

Methoden zur Beurteilung des Schichtenverbundes von Asphaltbelägen

Méthodes d'évaluation de la liaison entre les couches des revêtements
bitumineux

EMPA, Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt, Dübendorf
Abteilung Strassenbau/Abdichtungen

C. Raab, Dipl.-Ing.
M.N. Partl, Dr. sc. tech., dipl. Ing. ETH

Forschungsauftrag 12/94 auf Antrag der
Vereinigung Schweizerischer Strassenfachleute (VSS)



Methoden zur Beurteilung des Schichtenverbunds von Asphaltbelägen

Méthode d'évaluation de la liaison entre les couches des revêtements
bitumineux

C. Raab, Dipl.-Ing.
M. N. Partl, Dr. sc. tech., dipl. Ing. ETH
Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt, Dübendorf
Abteilung Strassenbau/Abdichtungen

Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation/
Bundesamt für Strassen
Forschungsauftrag 12/94

Zusammenfassung

Mangelnder Verbund zwischen den einzelnen Schichten eines Straßenbelags führt in der Praxis immer wieder zu Schäden oder vorzeitigem Versagen. Obwohl diese Tatsache hinreichend bekannt ist und die Bedeutung des Schichtenverbunds für die Funktionstüchtigkeit und Dauerhaftigkeit eines Straßenbelags immer wieder betont wird, wurden bis heute in den Schweizer Normen keine Anforderungswerte festgelegt. Seit langem wird diese unbefriedigende Situation in verschiedenen Schweizer Kantonen mit Unbehagen registriert, und man reagierte mit der Festsetzung eigener Anforderungs- und Grenzwerte in Bauausschreibungen.

Vor diesem Hintergrund wurde die EMPA im Rahmen der schweizerischen Straßenbauforschung beauftragt ein Projekt mit dem Titel "Methoden zur Beurteilung des Schichtenverbunds von Asphaltbelägen" durchzuführen. Ein wesentliches Ziel dieses Forschungsvorhabens war die Evaluation einer einfachen, praxisnahen und normierbaren Untersuchungsmethodik zur Bestimmung des Schichtenverbunds, ihre Anwendung sowie die Überprüfung ihrer Aussagefähigkeit für unterschiedliche Belagsarten.

Im vorliegenden Bericht werden hinsichtlich des Schichtenverbunds zunächst die Phänomenologie und die wesentlichen Einflußfaktoren dargestellt. Außerdem erfolgt eine Darstellung und Diskussion der verschiedenen zur Erfassung des Schichtenverbunds eingesetzten Prüfverfahren. Im Anschluß daran wird dann die Evaluation eines geeigneten Prüfverfahrens und dessen Spezifikation beschrieben (modifizierte direkte Scherprüfung nach EMPA-Prüfvorschrift).

Mit der Methode der direkten Scherprüfung wurde ein einfaches und praxisnahes Verfahren evaluiert, mit dessen Hilfe der Schichtenverbund leicht und schnell bestimmt werden kann. Das Verfahren wurde nach einer Überprüfung seiner Eignung anhand von Vorversuchen zur Bestimmung des Schichtenverbunds eines breiten Spektrums von Bohrkernen verschiedener Belagsarten eingesetzt.

Durch Untersuchungen primär an frisch eingebauten Belägen wurde die Eignung des Prüfverfahrens für die Bestimmung von geeigneten Kenngrößen zur Charakterisierung eines Schichtenverbunds direkt nach dem Einbau nachgewiesen. Aufgrund dieser Untersuchungen konnten wichtige Erkenntnisse bezüglich der Einflußgrößen auf den Schichtenverbund gewonnen werden. Außerdem war es möglich, für AB- bzw SMA-Deckschichten einen Anforderungswert von 23 kN (20°C, Bohrkerndurchmesser: 150 mm) als Mindestwert für eine entsprechende Norm vorzuschlagen.

Résumé

Les défauts de liaison entre les différentes couches d'un revêtement routier conduisent très souvent à des dommages ou même à la ruine prématurée du revêtement. Bien que ce fait soit suffisamment connu et que l'on ait toujours souligné l'importance de la liaison entre les couches pour la conservation de la capacité fonctionnelle et pour la durabilité d'un revêtement, les normes suisses ne prescrivent jusqu'ici encore aucune valeur d'exigence. Depuis longtemps déjà les services des ponts et chaussées de plusieurs cantons suisses ont exprimé leur malaise face à cette situation insatisfaisante et ont réagi en fixant leurs propres valeurs d'exigence et valeurs minimales dans leurs appels d'offre.

Dans ce contexte l'EMPA a été chargée de réaliser un travail de recherche intitulé "Méthode d'évaluation de la liaison entre les couches des revêtements bitumineux" dans le cadre de la recherche en construction routière suisse. L'objectif de ce travail de recherche était l'évaluation, d'une méthode simple, fondée sur la pratique et normalisable pour la détermination de la liaison entre les couches ainsi que de ses possibilités d'application et de la validité de ses résultats pour différents types de revêtements.

Ce rapport présente tout d'abord les aspects phénoménologiques de la liaison entre les couches et les facteurs qui l'influencent. Il aborde ensuite la présentation et la discussion des différentes méthodes d'essai utilisées pour la détermination de la force de liaison entre les couches. Enfin il décrit l'évaluation d'une méthode d'essai appropriée avec ses spécifications (essai de cisaillement direct modifié selon prescriptions d'essai EMPA).

La méthode d'essai de cisaillement direct évaluée est une méthode simple et fondée sur la pratique qui permet une détermination aisée et rapide de la liaison entre les couches. Après vérification de sa qualification dans des essais préliminaires, cette méthode a été utilisée pour la détermination de la liaison entre les couches sur une large gamme de carottes de revêtements différents.

Des essais effectués en premier lieu sur des revêtements fraîchement posés ont été utilisés pour vérifier la qualification de cette méthode pour la détermination de grandeurs appropriées à la caractérisation de la liaison entre les couches immédiatement après la pose. Ces essais ont permis de réunir des informations importantes sur les facteurs qui exercent une influence sur la liaison entre les couches. Ils ont de plus permis de proposer une valeur de 23 kN (à 20°C, carottes de diamètre 150 mm) pour les couches de surface hydrocarbonée AB ou SMA comme valeur d'exigence minimale pour une norme sur ce sujet.

Summary

Insufficient adhesion between the individual pavement layers often leads to damage and failure. Although this is a well known fact and the importance of adhesion for the long-term performance and durability of the pavement structure is often emphasized, there are to this day no requirements in Swiss standards. Hence, feeling uncomfortable with this unsatisfactory situation for many years some Swiss Cantones reacted by setting their own requirements and limits for planning permission.

Due to this situation, the Swiss Federal Laboratories EMPA was appointed by the Swiss Federal Road Authorities (ASTRA) to conduct a research project entitled "Methods to Determine the Adhesion between Pavement Layers". A basic goal of this project was to evaluate a simple, practice-oriented and standardizable test method for inter-layer shear adhesion assessment. The test method should be evaluated for different pavements.

In its first chapters the report presents the phenomenology and the main influence parameters on adhesion. Also a presentation and discussion of different methods for adhesion testing is given, followed by the evaluation of a suitable test method and a description of its specifications (modified direct shear test according to an EMPA testing manual).

With the direct shear test a simple and practice oriented method was evaluated, which allows to determine the adhesion quickly and easily. After a verification of the method in a preliminary tests, a representative number of cores from different pavements were compared.

The testing was conducted with material cored from typical new pavements in order to prove the suitability of the test to characterize the adhesion immediately after pavement construction. As a result of the investigation, significant influence parameters on the adhesion of pavement layers were derived. It was also possible to recommend a value of 23 kN as adhesion force requirement for Asphalt- and Stone Mastic top layers on base layers (20°C, core diameter 150 mm) to be introduced in a future standard.

INHALTSVERZEICHNIS

1	EINLEITUNG	7
2	ZIELSETZUNG DES FORSCHUNGSPROJEKTS	9
	2.1 Zielsetzung	9
	2.2 Umfang/Abgrenzung.....	9
	2.3 Vorgehen	10
3	ERFAHRUNGEN IN DER PRAXIS	13
	3.1 Schichtenverbund als Qualitätssicherungsmerkmal	13
	3.2 Auswirkungen mangelnden Schichtenverbunds auf die Nutzungsdauer	14
	3.3 Praktische Schadensbeispiele	16
4	GRUNDLAGEN/STAND DER TECHNIK.....	20
	4.1 Einflußfaktoren.....	20
	4.2 Theorie und Phänomenologie des Schichtenverbundes	22
	4.3 Literaturübersicht zur Prüftechnik	23
	4.3.1 Scherprüfung.....	24
	4.3.2 Torsionsprüfung	29
	4.3.3 Haftzug-/Abreißprüfung.....	30
	4.3.4 Keilspaltverfahren	31
	4.3.5 Spaltzugprüfung	32
	4.3.6 In-Situ-Prüfungen	33
5	EVALUATION DES PRÜFVERFAHRENS	35
	5.1 Allgemeine Überlegungen.....	35
	5.2 Torsionsprüfung	35
	5.3 Direkte Scherprüfung	36
	5.3.1 Auswahl einer Prüfform.....	36
	5.3.2 Ergänzender Vergleich der Scherprüfformen Leutner und EMPA	42
	5.3.3 Einfluß der Prüfkörperkonditionierung mit Wasser bzw. in Klimakammer.....	44
	5.3.4 Einfluß der Temperatur auf die Scherkräfte	44
	5.4 Fazit.....	45
6	BESONDERE ASPEKTE DES EVALUIERTEN PRÜFVERFAHRENS.....	47
	6.1 Prüfform.....	47
	6.2 Meßgrößen bei der Scherprüfung	48
	6.2.1 Scherkräfte und Scherspannungen.....	48
	1.1.2 "Schersteifigkeiten"	49
	1.3 Numerische Modellierung der Schubspannungsverteilung beim Scherversuch in Asphaltprüfkörpern mittels FEM (Autorin: S. Gonzalez Lakehal).....	51
	1.3.1 Allgemeines.....	51
	1.3.2 Vereinfachte Modellierung für den direkten Scherversuch der EMPA	52
	1.3.3 Modellierung der einfachen Scherung	55
	1.4 Beurteilung des evaluierten Prüfverfahrens aufgrund optischer Deformationsmessung (Autor: E. Hack).....	57
	1.4.1 Einleitung	57
	1.4.2 Optische Meß- und Auswertemethode.....	57
	1.4.3 Zusammenstellung der Ergebnisse.....	61

7	UNTERSUCHUNG AN FRISCH EINGEBAUTEN BELÄGEN.....	64
7.1	Probenmaterial.....	64
7.2	Bohrkernentnahme.....	65
7.3	Mischgut- und Belagsuntersuchungen.....	66
7.4	Beschreibung der Strecken und der Meßgrößen.....	66
7.5	Resultate und Auswertung.....	72
7.6	Diskussion.....	74
7.6.1	Vergleich unterschiedlicher Belagsarten.....	74
7.6.2	Vergleich zwischen Verbund- und Schichtscherkennwerten.....	81
8	UNTERSUCHUNG AN BELÄGEN NACH EINIGEN BETRIEBSJAHREN	84
8.1	Beschreibung der Strecken.....	84
8.2	Resultate und Auswertungen.....	84
9	SCHLUßFOLGERUNGEN	86
9.1	Einfluß der Prüfform.....	86
9.2	Einfluß des Deckschicht.....	86
9.3	Einfluß der Prüftemperatur.....	87
9.4	Einfluß der Belagsdicke.....	87
9.5	Einfluß der Nutzungsdauer.....	87
9.6	Einfluß des Haftvermittlers.....	88
	UMSETZUNG UND EMPFEHLUNGEN	89
10.1	Elemente der Prüfvorschrift: Direkte Scherprüfung.....	89
10.2	Anforderungswerte.....	90
10.3	EMPA-interne Prüfvorschrift für die LPDS-Prüfung (Auszug).....	92
11	WEITERES VORGEHEN	94
12	LITERATURVERZEICHNIS	96
13	DANK.....	99
14	ANHANG: ABKÜRZUNGEN	100
15	ANHANG: MAXIMALE SCHERKRÄFTE UND "-STEIFIGKEITEN" (EINZELWERTE).....	101
16	ANHANG: OPTISCHE DEFORMATIONSMESSUNG	116

1 EINLEITUNG

Neubau und Erhaltung von Straßen werden in den letzten Jahren im wesentlichen durch zwei gegenläufige Phänomene bestimmt: Die geringer werdende Bereitschaft, öffentliche Mittel für diesen Bereich bereitzustellen und die durch die stetig anwachsende Straßenverkehrsbelastung (höhere Achslasten, Zunahme des Schwerverkehrs) steigende Beanspruchung der Straßenbeläge. Hinzu kommt die zunehmende Wahrnehmung des Straßenbenutzers als "Kunden" im Sinne des New Public Managements, der durch Staus zeitliche und finanzielle Einbußen erleidet, die volkswirtschaftlich relevante Dimensionen annehmen.

Vordringliches Ziel von Forschungsarbeiten und Entwicklungen auf dem Gebiet des Straßenbaus muß es daher sein, Erkenntnisse und Methoden zu erarbeiten, die es ermöglichen, die Nutzungsdauer für den Belag von hochbeanspruchten Straßen zu verlängern und schadhafte Beläge rechtzeitig und kostengünstig zu erneuern.

Straßenbeläge werden beim Neubau und bei der Durchführung von Erhaltungsmaßnahmen im Schichtaufbau erstellt. Dies hat zur Folge, daß die Nutzungsdauer und die Performance einer Straße nicht nur von den Eigenschaften und dem Verhalten der einzelnen Schichten abhängt, sondern entscheidend durch das Zusammenwirken der verschiedenen Schichten untereinander, d.h. den Schichtenverbund, bestimmt wird. Während nun bezüglich der Charakterisierung und der mechanischen Modellierung der einzelnen Belagsschichten sowie der Dimensionierung und Konzipierung von Schichtstärke und Schichtaufbau zahlreiche Erkenntnisse und Erfahrungen vorliegen, die auch in entsprechende Normen und Regelwerke Eingang gefunden haben, sind die Mechanismen und Kriterien, die zu einem guten Schichtenverbund führen, noch zu wenig erforscht, um daraus aussagefähige Prüfbedingungen zur Sicherstellung einer optimalen Schichthaftung herleiten zu können. Dies gilt u.a. auch für das Strategic Highway Research Programm SHRP der USA, dessen Ziel eine neue performancebezogene gesamtheitliche Methodologie zur Verbesserung der Belageigenschaften war und welches u.a. die Erarbeitung neuer Prüfmethode beinhaltete. Ebenso gilt dies aber auch für die Schweizer Normen. Zwar findet sich dort eine Vielzahl von Angaben zur Charakterisierung und performanceorientierten Optimierung jeder einzelnen Schicht; konkrete Hinweise und Anforderungen an den zwischen den Schichten erforderlichen Verbund fehlen dagegen völlig. Einzig das Postulat eines einwandfreien Schichtenverbunds wurde in die Schweizer Norm "Asphaltbetonbeläge" [1] aufgenommen, ohne jedoch darauf einzugehen, wie ein solcher überprüft und sichergestellt werden kann.

Diese Situation führte in der Schweiz dazu, daß kantonale Straßenbaubehörden unterschiedliche Anforderungs- und Grenzwerte für den Schichtenverbund festlegen, die die in ihrem Auftrag eingebaute Straßenbeläge erfüllen müssen.

Vor diesem Hintergrund erhielt die EMPA im Rahmen der schweizerischen Straßenbauforschung vom Bundesamt für Straßen ASTRA den Auftrag ein Projekt mit dem Titel "Methoden zur Beurteilung des Schichtenverbunds von Asphaltbelägen" durchzuführen.

