im Oktober 2005 ermittelt. An den Bohrkernentnahmestellen wurden außerdem die Infiltrationsraten gemessen. Dabei ergaben sich an der Bushaltestelle mit 2084 l/s·ha (Mai 2006) und 2187 l/s·ha (September 2006) unverändert hohe Infiltrationsraten. In den Bereichen ohne Vlies wurden ebenfalls mit 2414 l/s·ha (Haus Nr. 74) und 923 l/s·ha (Haus Nr. 76) hohe Infiltrationsraten gemessen. Widersprüchlich ist dabei zunächst der höchste Hohlraumgehalt im Verhältnis zu der geringsten Infiltrationsrate vor dem Haus Nr. 76. Die mit 5,4 cm relativ hohe Eindringtiefe an feinen Gesteinskörnungen in die Asphalttragschicht kann dafür als ursächlich angesehen werden. Vor dem Haus Nr. 74 wurde eine Eindringtiefe von 3,2 cm ermittelt, an der Bushaltestelle wurden 1,9 cm gemessen. Das zeigt auch, dass durch das Vlies feine Gesteinskörnungen länger zurückgehalten werden.

Vlies

Sowohl im Mai 2006 als auch im September 2006 wurde das Vlies an der Bushaltestelle begutachtet. Beide Male konnten weder Beschädigungen noch eine Faltenbildung festgestellt werden. Das Vlies hatte sich gut an die Asphaltoberfläche angepasst und feine Gesteinskörnungen passieren lassen, wobei es nicht vollständig von ihnen zugesetzt wurde, wie die **Abbildung 6-32** zeigt.



Abbildung 6-32: Zustand des Vlieses am 28.09.06

Pflasterdecke

Bei allen Ortsterminen wurden sowohl die Infiltrationsraten als auch die Ebenheiten der Pflasterdecke gemessen. Messpunkte für die Infiltrationsraten waren dabei vor den Häusern Nr. 64, Nr. 68 (Bushaltestelle) und Nr. 76. Die **Abbildung 6-33** zeigt die Entwicklung der Infiltrationsraten zwischen dem 03.11.05 und dem 08.11.06.

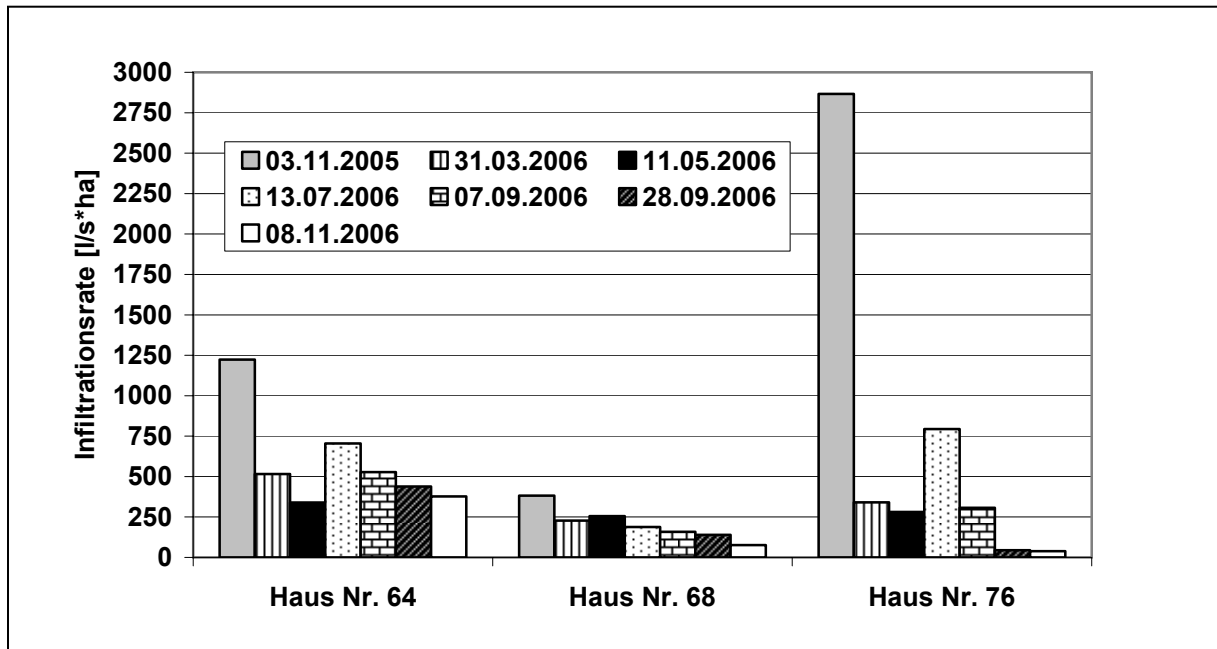


Abbildung 6-33: Entwicklung der Infiltrationsraten im Betreuungsjahr

Gegenüber dem Ausgangszustand sinken die Infiltrationsraten bis Mai 2006 ungefähr auf ein Niveau von 270 l/s*ha, was als wasserdurchlässig gilt und angesichts der Liegedauer der Fläche zu erwarten war. Ein auffälliger Anstieg der Infiltrationsraten ist vor den Häusern Nr. 64 und Nr. 76 zwischen Mai und Juli zu verzeichnen, was eventuell auf Undichtigkeiten des Messringes oder die vorausgegangene lange Trockenperiode zurückzuführen ist. Zwischen Juli und November kann an allen Messpunkten eine kontinuierliche Abnahme der Infiltrationsraten beobachtet werden. Letztlich gelten die Pflasterflächen an den Häusern Nr. 68 und Nr. 76 als nicht mehr wasserdurchlässig, was jedoch nicht auf eine mangelnde Versickerungsfähigkeit der Tragschichten zurückzuführen ist. Es zeigt sich der aus der Literatur bekannte Effekt, dass Pflasterflächen im Laufe der Zeit weitgehend wasserundurchlässig werden.

Die Entwicklung der Querebenheiten im Betreuungsjahr ist beispielhaft in der **Abbildung 6-34** dargestellt. Die übrigen Messprofile enthält der **Anhang B**.

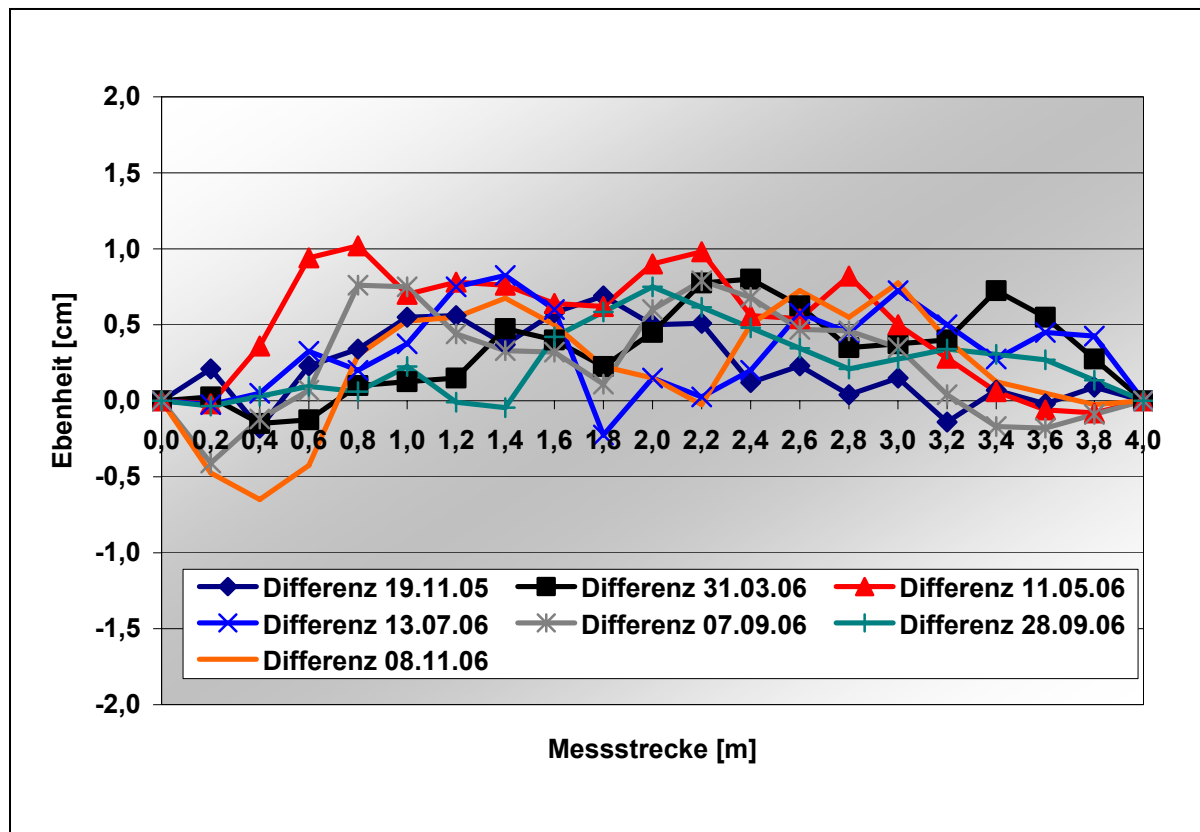


Abbildung 6-34: Entwicklung der Querebeneiten im Betreuungsjahr vor dem Haus Nr. 68

Zu keinem Zeitpunkt konnte messtechnisch oder visuell eine Spurrinnenbildung erkannt werden.

Die Ergebnisse der Siebanalysen des Bettungsmaterials sind in der **Tabelle 6-10** zusammengefasst. Die Bezeichnungen B1 und B2 beziehen sich auf die Entnahme von Bettungsmaterial an der Bushaltestelle, die Bezeichnungen F1 und P1 bedeuten eine Entnahme in der Fahrspur vor dem Haus Nr. 74 bzw. im Parkbereich vor dem Haus Nr. 76.

Tabelle 6-10: Korngrößenverteilungen des Bettungsmaterials

		Einbau Nov. 05	B1 Mai 06	B2 Sept. 06	F1 Sept. 06	P1 Sept. 06
Füller	[M.-%]	4,6	3,5	3,5	5,6	7,0
Feine Gesteinskörnung	[M.-%]	49,7	43,0	45,8	42,7	36,0
> 0,25	[M.-%]	92,2	92,9	93,6	91,6	86,6
> 0,71	[M.-%]	82,7	83,5	84,3	83,5	76,0
Grobe Gesteinskörnung	[M.-%]	45,7	53,5	50,7	52,7	57,0
> 5,0	[M.-%]	4,5	4,1	3,9	3,1	2,2

Im befahrenen Bereich hat sich das Bettungsmaterial im Bereich zwischen 0,71 und 5 mm verändert, so dass von Kornzertrümmerungs- und Einspüleeffekten ausgegangen werden kann. Sehr deutliche Unterschiede zum Ausgangsmaterial ergeben sich

am Entnahmeort P1, an dem der höchste Füllergehalt und der geringste Anteil an feinen Gesteinskörnungen vorhanden sind, was zu der geringen Infiltrationsrate passt. Visuell waren die Bettung oberflächlich stark nachverdichtet und ausgespülte Feinkornanteile an der Oberfläche des WDA deutlich zu erkennen. Obwohl im ersten Jahr die Liederbacher Straße nicht maschinell gereinigt werden sollte, geschah dieses von den örtlichen Stadtwerken, so dass viermal ein Nachfugen erforderlich war. Außerdem wurde durch den Verkehr fortlaufend Fugenmaterial ausgetragen, was der Vergleich der unterschiedlichen Fugenfüllungsgrade für den befahrenen und den unbefahrenen Bereich in der **Abbildung 6-35** deutlich macht.

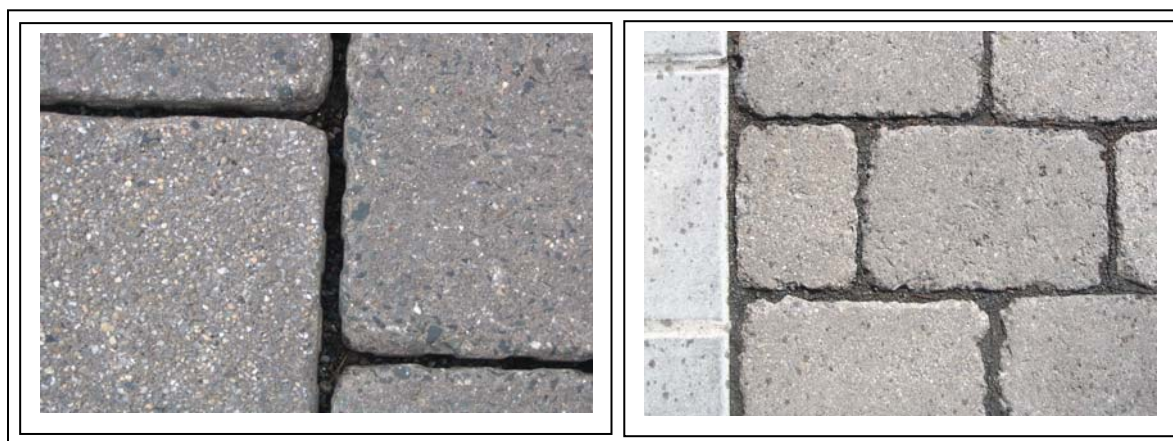


Abbildung 6-35: Unterschiedlicher Fugenfüllungsgrad im befahrenen (links) und unbefahrenen Bereich (rechts)

6.6.3 Fazit der Versuchsstrecke

Somit haben sich im Betreuungsjahr sowohl die Variante mit Vlies als auch die Variante ohne Vlies bewährt. Es traten trotz der Einbauschwierigkeiten bei der Asphalttragschicht und der daraus resultierenden erhöhten Bettungsdicke weder vertikale Verformungen noch horizontale Verschiebungen der Pflasterdecke auf. Die Veränderungen des Bettungsmaterials durch Kornzertrümmerung und Einspüleffekte blieben ohne Auswirkungen für die Befestigung. Eine deutlich ausreichende Versickerungsfähigkeit des WDA war jederzeit gegeben, die Versickerungsfähigkeit der Pflasterdecke hingegen nahm erwartungsgemäß ab.

7 Schlussfolgerungen für die Praxis

Aus den Untersuchungen im Labor und der Betreuung der Versuchsstrecke beim Bau und während eines Betriebsjahres können folgende Schlüsse gezogen werden:

Asphalttragschichten gemäß ZTV T-StB [3] sollten aufgrund nicht ausreichender Versickerungsfähigkeit nicht unter Pflasterdecken verwendet werden. Empfohlen werden Asphalttragschichten nach M WDA [26], wobei sich ein Hohlraumgehalt von ca. 16 Vol.-% als günstig erwiesen hat. Asphalttragschichten mit deutlich höheren Hohlraumgehalten sollten unter hoch belasteten Pflasterdecken aufgrund möglicher Tragfähigkeitsprobleme nicht eingebaut werden, niedrigere Hohlraumgehalte gefährden eine ausreichende Versickerungsfähigkeit. Die Konzeption der Asphalttragschicht sollte auf die Ausbildung einer günstigen Hohlraumstruktur ausgelegt sein. Dabei ist das Vorhandensein von kommunizierenden Hohlräumen zur Gewährleistung der Wasserdurchlässigkeit entscheidend. Eine ausreichende Wasserdurchlässigkeit $\geq 5,4 \cdot 10^{-5}$ m/s sollte im Rahmen der Eignungsprüfung nach DIN EN 12697-19 [25] und im Rahmen der Kontrollprüfung nachgewiesen werden. Ein kritisches Haftverhalten zwischen Bindemittel und Gesteinskörnungen unter Wasser- und Luftzutritt konnte in Anbetracht der kurzen Versuchsdauer bei der hier verwendeten Gesteinskörnung nicht festgestellt werden, ist aber vor dem Hintergrund der Wasserzugänglichkeit grundsätzlich von Bedeutung.

Eine zuverlässige Beurteilung der Verformungsresistenz bei Wärme konnte mit den gewählten Versuchen unter den verwendeten Versuchsbedingungen nicht erfolgen.

Die Verdichtung der Asphalttragschicht sollte statisch mit einer leichten bis mittelschweren Glattmantelwalze (ca. 4 bis 6 t) erfolgen, wobei besonders auf die ausreichende Ebenheit der Asphalttragschicht zu achten ist.

Für die Ableitung des Wassers unterhalb der Asphalttragschicht müssen darunter liegende Schichten ebenfalls ausreichend wasserdurchlässig ausgeführt sein oder Maßnahmen zur Entwässerung getroffen werden.

Das Bettungsmaterial muss die Anforderungen aus den TL Pflaster-StB 06 [7] erfüllen, auf möglichst korn- und abriebfeste Gesteinskörnungen wie z. B. Diabas oder Basalt ist Wert zu legen, da die Asphalttragschicht ein deutlich starreres Widerlager darstellt als Tragschichten ohne Bindemittel. Aus diesen Gründen wird eine gleichmäßige Bettungsdicke von 4 cm im verdichteten Zustand vorgeschlagen.

Die Verwendung eines Filtervlieses verhindert länger ein Zuschlämmen der Hohlräume in der Asphalttragschicht. Empfohlen werden mechanisch verfestigte Vliese der Geotextilrobustheitsklasse 5, die auf größeren Flächen maschinell verlegt werden sollten.

Eine Verwendung von Dränmatten erwies sich als ungünstig, da ohne zusätzliche Befestigung der Matten möglicherweise eine zusätzliche Scherfuge im Oberbau entsteht.

Aufgrund der erzielten Ergebnisse erhöht sich die Anwendungssicherheit dieser Bauweise für kmU, die meistens für die Ausführung von Pflasterdecken in kommunalen Bereichen verantwortlich sind. Gleichzeitig bekommen Asphalthersteller (ebenfalls in der Regel kmU) zusätzliche Marktanteile, da bisher überwiegend Tragschichten ohne Bindemittel unter Pflasterdecken ausgeführt wurden. Gerade bei höheren Verkehrsbelastungen (Bauklasse III) kann nun der Vorteil der höheren Tragfähigkeit einer Asphalttragschicht genutzt werden, wodurch die Wettbewerbssituation der kmU im Bereich Asphalt durch die Ausweitung des Einsatzbereiches gestärkt wird.

8 Zusammenfassung

Pflasterdecken sind aufgrund ihrer gestalterischen Möglichkeiten in kommunalen Bereichen eine beliebte Oberbauart. Da jedoch auch innerstädtisch hohe Verkehrsbelastungen durch Liefer- oder Busverkehr auftreten können, kam es des Öfteren zu Schadensfällen in Form von vertikalen Verformungen oder horizontalen Verschiebungen der Pflasterdecke. Um die Tragfähigkeit solcher höher belasteten Pflasterdecken zu verbessern, kann eine Asphalttragschicht statt der bisher üblicherweise verwendeten Tragschichten ohne Bindemittel verwendet werden. Da durch die Fugen der Pflasterdecke Niederschlagswasser in die Befestigung eintreten kann, muss die Gesamtkonstruktion jedoch ausreichend versickerungsfähig ausgebildet sein oder über andere Möglichkeiten der Entwässerung beispielsweise in Form von Dränmatten zwischen Bettung und Asphalttragschicht verfügen.

Im Rahmen dieses Forschungsprojektes wurden zunächst zwei unterschiedliche Oberbauvarianten untersucht. Bei der einen handelte es sich um eine Pflasterdecke auf einer wasserdurchlässig konzipierten Asphalttragschicht, bei der anderen um eine Pflasterdecke auf einer konventionellen Asphalttragschicht. Im ersten Fall waren zusätzlich geotextile Filter zwischen Bettung und Asphalttragschicht vorgesehen, im zweiten Fall unterschiedliche Dränmatten als Zwischenlage zur Wasserableitung.

Zunächst wurden Eignungsprüfungen und Wasserdurchlässigkeitsversuche an drei Asphaltgemischen durchgeführt. Dabei wurden zwei Gemische nach ZTV T-StB [3] konzipiert und eines nach dem Entwurf des Merkblattes „Wasserdurchlässige Asphaltbefestigungen“ [26]. An diesen Gemischen wurden außerdem Druckschwell- und Spurbildungsversuche durchgeführt, wobei die Ergebnisse zeigten, dass mit diesen Versuchen unter den gewählten Versuchsbedingungen keine praxisgerechte Vergleichbarkeit der Gemische erfolgen kann.

Ein nächster Schritt war die Untersuchung der gewählten Geotextilien und Dränmatten. Dabei wurde ihre Durchlässigkeit in Abhängigkeit von einer Belastung und nach dem Aufbringen von Bettungsmaterial getestet. Die Unterschiede zwischen den Geokunststoffen waren deutlich, obwohl bei allen Materialien keine Dickenänderungen festgestellt werden konnten, die sich nachteilig auf die Wasserdurchlässigkeit hätten auswirken können. Ein mechanisch verfestigtes Vlies der Geotextilrobustheitsklasse 5 erzielte hierbei das beste Ergebnis. Gleiches galt für die Versuche, bei denen überprüft werden sollte, ob durch das Einbringen eines Geokunststoffes eine zusätzliche Scherfuge im Oberbau bei auftretenden Horizontalkräften entsteht. Grundsätzlich kann festgehalten werden, dass bei allen verwendeten Geotextilien keine zusätzliche kritische Scherfuge entstand. Dies war bei den Dränmatten nicht

der Fall, so dass diese bei den weiteren Untersuchungen nicht weiter berücksichtigt wurden.

Untersuchungen in einem Feldversuchsstand und der Straßenprüfmaschine (RuB-StraP) zeigten, dass Tragschichten aus [3] bei einer vorgegebenen kombinierten Beanspruchung aus simulierter Verkehrsbelastung und Niederschlagsereignissen nicht dauerhaft versickerungsfähig bleiben, sondern dass durch Kornzertrümmerung und Ausspülen von Feinanteilen aus dem Bettungsmaterial die Hohlräume der Asphalttragschicht schnell zugesetzt werden. Derartige Tragschichten verfügen offensichtlich über eine eher ungünstige Hohlraumstruktur mit wenig kommunizierenden Hohlräumen und können nicht ausreichend Speichervolumen für eindringendes Wasser zur Verfügung stellen.

Für den Bau einer Versuchsstrecke der Bauklasse III mit Busverkehr in der Stadt Frankfurt a. M. wurden das Gemisch „WDA“ nach [26] und ein mechanisch verfestigtes Vlies der Geotextilrobustheitsklasse 5 ausgewählt, welches auf der halben Länge der Versuchsstrecke verlegt wurde. Beide Varianten (mit und ohne Vlies) haben sich im Verlauf eines Jahres bewährt, so dass trotz Einbauschwierigkeiten bei der Asphalttragschicht und daraus resultierender erhöhter Dicke der Bettung keinerlei Schäden aufgetreten sind. Dennoch sollte die Einhaltung der Anforderungen an die Ebenheit der Asphalttragschicht bei weiteren Baumaßnahmen beachtet werden. Deutlich wurde, dass ein Vlies länger ein Zuschlammern der Hohlräume der Asphalttragschicht verhindert, der Asphalt aber bei beiden Varianten während des ersten Betriebsjahres ausreichend versickerungsfähig blieb. Die Infiltrationsrate der Pflasterdecke nahm im Laufe des Jahres ab, so dass künftig von einem geringeren Wasserzutritt zur Asphalttragschicht auszugehen ist. Das Bettungsmaterial wies oberflächlich eine Nachverdichtung auf. Siebanalysen zeigten, dass Kornzertrümmerung und Ausspülungen stattgefunden hatten, die jedoch bisher ohne Folgen für die Pflasterdecke blieben. Auf korn- und abriebfeste Gesteinskörnungen für die Bettung sollte verstärkt Wert gelegt werden, eine Bettungsdicke von 4 cm im verdichteten Zustand wird aufgrund der Steifigkeit der Asphalttragschicht empfohlen.

9 Verzeichnisse

Literaturverzeichnis

- [1] Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen – RStO 01, Ausgabe 2001, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Köln
- [2] Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Pflasterdecken und Plattenbelägen – ZTV P-StB 2000, Ausgabe 2000, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Köln
- [3] Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Tragschichten im Straßenbau – ZTV T-StB 95, Ausgabe 1995/Fassung 2002, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Köln
- [4] Schlussbericht zum Forschungsvorhaben FA FGSV 1/2002: „Beurteilung der Eignung von Pflasterdecken für Ortsdurchfahrten von Bundesstraßen“, Institut für Straßenwesen und Eisenbahnbau der Ruhr-Universität Bochum, Bochum, 2003
- [5] ATV DIN 18318: Verkehrswegebauarbeiten – Pflasterdecken und Plattenbeläge in ungebundener Ausführung, Einfassungen – Beuth Verlag GmbH, 2006
- [6] Merkblatt für Flächenbefestigungen mit Pflasterdecken und Plattenbelägen, Teil 1 Regelbauweise (Ungebundene Ausführung) – M FP 1, Ausgabe 2003, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Köln
- [7] Technische Lieferbedingungen für Bauprodukte zur Herstellung von Pflasterdecken, Plattenbelägen und Einfassungen – TL Pflaster-StB 06, Ausgabe 2006, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Köln
- [8] Ulonska, D.: Richtig Pflastern – Ein Leitfaden, Fachvereinigung Betonprodukte für Straßen-, Landschafts- und Gartenbau e.V., Bonn, 2006
- [9] Straube, E.; Krass, K.: Straßenbau und Straßenerhaltung, 8. Auflage, Erich Schmidt Verlag GmbH & Co., Berlin, 2005
- [10] Merkblatt über die Anwendung von Geokunststoffen im Erdbau des Straßenbaus – M Geok E, Ausgabe 2005; Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Köln

-
- [11] Kisskalt, J.; Kossedeny, Th.: Untersuchungen zur Langzeitfilterwirksamkeit von Geotextilien unter statischer und dynamischer Beanspruchung, Straße & Autobahn, Ausgabe 04/94
- [12] Wilmers, W.: Zur Einführung der technischen Lieferbedingungen TL Geotex E-StB 95 und des Merkblattes für die Anwendung von Geotextilien und Geogittern im Erdbau des Straßenbaus, Ausgabe 1994; Straße & Autobahn, Ausgabe 10/95
- [13] Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Fahrbahndecken aus Beton – ZTV Beton-StB 01, Ausgabe 2001, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Köln
- [14] Koch, C.: Zum Tragverhalten von Pflasterbefestigungen, Schriftenreihe des Institutes für Straßenwesen und Eisenbahnbau der Ruhr-Universität Bochum, Heft Nr. 13, Bochum, 1999
- [15] Schlussbericht zum Forschungsvorhaben FE 06.059 G91D des Bundesministers für Verkehr: „Anforderungen an die Wasserdurchlässigkeit und die erforderliche unterirdische Entwässerung von Befestigungen mit wasserdurchlässigen Pflaster- und Plattenbelägen“, BTU Cottbus, Cottbus, 1997
- [16] Merkblatt für wasserdurchlässige Befestigungen von Verkehrsflächen, Ausgabe 1998, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Köln
- [17] Smith, R.W.: Examination of fractions related to the development and performance of open-graded asphalt, International Symposium on porous asphalt, Amsterdam, 1976
- [18] Technische Prüfvorschriften für Asphalt im Straßenbau – TP A-StB, Teil: Einaxialer Druckschwellversuch – Bestimmung des Verformungsverhaltens von Walzasphalten bei Wärme, Ausgabe 1999, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Köln
- [19] Pohlmann, P.: Helle Asphaltstraßen verbessern deren Verformungsresistenz, Bitumen Heft 1, 1996
- [20] Schlussbericht zum Forschungsvorhaben FE 07.165/1999/EGB des Bundesministeriums für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen: „Schaffung eines Bewertungshintergrundes zur Prognostizierung der Standfestigkeit von

- Asphalten mit dem Druckschwellversuch – Hauptphase“, Institut für Straßen- und Eisenbahnwesen, Universität Karlsruhe, Karlsruhe, 2002
- [21] Renken, P.: Optimierung und Qualitätssicherung offenporiger Asphaltdeckschichten, Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 765, Bonn, 1999
- [22] Technische Prüfvorschriften für Asphalt im Straßenbau – TP A – StB, Teil: Spurbildungsversuch – Bestimmung der Spurrinntiefe im Wasserbad, Ausgabe 1997, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Köln
- [23] Richter, E.; Schubert, M.: Kritische Beurteilung der Spurbildungsprüfung, Bitumen Heft 3, 1998
- [24] Gauer, Peter K.: Der Spurbildungsversuch – Stand der Entwicklung, Straße & Autobahn, Ausgabe 10/2003
- [25] DIN EN 12697-19: Prüfverfahren für Asphalt – Teil 19: Durchlässigkeit von Probekörpern, Ausgabe 2004, Beuth Verlag GmbH
- [26] Merkblatt „Wasserdurchlässige Asphaltbefestigungen“ – M WDA; Entwurf 2005; Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Köln
- [27] Merkblatt für die Anwendung von Geotextilien und Geogittern im Erdbau des Straßenbaues, Ausgabe 1994, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Köln
- [28] DIN 18130: Bestimmung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwerts, Teil 1: Laborversuche, Ausgabe 1998, Beuth Verlag GmbH
- [29] Richtlinien für die Güteüberwachung von Mineralstoffen im Straßenbau – RG Min-StB 93, Ausgabe 1993/1996, Ergänzte Ausgabe 2000, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Köln
- [30] DIN 1996: Prüfung bituminöser Massen für den Straßenbau und verwandte Gebiete bzw. Prüfung von Asphalt – 1988, Beuth Verlag GmbH
- [31] Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau – ZTV E-StB 94, Ausgabe 1994/Fassung 1997, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Köln
- [32] DIN 18134: Plattendruckversuch, Ausgabe 2001, Beuth Verlag GmbH

-
- [33] Merkblatt über die statistische Auswertung von Prüfergebnissen – Teil 2: Erkennen und Behandeln von Ausreißern, Ausgabe 2003, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Köln
- [34] Schlussbericht zum Forschungsvorhaben AiF 13616BG: „Optimierung der Zusammensetzung wasserdurchlässiger Asphaltbefestigungen“, Fachgebiet Straßenwesen mit Versuchsanstalt der Technischen Universität Darmstadt, Darmstadt, 2005

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 2-1: Pflasterdecke mit Geotextil auf hohlraumreicher Asphalttragschicht.....	3
Abbildung 2-2: Pflasterdecke und Dränmatte auf Asphalttragschicht	3
Abbildung 3-1: Für die Versickerung nicht mehr nutzbare Bohrlöcher	6
Abbildung 3-2: Begriffe zu Geokunststoffen.....	7
Abbildung 3-3: Ausbildung von Dränmatten.....	7
Abbildung 3-4: Hohlraumtypen nach [17].....	10
Abbildung 3-5: Prinzipskizze des Versuchsaufbaus.....	13
Abbildung 3-6: Prinzipskizze des Tropfinfiltrometers	14
Abbildung 5-1: Verwendete Dränmatten	24
Abbildung 5-2: Ermittlung des Scherwiderstandes zwischen Geokunststoff und Asphalttragschicht.....	26
Abbildung 5-3: Ermittlung des Scherwiderstandes zwischen Bettungsmaterial und Pflastersteinen	26
Abbildung 5-4: Verschiedene Systeme zur Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit	28
Abbildung 5-5: Feldversuchsstand des Lehrstuhls für Verkehrswegebau	28
Abbildung 5-6: Aufbauvarianten im Feldversuchsstand	29
Abbildung 5-7: Messung der Infiltrationsrate auf dem WDA im Versuchsfeld 1 des Feldversuchsstandes	31
Abbildung 5-8: Schematische Darstellung der RUB-StraP	31
Abbildung 5-9: Unmaßstäbliche Skizze des Prüffeldes mit Angabe des Koordinatenursprungs und der Abmessungen.....	32
Abbildung 5-10: Oberbauvarianten in der RUB-StraP.....	33
Abbildung 5-11: Einbau des WDA in die RUB-StraP	33
Abbildung 5-12: Regensimulation während des Fahrbetriebs	34
Abbildung 5-13: Lage der Versuchsstrecke	35
Abbildung 5-14: Vorhandenes Schadensbild in der Liederbacher Straße (an die Oberfläche gespültes Bettungsmaterial)	36
Abbildung 5-15: Geplanter Oberbau für die Liederbacher Straße.....	37
Abbildung 6-1: Im Druckschwellversuch ermittelte Dehnungsraten im Wendepunkt.....	41
Abbildung 6-2: Ermittelte Spurrinntiefen der drei Asphaltgemische bei 50 °C ...	42
Abbildung 6-3: Ergebnisse der Wasserdurchlässigkeitsversuche nach DIN EN 12697-19 [25].....	43
Abbildung 6-4: Maximal aufnehmbare Lasten der Geotextilien in und quer zur Produktionsrichtung	44