2 ZIELSETZUNG DES FORSCHUNGSPROJEKTS

2.1 Zielsetzung

Die im Auftragsschreiben formulierten Ziele des Forschungsprojekts lauten folgendermaßen:

- Entwicklung und Evaluation einer statischen Prüfmethode und Erarbeitung einer Prüfvorschrift zur Quantifizierung und Beurteilung des Schichtenverbunds von Asphaltbelägen.
- Anwendung der erarbeiteten Methodik auf verschiedene Belagskonzepte, wobei die Schichthaftung zwischen Deck- und Tragschicht an Bohrkernen unterschiedlicher bituminöser Beläge bestimmt werden soll.
- Ermittlung und Zusammenstellung von Vergleichsdaten als Beurteilungs- und Dimensionierungshilfe für die Praxis und als Grundlage für die Ausarbeitung einer entsprechenden Norm.

2.2 Umfang/Abgrenzung

Zur Ermittlung von Anforderungswerten für die Praxis wurde zunächst eine Prüfmethode für eine statische Scherprüfung evaluiert und anschließend anhand verschiedener in der Schweiz verwendeter Belagsarten auf ihre Aussagefähigkeit überprüft. Dabei wurde das Schwergewicht auf Einfachheit und Praxistauglichkeit der Prüfmethode gelegt, um die Methode auf breiter Basis u.a. auch für die Qualitätsbeurteilung einsetzen zu können.

Als Ergebnis der experimentellen Untersuchungen wurden eine Datenbasis über die Verbundeigenschaften unterschiedlicher in der Schweiz verwendeter Belagsarten erarbeitet und Empfehlungen für Anforderungswerte für die in der Schweiz gebräuchlichsten Belagsarten formuliert.

Um den Versuchsumfang und damit die Zahl der Einflußfaktoren zu begrenzen, wurde im Rahmen des Projekts nur die Haftung zwischen der Deckschicht und der ersten Tragschicht berücksichtigt. Dies vor allem deshalb, weil die oberen Schichten bezüglich Schub am meisten beansprucht werden. Allerdings konnten vereinzelt auch Erkenntnisse über den Schichtenverbund in tieferen Schichten gewonnen werden (vgl. *Kapitel 3.3*).

Bei den ausgewählten Belagsarten handelt es sich hauptsächlich um konventionelle und zur Zeit der Durchführung des Forschungsprojekts gebräuchliche Belagsarten wie Asphaltbeton und Splittmastixasphalt. Die vorgesehene Einbeziehung von speziellen Belägen wie Dünnschichtbeläge, Drainbeläge und Beläge mit Einlagevlies sowie die Untersuchung des Verbunds zwischen alter und neuer Schicht an Belagsstrecken, die im Teilersatz saniert wurden, konnte aufgrund der verfügbaren Strecken nicht im vollen Umfang verwirklicht werden. Außerdem zeigte sich, daß sich die im Forschungsprojekt evaluierte Methode nur begrenzt für die Bestimmung des Schichtenverbunds von Dünnschichtbelägen eignet.

Eine systematische Evaluation des Einflusses von Haftvermittler auf den Schichtenverbund war nicht Ziel des Projekts, doch wurden – soweit bekannt - Art und Menge der verwendeten Haftvermittler als Parameter erfaßt.

Im Rahmen des Forschungsprojekts wurden nicht nur maximale Verbundkräfte sondern auch Steifigkeitswerte ermittelt. Dies wurde sowohl zwischen den Belagsschichten als auch innerhalb einer Schicht durchgeführt, wobei experimentell der Unterschied zwischen dem Verhalten in der Schichtgrenze und innerhalb der Schicht aufgezeigt werden konnte.

Ein weiterer Teil des Forschungsprojekts umfaßte die Überprüfung der Änderung des Verbundverhaltens im Laufe der Zeit. Hier wurden nach einer Gebrauchsdauer zwischen drei und fünf Jahren erneut Bohrkerne des gleichen Belags entnommen und die ermittelten Werte mit denjenigen des frisch eingebauten Belags verglichen.

2.3 Vorgehen

Den im Forschungsantrag formulierten Zielsetzungen folgend, wurde nach dem in *Abbildung 2.3.1* dargestellten Versuchplan vorgegangen. Wie ersichtlich erfolgte das Vorgehen in zwei Schritten:

1. Evaluation des Prüfverfahrens
2. Praktische Auswertung zwecks Bestimmung von Anforderungswerten

Der Aufbau des Berichtes folgt im wesentlichen diesem Programm.

Als Orientierungshilfe bzw. als Wegleitung des an bestimmten Themen interessierten Lesers wird nachstehend eine kurze Zusammenfassung der in den einzelnen Kapiteln enthaltenen Themen gegeben:

Nach einer allgemeinen Einleitung (*Kapitel 1*) und der Darstellung von Zielsetzung und Vorgehensweise in *Kapitel 2*, folgt in *Kapitel 3* eine Diskussion der Auswirkungen von mangelndem Schichtenverbund unter Bezugnahme auf praktische Schadensbeispiele (*Kapitel 3.3*).

Kapitel 4 gibt einerseits einen Überblick über wichtige Einflußfaktoren auf einen dauerhaften Schichtenverbund, zum anderen enthält es eine kurze Darstellung darüber, was in dieser Arbeit unter Schichtenverbund verstanden werden soll bzw. eine ausführlichen Übersicht über die in der Literatur beschriebenen Prüftechniken zur Bestimmung des Schichtenverbunds (*Kapitel 4.3*).

Daran anschließend (*Kapitel 5*) folgt die Evaluation des Prüfverfahrens zur Bestimmung des Schichtenverbunds. Hier wird nach einigen allgemeinen Überlegungen zum Prüfverfahren und Vorversuchen mit den Prüfverfahren "Torsion" bzw. "Direkte Scherprüfung", das Vorgehen bei der Evaluation einer geeigneten Prüfform ausführlich beschrieben (*Kapitel 5.3*). Zusätzlich wird in diesem Kapitel der Einfluß von Prüfkörperkonditionierung und Prüftemperatur dargestellt.

In *Kapitel 6* werden besondere Aspekte des Prüfverfahren erläutert. Namentlich betrifft dies konstruktive Aspekte der Prüfform (*Kapitel 6.1*), Meßgrößen (*Kapitel 6.2*), eine numerische Modellierung der Schubspannungsverteilung mittels FE-Berechnungen (*Kapitel 6.3*) sowie eine Beurteilung des Prüfverfahrens Verfahren mit Hilfe optischer Deformationsmessung in *Kapitel 6.4*.

In *Kapitel 7* folgt die praktische Anwendung des Prüfverfahrens für die Untersuchung des Schichtenverbunds zwischen Deck- und Tragschicht von Bohrkernen aus frisch eingebauten, häufig verwendeten Straßenbelägen. Das Kapitel beinhaltet neben der Beschreibung der ausgewählten Belagsarten und Strecken, alle ermittelten Ergebnisse und eine ausführliche Diskussion der Resultate.

Kapitel 8 enthält die Darstellung der Untersuchungsergebnisse von Belägen nach einigen Betriebsjahren.

Es schließen sich die Schlußfolgerungen an (*Kapitel 9*), wobei der Einfluß verschiedener Parameter auf den Schichtenverbund dargelegt wird.

In *Kapitel 10* werden Vorschläge für eine Prüfvorschrift und für Anforderungswerte gegeben, bevor dann ein Ausblick auf das weitere Vorgehen in *Kapitel 11* folgt.

Der Bericht endet mit einer Literaturübersicht und der Auflistung der einzelnen Untersuchungsergebnisse im *Anhang*.

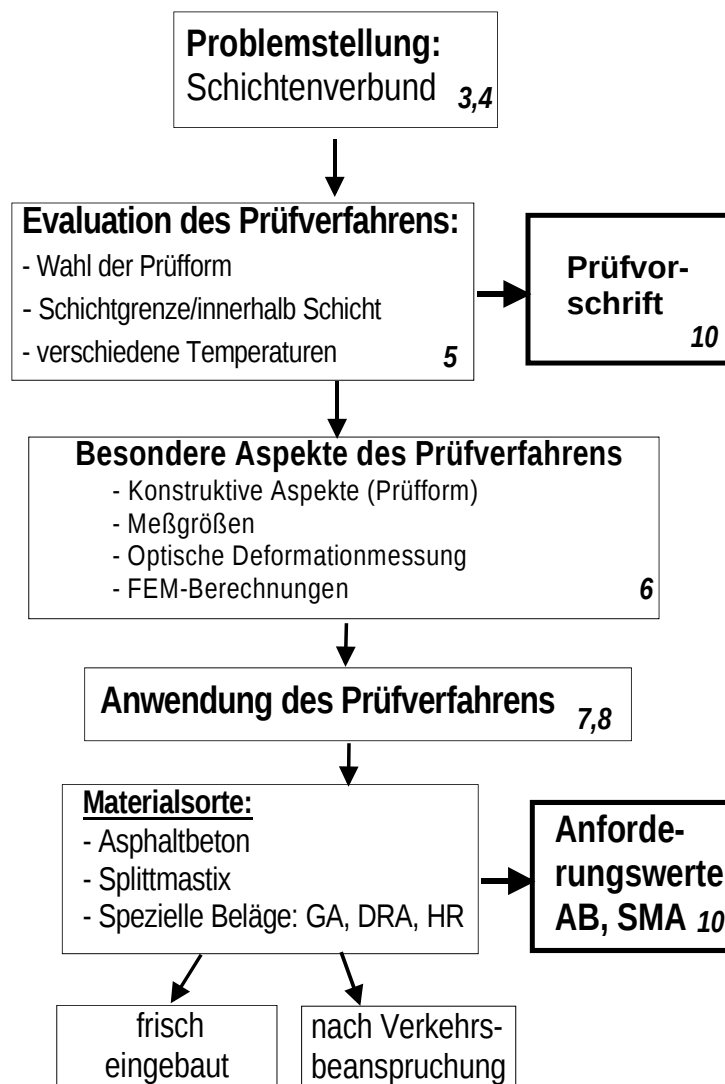


Abbildung 2.3.1: Versuchs- und Orientierungsplan für das Forschungsprojekt mit Angabe der Kapitelnummer (kursiv)

3 ERFAHRUNGEN IN DER PRAXIS

3.1 Schichtenverbund als Qualitätssicherungsmerkmal

Für die Qualitätssicherung (QS) beim Einbau ist der Schichtenverbund von großer Bedeutung, da das Verhalten eines aus mehreren Schichten aufgebauten Asphaltbelags sowohl von den mechanischen Eigenschaften der einzelnen Schichten als auch vom Schichtenverbund der einzelnen Schichten untereinander abhängt. In vielen Fällen kann ein ungenügender Schichtenverbund direkt auf Unzulänglichkeiten beim Einbau oder ungenügende Qualitätssicherungsmaßnahmen, wie beispielsweise ungenügende Verdichtung oder zu niedrige Mischguttemperaturen, zurückgeführt werden.

Ein praktisches Beispiel für die Auswirkung von Einbaubedingungen auf den Schichtenverbund zeigt die im Rahmen der Erneuerung eines Autobahnstandstreifens durchgeführte Untersuchung des Schichtenverbundes (*Abbildungen 3.1.1 und 3.1.2*) [2]. Der Schichtenverbund wurde hierbei mit Hilfe der direkten Scherprüfung an Bohrkernen untersucht, die auf einer Strecke von 2 km im Abstand von jeweils 30 m entnommen wurden.

In *Abbildung 3.1.1* sind die an den Bohrkernen mit 150 mm Durchmesser bei 20°C und einer Vorschubgeschwindigkeit von 50.8 mm/min bestimmten Scherspannungen über dem jeweiligen Ort der Bohrkernentnahme aufgetragen. Die an den Bohrkernen bei 20°C ermittelten Scherspannungen zwischen Deckschicht (AB 11 N) und oberer Heißmischtragschicht (HMT 22 S) bzw. zwischen oberer und unterer Heißmischtragschicht (HMT 22 N) liegen zwischen 1.4 N/mm² und 2.0 N/mm² bzw. 2.1 N/mm².

Der Einbau des Standstreifens wurde in zwei Etappen durchgeführt. Es zeigte sich, daß die Scherspannungen zwischen Deckschicht und oberer Heißmischtragschicht im Bereich der ersten Einbauetappe gleichmäßiger sind als im Bereich der zweiten (vgl. *Abbildung 3.1.1*). Die zwischen den beiden Heißmischtragschichten (vgl. *Abbildung 3.1.2*) ermittelten Scherspannungen sind dagegen insgesamt gleichmäßiger, und ein Unterschied zwischen den beiden Einbauetappen läßt sich hier nicht erkennen. Dies verdeutlicht, daß die Art des Einbaus Auswirkungen auf den Schichtenverbund haben kann. So können z.B. Unterschiede in der Mischguttemperatur sowie der Zeitdauer des Einbringens des Mischguts aber auch unterschiedliches Verdichten zwischen 1. und 2. Etappe beim Deckschichteinbau Einfluß auf den Schichtenverbund ausüben.

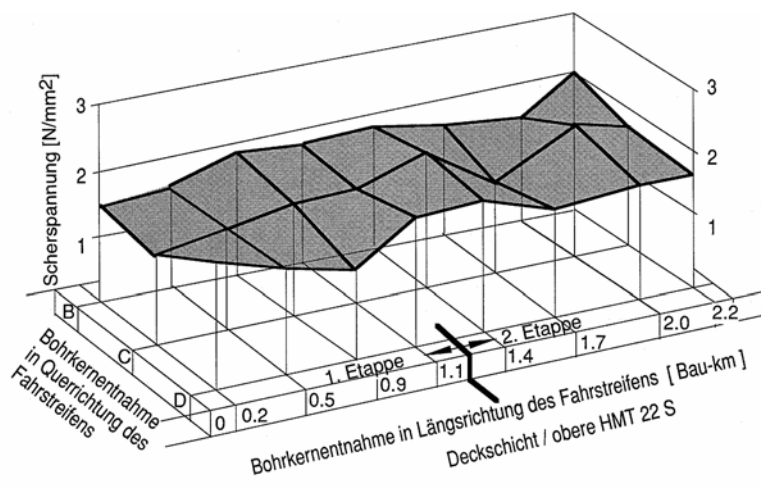


Abbildung 3.1.1: Scherspannung zwischen Deckschicht und oberer Heißmischtragschicht bei 20°C

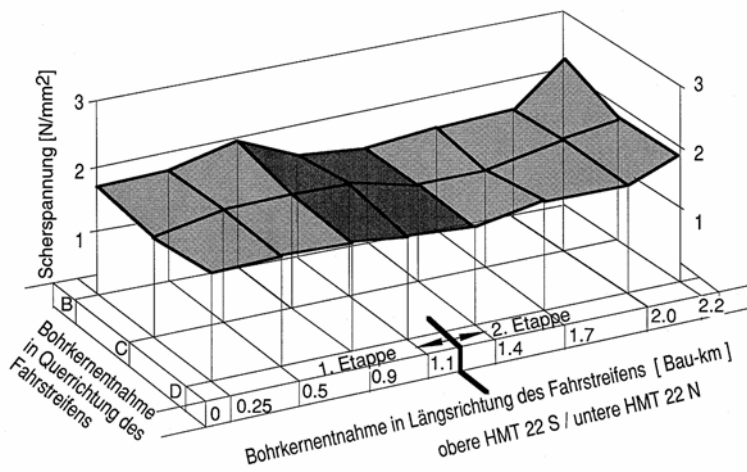


Abbildung 3.1.2: Scherspannung zwischen oberer und unterer Heißmischtragschicht bei 20 °C

3.2 Auswirkungen mangelnden Schichtenverbunds auf die Nutzungsdauer

Welche Änderungen des Tragverhaltens als Folge einer Störung des Schichtenverbunds auftreten und wie wichtig daher eine Berücksichtigung des Verbundverhaltens für die Dimensionierung von Straßenbelägen ist, zeigt die Publikation von R. Weber [3]. In seiner Arbeit beschreibt er anhand der unterschiedlichen Spannungsverteilung in einem Belagssystem mit vollem Verbund und ohne Verbund, wie Verbundstörungen zu Spannungsumlagerungen sowie Spannungserhöhungen und damit zu größeren

Beanspruchungen der Asphaltschichten führen, welche die Dauerhaftigkeit des Belagsystems beeinträchtigen.