Abbildung 6-5: Maximal aufnehmbare Lasten der Dränmatten in und quer zur Produktionsrichtung	44
Abbildung 6-6: Vergleich der Scherwiderstände zwischen Vlies und Asphalt, Pflastersteinen und Bettung sowie bei vollflächiger Überlappung..	45
Abbildung 6-7: Vergleich der Scherwiderstände zwischen Dränmatte und Asphalt und Pflastersteinen und Bettung	46
Abbildung 6-8: Prozentuale Veränderung des k_f - Wertes.....	47
Abbildung 6-9: Vergleich der Korngrößenverteilungen des Bettungsmaterials im Ausgangszustand und nach Beendigung der Versuche.....	48
Abbildung 6-10: Infiltrationsraten des WDA beim Einbau und vor dem Ausbau	49
Abbildung 6-11: Ermittelte Infiltrationsraten auf der Pflasterdecke	50
Abbildung 6-12: Korngrößenverteilung des Bettungsmaterials der unterschiedlichen Varianten vor und nach Belastung im Versuchsfeld 1	51
Abbildung 6-13: Infiltrationsraten der „ATS“ beim Einbau und vor dem Ausbau	52
Abbildung 6-14: Fehlende Versickerungsfähigkeit im Versuchsfeld 2 mit „ATS“	52
Abbildung 6-15: Korngrößenverteilung des Bettungsmaterials der unterschiedlichen Varianten vor und nach Belastung im Versuchsfeld 2	53
Abbildung 6-16: Verwendetes Messraster zur Erfassung der vertikalen Verformungen der Pflasterdecke	54
Abbildung 6-17: Vertikale Verformungen der Pflasterdecke nach 30.000 Überrollungen im Versuchsfeld 1.....	55
Abbildung 6-18: Korngrößenverteilung des Bettungsmaterials vor und nach dem Fahrbetrieb der RUB-StraP im Versuchsfeld 1	56
Abbildung 6-19: Oberfläche des WDA im Versuchsfeld 1 nach 30.000 Überrollungen	57
Abbildung 6-20: Herausgedrücktes Bettungsmaterial im Versuchsfeld 2.....	58
Abbildung 6-21: Vertikale Verformungen der Pflasterdecke nach 30.000 Überrollungen im Versuchsfeld 2.....	59
Abbildung 6-22: Korngrößenverteilung des Bettungsmaterials vor und nach dem Fahrbetrieb der RUB-StraP im Versuchsfeld 2	60
Abbildung 6-23: Vertikale Verformungen der Pflasterdecke nach 30.000 Überrollungen im Versuchsfeld 3.....	61
Abbildung 6-24: Korngrößenverteilung des Bettungsmaterials vor und nach dem Fahrbetrieb der RUB-StraP im Versuchsfeld 3	62
Abbildung 6-25: Oberfläche des WDA im Versuchsfeld 3 nach 30.000 Überrollungen	62
Abbildung 6-26: Untergrund im Bereich der Fahrbahnmitte vor Beginn der Arbeiten	65
Abbildung 6-27: Querebenheiten auf der Frostschutzschicht.....	66

Abbildung 6-28: Querebenheiten auf der Asphalttragschicht	69
Abbildung 6-29: Verlegtes Vlies und Bettungsmaterial	69
Abbildung 6-30: Überprüfung des Fugenfüllungsgrades	70
Abbildung 6-31: Querebenheiten auf der Pflasterdecke.....	71
Abbildung 6-32: Zustand des Vlieses am 28.09.06	72
Abbildung 6-33: Entwicklung der Infiltrationsraten im Betreuungsjahr	73
Abbildung 6-34: Entwicklung der Querebenheiten im Betreuungsjahr vor dem Haus Nr. 68	74
Abbildung 6-35: Unterschiedlicher Fugenfüllungsgrad im befahrenen (links) und unbefahrenen Bereich (rechts).....	75

Tabellenverzeichnis

Tabelle 5-1: Einzelne Mischgutkomponenten	20
Tabelle 5-2: Gewählte Geotextilien	23
Tabelle 5-3: Eigenschaften der verwendeten Dränmatten	24
Tabelle 5-4: Ortstermine und durchgeführte Untersuchungen an der Pflaster- decke	39
Tabelle 5-5: Ortstermine und durchgeführte Untersuchungen am WDA	39
Tabelle 6-1: Mischguteigenschaften der drei Mischgutarten	40
Tabelle 6-2: Ergebnisse der Untersuchungen an den Bohrkernen aus dem Versuchsfeld 1	58
Tabelle 6-3: Ergebnisse der Untersuchungen an den Bohrkernen aus dem Versuchsfeld 2	60
Tabelle 6-4: Ergebnisse der Untersuchungen an den Bohrkernen aus dem Versuchsfeld 3	63
Tabelle 6-5: Ermittelte Korngrößenverteilungen der Frostschutzschicht	65
Tabelle 6-6: Kontrollprüfungsergebnisse des Mischguts für die Asphalttrag- schicht	67
Tabelle 6-7: Hohlraumgehalte und Raumdichten am Marshall-Probekörper	67
Tabelle 6-8: Hohlraumgehalte, Raumdichten, Verdichtungsgrade der Bohrkern- e und Infiltrationsraten an den Bohrkernentnahmestellen	68
Tabelle 6-9: Ermittelte Korngrößenverteilungen des Bettungs-/ Fugenmaterials	70
Tabelle 6-10: Korngrößenverteilungen des Bettungsmaterials	74

Anhänge

Anhang A:

Ergebnisse der Laboruntersuchungen

Eignungsprüfung Nr. 1:

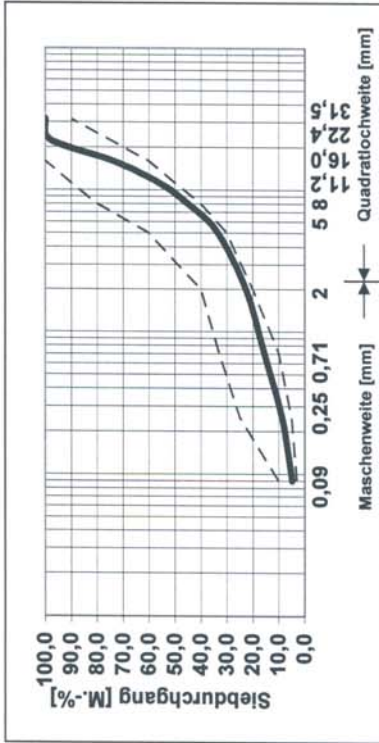
Mischgutart: Asphalttragschicht ATS 0/22 CS
 Grundlage: ZTV T-StB 95/02

Zusammensetzung der Gesteinskörnungen:

		M.-%	Hersteller
1	Füller	< 0,09 mm	3,0 HANSA, Do
2	Edelbrechsand	0/2 mm	14,0 HANSA, Do
3	Natursand	0/2 mm	6,0 HANSA, Do
4	Edelsplitt	2/5 mm	10,0 HANSA, Do
5	Edelsplitt	5/8 mm	10,0 HANSA, Do
6	Edelsplitt	8/11 mm	11,0 HANSA, Do
7	Edelsplitt	11/16 mm	15,0 HANSA, Do
8	Edelsplitt	16/22 mm	31,0 HANSA, Do

Siebanalyse der Gesteinskörnungen:

Prüf sieb	Rückstand		Durchgang		Anteil	
	M.-%	M.-%	M.-%	M.-%	M.-%	M.-%
< 0,09 mm	4,9	-	4,9	4,9	Füller	
0,09 mm	3,8	4,9	8,7	17,8	Feine Gesteinskörnung	
0,25 mm	6,9	8,7	15,6			
0,71 mm	7,1	15,6	22,7			
2,0 mm	10,7	22,7	33,4			
5,0 mm	11,6	33,4	45,0			
8,0 mm	10,8	45,0	55,8			
11,2 mm	16,5	55,8	72,3	77,3	Grobe Gesteinskörnung	
16,0 mm	25,6	72,3	97,9			
22,4 mm	2,1	97,9	100			
31,5 mm	0	100				



Mischguteigenschaften:

Variante	A	B	C	
Bindemittelart	50/70			
Bindemittelgehalt	M.-%	3,6	3,9	4,2
Bindemittelgehalt	M.-T.	3,73	4,06	4,38
Rohdichte Gesteinskörnungen	g/cm³	2,704		
Rohdichte Asphaltmischgut	g/cm³	2,561	2,550	2,539
Raumdicke (MPK)	g/cm³	2,440	2,443	2,475
Hohlraumgehalt H _{bl}	Vol.-%	5,1	6,0	3,9
Marshall-Stabilität bei 60 °C	kN	12,3	10,3	12,2
Marshall-Fließwert bei 60 °C	mm	3,9	3,7	3,9

Eignungsprüfung Nr. 2:

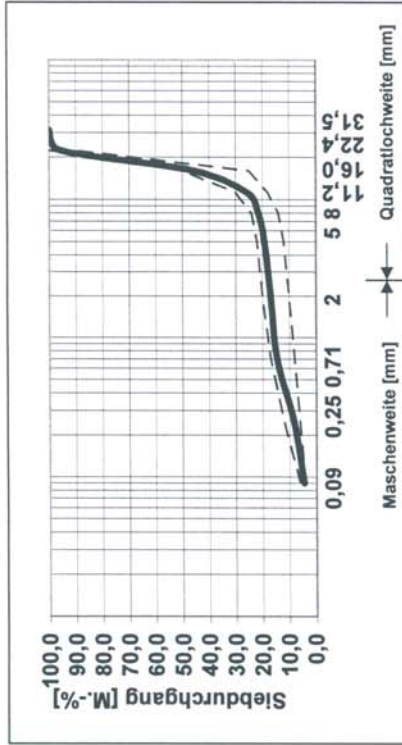
Mischgutart: Wasserdurchlässige Asphalttragschicht (WDA)
 Grundlage: Entwurf M WDA

Zusammensetzung der Gesteinskörnungen:

		M.-%	Hersteller
1	Füller	< 0,09 mm	HANSA, Do
2	Edelbrechsand	Grauwacke 0/2 mm	HANSA, Do
3	Natursand	0/2 mm	HANSA, Do
4	Edelsplitt	Grauwacke 2/5 mm	HANSA, Do
5	Edelsplitt	Grauwacke 5/8 mm	HANSA, Do
6	Edelsplitt	Grauwacke 8/11 mm	HANSA, Do
7	Edelsplitt	Grauwacke 11/16 mm	HANSA, Do
8	Edelsplitt	Grauwacke 16/22 mm	HANSA, Do

Siebanalyse der Gesteinskörnungen:

Prüfsieb	Rückstand		Durchgang		Anteil	
	M.-%	M.-%	M.-%	M.-%	M.-%	M.-%
< 0,09	mm	4,6	-	4,6	Füller	
0,09	mm	3,8	4,6		Feine	
0,25	mm	6,3	8,4	12,3	Gesteins-	
0,71	mm	2,2	14,7		körnung	
2,0	mm	2,3	16,9			
5,0	mm	2,3	19,2			
8,0	mm	4,3	21,5			
11,2	mm	19,9	25,8			
16,0	mm	50,2	45,7			
22,4	mm	4,1	95,9			
31,5	mm	0	100			
					Grobe	
					Gesteins-	
					körnung	
						83,1



Mischguteigenschaften:

Variante	A	B	C	
Bindemittelart	50/70			
Bindemittelgehalt	M.-%	4,2	4,5	4,8
Bindemittelgehalt	M.-T.	4,38	4,71	5,04
Stabilisierende Zusätze	M.-%	0,3		
Rohdichte Gesteinskörnungen	g/cm³	2,705		
Rohdichte Asphaltmischgut	g/cm³	2,539	2,528	2,517
Raumdichte (MPK)	g/cm³	2,106	2,125	2,152
Hohlraumgehalt H _{hif}	Vol.-%	16,3	16,0	14,5
Marshall-Stabilität bei 60 °C	kN	4,2	4,0	3,8
Marshall-Fließwert bei 60 °C	mm	3,3	3,6	3,5

Eignungsprüfung Nr. 3:

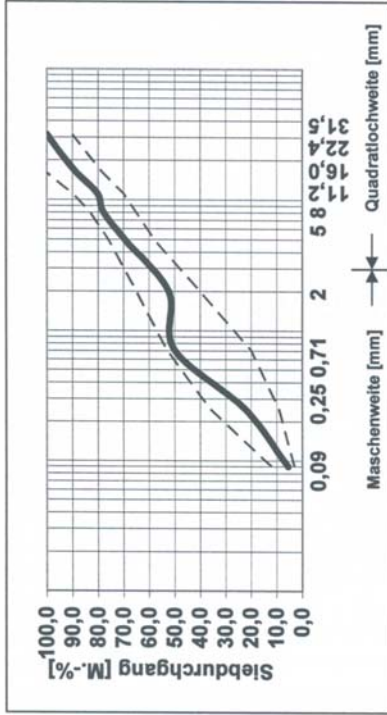
Mischgutart: Wasserdurchlässige Asphalttragschicht (ATS-WD)
 Grundlage: ZTV T-StB 95/02

Zusammensetzung der Gesteinskörnungen:

		M.-%	Hersteller
1	Füller	< 0,09 mm	5,0 HANSA, Do
2	Edelbrechsand	0/2 mm	0,0 HANSA, Do
3	Natursand	0/2 mm	46,0 HANSA, Do
4	Edelsplitt	Grauwacke 2/5 mm	19,0 HANSA, Do
5	Edelsplitt	Grauwacke 5/8 mm	9,0 HANSA, Do
6	Edelsplitt	Grauwacke 8/11 mm	0,0 HANSA, Do
7	Edelsplitt	Grauwacke 11/16 mm	9,0 HANSA, Do
8	Edelsplitt	Grauwacke 16/22 mm	7,0 HANSA, Do
9	Edelsplitt	Grauwacke 22/32 mm	5,0 HANSA, Do

Siebanalyse der Gesteinskörnungen:

Prüfsieb	Rückstand		Durchgang		Anteil	
	mm	M.-%	mm	M.-%	M.-%	M.-%
< 0,09	5,5	5,5	-	5,5	5,5	Füller
0,09	16,9	16,9	5,5	5,5	46,8	Feine Gesteinskörnung
0,25	27,6	27,6	22,4	22,4	47,7	Grobe Gesteinskörnung
0,71	2,3	2,3	50,0	50,0		
2,0	17,3	17,3	52,3	52,3		
5,0	8,2	8,2	69,6	69,6		
8,0	2,5	2,5	77,8	77,8		
11,2	8,0	8,0	80,3	80,3		
16,0	6,2	6,2	88,3	88,3		
22,4	5,5	5,5	94,5	94,5		
31,5	0	0	100	100		



Mischguteigenschaften:

Variante	A	B	C	
Bindemittelart	50/70			
Bindemittelgehalt	M.-%	3,9	4,2	4,5
Bindemittelgehalt	M.-T.	4,06	4,38	4,71
Rohdichte Gesteinskörnungen	g/cm³	2,695		
Rohdichte Asphaltmischgut	g/cm³	2,542	2,531	2,520
Raumdicke (MPK)	g/cm³	2,213	2,260	2,235
Hohlraumgehalt H _{bit}	Vol.-%	12,9	10,5	11,7
Marshall-Stabilität bei 60 °C	kN	2,2	4,4	3,2
Marshall-Fließwert bei 60 °C	mm	1,9	1,7	1,9

Tabelle A-1: Ergebnisse der Durchlässigkeitsversuche an MPKs

Eigenschaften MPK									
Mischgutart	MPK Nr.	ρ_A [g/cm ³]	MW ρ_A [g/cm ³]	H _{bit} [Vol.-%]	MW H _{bit} [Vol.-%]	H _{bit} StAbw [Vol.-%]	K _v [m/s]	MW K _v [m/s]	K _v StAbw [m/s]
ATS	1-1	2,401	2,412	5,83	5,42	0,423	1,31E-04	7,90E-05	5,017E-05
ATS	1-2	2,417		5,21			2,51E-05		
ATS	1-3	2,395		6,06			-		
ATS	1-4	2,407		5,62			-		
ATS	1-5	2,416		5,24			4,87E-05		
ATS	1-6	2,425		4,90			1,11E-04		
ATS	1-7	2,420		5,09			-		

Eigenschaften MPK									
Mischgutart	MPK Nr.	ρ_A [g/cm ³]	MW ρ_A [g/cm ³]	H _{bit} [Vol.-%]	MW H _{bit} [Vol.-%]	H _{bit} StAbw [Vol.-%]	K _v [m/s]	MW K _v [m/s]	K _v StAbw [m/s]
WDA	2-1	2,106	2,106	17,06	17,05	0,895	-	5,87E-04	1,06E-04
WDA	2-2	2,122		16,41			-		
WDA	2-3	2,127		16,24			-		
WDA	2-4	2,107		17,01			-		
WDA	2-5	2,095		17,48			6,87E-04		
WDA	2-6	2,081		18,05			4,75E-04		
WDA	2-7	2,139		15,76			6,67E-04		
WDA	2-8	2,112		16,82			5,20E-04		
WDA	2-9	2,066		18,61			-		

Eigenschaften MPK									
Mischgutart	MPK Nr.	ρ_A [g/cm ³]	MW ρ_A [g/cm ³]	H _{bit} [Vol.-%]	MW H _{bit} [Vol.-%]	H _{bit} StAbw [Vol.-%]	K _v [m/s]	MW K _v [m/s]	K _v StAbw [m/s]
ATS-WD	3-1	2,272	2,256	10,24	10,72	0,445	2,38E-06	4,46E-06	2,935E-04
ATS-WD	3-2	2,264		10,53			6,53E-06		
ATS-WD	3-3	2,263		10,59			-		
ATS-WD	3-4	2,264		10,54			-		
ATS-WD	3-5	2,239		11,52			-		
ATS-WD	3-6	2,255		10,90			-		

Tabelle A-2: Ergebnisse der Druckschwellversuche

Eigenschaften MPK								
Mischgutart	MPK Nr.	H _{bit} [Vol.-%]	ε _w [%]	MW ε _w [%]	ε _w * [%]	MW ε _w * [%]	ε _w * StAbw [%]	LW bei Abbruch
ATS	1-1	5,83	8,1	9,27	2,101	1,886	0,394	10000
ATS	1-2	5,21	-		-			
ATS	1-3	6,06	11,0		2,126			
ATS	1-4	5,62	8,7		1,432			
ATS	1-5	5,24	-		-			
ATS	1-6	4,90	-		-			
ATS	1-7	5,09	-		-			

Eigenschaften MPK								
Mischgutart	MPK Nr.	H _{bit} [Vol.-%]	ε _w [%]	MW ε _w [%]	ε _w * [%]	MW ε _w * [%]	ε _w * StAbw [%]	LW bei Abbruch
WDA	2-1	17,06	8,9	8,13	0,709	1,459	1,218	10000
WDA	2-2	16,41	-		-			
WDA	2-3	16,24	8,9		2,864			
WDA	2-4	17,01	6,6		0,802			
WDA	2-5	17,48	-		-			
WDA	2-6	18,05	-		-			
WDA	2-7	15,76	-		-			
WDA	2-8	16,82	-		-			
WDA	2-9	18,61	-		-			

Eigenschaften MPK								
Mischgutart	MPK Nr.	H _{bit} [Vol.-%]	ε _w [%]	MW ε _w [%]	ε _w * [%]	MW ε _w * [%]	ε _w * StAbw [%]	LW bei Abbruch
ATS-WD	3-1	10,24	-	269,2	-	9,921	-	-
ATS-WD	3-2	10,53	269,2		0,000			
ATS-WD	3-3	10,59	-		-			
ATS-WD	3-4	10,54	5,00		9,921			
ATS-WD	3-5	11,52	-		-			
ATS-WD	3-6	10,9	-		-			

Tabelle A-3: Durchlässigkeitsbeiwerte für Versuche an Systemen

System Nr.	Durchlässigkeitsbeiwert k_f [m/s]			
	Vlies 5	Vlies 1	Bändchengewebe	Dränmatte 4
1	$2,08 \cdot 10^{-3}$	$3,51 \cdot 10^{-3}$	$3,51 \cdot 10^{-3}$	$2,08 \cdot 10^{-3}$
2	$2,18 \cdot 10^{-3}$	$3,30 \cdot 10^{-3}$	$2,84 \cdot 10^{-3}$	$2,26 \cdot 10^{-3}$
3	$1,73 \cdot 10^{-3}$	$1,87 \cdot 10^{-3}$	$1,97 \cdot 10^{-3}$	$2,23 \cdot 10^{-3}$
4	$1,05 \cdot 10^{-3}$	$5,46 \cdot 10^{-4}$	$1,63 \cdot 10^{-3}$	$7,52 \cdot 10^{-4}$
5	$4,99 \cdot 10^{-4}$	$4,00 \cdot 10^{-4}$	$1,03 \cdot 10^{-3}$	$3,08 \cdot 10^{-4}$

Tabelle A-4: Ergebnisse der Bohrkernuntersuchungen aus dem Versuchsfeld 1- Randbereich

		BK Randbereich 1	BK Randbereich 2
Bindemittelgehalt	[M.-%]	4,3	4,4
Stabilisierende Zusätze	[M.-%]	0,3	0,3
Füller	[M.-%]	6,1	6,5
Feine Gesteinskörnung	[M.-%]	15,9	15,9
Grobe Gesteinskörnung	[M.-%]	78,0	77,6
> 5,0	[M.-%]	74,5	74,5
> 8,0	[M.-%]	65,1	65,2
> 11,2	[M.-%]	62,2	62,4
> 16,0	[M.-%]	43,8	43,9
> 22,4	[M.-%]	1,0	0,6
Raumdichte	[g/cm ³]	2,144	2,145
Hohlraumgehalt	[Vol.-%]	16,1	16,1
Verdichtungsgrad	[%]	101,8	101,9

Tabelle A-5: Ergebnisse der Bohrkernuntersuchungen aus dem Versuchsfeld 1- Rollspur

		BK Rollspur 1	BK Rollspur 2
Bindemittelgehalt	[M.-%]	4,4	4,4
Stabilisierende Zusätze	[M.-%]	0,3	0,3
Füller	[M.-%]	6,2	6,3
Feine Gesteinskörnung	[M.-%]	15,9	15,7
Grobe Gesteinskörnung	[M.-%]	77,9	78,0
> 5,0	[M.-%]	74,9	74,8
> 8,0	[M.-%]	65,6	66,4
> 11,2	[M.-%]	62,9	62,5
> 16,0	[M.-%]	41,3	39,9
> 22,4	[M.-%]	0,8	0,6
Raumdichte	[g/cm ³]	2,154	2,155
Hohlraumgehalt	[Vol.-%]	15,7	15,7
Verdichtungsgrad	[%]	102,3	102,3

Tabelle A-6: Ergebnisse der Bohrkernuntersuchungen aus dem Versuchsfeld 2- Randbereich

		BK Randbereich 1	BK Randbereich 2
Bindemittelgehalt	[M.-%]	4,3	4,4
Stabilisierende Zusätze	[M.-%]	-	-
Füller	[M.-%]	6,3	6,7
Feine Gesteinskörnung	[M.-%]	40,1	39,9
Grobe Gesteinskörnung	[M.-%]	53,6	53,6
> 5,0	[M.-%]	28,7	29,2
> 8,0	[M.-%]	20,4	20,3
> 11,2	[M.-%]	15,8	15,6
> 16,0	[M.-%]	10,7	10,7
> 22,4	[M.-%]	7,7	7,6
Raumdichte	[g/cm ³]	2,291	2,290
Hohlraumgehalt	[Vol.-%]	11,0	11,0
Verdichtungsgrad	[%]	101,4	101,4

Tabelle A-7: Ergebnisse der Bohrkernuntersuchungen aus dem Versuchsfeld 2- Rollspur

		BK Rollspur 1	BK Rollspur 2
Bindemittelgehalt	[M.-%]	4,5	4,3
Stabilisierende Zusätze	[M.-%]	-	-
Füller	[M.-%]	6,6	6,5
Feine Gesteinskörnung	[M.-%]	39,8	39,9
Grobe Gesteinskörnung	[M.-%]	53,6	53,6
> 5,0	[M.-%]	28,6	28,4
> 8,0	[M.-%]	18,6	18,7
> 11,2	[M.-%]	14,3	14,1
> 16,0	[M.-%]	8,7	8,7
> 22,4	[M.-%]	3,5	3,1
Raumdichte	[g/cm ³]	2,299	2,298
Hohlraumgehalt	[Vol.-%]	10,7	10,7
Verdichtungsgrad	[%]	101,7	101,7

Tabelle A-8: Ergebnisse der Bohrkernuntersuchungen aus dem Versuchsfeld 3- Randbereich

		BK Randbereich 1	BK Randbereich 2
Bindemittelgehalt	[M.-%]	4,1	4,5
Stabilisierende Zusätze	[M.-%]	0,3	0,3
Füller	[M.-%]	5,7	5,6
Feine Gesteinskörnung	[M.-%]	14,2	14,0
Grobe Gesteinskörnung	[M.-%]	80,1	80,4
> 5,0	[M.-%]	77,5	77,3
> 8,0	[M.-%]	69,0	69,2
> 11,2	[M.-%]	66,2	66,4
> 16,0	[M.-%]	47,6	47,6
> 22,4	[M.-%]	3,8	4,0
Raumdichte	[g/cm ³]	2,201	2,200
Hohlraumgehalt	[Vol.-%]	13,9	13,9
Verdichtungsgrad	[%]	104,5	104,5

Tabelle A-9: Ergebnisse der Bohrkernuntersuchungen aus dem Versuchsfeld 3- Rollspur

		BK Rollspur 1	BK Rollspur 2
Bindemittelgehalt	[M.-%]	4,5	4,6
Stabilisierende Zusätze	[M.-%]	0,3	0,3
Füller	[M.-%]	7,7	7,6
Feine Gesteinskörnung	[M.-%]	14,4	14,5
Grobe Gesteinskörnung	[M.-%]	77,9	77,9
> 5,0	[M.-%]	73,0	73,3
> 8,0	[M.-%]	63,5	63,4
> 11,2	[M.-%]	52,9	52,7
> 16,0	[M.-%]	34,9	34,9
> 22,4	[M.-%]	0,0	0,0
Raumdichte	[g/cm ³]	2,268	2,267
Hohlraumgehalt	[Vol.-%]	11,2	11,2
Verdichtungsgrad	[%]	107,7	107,7

Anhang B:

Ergebnisse der Untersuchungen an der Versuchsstrecke

Eignungsprüfung Versuchsstrecke Frankfurt a. M.:

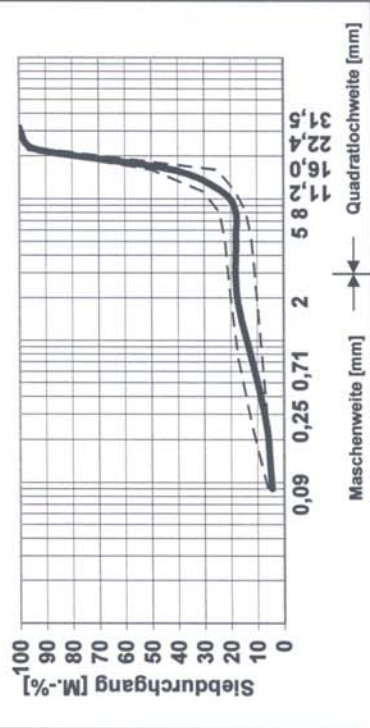
Mischgutart: Wasserdurchlässige Asphalttragschicht (WDA)
 Grundlage: Entwurf M WDA

Zusammensetzung der Gesteinskörnungen:

		M.-%	Hersteller
1	Füller	< 0,09 mm 3,0	Jost, LM
2	Edelbrechsand	0/2 mm 8,0	Jost, LM
3	Natursand	0/2 mm 7,0	Jost, LM
4	Edelsplitt	2/5 mm 0,0	Jost, LM
5	Edelsplitt	5/8 mm 0,0	Jost, LM
6	Edelsplitt	8/11 mm 5,0	Jost, LM
7	Edelsplitt	11/16 mm 20,0	Jost, LM
8	Edelsplitt	16/22 mm 57,0	Jost, LM

Siebanalyse der Gesteinskörnungen:

Prüfsieb	Rückstand		Durchgang		Anteil	
	M.-%	M.-%	M.-%	M.-%	M.-%	M.-%
< 0,09	mm	4,5	-	4,5	Füller	
0,09	mm	2,0	4,5		Feine Gesteins- körnung	
0,25	mm	5,4	6,5	13,0		
0,71	mm	5,6	11,9		Grobe Gesteins- körnung	
2,0	mm	0,5	17,5			
5,0	mm	0	18,0			
8,0	mm	5,0	18,0			
11,2	mm	20,0	23,0	82,5		
16,0	mm	51,3	43,0			
22,4	mm	5,7	94,3			
31,5	mm	0	100			



Mischguteigenschaften:

Variante	A	B	C	
Bindemittelart	50/70			
Bindemittelgehalt	M.-%	4,2	4,5	4,8
Bindemittelgehalt	M.-T.	4,38	4,71	5,04
Rohdichte Gesteinskörnungen	g/cm³	2,775		
Rohdichte Asphaltmischgut	g/cm³	2,598	2,587	2,575
Raumdicke (MPK)	g/cm³	2,150	2,170	2,190
Hohlraumgehalt H _{hbl}	Vol.-%	16,9	16,1	14,9
Marshall-Stabilität bei 60 °C	kN	3,5	4,2	3,7
Marshall-Fließwert bei 60 °C	mm	2,7	2,6	2,5

l)



Liederbacher Straße Planum

Abbildung B-1: Lageplan Liederbacher Straße: Messstellen auf dem Planum

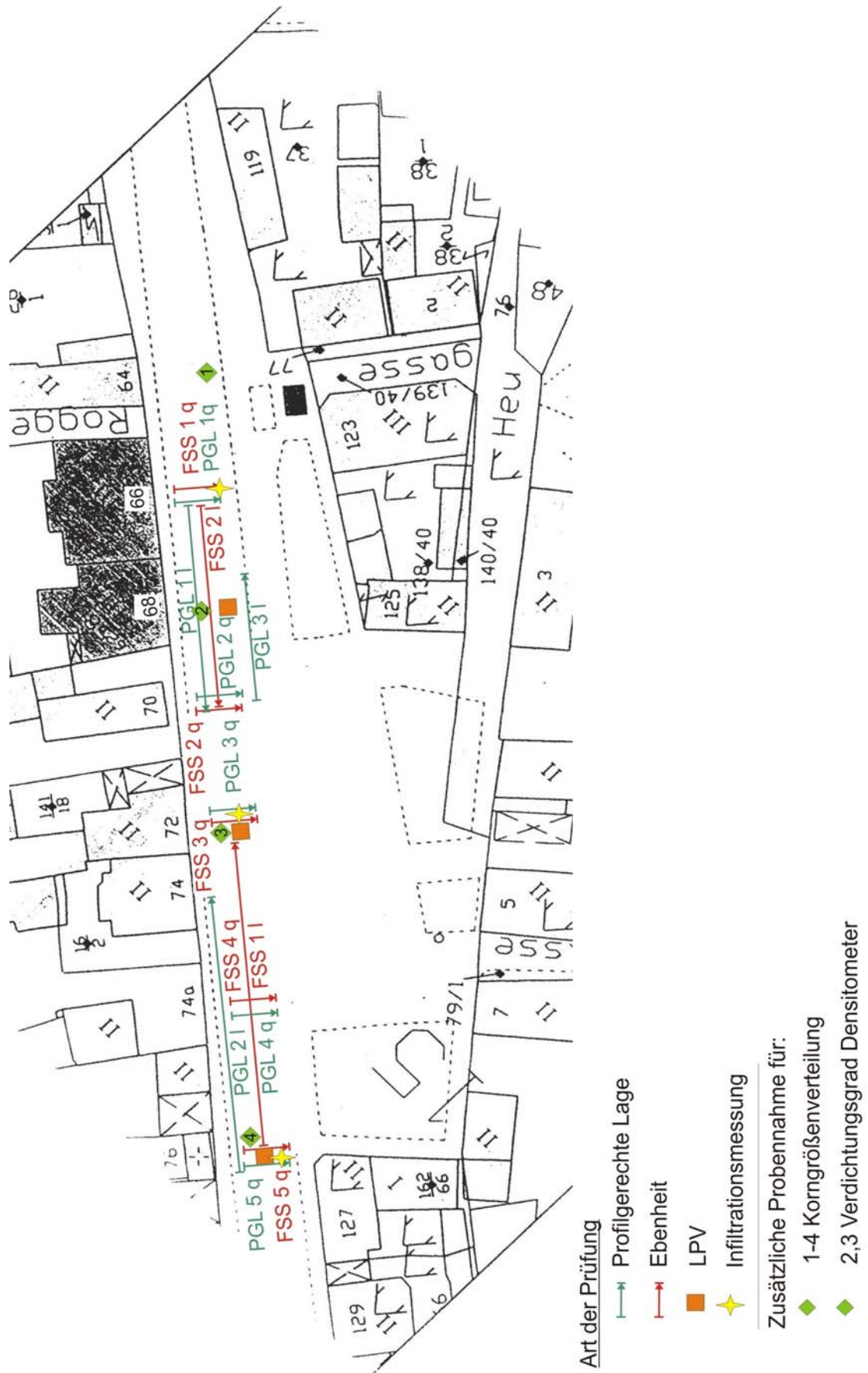


Abbildung B-2: Lageplan Liederbacher Straße: Messstellen auf der Frostschutzschicht

Liederbacher Straße FSS

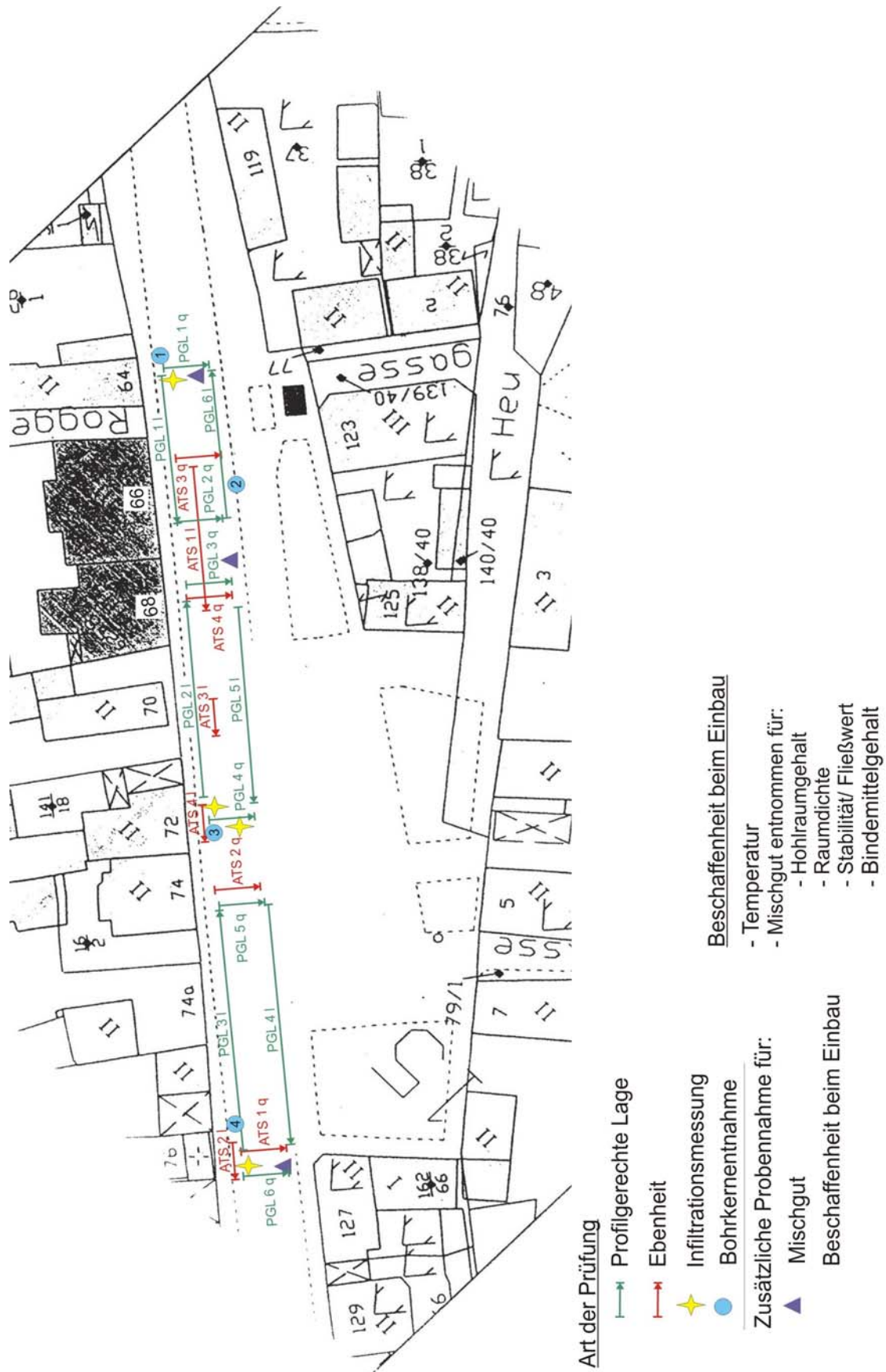


Abbildung B-3: Lageplan Liederbacher Straße: Messstellen auf der Asphalttragschicht