Abbildung 3.2.1 zeigt qualitativ am Beispiel eines aus mehreren Schichten aufgebauten Balkens mit mittig angreifender Einzellast, wie sich das Verhalten eines Belagsystems bei Beanspruchung auf Biegung durch den Verlust des Verbunds zwischen den Schichten ändert. Dabei kommt es zu Spannungsumlagerungen, die "kritische" Zugspannungen an Stellen hervorrufen, an denen bei vollem Verbund Druckspannungen vorhanden waren. Diese Spannungsumlagerungen in den einzelnen Schichten begünstigen die Entstehung von Rissen an den Schichtgrenzen, was infolge eindringenden Wassers zu weiteren Beeinträchtigungen des Verbunds führen kann. Zusätzlich erfährt das unverbundene Belagssystem eine größere Durchbiegung, wodurch die Dauerhaftigkeit infolge Ermüdungsversagens herabgesetzt werden kann. Die Erfassung der Mechanismen dieser Spannungsumlagerung bzw. des Verbundes zwischen den Schichten ist daher für die Bemessung von Straßenbelägen auf Dauerhaftigkeit von entscheidender Bedeutung.

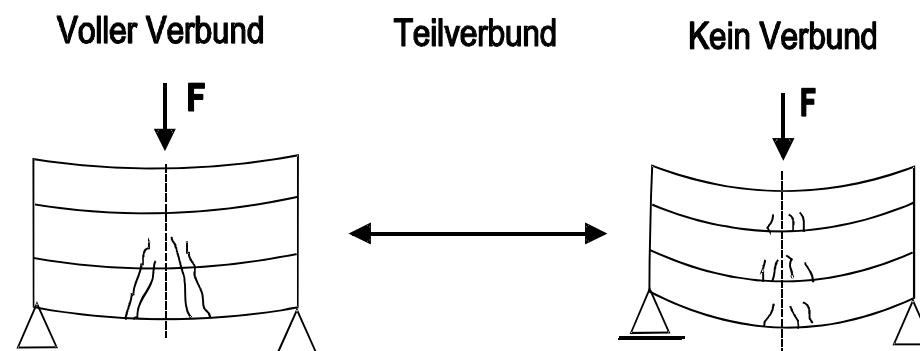


Abbildung 3.2.1: Schematische Darstellung der Spannungsumlagerungen in einem mehrschichtigen System infolge Verlust des Schichtenverbundes

Viele der zur Zeit zur Dimensionierung des Oberbaus zur Verfügung stehenden Rechenprogramme und Näherungsverfahren berücksichtigen nur die beiden Extremzustände "voller Verbund" und "kein Verbund". Programme aber, wie das Programm BISAR der Shell AG [4], die Zwischenzustände, d.h. "Teilverbund", mit Hilfe von Verbundfaktoren simulieren können, müssen auf Verbunddaten aus geeigneten Untersuchungen zurückgreifen können.

3.3 Praktische Schadensbeispiele

Wie wichtig ein einwandfreier und dauerhafter Schichtenverbund für die Widerstandsfähigkeit und Funktionstüchtigkeit von Straßenbelägen ist, belegen auch die in der Praxis immer wieder zu beobachtende Schäden. Dabei ist zu unterscheiden, ob es sich um ein Verbundproblem im Oberflächenbereich (z.B. bei Dünnschichtbelägen) oder ein Verbundproblem zwischen Deckschicht und Tragschicht, bzw. um einen durch Schub- oder Zugversagen (z.B. Blasenbildung) hervorgerufen Schaden handelt.

Bei vielen Verbundschäden handelt es sich in erster Linie um bleibende Schubverformungen, die häufig von Schubrisen begleitet werden und so zum Eindringen von Wasser und zu Unterläufigkeiten führen können (vgl. *Abbildung 3.3.1*).

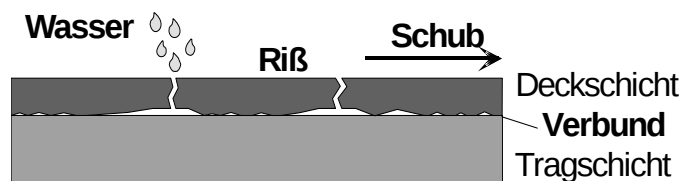


Abbildung 3.3.1: Schäden aufgrund ungenügenden Schichtenverbunds

In ihrer Frühphase sind Schubprobleme vielfach schwierig festzustellen, da sie bei Begehungen oder Inspektionen nicht wie beispielsweise Risse oder Spurrinnen mit bloßem Auge sichtbar sind. Sie werden daher oft übersehen oder als Nebeneffekte abgetan, die sich im Laufe der Zeit verbessern. *Abbildung 3.3.2* zeigt einen Fall schlechter Schichthaftung, der aber erst bei der Entnahme von Bohrkernen zu Tage trat. Hier fließt Bohrwasser von der neu zu bohrenden Probe zwischen den Schichten in das benachbarte Bohrloch.



Abbildung 3.3.2: Eindringen von Bohrwasser zwischen die Schichten

Auch bei Schichtverbundproblemen in tieferen Schichten werden Schäden erst bei der Entnahme von Bohrkernen oder Belagsausschnitten festgestellt. *Abbildung 3.3.3* zeigt einen Belagsausschnitt, dessen Heißmischfundationsschicht HMF so schlecht haftete, daß sie sich bereits während der Entnahme ablöste.

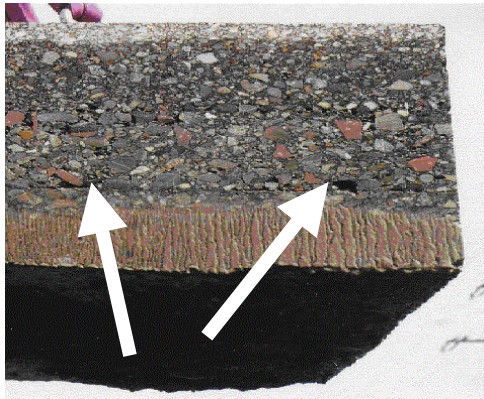


Abbildung 3.3.3: Schichthaftungsprobleme bei einer HMF

Schäden durch ungenügenden Schichtenverbund entstehen bevorzugt bei warmer Witterung an Stellen, die besonders stark durch Schubkräfte beansprucht werden, beispielsweise in Kurven, Steigungen oder Halteräumen vor Lichtsignalanlagen. *Abbildung 3.3.4* zeigt die Kurve einer Autobahnausfahrt. Aufgrund der kurzen Abbremsstrecke kommt es durch den Verkehr sowohl in tangentialer als auch in radialer Richtung zu sehr hohen Horizontalkräften. Dies ist an den bleibenden Verformungen und Rissen in der seitlichen Markierung gut zu erkennen.

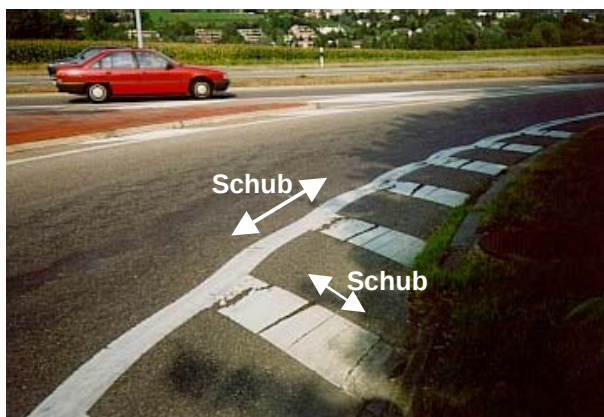


Abbildung 3.3.4: Schub in Autobahnausfahrt

Kritisch für den Schichtenverbund sind aber auch Straßen in Beton-Asphalt-Bauweise, Instandsetzungen mit Dünnschichtbelägen oder Gußasphalt in schwimmender Lagerung auf Brücken. Die *Abbildungen 3.3.5a) und b)* zeigen eine Straße, deren Betonbelag mit Asphalt

überbaut wurde. Sowohl an der Fuge im ersten Bild als auch an der Markierung in der *Abbildung 3.3.5b*) ist gut zu erkennen, wie sich die neue Asphaltdecke aufgrund der auftretenden Beschleunigungs- und Bremskräfte auf dem Beton verschoben hat. Durch die relativ glatte, geschlossene Betonunterlage werden Reibungs- und Verzahnungswirkung zwischen den Schichten erheblich abgeschwächt. Die vergleichsweise harte Betonoberfläche verhindert zudem eine Verzahnung der Mineralstoffkörner an der Schichtgrenze, was dazu führt, daß der Verbund den beim Anfahren und Bremsen der Fahrzeuge auftretenden Schubkräften, insbesondere im Sommer, nicht standhalten kann.

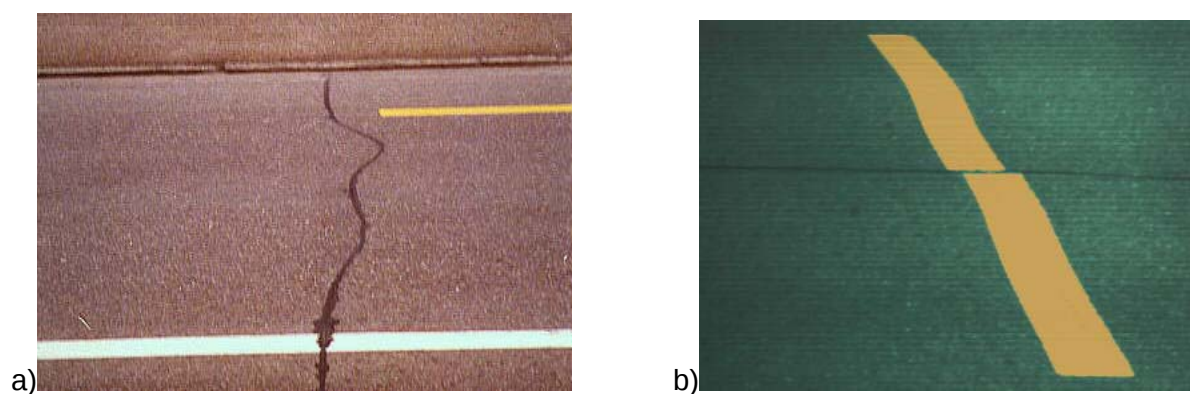


Abbildung 3.3.5: Schubverformungen eines bituminös überbauten Betonbelags

In *Abbildung 3.3.6* kam es durch die Brückenbewegung zu einem Horizontalschub im relativ weichen Gußasphaltbelag, der zur wellenförmigen Verformung des Markierungsstreifens führte. Die am Brückende auftretenden Horizontalkräfte können nicht ungestört in den sich anschließenden Straßenbelag weitergeleitet werden, so daß es zu Verformungen des Mittelstreifens kommt.

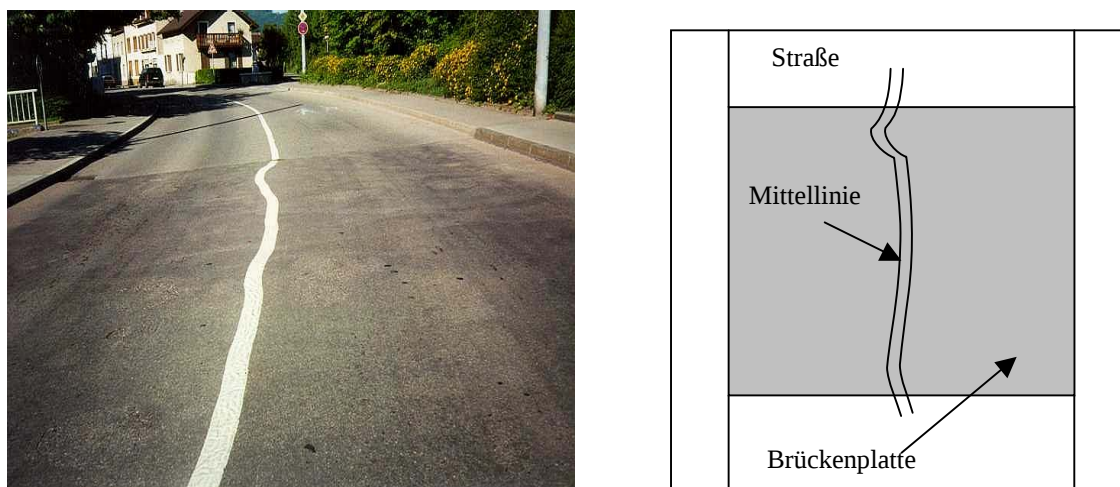


Abbildung 3.3.6: Horizontalschub im Belag infolge Brückenbewegung

Ein weiteres Verbundproblem ist die Ablösung des Deckbelags in Form von Blasenbildung. *Abbildung 3.3.7* zeigt einen Bohrkern aus einem Belagsabschnitt, dessen schadhafte Splittmastixdeckschicht teilweise abgefräst und mit einem Splittmastixdünnschichtbelag (20mm) gleicher Korngröße überzogen worden war. Man erkennt deutlich eine blasenartige Hebung des Deckbelags und den dadurch entstandenen Hohlraum, der vermutlich durch zyklische Feuchtigkeitseinwirkung hervorgerufen wurde und sich genau an der Trennlinie der beiden Splittmastixschichten befindet.

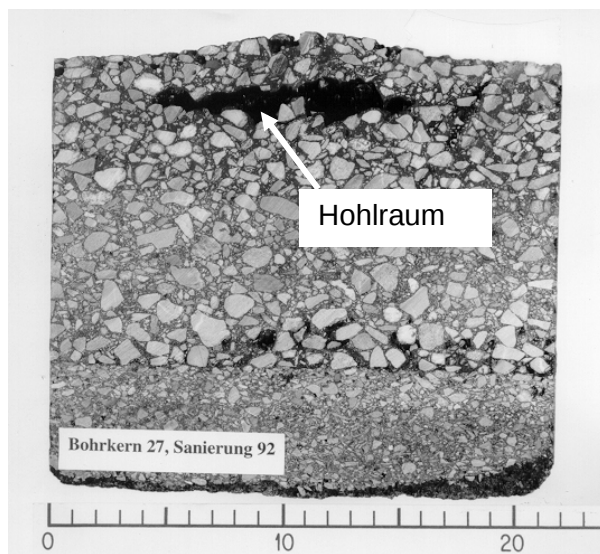


Abbildung 3.3.7: Hohlraum zwischen zwei Splittmastixschichten aufgrund mangelnden Schichtenverbunds

4 GRUNDLAGEN/STAND DER TECHNIK

4.1 Einflußfaktoren

Daß bisher kaum quantitative Anforderungen an den Schichtenverbund bestehen, läßt sich auch auf die große Zahl von Einflußgrößen auf den Schichtenverbund und deren gegenseitige Beeinflussung zurückführen. Die Komplexität dieser Wechselwirkungen stellt auch einen der Gründe für die Schwierigkeit der Quantifizierung einzelner Parameter dar.

In *Abbildung 4.1.1* sind einige wesentliche Einflußfaktoren auf einen dauerhaften Schichtenverbund dargestellt. Auch wenn die Einflußfaktoren einzeln aufgeführt sind, ist zu berücksichtigen, daß selbstverständlich auch Abhängigkeiten untereinander bestehen. Beispielsweise werden Mineralstoffgröße, Bindemittleigenschaften und Mischgutzusammensetzung, die ihrerseits die Reibungs- und Verzahnungswirkungen zwischen den Schichten beeinflussen, durch die Art des aufzubringenden Belags bestimmt.

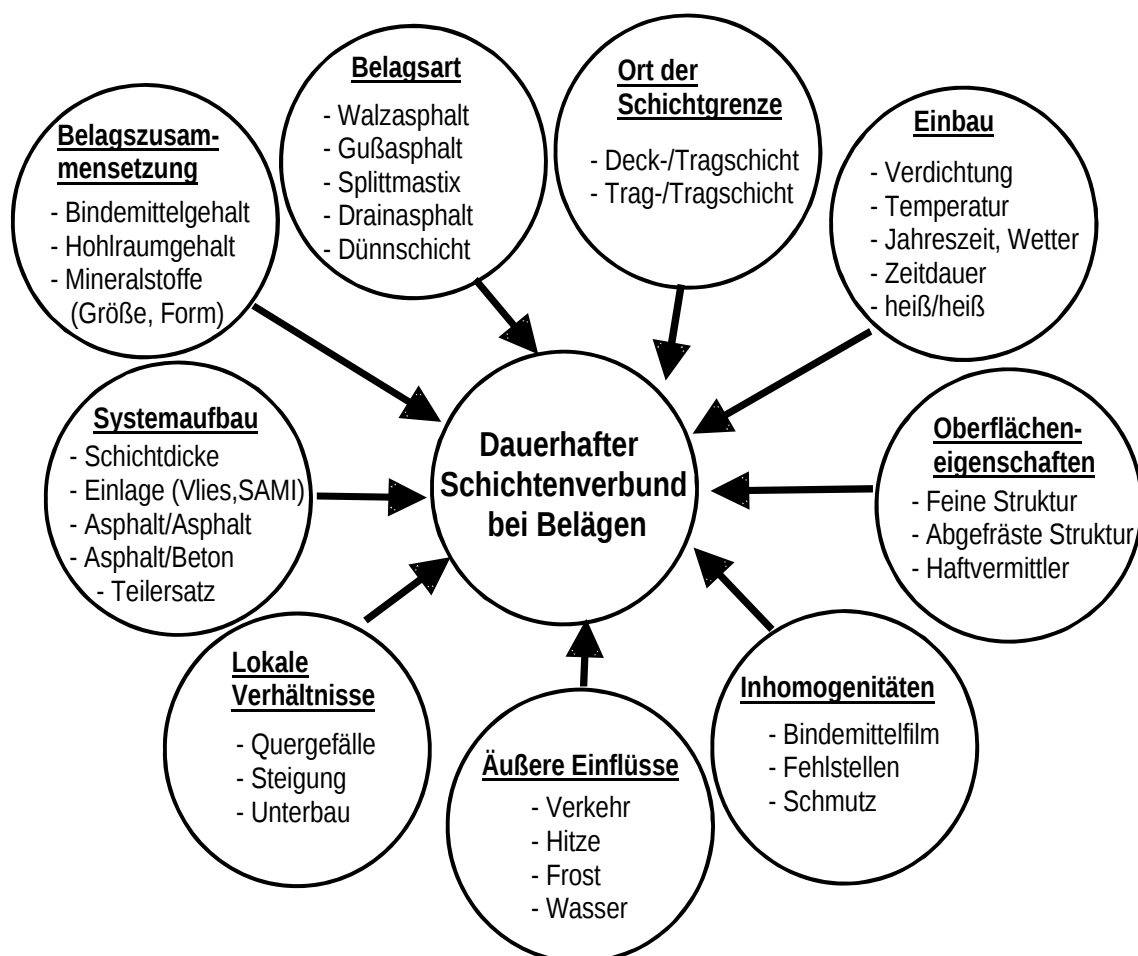


Abbildung 4.1.1: Einflußfaktoren eines dauerhaften Schichtenverbunds

Zu den Einflußfaktoren in *Abbildung 4.1.1* gehören die Oberflächeneigenschaften jener Schicht, auf die eine andere aufgebracht werden soll. Dies führt beispielsweise auch zum Einsatz verbundverbessernder Maßnahmen (Abfräsen, Haftvermittler). Daß bei der Verwendung von Haftvermittlern nicht nur die Art des Haftvermittlers sondern auch der Applikationszeitpunkt, die klimatischen Bedingungen bei der Applikation und die Dosierung von großer Wichtigkeit sind, wird in verschiedenen Publikationen [5] belegt.

Die Oberflächenbeschaffenheit und damit der Schichtenverbund wird aber auch von der Belagsart (Walz- oder Gußasphalt, Splittmastix, Drainasphalt), der Belagszusammensetzung (Bindemittel- und Hohlraumgehalt, Größe und Form der Zuschlagstoffe) und dem Einbau bestimmt, wobei namentlich Verdichtung, Einbautemperatur, Temperatur der unteren Schicht und klimatische Bedingungen während des Einbaus von Einfluß sind.

Bei der Betrachtung des Schichtenverbunds muß außerdem unterschieden werden, ob es sich um den Verbund zwischen zwei Tragschichten, zwischen Trag- und Foundationsschicht oder den Verbund zwischen der direkt der Verkehrsbelastung ausgesetzten Deckschicht und einer Tragschicht handelt (Ort der Schichtgrenze).

Der Schichtenverbund wird ferner beeinflusst durch den Systemaufbau (z.B. Schichtdicke oder die Verwendung von Vliesen oder einer SAMI, Asphalt auf Asphalt, Asphalt auf Beton, Teilersatz), ebenso aber auch durch Inhomogenitäten infolge Verschmutzungen, Fehlstellen, Bindemittelanreicherungen und bereits im Belag vorhandene Risse. In [5] wird im Zusammenhang mit Teilersatz, d.h. dem Aufbringen einer neuen auf eine alte Schicht, auf den negativen Einfluß hingewiesen, den Alterungserscheinungen des Bindemittels der alten Asphaltunterlage auf den Schichtenverbund haben können.

Nicht zuletzt beeinflussen natürlich auch die lokalen Verhältnisse (Steigung, Quergefälle, Unterbau) ebenso wie die äußeren Einflüsse, d.h. die aufzunehmenden Verkehrsbelastungen oder die klimatischen Bedingungen (Hitze, Wasser und Frost) den Schichtenverbund. Verstärkt werden diese Faktoren dadurch, daß Wasser durch Risse zwischen die Schichten eindringen und zusätzlich eine Schwächung des Verbunds hervorrufen kann.

4.2 Theorie und Phänomenologie des Schichtenverbundes

Beim Auftreten von mangelndem Schichtenverbund gibt es grundsätzlich unterschiedliche Versagensmechanismen:

Temperaturdifferenzen zwischen den Schichten, wie sie beim Abkühlen der Deckschicht auftreten, führen zum Aufbau thermisch induzierter Eigenspannungen. Bei diesem Vorgang bilden sich in der Deckschicht Zugspannungen und an der Schichtgrenze entstehen Schubspannungen. Ähnliche Effekte zeigen sich auch bei den täglichen Temperaturschwankungen. Die so erzeugten Schubspannungen werden zusätzlich durch die Schubspannungen aus Verkehrslasten überlagert, wie sie besonders beim Bremsen oder Beschleunigen, in Kurven oder auf Steigungsstrecken auftreten.

Daß auch schon beim langsam rollenden Rad Spannungskomponenten in seitlicher bzw. Längsrichtung auftreten, zeigt De Beer [6] mit Hilfe des sogenannten **Vehicle-Road-Surface-Pressure-Transducer-Array Systems (VRSPTA)**. Im Mittel ergibt sich beim langsam rollenden nicht angetriebenen Rad ein Verhältnis der Spannungskomponenten vertikal : seitlich : längs von 10 : 3 : 1.

Legt man die aus der Bruchmechanik stammenden Riß-Modi zugrunde (vgl. *Abbildung 4.2.1*), so entspricht das durch die oben beschriebenen Ursachen auftretende Schubversagen einem Mode II bzw. III, nicht aber dem Zugversagen von Mode I.

Zugversagen liegt vor, wenn es zu Spalteffekten kommt, wie sie etwa bei einer Belagshebung durch Blasenbildung (vgl. *Abbildung 3.3.7*) entstehen. Solche Vorgänge führen zwar, wie bereits im *Kapitel 3.3 "Praktische Schadensbeispiele"* erwähnt, ebenfalls zu Verbundstörungen, stellen aber nicht den üblichen Fall des Verbundversagens dar.

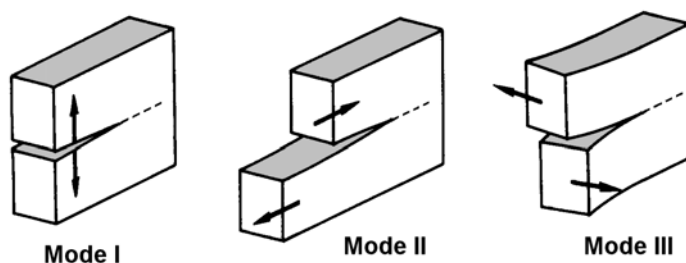


Abbildung 4.2.1: Riß-Modi

4.3 Literaturübersicht zur Prüftechnik

Zur Bestimmung des Schichtenverbunds von Belagssystemen wird je nach Fragestellung in der Literatur eine Reihe von Prüftechniken vorgeschlagen. Die folgende *Abbildung 4.3.1* gibt einen schematischen Überblick über mögliche Prüftechniken und ihre Anwendungsbereiche.

Die Wahl eines Prüfverfahrens hängt einerseits von dem zugrunde liegenden Beanspruchungsmodell, andererseits aber auch von dem angestrebten Anwendungsbereich (z.B. Labor, in situ), der konkreten Fragestellung sowie der angestrebten Genauigkeit und Reproduzierbarkeit der mit einem Prüfverfahren ermittelten Ergebnisse ab.

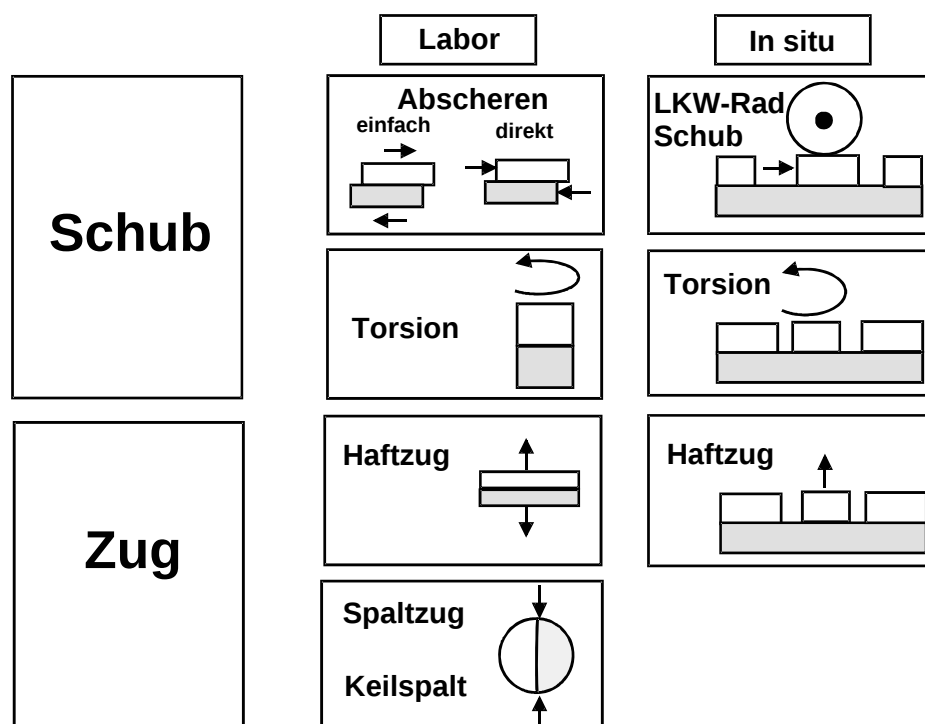


Abbildung 4.3.1: Prüftechniken und ihre Anwendungsbereiche

Tabelle 4.3.1 zeigt eine Übersicht über Anwendungsbereiche sowie Vor- und Nachteile der in der Literatur verwendeten Prüfverfahren zur Bestimmung des Schichtenverbunds.

Tabelle 4.3.1: Vergleich verschiedener Verfahren zur Bestimmung des Schichtenverbunds

Prüfverfahren	Labor	In Situ möglich	Horizontalbeanspr. (Bremsen) wie Praxis	Vertikalbeanspr. (Biegung)	Vertikalbeanspr. (Frostsprengung)	Meßgröße	Spannungsverteilung	Vorteil	Nachteil	Literatur
Schub (einfach)	X	X	X	(X)	-	Max Schubkraft, Schubweg, Modul, Energie	Einachsige, (Vertikal-komponente möglich)	Wechselbeanspruchung möglich	Klebung, Oberfläche gestört, Bruch an schwächster Stelle, u.U. außerhalb Schichtgrenze, Scherfläche variiert während Versuch	[17],[18] [19]
Schub (direkt)	X	(X)	(X)	-	-	Max Schubkraft, (Schubweg)	Einachsige, (Vertikal-komponente möglich)	Einfach, rasch, Bruchstelle an Schichtgrenze definierbar	Nur Schwellbeanspruchung möglich, Scherfläche variiert während Versuch	[5], [9], [10],[11] [12],[13] [14]
Torsion	X	X	(X)	(X)	-	Max Schubmoment, Schubweg, Modul, Energie	Einachsige, (Vertikal-komponente möglich)	Wechselbeanspruchung möglich	Klebung, Oberfläche gestört, Bruch an schwächster Stelle auch außerhalb Schichtgrenze	[20]
Haftzug/Abreiß	X	X	-	X	(X)	Max Zugkraft, (Zugweg, Modul, Energie)	Einachsige	Wechselbeanspruchung möglich	Klebung, Oberfläche gestört, Bruch an schwächster Stelle auch außerhalb Schichtgrenze	[21],[22]
Keilspalt	X	-	-	(X)	X	Max Zugkraft, Zugweg, Modul, Energie	Mehrachsige	Bruchstelle an Schichtgrenze definierbar	Aufwendige Probenherstellung, nur Schwellbeanspr. möglich	[23]
Spaltzug	X	-	-	(X)	X	Max Zugkraft, (Zugweg, Modul, Energie)	Mehrachsige	Einfach, rasch, Bruchstelle an Schichtgrenze definierbar	Krafteinleitung fraglich, nur Schwellbeanspr. möglich	

4.3.1 Scherprüfung

4.3.1.1 Direkte Scherprüfung

Die beiden wichtigsten Scherprüfungen, die auch in der Geotechnik angewandt werden (z.B. [7]), sind die direkte Scherprüfung (*direct shear test*) und die einfache Scherprüfung (*simple shear test*). Bei der direkten Scherprüfung wird die Last seitlich eingeleitet, im Gegensatz zur einfachen Scherprüfung, wo die Last an den Prüfkörperoberflächen angreift.

Das am häufigsten zur Bestimmung des Schichtenverbunds von Asphaltbelägen im Labor verwendete Prüfverfahren ist die direkte Scherprüfung. Bereits 1979 hat Leutner [5] den Prototyp einer Scherprüfform für Prüfkörper mit einem Durchmesser von 150 mm entwickelt und erste Prüfungen an Bohrkernen aus unterschiedlichen Streckenabschnitten durchgeführt. Bei dem am Institut für Straßen- und Eisenbahnwesen der TU Karlsruhe

entwickelten Scherprüfgerät handelt es sich um eine in die Marshallpresse integrierbare Variante des in der Bodenmechanik zur Untersuchung der Scherfestigkeit von Bodenproben verwendeten Rahmenschergeräts [8]. Die Scherprüfform wird heute serienmäßig gefertigt und besteht (in Anlehnung an Marshall) im wesentlichen aus zwei zylindrischen, parallel geführten Scherbacken (vgl. *Abbildung 4.3.2*).