Liederbacher Straße ATS



Abbildung B-4: Lageplan Liederbacher Straße: Messstellen auf der Pflasterdecke

Liederbacher Straße PD

Bezeichnungen der durchgeführten Versuche:

Tabelle B-1: Lastplattendruckversuche (LPV)

LPV		
Schicht	Bezeichnung	Ort
PD	-	-
ATS	-	-
FSS	LPV 1	Haus Nr. 76
	LPV 2	Haus Nr. 72
	LPV 3	Haus Nr. 68
Planum	LPV 1	Haus Nr. 64
	LPV 2	Haus Nr. 74
	LPV 3	Haus Nr. 74

Tabelle B-2: Korngrößenverteilung - Probenahme

Mischgut - Korngrößenverteilung		
Schicht	Bezeichnung	Ort
ATS	MG 1	Haus Nr. 64
	MG 2	Haus Nr. 68
	MG 3	Haus Nr. 76
PD	BF 1	Haus Nr. 64
	BF 2	Haus Nr. 68
	BF 3	Haus Nr. 72
	F 4	Haus Nr. 76
FSS	KV 1	Haus Nr. 64
	KV 2	Haus Nr. 68
	KV 3	Haus Nr. 72
	KV 4	Haus Nr. 76
Planum	KV 1	Haus Nr. 70
	KV 2	Haus Nr. 74

Tabelle B-3: Kontrolle der Einbaudicke

Einbaudicke		
Schicht	Bezeichnung	Ort
ATS	ED 1	Haus Nr. 64
	ED 2	Haus Nr. 76
	ED 3	Haus Nr. 72
	ED 4	Haus Nr. 66
PD	-	-
FSS	KV 1	Haus Nr. 64
	KV 4	Haus Nr. 76
Planum	-	-

Tabelle B-4: Kontrolle des Verdichtungsgrades

Verdichtungsgrad		
Schicht	Bezeichnung	Ort
PD	-	-
ATS	BK 1	Haus Nr. 64
	BK 2	Haus Nr. 66
	BK 3	Haus Nr. 72
	BK 4	Haus Nr. 76
FSS	KV 2	Haus Nr.68
	KV 3	Haus Nr. 72
Planum	-	-

Tabelle B-5: Ermittlung der Infiltrationsrate

Infiltrationsmessung		
Schicht	Bezeichnung	Ort
PD	IM 1	Haus Nr. 64
	IM 2	Haus Nr. 68
	IM 3	Haus Nr. 76
ATS	IM 1	Haus Nr. 64
	IM 2	Haus Nr. 72
	IM 3	Haus Nr. 72
	IM 4	Haus Nr. 76
FSS	IM 1	Haus Nr. 66
	IM 2	Haus Nr. 72
	IM 3	Haus Nr. 76
Planum	-	-

Tabelle B-6-: Ermittlung der profilgerechten Lage

Profilgerechte Lage			
Schicht	Richtung	Bezeichnung	Ort
PD	längs	PGL 1 l	Nr. 70 - 74
		PGL 2 l	Nr. 64 – 70
		PGL 3 l	Nr. 70 – 64
		PGL 4 l	Nr. 74 – 76
	quer	PGL 1 q	Haus Nr. 64
		PGL 2 q	Haus Nr. 68
		PGL 3 q	Haus Nr. 72
		PGL 4 q	Haus Nr. 74
		PGL 5 q	Haus Nr. 76
ATS	längs	PGL 1 l	Nr. 64 – 66
		PGL 2 l	Nr. 72 – 68
		PGL 3 l	Nr. 76 – 74
		PGL 4 l	Nr. 74 – 76
		PGL 5 l	Nr. 68 – 72
		PGL 6 l	Nr. 66 – 64
	quer	PGL 1 q	Haus Nr. 64
		PGL 2 q	Haus Nr. 66
		PGL 3 q	Haus Nr. 68
		PGL 4 q	Haus Nr. 72
		PGL 5 q	Haus Nr. 74
		PGL 6 q	Haus Nr. 76
FSS	längs	PGL 1 l	Nr. 66 – 70
		PGL 2 l	Nr. 76 – 74
		PGL 3 l	Nr. 70 – 68
	quer	PGL 1 q	Haus Nr. 66
		PGL 2 q	Haus Nr. 70
		PGL 3 q	Haus Nr. 72
		PGL 4 q	Haus Nr. 74a
		PGL 5 q	Haus Nr. 76
Planum	-	-	-

Tabelle B-7: Ermittlung der Ebenheit

Ebenheit			
Schicht	Richtung	Bezeichnung	Ort
PD	längs	PD 1 l	Nr. 74a - 74
		PD 2 l	Nr. 64 – 66
		PD 3 l	Nr. 66 – 68
	quer	PD 1 q	Haus Nr. 76
		PD 2 q	Haus Nr. 74
		PD 3 q	Haus Nr. 70
		PD 4 q	Haus Nr. 68
		PD 5 q	Haus Nr. 64
ATS	längs	ATS 1 l	Nr. 66 – 68
		ATS 2 l	Haus Nr. 76
		ATS 3 l	Haus Nr. 70
		ATS 4 l	Haus Nr. 72
	quer	ATS 1 q	Haus Nr. 64
		ATS 2 q	Haus Nr. 74
		ATS 3 q	Haus Nr. 66
		ATS 4 q	Haus Nr. 68
FSS	längs	FSS 1 l	Nr. 76 – 72
		FSS 2 l	Nr. 66 – 70
	quer	FSS 1 q	Haus Nr. 66
		FSS 2 q	Haus Nr. 70
		FSS 3 q	Haus Nr. 72
		FSS 4 q	Haus Nr. 74a
		FSS 5 q	Haus Nr. 76a
Planum	-	-	-