Im Jahr 1980 modifizierte Gragger [9] diese Scherprüfform für Marshall Prüfkörper mit einem Durchmesser von ca. 100 mm und ermöglichte mit seiner Konstruktion zusätzlich das Aufbringen einer Normalkraft senkrecht zur Scherfläche, wobei jedoch die untersuchten Proben völlig zerstört werden, so daß eine Betrachtung der Trennflächen nicht möglich ist.

In ihrer 1983 erschienenen Veröffentlichung verwenden Grätz und Suß [10] die von Leutner entwickelte Scherprüfform zur Bestimmung des Schichtenverbunds zwischen Deck- und Binderschicht von Prüfkörpern, die aus Schadensbereichen einer Bundesstraße entnommen worden waren. Mit Hilfe einer mathematischen Funktion werden die aufgezeichneten Kraft-Weg-Diagramme beschrieben. Die Autoren zeigen, daß sich Einflußgrößen wie Verzahnungswiderstand der Mineralstoffkörner, Adhäsion zwischen Bindemittel und Mineralstoffkörnern sowie die Kohäsion des Bindemittels im Kurvenverlauf widerspiegeln. Außerdem wird in der Arbeit ein qualitativer Zusammenhang zwischen dem Zustand der Grenzfläche nach dem Scheren (z. B. Verschmutzungen) und der Größe der aufnehmbaren Schubspannung konstatiert.

Im Rahmen des deutschen Forschungsauftrags "Erarbeitung eines Prüfverfahrens zur quantitativen Bestimmung des Verbund zwischen einzelnen Schichten des bituminösen Oberbaus" FE-Nr. 07.128G86E [11] wurden von Hiersche im Jahr 1988 Scherversuche an Bohrkernen aus einer Versuchsstrecke und an Laborprüfkörpern durchgeführt. Hierbei zeigte sich, daß das direkte Scherprüfverfahren nach Leutner im Hinblick auf Wiederholbarkeit und Vergleichbarkeit zu akzeptablen Ergebnissen führt. Außerdem wurde qualitativ der Einfluß der Haftvermittlermenge und des Oberflächenzustandes der Schichtgrenze auf Scherkraft und -weg nachgewiesen. Weitere Resultate dieser Arbeit zeigen, daß die Scherkräfte bei feinkörnigen Schichten höher sind als bei grobkörnigen.

Auch in der 1991 veröffentlichten Dissertation von Pös [12] wird die direkte Scherprüfung nach Leutner zur Ermittlung des Schichtenverbunds eingesetzt. Mit einer Anzahl von über 300 Bohrkernen und unter Zuhilfenahme multipler linearer Regressionsrechnungen konnten Aussagen über den Einfluß der Zusammensetzung von bituminösem Mischgut und dessen

Einbau auf den Schichtenverbund gemacht werden. Als wesentliche Erkenntnisse wurden für den Einbau "frisch auf frisch" und "frisch auf alt" folgende Ergebnisse ermittelt:

Einbau "frisch auf frisch"

- Je geringer der Hohlraumgehalt der oben liegenden Schicht ist, desto größer sind Scherkraft und –weg.
- Mit steigendem Bindemittelgehalt der unteren Schicht erhöht sich die Verbundsheerkraft.
- Bei zunehmendem Bindemittelgehalt der oberen Schicht steigt die Größe des Verbundsheerwegs.
- Dickere Bindemittelfilme in der oberen Schicht und niedrig viskose Bindemittel in der unteren Lage wirken Scherweg erhöhend.

Einbau "frisch auf alt"

- Bei abnehmendem Hohlraumgehalt in der oberen Schicht steigen Scherkraft und –weg.
- Je größer der Bindemittelgehalt der oberen Schicht, desto größer sind die Werte für Scherkraft und –weg.
- Möglichst feinkörnige obere Lagen auf möglichst grobkörnigen unteren Schichten begünstigen höhere Scherwege.

In den 1994 bzw. 1995 publizierten Forschungsergebnissen von Codjia und Charif [13], [14] wird ein Bewertungshintergrund für das Prüfverfahren des Schichtenverbunds nach Leutner geschaffen und die Präzision des Prüfverfahrens bestimmt. An mehr als 800 Bohrkernen ($\varnothing$ 150 mm) wurden die Meßwerte für Scherkraft und Scherweg getrennt für den Typ der Schichtgrenze (Asphaltdeckschicht auf Asphaltbinderschicht, Asphaltbinderschicht auf Asphalttragschicht und Asphaltdeckschicht auf Asphalttragschicht) ermittelt. Daraus wurden Vorschläge für Anforderungswerte an einen Mindestschichtverbund bei 20°C hergeleitet, der sich auf die kleinsten Meßwerte der Datensätze gründet, d.h.

15 kN für Asphaltdeckschicht auf Asphaltbinderschicht

10 kN für Asphaltbinderschicht auf Asphalttragschicht

13 kN für Asphaltdeckschicht auf Asphalttragschicht

In Österreich wurde das Verfahren der direkten Scherprüfung in der RVS 11.065, Blatt 5 [15] für Prüfkörper mit einem Durchmesser von $100 \text{ mm} \pm 2 \text{ mm}$ und eine Prüftemperatur von $20^\circ\text{C} \pm 1^\circ\text{C}$ normiert und eine Anforderung $\tau_{\text{nom}} = F/A$ von 1.0 N/mm^2 bzw. 1.5 N/mm^2 bei der

Verwendung von "Vorspritzmitteln" mit polymermodifizierten Bindemitteln vorgeschrieben; wobei in jüngeren Arbeiten gefordert wird, die Prüftemperatur auf 30°C anzuheben [16].

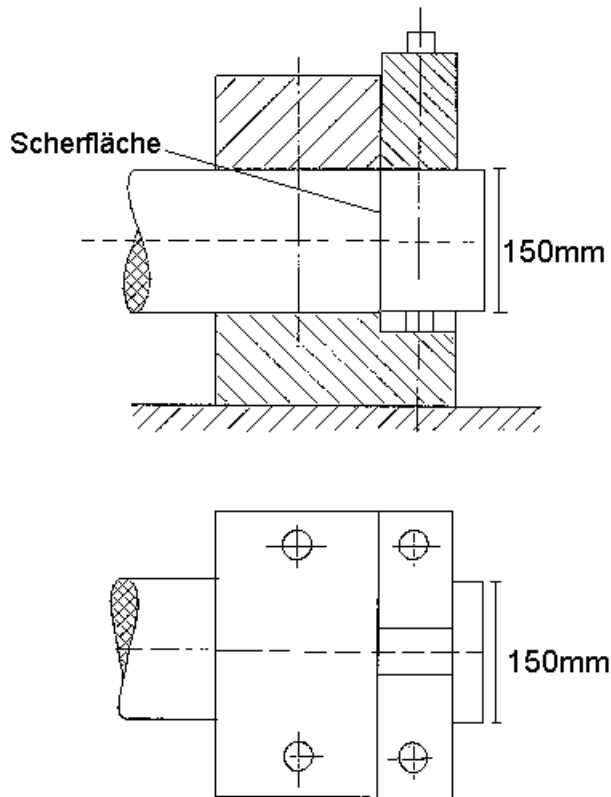


Abbildung 4.3.2: Prinzip der Scherprüfung nach Leutner [5]

4.3.1.2 Einfache Scherprüfung

Im amerikanischen Forschungsprogramm SHRP [17] wurde eine relativ aufwendige Prüfmaschine zur Durchführung der einfachen Scherprüfung entwickelt. Allerdings wurde die Methode nicht zur Beurteilung der Haftung zwischen den Schichten, sondern ausschließlich zur Bestimmung bleibender Deformationen und Moduli innerhalb einer Belagsschicht eingesetzt (Abbildung 4.3.3).

Auch am französischen LCPC wurde bereits 1981 von Assi [18] ein Prüfgerät (Abbildung 4.3.4) für die einfache Scherprüfung an bituminösen Prüfkörpern konzipiert. Geprüft werden prismatische Prüfkörper der Höhe 112 mm und den Breiten 56 mm bzw. 42 mm. Die Prüfung kann statisch und dynamisch durchgeführt werden.

Von Brown et al [19] wurde 1985 eine sogenannte "Shearbox" (Abbildung 4.3.5) zur Prüfung des Verbundverhaltens von Prüfkörpern mit den Abmessungen 320 mm x 200 mm entwickelt.

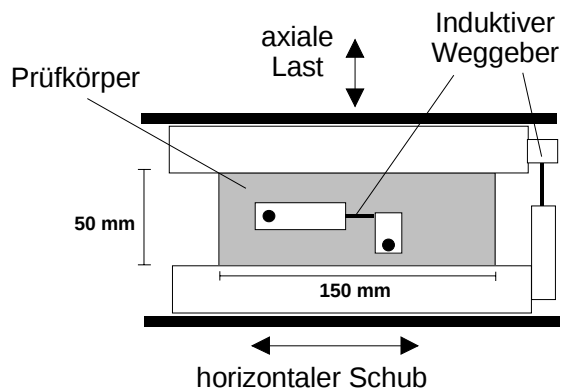


Abbildung 4.3.3: Einfache SUPERPAVE Schubprüfvorrichtung SST nach SHRP [16]

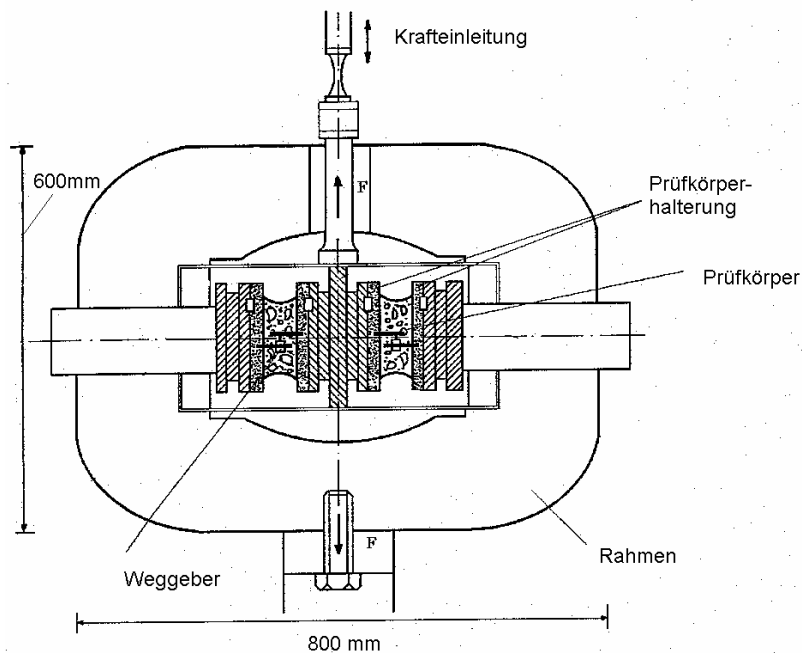


Abbildung 4.3.4: Schubvorrichtung LCPC [17]

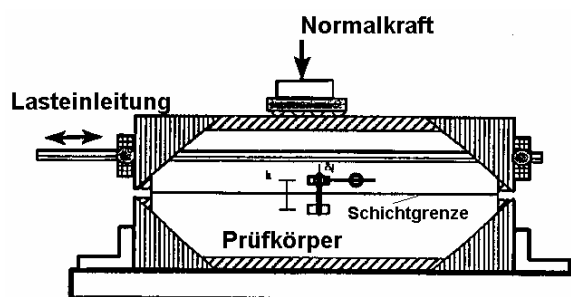
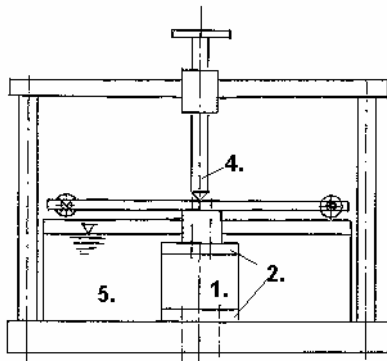


Abbildung 4.3.5: "Shearbox" von Brown [18]

4.3.2 Torsionsprüfung

Zur Messung von Verformungen infolge Schubspannungen an zylindrischen Asphaltprobekörpern wurde von Velske [20] eine Prüfeinrichtung vorgeschlagen, deren Prinzip mit der in der Bodenmechanik für Kreisringscherversuche verwendeten vergleichbar ist. Der Prüfkörper wird durch reine Torsion beansprucht, so daß keine Biegemomente auftreten (vgl. *Abbildung 4.3.5*). Zusätzlich kann eine Vertikalbelastung aufgebracht werden. Im Torsionsversuch nach Velske werden die zylindrischen Prüfkörper mit einem Durchmesser von $100 \text{ mm} \pm 1 \text{ mm}$ an den beiden Stirnseiten eingeklebt und gegeneinander verdreht, wobei der schwächste Querschnitt das Prüfergebn bestimmt. Die Prüfungen wurden bei einer Prüftemperatur von 40°C durchgeführt. Als Meßergebnis wird das Bogenmaß des Verdrehungswinkels γ nach 100 s bzw. 1000 s angegeben.



- 1. Prüfkörper, $d=101\text{mm}$
- 2. Platten für Schubeinleitung
- 4. Krafteinleitung vertikal
- 5. Wasserbad, temperiert

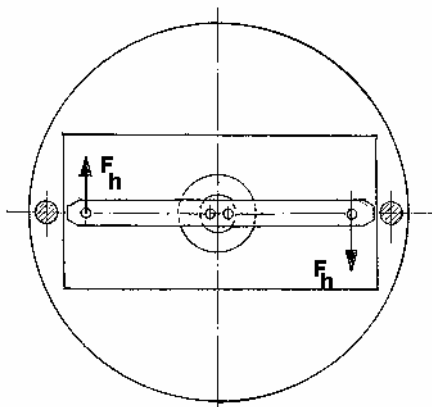


Abbildung 4.3.5: Prinzip der Torsionsprüfung (Meßapparatur nach Velske) aus [20]

4.3.3 Haftzug-/Abreißprüfung

Ein weiteres Verfahren zur Bestimmung des Schichtenverbunds, das auch Eingang in die österreichische Normung gefunden hat, ist die sogenannte Haftzug- oder Abreißprüfung [15] (vgl. *Abbildung 4.3.6*). Sie kann im Labor mit Zugprüfmaschinen durchgeführt werden, findet aber auch häufig bei In-Situ-Prüfungen Anwendung. Zu diesem Zweck werden im Straßenbelag Bohrungen bis über die Schichtgrenze hinaus durchgeführt. Auf die Oberfläche der Prüfkörper werden Stahlstempel aufgeklebt, die anschließend mit einem kraftgesteuerten Hydraulikzylinder mit einer Geschwindigkeit von 200 N/s vertikal nach oben gezogen werden. Nach österreichischer Norm werden die Laborprüfungen an Prüfkörpern mit einem Durchmesser von 100 mm durchgeführt; bei der Prüfung auf der Baustelle werden Durchmesser von 50 mm bei Belagsdicken von maximal 30 mm geprüft. Frenz et.al. [21] weisen 1986 die Eignung der Abreißprüfung auf die Untersuchung des Verbunds von Asphaltbelägen mit dünnen Deckschichten nach. Die Verfasser empfehlen Abreißversuche an Prüfkörpern mit Durchmesser von 100 mm oder 150 mm und bei einer Prüftemperatur von weniger als 15°C.

Das Prüfverfahren "Haftzug" führt im Vergleich mit der direkten Scherprüfung und dem Keilspaltverfahren (vgl. *Kapitel 4.3.4*) allerdings zu großen Streuungen, auf die auch von Augustin et.al. im österreichischen Forschungsbericht [22] hingewiesen wird. Vielfach ist es auch nicht möglich, die Bruchebene vorauszusagen, d.h. der Bruch kann sowohl in der Schichtgrenze als auch innerhalb der Schichten erfolgen.

Als Anforderungswert der Haftzugfestigkeit bei 10°C für Deck- und Tragschichten gilt in den österreichischen Normen eine an Prüfkörpern des Durchmessers 100 mm ermittelte Haftzugfestigkeit F/A von mindestens 1.0 N/mm² bzw. 1.5 N/mm² bei der Verwendung von Vorspritzmitteln mit modifizierten Bindemitteln.

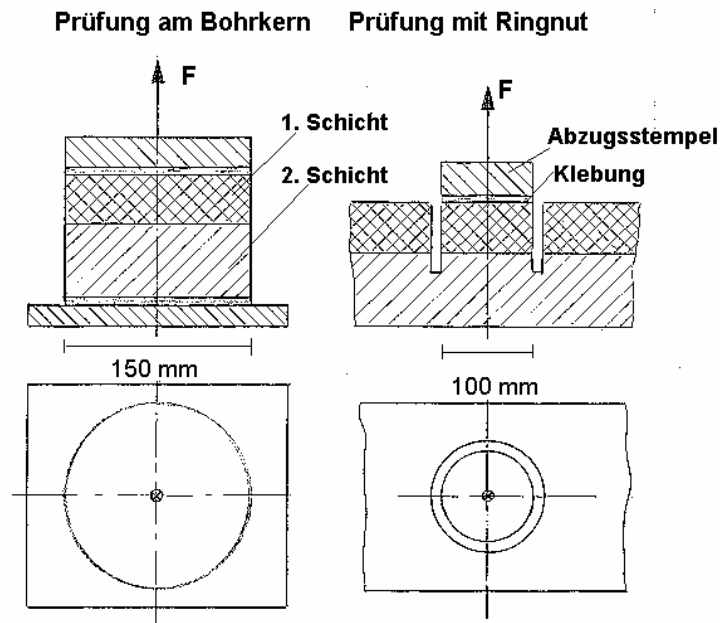


Abbildung 4.3.6: Prinzip der Abreißprüfung nach ÖNORM [15]

4.3.4 Keilspaltverfahren

Ein auf bruchmechanischen Überlegungen basierendes Prüfverfahren zur Bestimmung des Schichtenverbunds ist das von Tschegg [23] entwickelte Keilspaltverfahren.

Abbildung 4.3.7 zeigt die grundsätzliche Prüfanordnung. Der zylindrische Prüfkörper mit einem Durchmesser von 150 mm wird in der Schichtgrenze mit einer rechteckigen Nut und einer Starterkerbe versehen. Die Belastungseinrichtung besteht aus zwei in der Nut angreifenden Kraftübertragungsstücken und einem schlanken Keil, durch den die senkrecht zur Probenachse wirkende Belastungskraft aufgebracht wird. Das Aufbringen der Belastung erfolgt nach dem Einbau von Prüfkörper und Belastungseinrichtung in die Prüfmaschine.

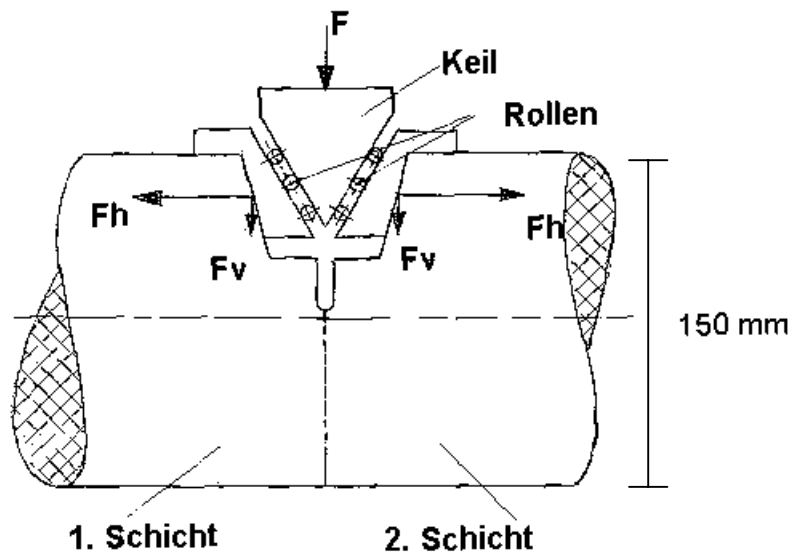


Abbildung 4.3.7: Prinzip des Keilspaltverfahrens nach Tschegg [23]

In [23] wurde das Keilspaltverfahren bei Temperaturen zwischen -20°C und $+10^{\circ}\text{C}$ eingesetzt, wobei die ermittelten Last-Verformungs-Kurven bei unterschiedlichen Temperaturen auf ein jeweils völlig andersartiges Bruchverhalten schließen ließen. Als weiterer Kennwert wurde der Wert der spezifischen Bruchenergie ermittelt, der den Widerstand gegen Rißwachstum darstellt.

4.3.5 Spaltzugprüfung

Wenig Erfahrungen gibt es bisher bezüglich der Bestimmung des Schichtenverbunds mit Hilfe des Spaltzugs (vgl. *Abbildung 4.3.8*). Bei dieser Prüfung wird ein zylindrischer Prüfkörper an diametral entgegengesetzten Stellen der Mantelfläche bis zum Bruch belastet. Hiermit kann eine Schichtentrennung an horizontal aus Belagsausschnitten gebohrten Prüfkörpern erzeugt werden.

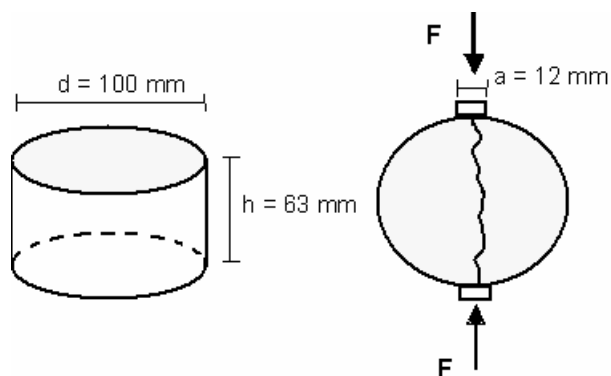


Abbildung 4.3.8: Prinzip der Spaltzugprüfung

4.3.6 In-Situ-Prüfungen

Neben Laborprüfmethode existieren auch verschiedene In-Situ-Prüfungen. Hier ist, neben der Haftzugmethode, die an der EMPA entwickelte Schubprüfung mit LKW-Rad zu nennen [24], mit deren Hilfe die Haftung einer bituminösen Deckschicht auf einem Betonbelag bestimmt werden kann. Bei diesem Verfahren wird zusätzlich zum Horizontalschub eine vertikale Belastung durch ein LKW-Rad aufgebracht, und die sich ergebenden Verschiebungen werden gemessen (siehe *Abbildung 4.3.9*).

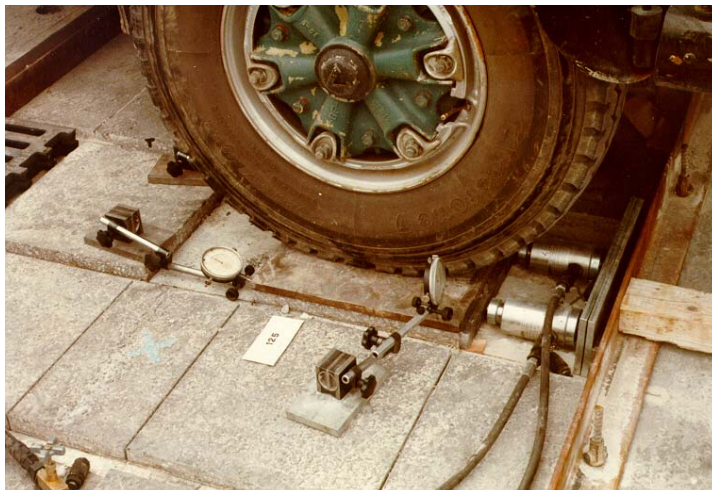
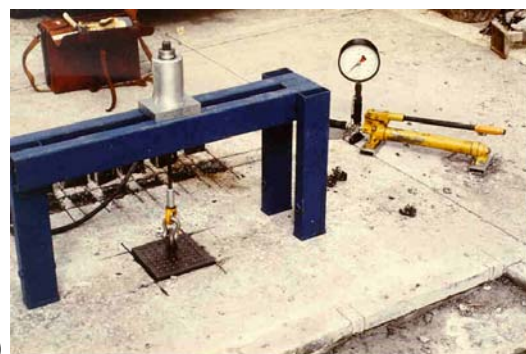


Abbildung 4.3.9: Schubprüfung mit statischer Auflast durch ungebremstes LKW-Einzelrad [24]

Mit der Haftzugprüfung (verschiedene Prüfapparaturen, siehe *Abbildungen 4.3.10a) und b)* wurde das Haftverhalten von bituminösen Belägen (Hot Rolled Asphalt und Gußasphalt) auf Betonkonstruktionen untersucht [25]. Die Prüfausschnitte betrugen 80 mm x 80 mm bzw. 200 mm x 200 mm.



a)



b)

Abbildung 4.3.10: EMPA-Haftzuggeräte:

a) Prüffläche 80 mm x 80 mm,

b) Prüffläche 200 mm x 200 mm [25]

Außerdem wurde in Kanada das sogenannte CISSST-Gerät (Carleton In-Situ Shear Strength Test) [26] entwickelt. Zur Anwendung dieser Prüfmethode werden im Straßenbelag Bohrung bis über die Schichtgrenze hinaus durchgeführt. Auf die Oberfläche des Prüfkörpers wird der

Lasteinleitungsstempel des Prüfgeräts geklebt und der Schichtenverbund durch Aufbringen eines Torsionsmoments bestimmt.

Auf einem ähnlichen Prinzip basiert der an der EMPA praktisch gleichzeitig entwickelte Prototyp des sogenannten TVIST-Prüfgeräts (Torsions- und Vibrations-In-Situ-Testgerät). Das Gerät wurde für kombinierte Torsions- und Vertikallast konzipiert, bisher jedoch nur im Torsionsmode erprobt. Außerdem existiert sowohl eine In-Situ- als auch eine Laborvariante. In *Abbildung 4.3.11a*) ist die In-Situ- und in b) die Laborvariante dargestellt. Das erste Foto zeigt das ganze Prüfgerät, wie es auf der Straße bzw. an einem aus der Straße entnommenen Belagsausschnitt eingesetzt wird. In der zweiten Aufnahme ist der herausnehmbare obere Teil des Laborprüfgeräts nach der Prüfung eines Bohrkerns abgebildet.

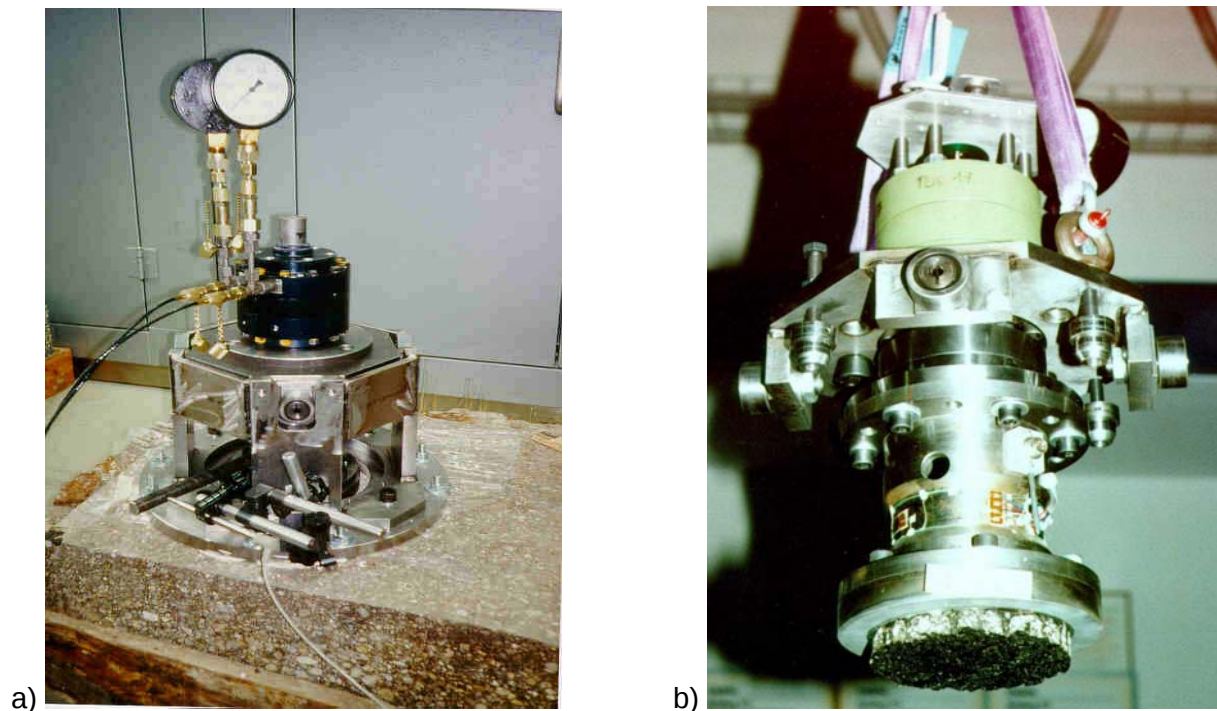


Abbildung 4.3.11: EMPA Prüfgerät TVIST, a) In-Situ-Gerät, b) Laborprüfgerät

5 EVALUATION DES PRÜFVERFAHRENS

5.1 Allgemeine Überlegungen

Bei der Evaluation einer geeigneten Prüfmethode wurden einerseits die in der Literatur vorgeschlagenen Verfahren (vgl. *Kapitel 4.3*) und zum anderen die an der EMPA vorhandenen Erfahrungen berücksichtigt. An der EMPA waren bereits erste Erfahrungen mit der direkten Scherprüfung, der Haftzugprüfung und dem TVIST-Prüfgerät vorhanden.

Die Haftzugprüfung, die Spaltzugprüfung und das sogenannte Keilspaltverfahren wurden im Rahmen des EMPA-Forschungsprojekts wegen der in diesen Prüfverfahren senkrecht zur Prüfkörperebene wirkenden Belastungen nicht in Erwägung gezogen, da dies nicht die Situation auf der Straße widerspiegelt. Außerdem war aus früheren Forschungsarbeiten der EMPA bekannt, daß es beispielsweise bei der Haftzugprüfung zu großen Streuungen der Prüfergebnisse kommt (vgl. auch *Kapitel 4.3*) und ein Bruch in der gewünschten Ebene nicht immer erzwungen werden kann.

In Vorversuchen sollten dagegen die Torsions- und die direkte Scherprüfung, bei denen die Wirkungsebene der aufgebrachten Belastung am ehesten der in der Straße vorliegenden Situation entspricht, näher untersucht werden.

5.2 Torsionsprüfung

An der EMPA wurden erste Torsionsversuche in Zusammenarbeit mit der Abteilung 114 "Kunststoffe/Composites" durchgeführt. Dazu wurden Bohrkerne mit einem Durchmesser von 150 mm aus einem Asphaltbetonbelagsausschnitt (Riegel H 4.1, vgl. EMPA Bericht 25/80, Nr. 130586, 1992 [27]) entnommen und auf einer Instron-Torsionsmaschine bei Raumtemperatur (ca. 20°C bis 22°C) geprüft. Als Scherebene wurde dabei die Schichtgrenze zwischen der Verschleißschicht und der Ausgleichsschicht gewählt. Das zum Trennen der Bohrkerne erforderliche Torsionsmoment wurde bei Torsionsgeschwindigkeiten von 2°/min, 4°/min und 8°/min ermittelt. Die Prüfung wurde bei Raumtemperatur (ca. 20°C bis 22°C) durchgeführt.