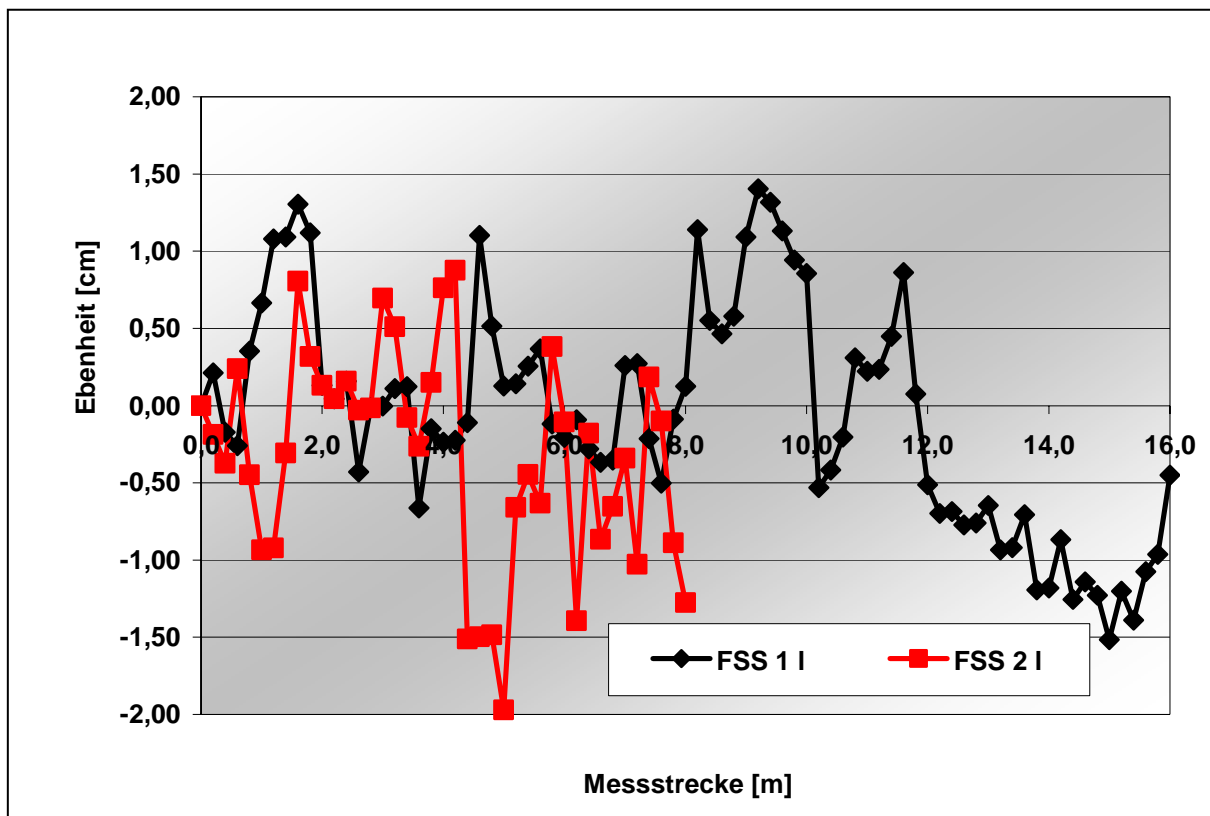


Abbildung B-5: Ebeneheiten in Längsrichtung auf der Frostschutzschicht

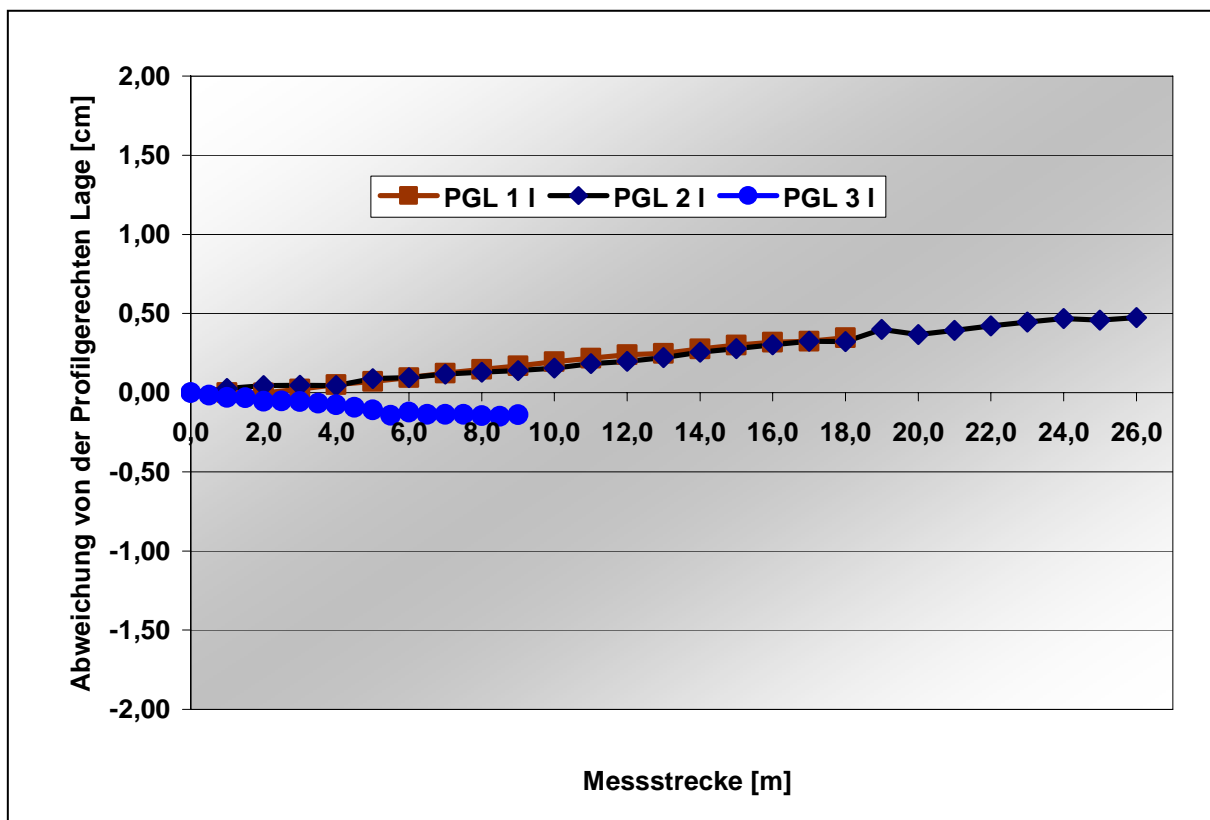


Abbildung B-6: Profilgerechte Lage in Längsrichtung auf der Frostschutzschicht

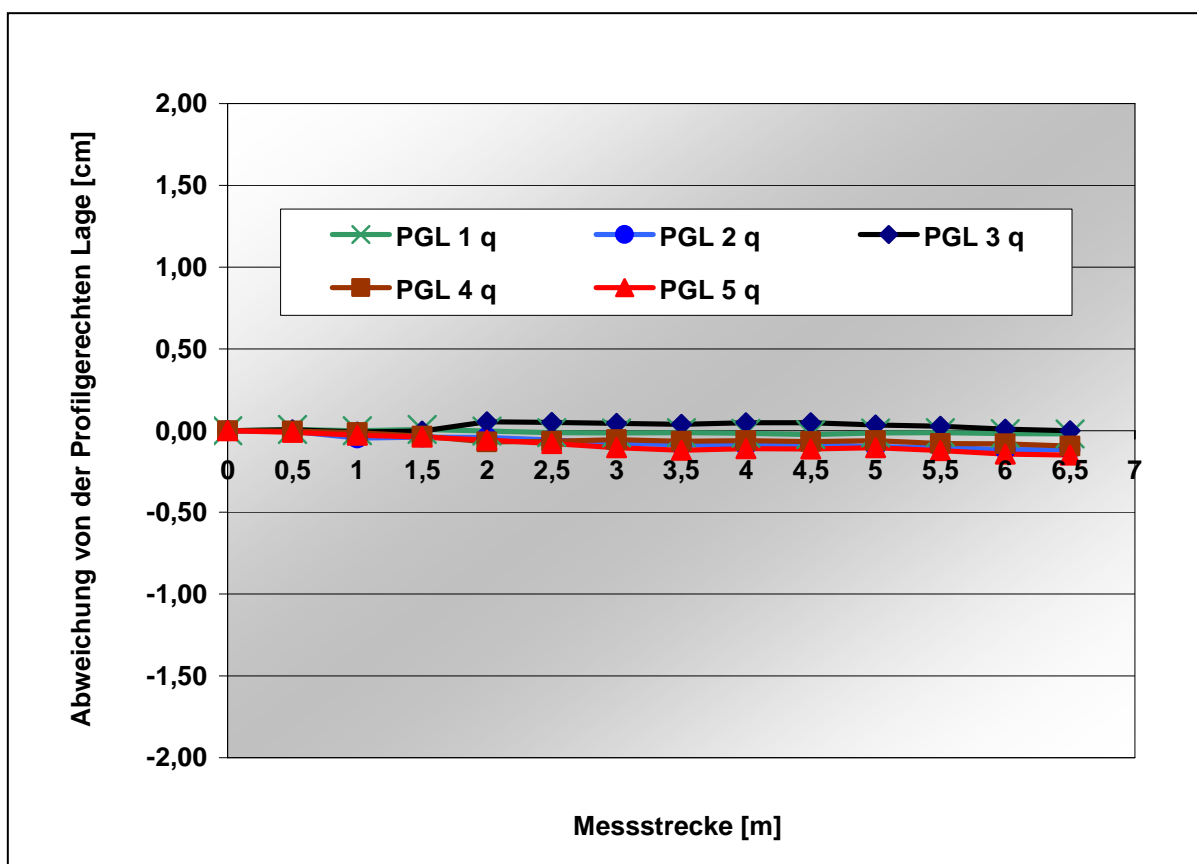


Abbildung B-7: Profilgerechte Lage in Querrichtung auf der Frostschuttschicht

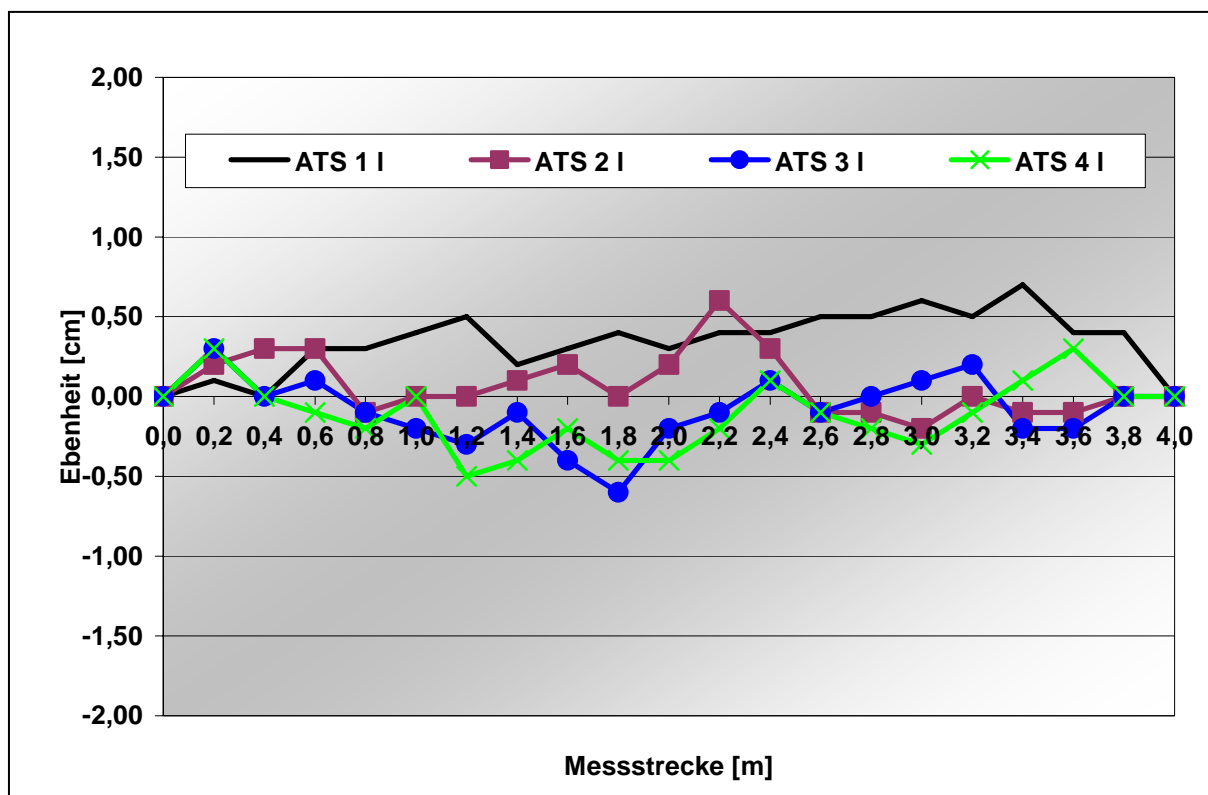


Abbildung B-8: Ebenheiten in Längsrichtung auf der Asphalttragschicht

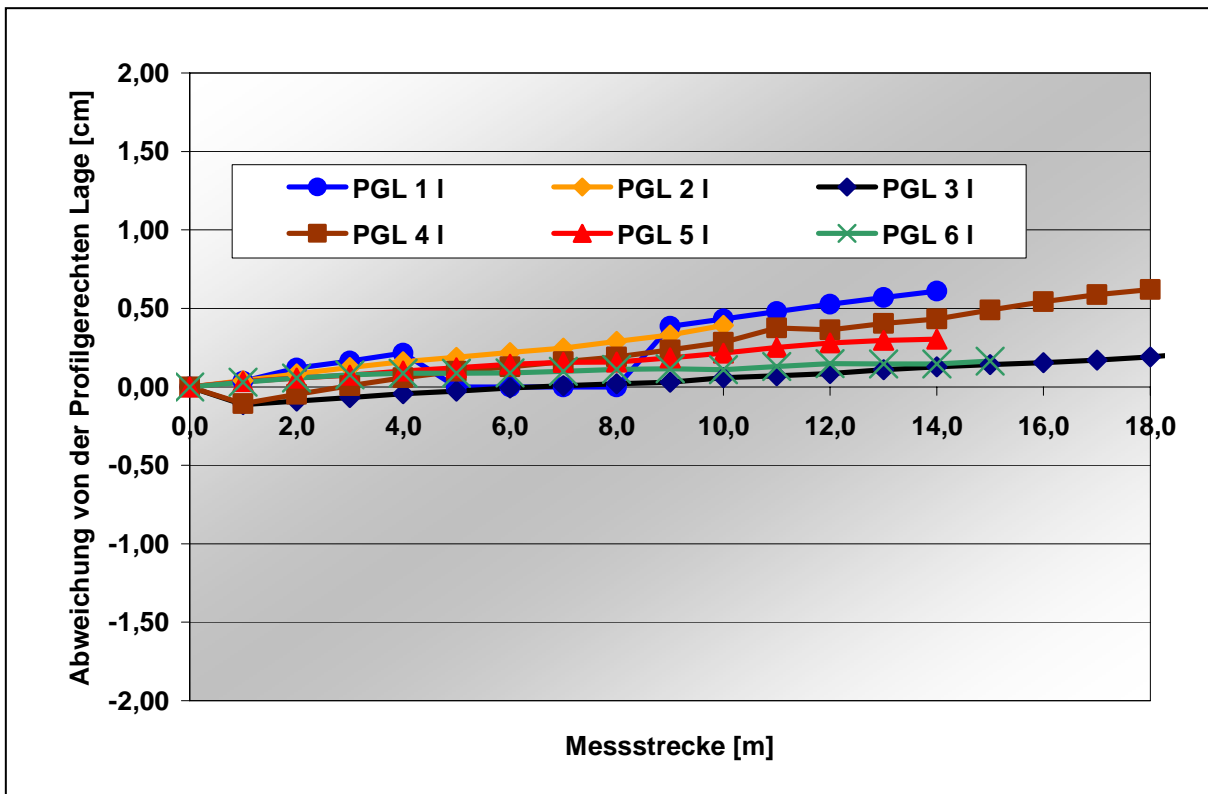


Abbildung B-9: Profilhochrichtige Lage in Längsrichtung auf der Asphalttragschicht

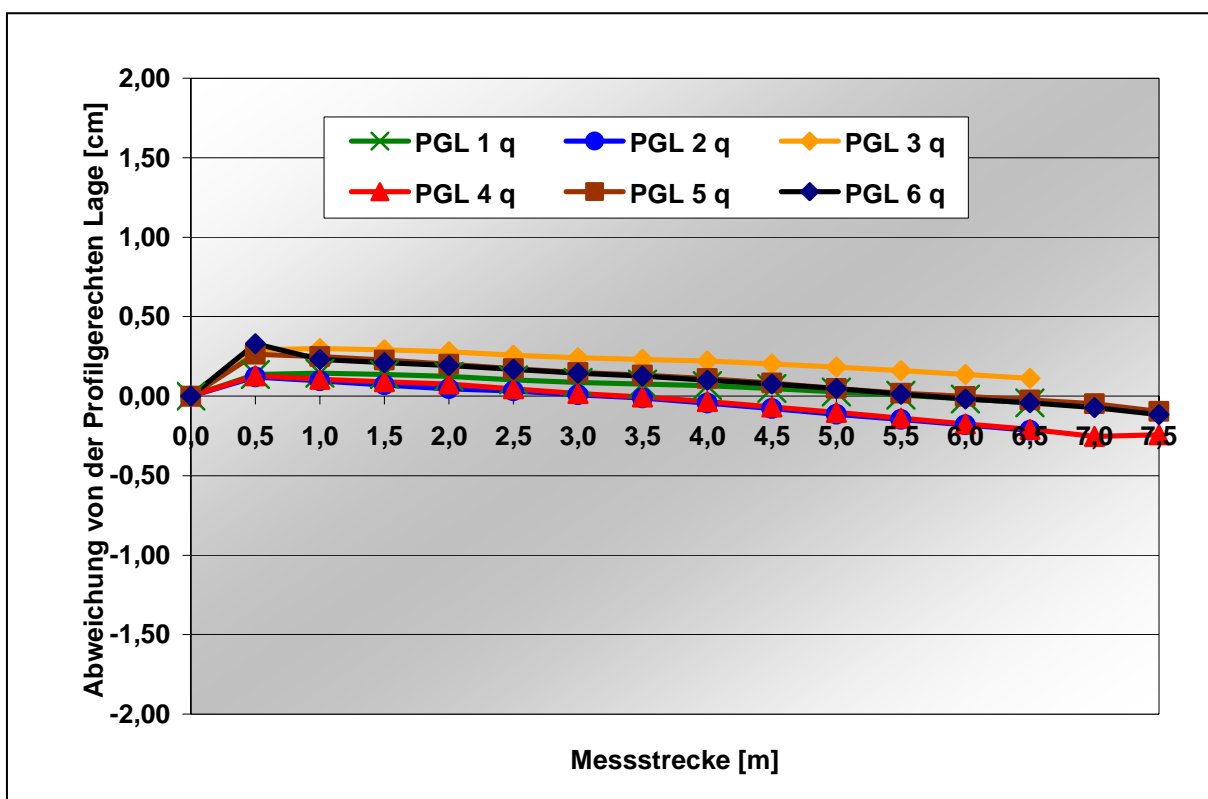


Abbildung B-10: Profilhochrichtige Lage in Querrichtung auf der Asphalttragschicht