Entgegen ersten Vermutungen trat der Bruch direkt in der Schichtgrenze auf. Die Einspannung der Probe erwies sich allerdings als problematisch, da die Proben dazu neigten, beim Tordieren in der Einspannvorrichtung zu rutschen. Die Prüfergebnisse zeigten

dann auch eine sehr große Streuung mit Abweichungen von bis zu 20% vom Mittelwert (400 Nm) und einer Standardabweichung von ± 50 Nm bei einer Prüfgeschwindigkeit von $2^\circ/\text{min}$.

Aufgrund der beschriebenen Schwierigkeit bei der Prüfkörpereinspannung, die nur durch aufwendige Prüfkörpervorbereitungen, wie z.B. durch eine Klebung hätten gelöst werden können, und wegen der sich ergebenden großen Streuung der Ergebnisse wurde auf eine Durchführung von Torsionsversuchen verzichtet.

5.3 Direkte Scherprüfung

5.3.1 Auswahl einer Prüfform

Im Anschluß an den Torsionsversuch wurden Prüfungen zur Bestimmung des Schichtenverbunds mit dem direkten Scherverfahren durchgeführt, wobei insgesamt vier unterschiedliche Scherprüfformen verwendet wurden (siehe *Abbildung 5.3.1*):

Form A: nach Leutner mit zwei u-förmigen, parallel geführten Scherbacken

Form B: mit zwei v-förmigen, parallel geführten Scherbacken

Form C: mit zwei parallelen Platten

Form D: unten mit v-förmiger, oben mit u-förmiger Scherbacke

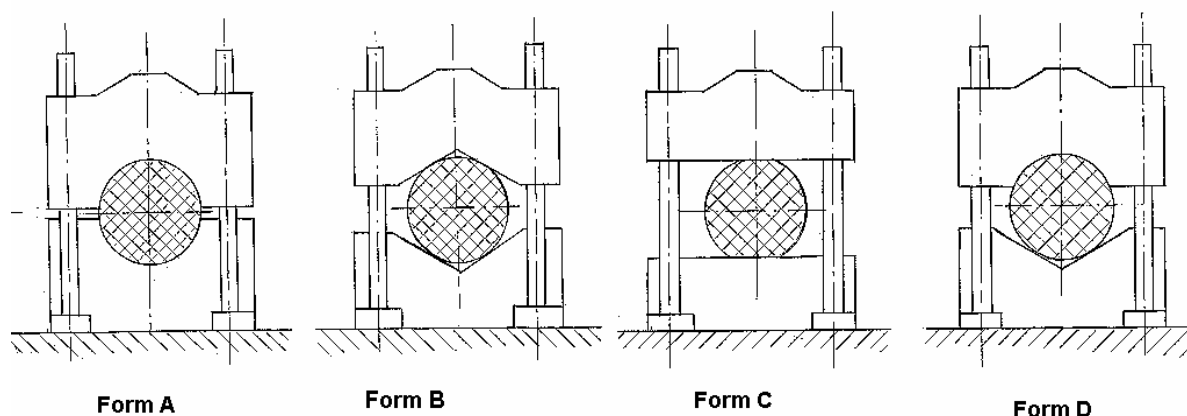


Abbildung 5.3.1: Schematische Darstellung der untersuchten Scherprüfformen

Die von Leutner [6] entwickelte Scherprüfform (im folgenden als Form A bezeichnet) besteht im wesentlichen aus einem zweiteiligen Hauptrahmen, dessen unterer Teil fest mit der Grundplatte verbunden und dessen oberer Teil beweglich ist. Beide Teile bestehen aus parallel geführten, u-förmigen Scherbacken. Dadurch werden in der Scherebene möglichst nur Scherkräfte eingeleitet. Die Führung des beweglichen Oberteils erfolgt über zwei Führungsstangen. Der Prüfkörper wird dabei auf dem Unterteil der Vorrichtung mit Hilfe einer Klemmbacke fixiert (siehe *Abbildung 5.3.2*).

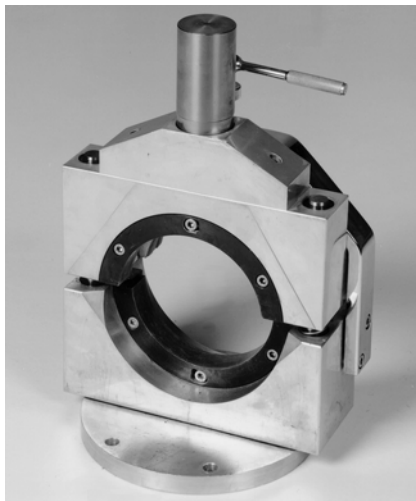


Abbildung 5.3.2: Scherprüfvorrichtung nach Leutner, Form A

Durch unvermeidliche Ungenauigkeiten und durch die Abnutzung der Bohrkronen beim Bohren weichen die Durchmesser der Bohrkerns erfahrungsgemäß bis zu ± 5 mm vom Nenndurchmesser von 150 mm ab. Dies erfordert eine Scherprüfform, die solche Abweichungen zulässt und auch unter dieser Voraussetzung noch eine möglichst gleichmäßige Scherkrafteinleitung gewährleistet. Zwar sind für die Scherprüfvorrichtung nach Leutner Scherbackeneinsätze für verschiedene Bohrkernsdurchmesser erhältlich (152 mm und 155 mm), doch ist das Auswechseln jeweils relativ aufwendig. Außerdem können aufgrund des geringen zur Verfügung stehenden Scherwegs von 10 mm keine Bohrkerns mit einem Durchmesser kleiner 146 mm geprüft werden.

An der EMPA wurde daher eine neue Variante der Scherprüfform nach Leutner (im folgenden als Form B bezeichnet) mit v-förmiger Auflage (Winkel: 120 Grad) und Druckverteilungsflächen entwickelt, bei der durch eine 4-Punkt-Auflage des Prüfkörpers auch bei variierendem Durchmesser eine möglichst günstige Scherkrafteinleitung realisiert werden sollte (vgl. auch *Abbildungen 5.3.1 und 5.3.3*). Ein Vorteil der neu entwickelten Scherprüfform bestand außerdem in einer pneumatischen Einspannvorrichtung, mit deren

Hilfe der Prüfkörper gut definiert und schnell eingepannt werden konnte, wobei letzteres für die Prüfung bei Temperaturen oberhalb der Raumtemperatur besonders wichtig ist.

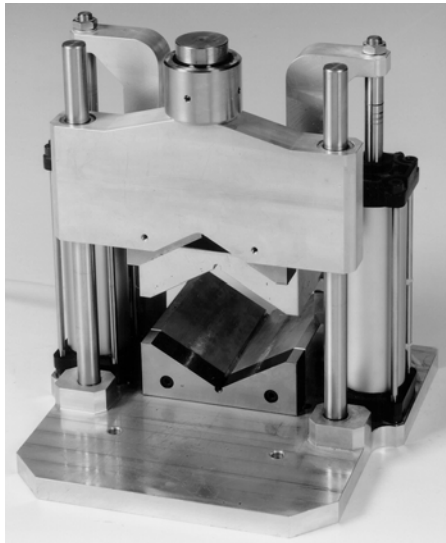


Abbildung 5.3.3: EMPA-Scherprüfvorrichtung mit v-förmigen Scherbacken, Form B

Außerdem wurde für die neue Scherprüfform ein Einsatz mit parallelen Scherplatten konstruiert (im folgenden als Form C bezeichnet). Für die Prüfung müssen die Bohrkern so vorgängig an zwei gegenüberliegenden Seiten so zugeschnitten werden, daß ebene Auflageflächen mit der Länge des Bohrkernradius entstehen (siehe *Abbildung 5.3.4*):

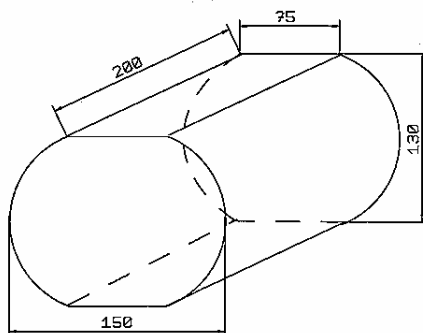


Abbildung 5.3.4: Bohrkern für Form C

Im Zuge der Vorversuche zeigte sich, daß der Einsatz v-förmiger Scherbacken große Deformationen am Prüfkörper erzeugte. Aus diesem Grund wurde eine dritte Modifikation des Scherbackeneinsatzes nötig, bei der der obere v-förmige Scherbackeneinsatz durch einen u-förmigen ersetzt wurde (im folgenden als Form D bezeichnet).

Vergleichende Prüfungen mit den verschiedenen Scherprüfformen wurden mit einer Schergeschwindigkeit von 50.8 mm/min bei einer Prüftemperatur von 20°C durchgeführt. Die

Prüfkörper wurden 12 h in einer klimatisierten Prüfkammer auf Prüftemperatur gebracht. Das Scherkraft-Scherweg-Diagramm wurde über einen Schreiber aufgezeichnet und zur Ermittlung der maximalen Scherkraft benutzt.

Für jede Scherprüfform (Form A bis Form D) wurden jeweils 10 Bohrkerne mit einem Durchmesser von 150 mm aus einem nach alter Schweizer Norm SN 640'431 (Ausgabe 1976) konzipierten Asphaltbetonbelagsausschnitt (Riegel H/3, vgl. [25]) entnommen und geprüft. Als Scherebene wurde die Schichtgrenze zwischen der Verschleißschicht und der Ausgleichsschicht gewählt.

Tabelle 5.3.1 zeigt eine Gegenüberstellung der für die verschiedenen Prüfformen ermittelten maximalen Scherkräfte in der Schichtgrenze einschließlich der zugehörigen Scherwege bei 20°C (10 Einzelwerte, Mittelwert und Standardabweichung s).

Tabelle 5.3.1: Maximale Scherkräfte und –wege der mit den Formen A, B, C und D geprüften Prüfkörper, Einzelwerte und Mittelwerte (fett) sowie Standardabweichungen s

Form A		Form B		Form C		Form D	
Scherkraft [kN]	Scherweg [mm]	Scherkraft [kN]	Scherweg [mm]	Scherkraft [kN]	Scherweg [mm]	Scherkraft [kN]	Scherweg [mm]
36.3	3.35	27.8	5.70	26.3	3.55	30.3	3.80
37.0	3.40	27.3	5.20	28.5	3.65	34.8	4.70
38.0	3.30	28.0	5.70	23.8	3.85	29.0	4.15
38.0	3.70	26.5	5.70	29.0	3.70	32.5	4.10
34.3	3.55	26.5	4.75	26.5	4.00	29.5	3.65
34.5	3.95	24.5	5.30	27.3	3.65	33.0	4.00
33.8	3.40	25.5	5.90	26.5	3.95	32.3	4.15
35.5	3.60	24.3	4.95	27.5	4.10	31.5	4.95
35.5	4.05	26.0	5.50	27.5	3.85	34.5	4.35
36.3	3.30	27.8	4.95	29.0	3.25	35.8	3.40
35.9	3.56	26.4	5.37	27.2	3.76	32.3	4.13
s=1.48	s=0.27	s=1.35	s=0.39	s=1.55	s=0.25	s=2.29	S=0.46

Bei allen vier Scherprüfformen zeigen die Werte der Scherkraft mit einem Variationskoeffizienten zwischen 4.1% und 7.1% geringe Streuungen. Es ist zu erkennen, daß die mit den Formen A (Leutner) und D (Scherprüfform unten mit v-förmiger, oben mit u-

förmiger Scherbacke) ermittelten Ergebnisse sowie die mit den Formen B (Scherprüfform mit zwei v-förmigen, parallel geführten Scherbacken) und C (Scherprüfform, bestehend aus zwei parallelen Platten) hinsichtlich der Scherkraft jeweils recht gut übereinstimmen. Die Prüfformen A und C ergeben ähnliche Scherwege, da hier von Anfang an eine relativ große Auflagefläche übermäßige Deformationen, wie sie bei Form B auftreten, verhindern.

Abbildung 5.3.5 zeigt die Prüfkörper nach der Prüfung mit den Formen A, B und D. Während die Prüfkörper 11 bzw. 44 nach der Prüfung mit Formen A und D nicht oder nur unwesentlich bleibend deformiert sind, weist der Prüfkörper 22 im oberen Bereich deutliche Verformungen auf, was auch am deutlich größeren Scherweg bei Form B in der *Tabelle 5.3.1* ersichtlich ist.

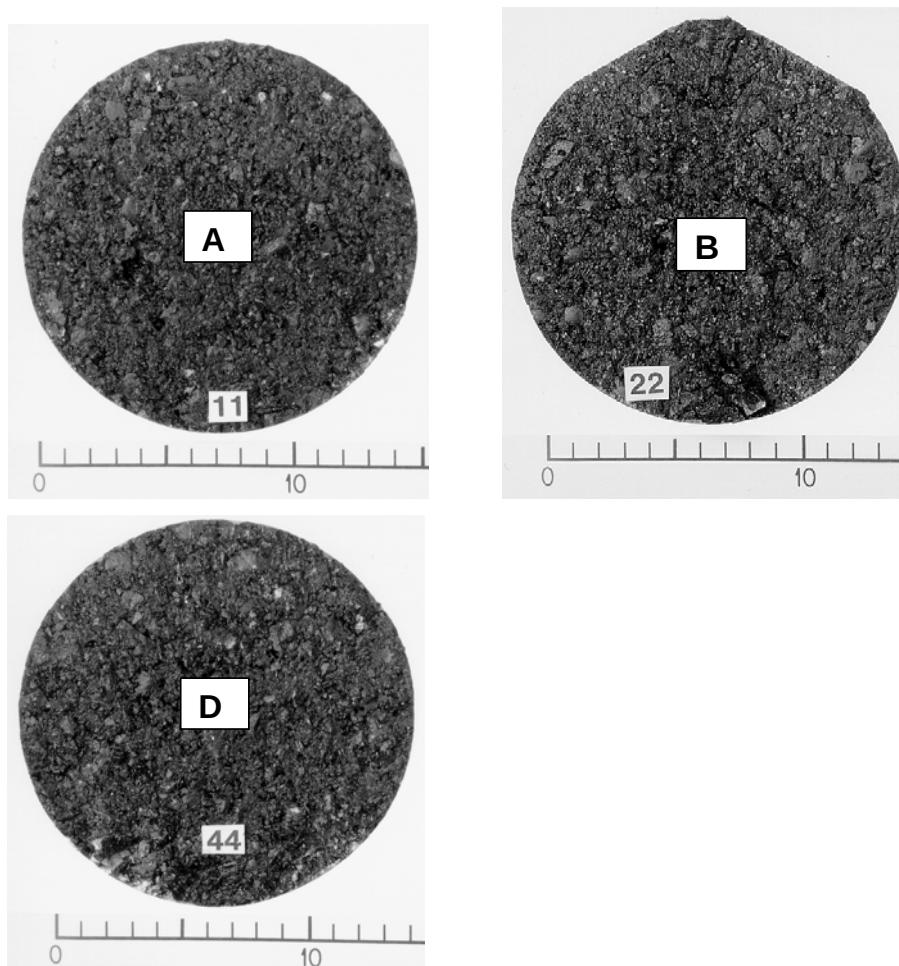


Abbildung 5.3.5: Prüfkörper nach der Prüfung mit Form A, Form B und Form D

Der Aufwand zur Prüfkörperherstellung ist bei der Prüfung mit Form C sehr groß, wobei das exakte Herstellen der ebenen parallelen Kontaktflächen eine zusätzliche Schwierigkeit darstellt. Auch hier zeigt sich beim Prüfen ein sogenannter "Schneepflugeffekt", d.h. der

obere Teil des Prüfkörpers wird durch die dort angreifende Scherplatte zusammengedrückt, bevor der untere Prüfkörperteil überhaupt durch die eingeleitete Belastung beansprucht wird (vgl. *Abbildung 5.3.6*).