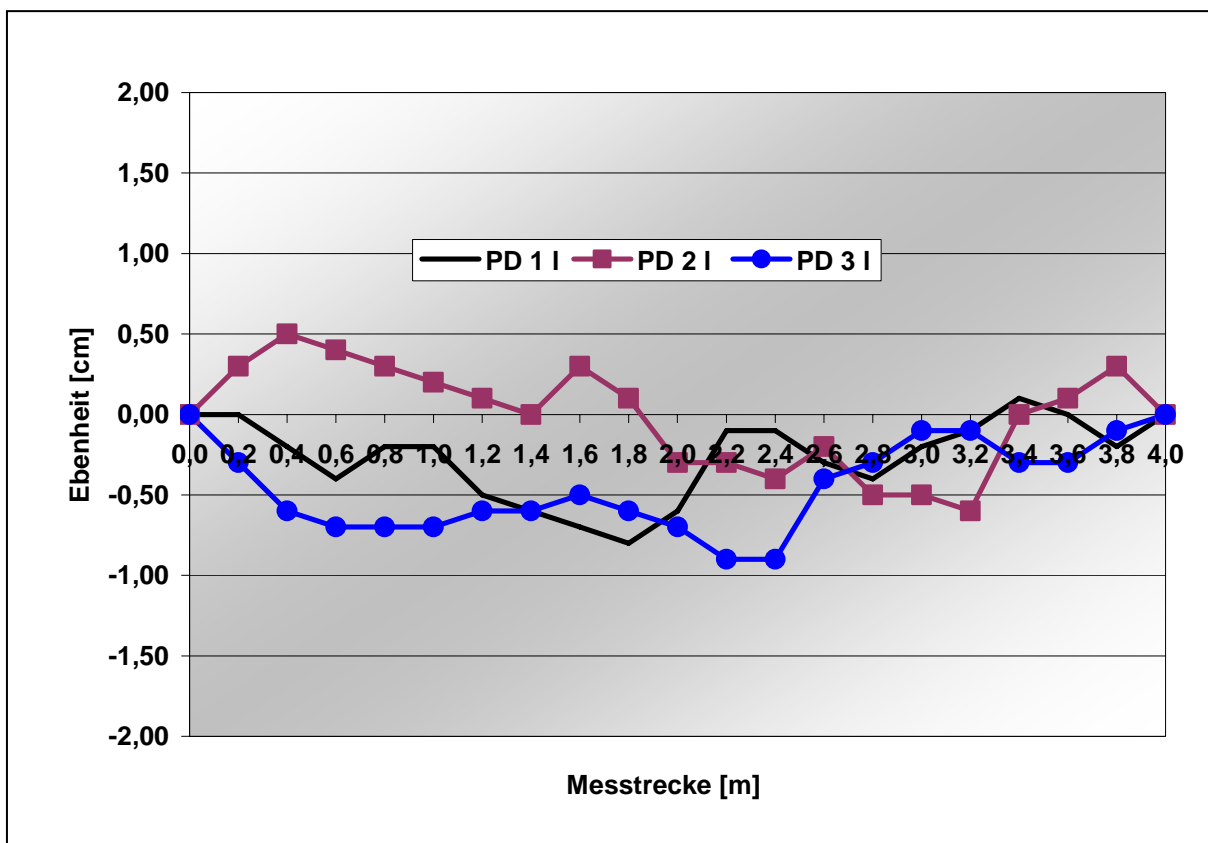


Abbildung B-11: Ebenheiten in Längsrichtung auf der Pflasterdecke

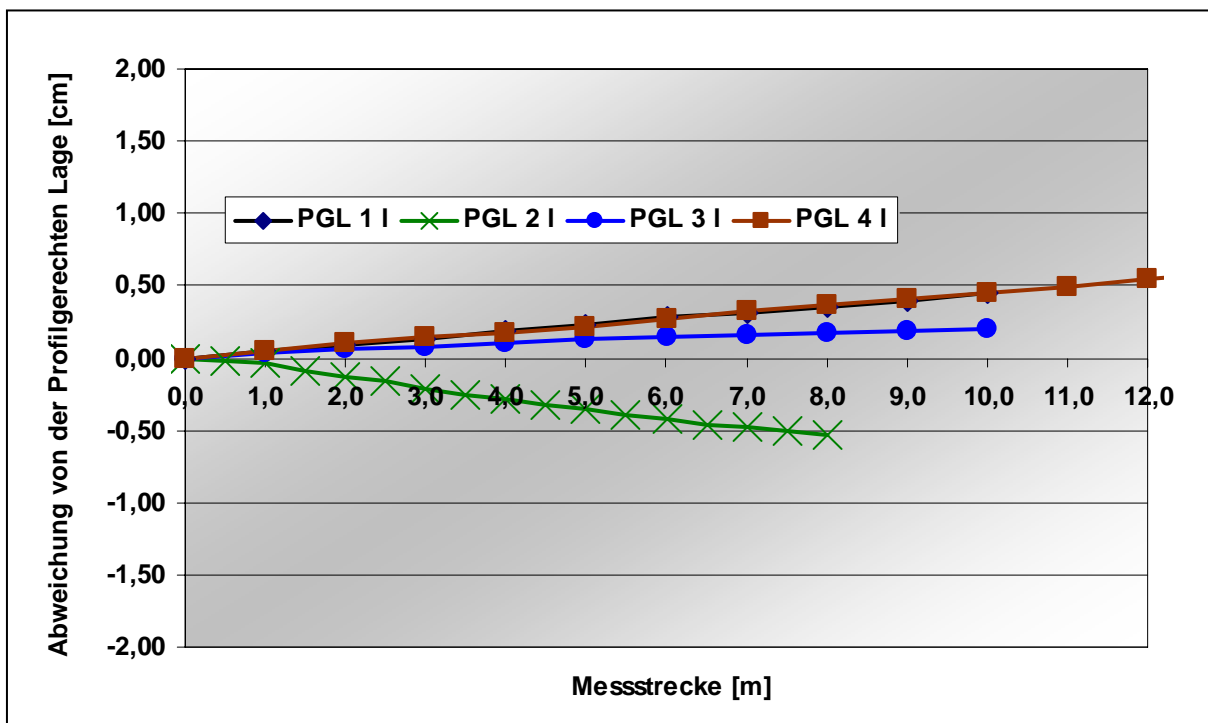


Abbildung B-12: Profilgerechte Lage in Längsrichtung auf der Pflasterdecke

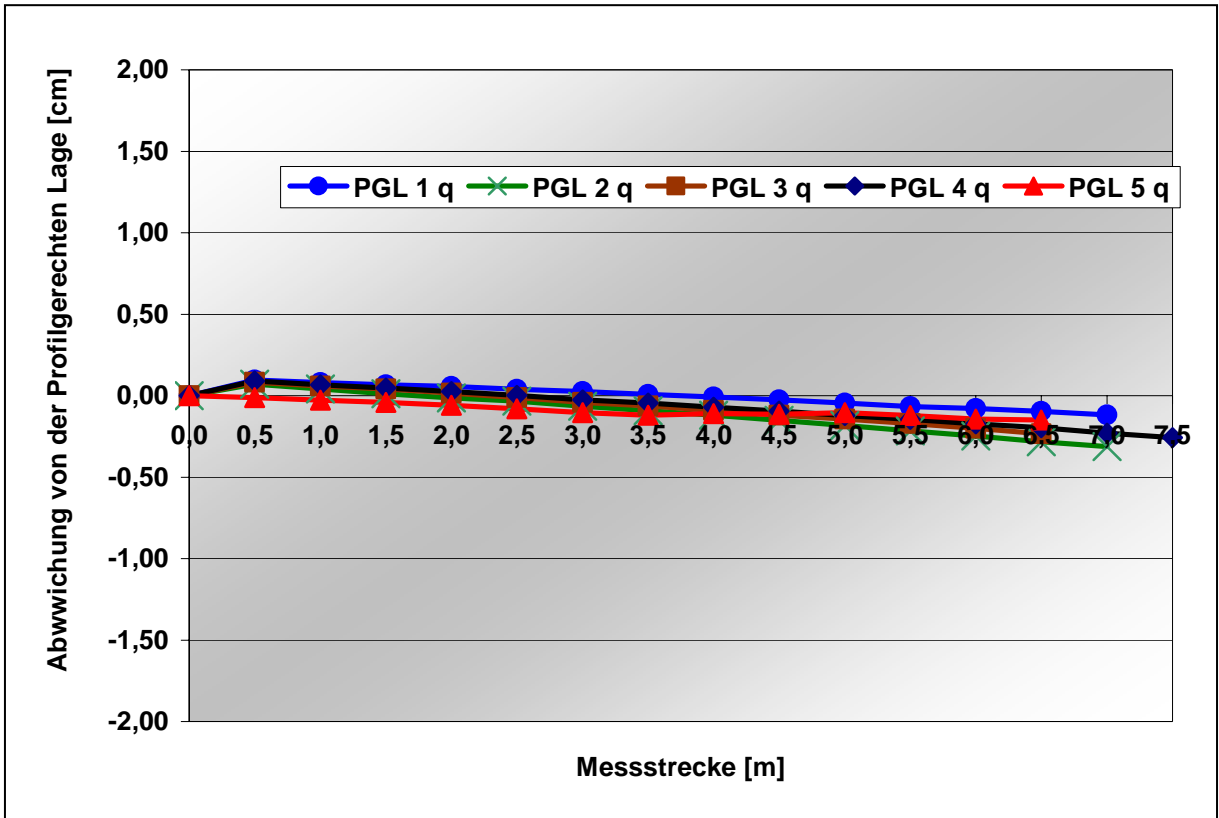


Abbildung B-13: Profilgerechte Lage in Querrichtung auf der Pflasterdecke

B.2 Betreuung der Versuchstrecke

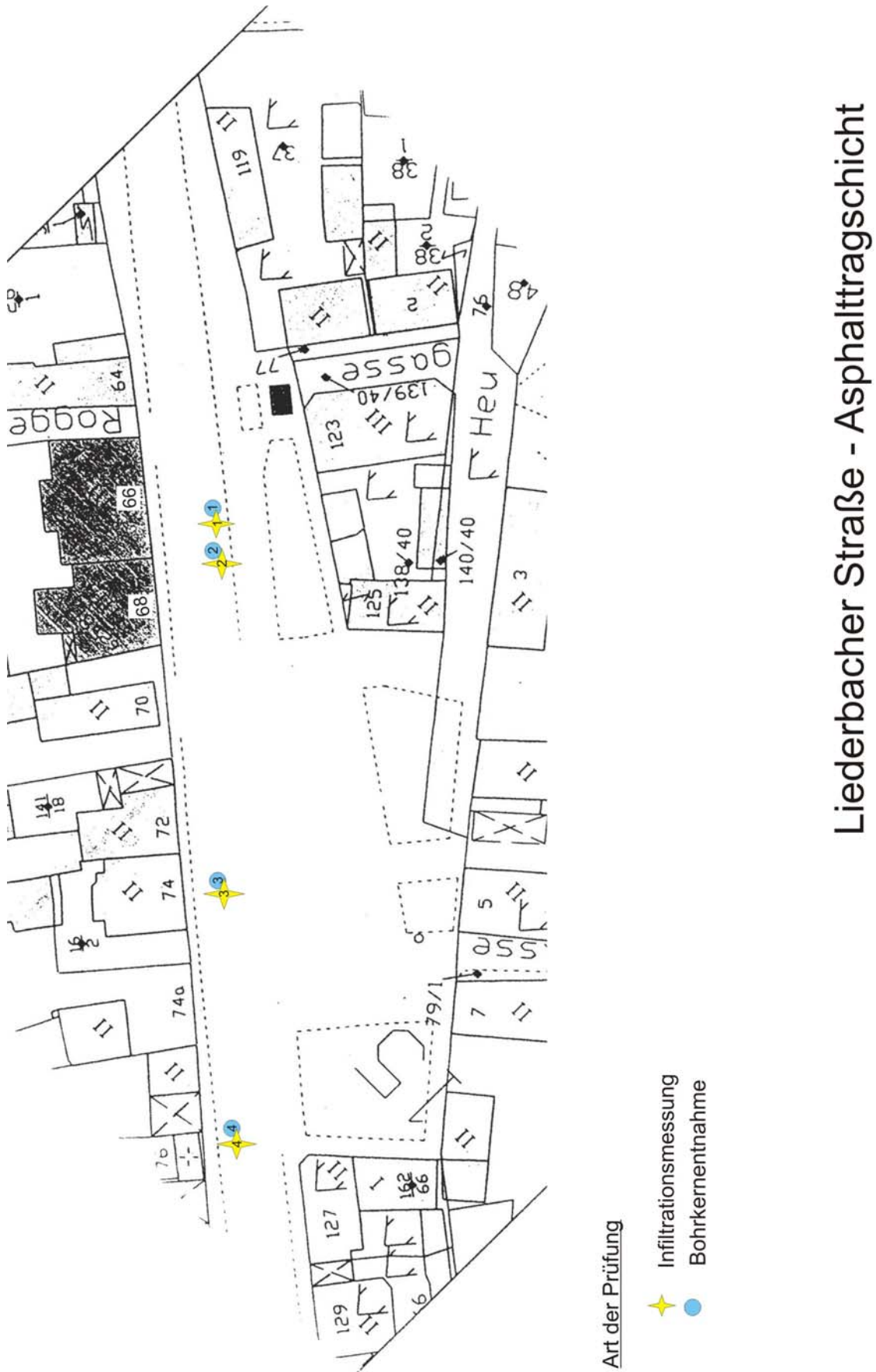


Abbildung B-14: Lageplan Liederbacher Straße: Messstellen auf der Asphalttragschicht

Liederbacher Straße - Asphalttragschicht

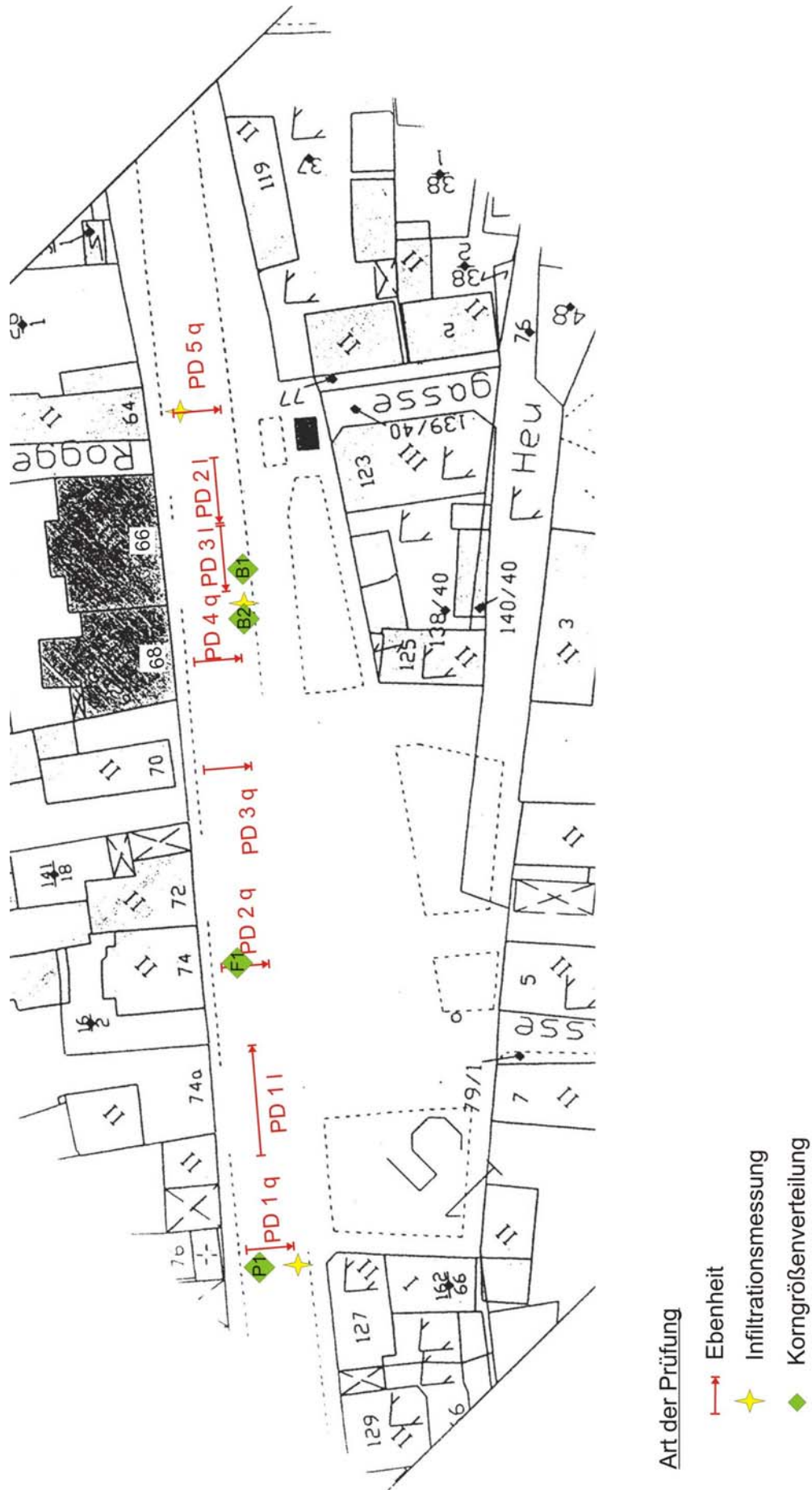


Abbildung B-15: Lageplan Liederbacher Straße: Messstellen auf der Pflasterdecke

Liederbacher Straße - Pflasterdecke

Tabelle B-8: Korngrößenverteilung - Probenahme

Mischgut - Korngrößenverteilung		
Schicht	Bezeichnung	Ort
PD	B 1	Haus Nr. 66
	B 2	Haus Nr. 68
	F 1	Haus Nr. 72
	P 1	Haus Nr. 76

Tabelle B-9: Ermittlung der Infiltrationsrate

Infiltrationsmessung		
Schicht	Bezeichnung	Ort
ATS	IM 1	Haus Nr. 66
	IM 2	Haus Nr. 68
	IM 3	Haus Nr. 74
	IM 4	Haus Nr. 76

Tabelle B-10: Ermittlung der Ebenheit

Ebenheit			
Schicht	Richtung	Bezeichnung	Ort
PD	längs	PD 1 l	Haus Nr. 74a - 74
		PD 2 l	Haus Nr. 64 - 66
		PD 3 l	Haus Nr. 66 - 68
	quer	PD 1 q	Haus Nr. 76
		PD 2 q	Haus Nr. 74
		PD 3 q	Haus Nr. 70
		PD 4 q	Haus Nr. 68
		PD 5 q	Haus Nr. 64

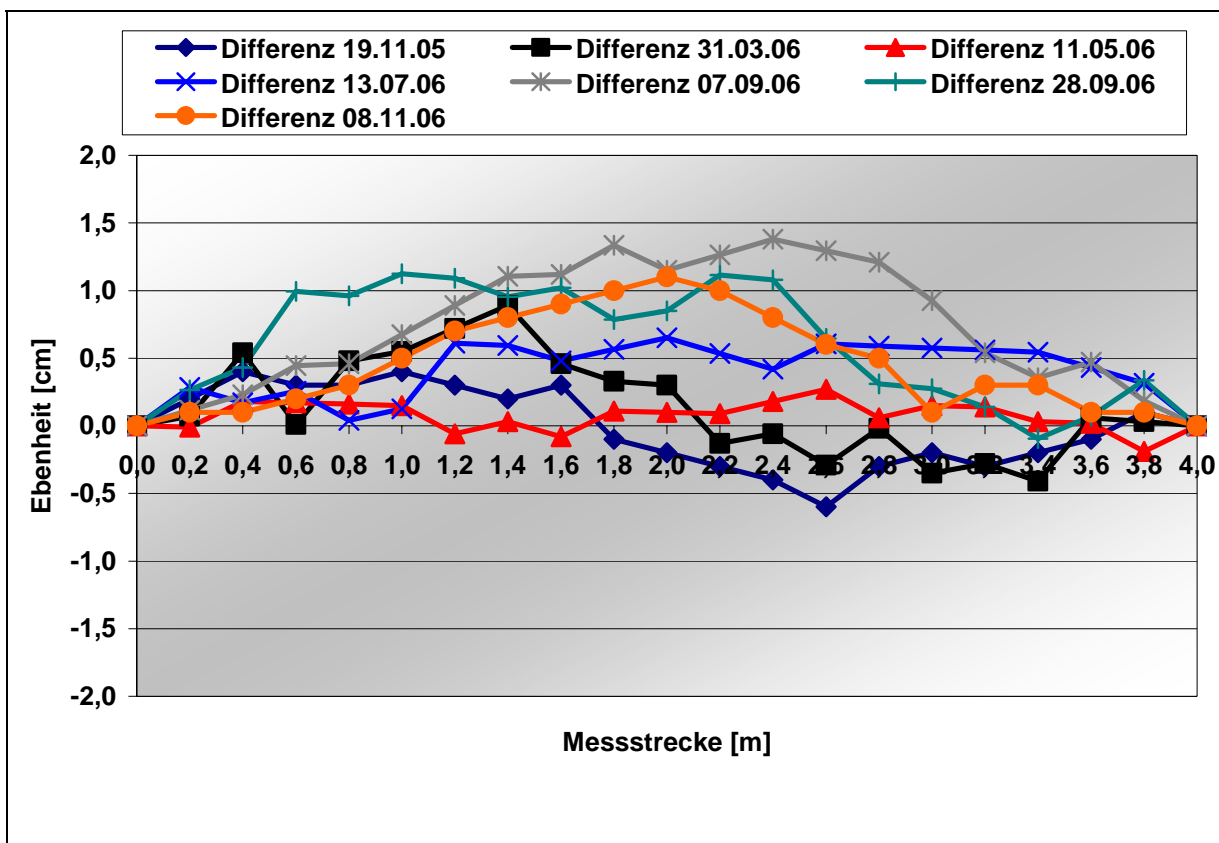


Abbildung B-14: Entwicklung der Ebeneiten in Querrichtung (PD 1 q)

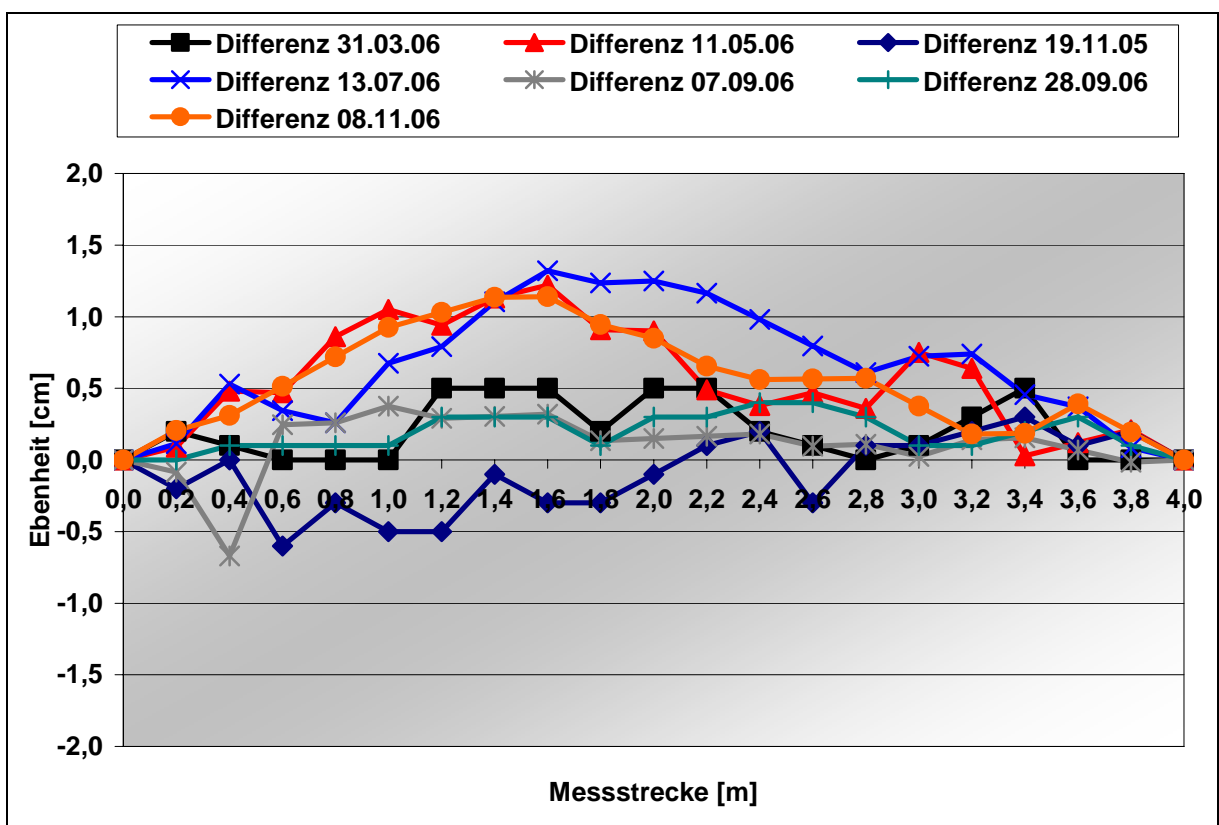


Abbildung B-15: Entwicklung der Ebeneiten in Querrichtung (PD 2 q)

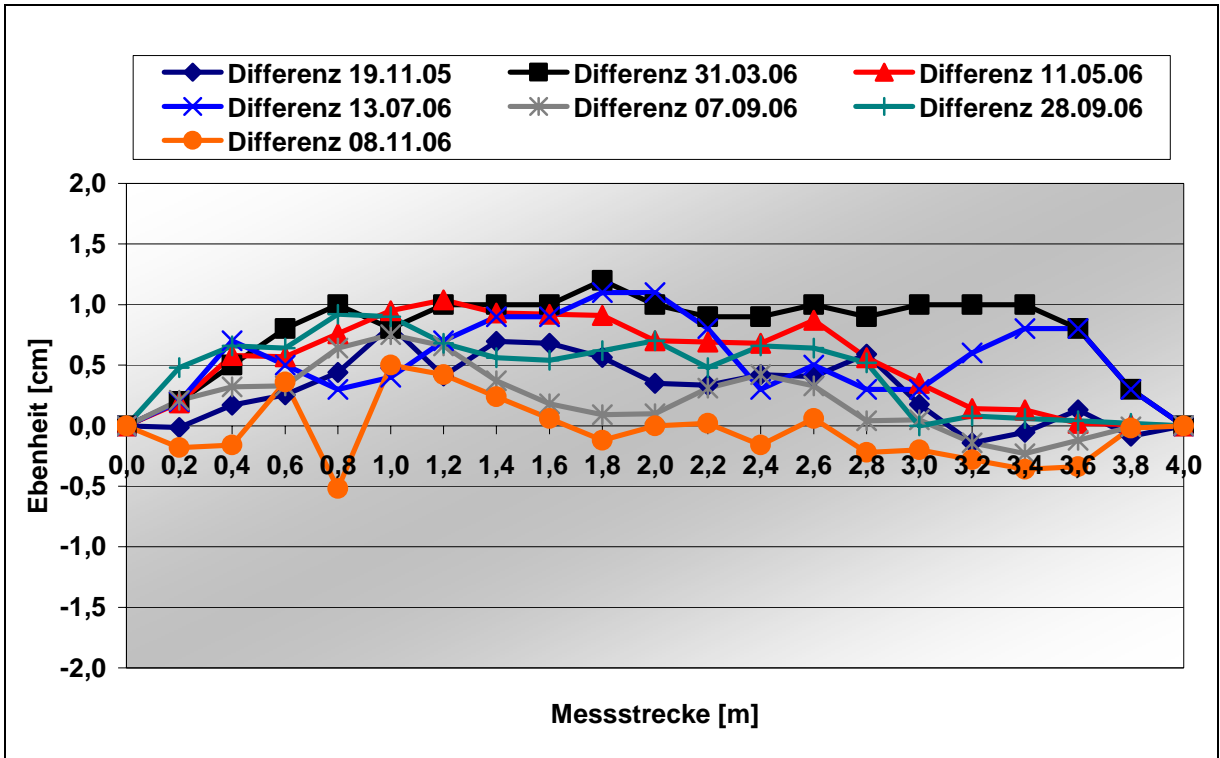


Abbildung B-16: Entwicklung der Ebenheiten in Querrichtung (PD 3 q)

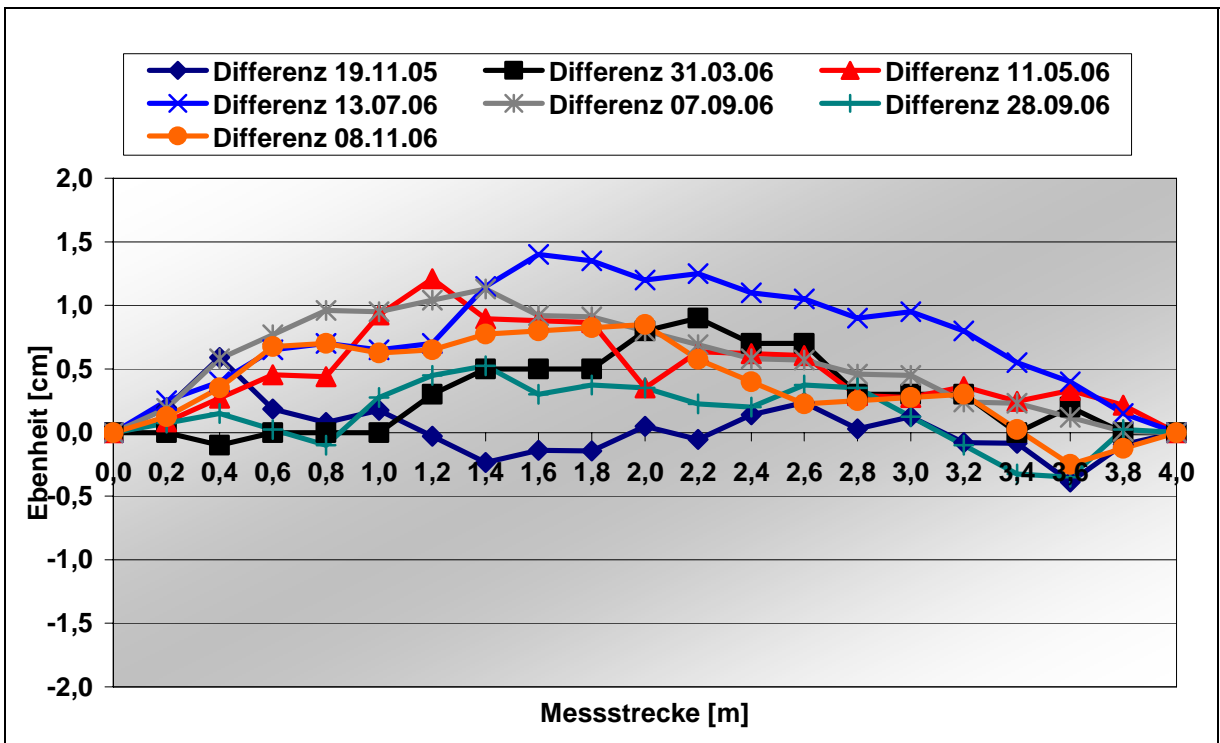


Abbildung B-17: Entwicklung der Ebenheiten in Querrichtung (PD 5 q)

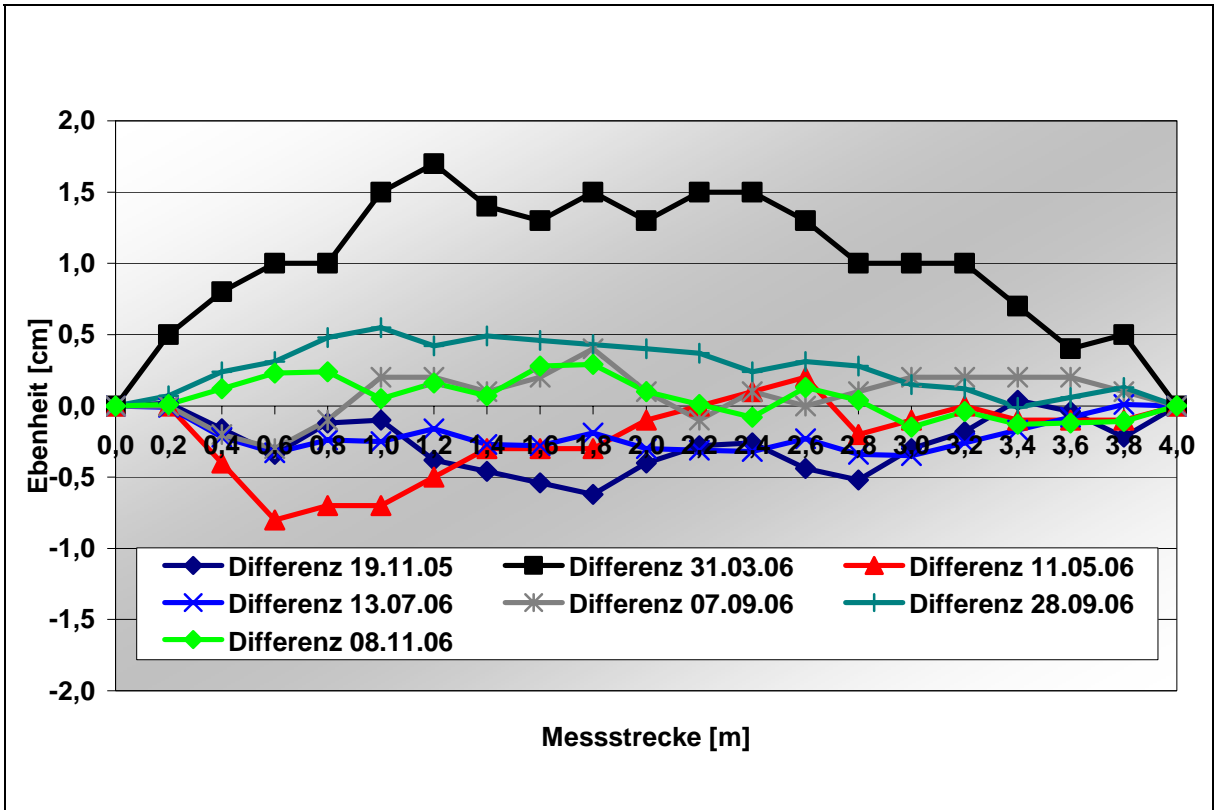


Abbildung B-18: Entwicklung der Ebenheiten in Längsrichtung (PD 1 I)

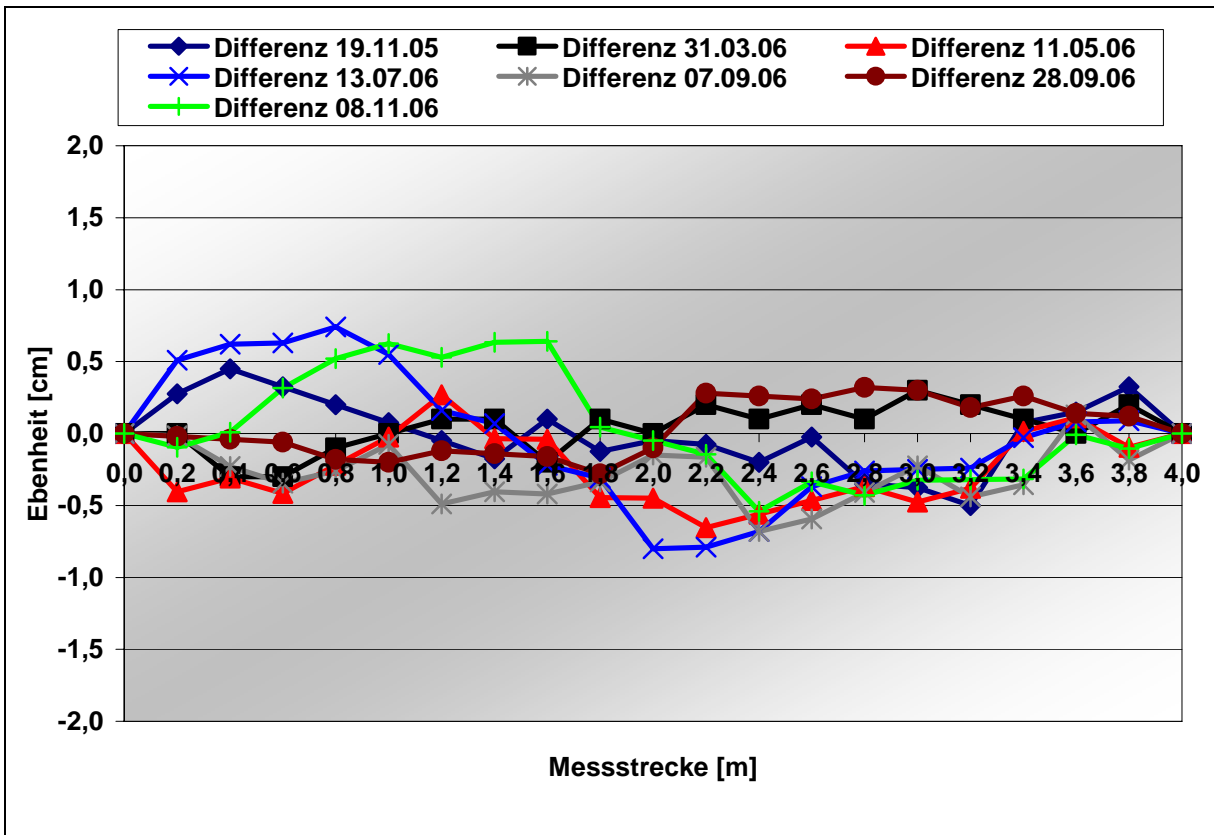


Abbildung B-19: Entwicklung der Ebenheiten in Längsrichtung (PD 2 I)

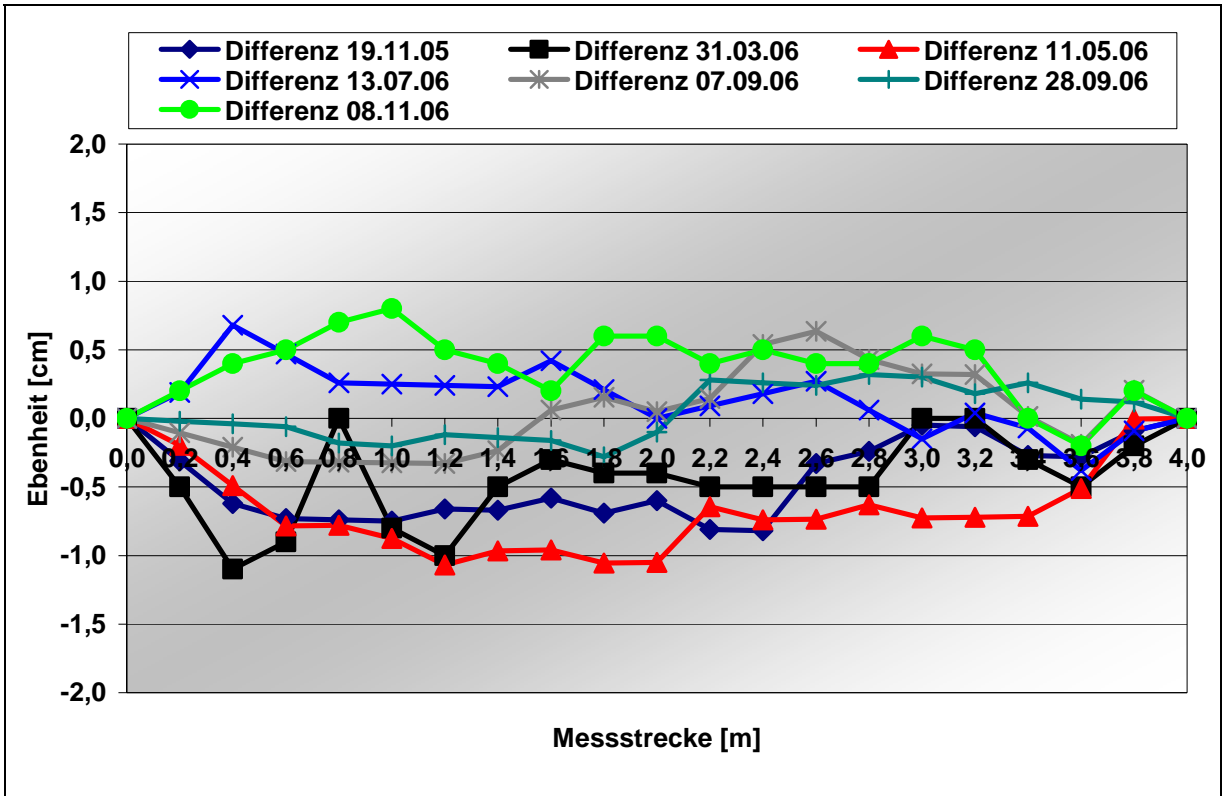


Abbildung B-20: Entwicklung der Ebenheiten in Längsrichtung (PD 3 I)

Anhang C:

Liste der Veröffentlichungen

Präsentationen

Kolloquium „Straßenerhaltung in Kommunen 2005“
am 13./14. September 2005 in Bochum

VSVI-Seminar „Geotextilien“
am 14. Februar 2006 in Münster

VSVI-Seminar „Stadtstraßen/ Ortsdurchfahrten“
am 8./9. Februar 2006 in Garbsen

Asphalt-Seminar
am 9.-11.3. 2006 in Willingen

Zeitschriften

„asphalt“ in Kürze geplant