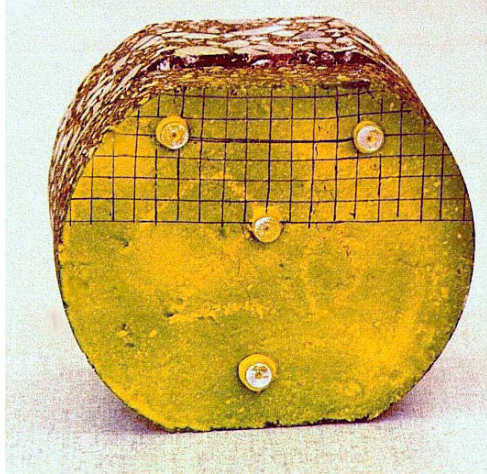


Abbildung 5.3.6: Prüfkörper nach der Prüfung mit Form C

Wie auch die FEM-Berechnungen in *Kapitel 6.3* zeigen, ergibt sich beim direkten Scherversuch eine Spannungskonzentration an der Stelle der Krafteinleitung (vgl. *Abbildung 6.3.3*). Dies weist darauf hin, daß die Form der Scherbacke und damit die Art der Krafteinleitung beim direkten Scherversuch von großer Bedeutung ist. Die Formen B und C haben im Vergleich mit der Form A eine geringere Kontaktfläche mit dem Prüfkörper, so daß dadurch die Spannungskonzentration an der Lasteinleitungsstelle noch zusätzlich verstärkt wird. Aufgrund dieser Beobachtungen und der Tatsache, daß die Verformung bei der Prüfform D leicht größer ist als bei der Prüfform A, erschien es sinnvoll, die Prüfform D erneut in Richtung der Prüfform A zu modifizieren. **Die aufgrund der Vorversuche gewählte Variante der Form D, die im folgenden als modifizierte EMPA-Prüfform bezeichnet und im Detail in *Kapitel 6.1* beschrieben wird, besitzt daher wie die Prüfform A nach Leutner zwei u-förmige Scherbackeneinsätze.**

5.3.2 Ergänzender Vergleich der Scherprüfformen Leutner und EMPA

Da sich die modifizierte EMPA-Prüfform, im Hinblick auf die Krafteinleitung nicht von der Leutner-Scherprüfform unterscheidet, die serienmäßig gefertigt wird und daher in der Praxis bereits zum Einsatz kommt, sollte zusätzlich zu den Vorversuchen in *Tabelle 5.3.1* in zwei weiteren Versuchsreihen überprüft werden, inwieweit die Prüfergebnisse der Scherprüfform nach Leutner und der modifizierten EMPA-Scherprüfform übereinstimmen.

Zur Durchführung einer ersten Versuchsreihe wurden Prüfkörper aus einem Belagsausschnitt mit zweischichtigem Aufbau (Deckschicht 45 cm SMA 11S und Tragschicht 105 cm HMT 32 S) entnommen. Die Durchmesser der Bohrkerne lagen zwischen 152 mm und 153 mm. Bei einer Prüftemperatur von 20°C wurde an 24 bzw. 26 Prüfkörpern mit der Leutner-Prüfform bzw. der modifizierten EMPA-Prüfform, die maximale Scherkraft zwischen Deck- und Tragschicht ermittelt.

Als Resultat (vgl. auch *Tabelle 5.3.2*) erhält man eine mittlere Scherkraft von 33 kN für die Prüfform nach Leutner und 32.7 kN für die EMPA-Prüfform; die Standardabweichungen betragen ± 3.5 kN bzw. ± 3.1 kN.

Tabelle 5.3.2: Mittelwert und Standardabweichung der Scherkraft bei 20°C ermittelt mit der Leutner- bzw. der EMPA-Prüfform, Prüfkörperdurchmesser 152 und 153 mm

	Leutner-Prüfform	EMPA-Prüfform
	20°C	20°C
Scherkraft [kN] (Mittelwert)	33.0	32.7
Standardabweichung s	3.5	3.1

In einer zweiten Versuchsreihe wurden Bohrkerne mit einem Durchmesser von exakt 150 mm aus einem Belagsausschnitt mit SMA 11 Deckschicht und HMT 22 Tragschicht entnommen. Hier wurden jeweils 10 Bohrkerne bei den Prüftemperaturen 20°C und 40°C mit der Prüfform nach Leutner und der modifizierten EMPA-Prüfform in der Schichtgrenze zwischen Deck- und Tragschicht geprüft (vgl. *Tabelle 5.3.3*).

Tabelle 5.3.3: Mittelwert und Standardabweichung der Scherkraft bei 20°C und 40°C, ermittelt mit der Leutner- bzw. der EMPA-Prüfform, Prüfkörperdurchmesser 150 mm

Leutner-Prüfform	EMPA-Prüfform	Leutner-Prüfform	EMPA-Prüfform
20°C	20°C	40°C	40°C
Scherkraft [kN]	Scherkraft [kN]	Scherkraft [kN]	Scherkraft [kN]
26.55	30.03	4.70	5.6
25.90	28.98	5.89	7.06
26.98	28.68	7.97	7.10
27.41	29.01	4.71	5.22
24.72	32.07	5.71	5.46
27.85	29.22	4.85	7.72
23.82	28.17	5.43	4.87
27.72	31.55	5.76	6.00
24.05	32.51	4.59	5.22
23.76	27.31	5.40	4.07
25.9	29.8	5.5	5.8
s=1.7	s=1.7	s=1.0	s=1.1

Dabei ergab sich mit Prüfform nach Leutner bei 20°C eine mittlere Scherkraft von 25.9 kN (Standardabweichung: ± 1.7 kN). Mit der EMPA-Prüfform betrug die mittlere Scherkraft 29.8 kN (Standardabweichung ebenfalls: ± 1.7 kN). Bei einer Prüftemperatur von 40°C lag der Mittelwert der Scherkraft für die Leutner-Prüfform bei 5.5 kN (Standardabweichung: ± 1.0 kN) und für die EMPA-Prüfform bei 5.8 kN (Standardabweichung: ± 1.1 kN). Während die bei 20°C ermittelten Versuchsreihen mit 99%-iger Wahrscheinlichkeit signifikant unterschiedlich sind, kann für die Versuchsreihen bei 40°C kein solcher statistisch signifikanter Unterschied festgestellt werden.

Die beiden Versuchsreihen zeigen, daß die Leutner-Prüfform und EMPA-Prüfform (Modifikation mit u-förmigen Scherbackeneinsätzen) durchaus vergleichbare Ergebnisse liefern. Zur Durchführung von Untersuchungen im Rahmen des Forschungsprojekts wird die EMPA-Prüfform (modifizierte EMPA-Prüfform mit u-förmigen Scherbackeneinsätzen) verwendet, da die hydraulische Einspannvorrichtung, die verbesserte Prüfkörperauflage und die Möglichkeit, die Scherbackengröße der Größe des Bohrkerns anzupassen, eindeutige Vorteile bieten. Auch besteht aufgrund des größeren Scherwegs der EMPA-Prüfform die Möglichkeit, Bohrkern mit geringeren Durchmessern zu prüfen.

5.3.3 Einfluß der Prüfkörperkonditionierung mit Wasser bzw. in Klimakammer

Da beim Marshall-Versuch die Prüfkörper in Wasser konditioniert werden (während in den meisten Arbeiten zur Bestimmung der Schichthaftung die Proben in einer Klimakammer gelagert werden), wurde der Einfluß der Prüfkörperkonditionierung näher untersucht. Zu diesem Zweck wurden jeweils 10 Prüfkörper bei 20°C während 12 Stunden entweder in einem Wasserbad oder einer Klimakammer konditioniert.

Bei den verwendeten Prüfkörpern handelte es sich um Bohrkern aus einem Belagausschnitt mit SMA 11 Deckschicht und HMT 22 Tragschicht. Die Scherprüfung wurde dabei zum einen zwischen Deck- und Tragschicht und zum anderen innerhalb der Deckschicht durchgeführt.

Bei der Prüfung zwischen Deck- und Tragschicht ergab sich für die in der Klimakammer gelagerten Bohrkern ein Mittelwert von 29.8 kN während für die wassergelagerten Proben einen Mittelwert von 28.4 kN resultierte. Die Prüfung innerhalb der Deckschicht erbrachte einen Mittelwert von 24.8 kN bzw. 23.2 kN für die ohne bzw. in Wasser konditionierte Prüferserie.

Die Ergebnisse zeigen also in beiden Prüfserien eine geringfügige Schwächung des Schichtenverbunds infolge Wasserlagerung. Obwohl die Abnahme der Scherkraft auch statistisch nicht signifikant ist, wird nachfolgend im Interesse möglichst einheitlicher Bedingungen die Konditionierung in einer Klimakammer gewählt. Außerdem ist diese Art der Lagerung auch in Hinblick auf höhere (40°C) und speziell auch auf tiefere (0°C) Prüftemperaturen von Vorteil.

5.3.4 Einfluß der Temperatur auf die Scherkräfte

In einer weiteren Vorabklärung wurde die Temperaturabhängigkeit der Scherkraft zwischen Deckschicht und 1. Tragschicht sowie der Scherkraft innerhalb der Deckschicht untersucht. Die Prüfung fand an Bohrkernen aus den Belagsausschnitten mit SMA 11 Deckschicht und HMT 22 Tragschicht statt. Als Prüftemperatur wurden 0°C, 10°C, 20°C, 30°C und 40°C gewählt. Die Prüfung wurde dabei jeweils an 7 bis 10 Bohrkernen durchgeführt (vgl. *Abbildung 5.3.7*).

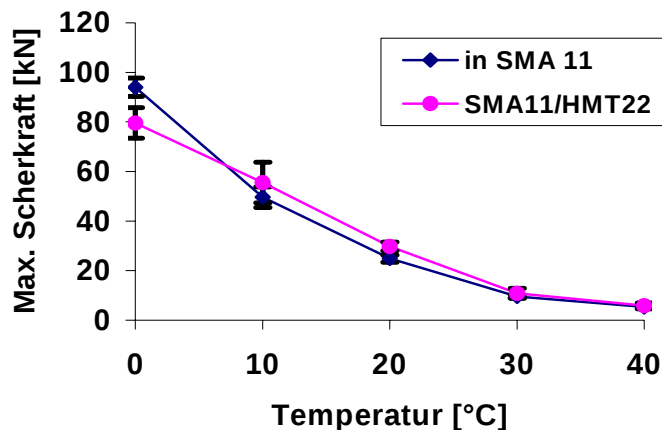


Abbildung 5.3.7: Einfluß der Temperatur auf die max. Scherkraft in der Schichtgrenze und innerhalb der Deckschicht (Mittelwerte)

Abbildung 5.3.7 veranschaulicht gut die Temperaturabhängigkeit der Scherkraft sowohl in der Verbundebene als auch innerhalb der Deckschicht. Mit zunehmender Temperatur nimmt die maximale Scherkraft stark ab. Die Scherkraft zwischen Deckschicht und 1. Tragschicht und die Scherkraft innerhalb der Deckschicht verhalten sich dabei sehr ähnlich. Die Standardabweichungen nehmen in der Regel mit steigender Temperatur ab.

5.4 Fazit

Verglichen mit anderen einfachen Prüfmethoden wie der Abreiß- oder der Spaltzugprüfung ist es bei der direkten Scherprüfung möglich, Horizontalkräfte in den Belag einzuleiten. Auch wenn dies in Richtung und Wirkung den auf der Straße auftretenden Belastungen weit eher entspricht, darf nicht vergessen werden, daß die resultierenden Spannungs- und Dehnungsverteilungen im Prüfkörper sich immer noch deutlich von jenen in der Realität unterscheiden.

Zum einen werden bei der Scherprüfung die Einflüsse von gemeinsam auftretenden Horizontal- und Vertikalkräften sowie die Dilatanzeffekte speziell beim Abscheren in der Schicht außer acht gelassen. Zum anderen werden auf der Straße verkehrsbedingte Horizontallasten von den Kontaktflächen der Räder an der Belagsoberfläche durch die Deckschicht zur Kontaktfläche der Schichten weitergeleitet. Demgegenüber greift die im Scherversuch aufgebrauchte Horizontalkraft direkt an der Mantelfläche an, ähnlich der Schubwirkung durch das Eigengewicht des Belags im Falle einer extrem steilen Straße.

Strukturell schwache Belagsschichten können daher zu Beginn des Schervorgangs nach dem "Schneepflugeffekt" solange lokal verformt werden, bis eine ausreichende lokale Stabilität zur Mobilisierung der Scherspannungen über der gesamten Scherfläche erreicht ist. Aus diesem Grund ist es nötig, u-förmige Scherbackeneinsätze zu verwenden und die Scherprüfungen bei einer Prüftemperatur unter 40°C durchzuführen. Die Spannungsmobilisationsphase zu Beginn der Prüfung ist außerdem ein Grund dafür, daß im vorliegenden Forschungsprojekt nur die maximale "Schersteifigkeit" aus dem Scherkraft-Scherweg-Diagramm und nicht die Verformung bei maximaler Scherkraft als Parameter bestimmt wurde.

Der Vorteil der Scherprüfung besteht einmal in ihrer einfachen Handhabung, d.h. es sind keine Klebungen oder aufwendige Prüfkörpervorbereitungen durchzuführen, und zum anderen in ihrer Wirtschaftlichkeit, d.h. es ist keine spezielle Prüfmaschine nötig, da die in jedem Labor vorhandene Marshallpresse als Prüfmaschine verwendet werden kann. Damit ist sie vor allem für Routineuntersuchungen und Qualitätskontrollen geeignet. Außerdem kann die Scherkraft an Bohrkernen in jeder beliebig wählbaren Scherebene orthogonal zur Mantelfläche ermittelt werden, was u.a. die Bestimmung von Scherkräften innerhalb von Schichten ermöglicht. Mit geringem Aufwand können auch nacheinander die verschiedenen Schichten eines aus mehreren Schichten aufgebauten Prüfkörpers abgeschert werden. Nach der Schichtentrennung ist es schließlich möglich, die Trennflächen der Prüfkörper visuell zu beurteilen, um so Fehlstellen oder andere Inhomogenitäten festzustellen. Nachteilig ist, daß keine Wechselbeanspruchung aufgebracht werden kann und sich die Prüfung nur bedingt zu einer Modul- bzw. Energiebestimmung eignet. Ebenso kann die Vorrichtung nur mit Einschränkungen für die Prüfung von Dünnschichtbelägen verwendet werden.

6 BESONDERE ASPEKTE DES EVALUIERTEN PRÜFVERFAHRENS

6.1 Prüfform

Zur Durchführung der Prüfungen im Rahmen des Forschungsprojekts wurde die direkte Scherprüfung nach Leutner mit der von der EMPA modifizierten Scherprüfform^{*)} (u-förmige Scherbackeneinsätze) verwendet. Die modifizierte EMPA-Prüfform ist in eine servohydraulische Prüfmaschine (z.B. eine konventionelle Marshallpresse) integrierbar und erlaubt die Prüfung von Bohrkernen mit einem Durchmesser zwischen $d = 148 \text{ mm}$ und 156 mm , wobei die beiden u-förmigen Scherbackeneinsätze dem Bohrkerndurchmesser im Millimeterabstand angepaßt werden können (vgl. *Abbildungen 6.1.1 und 6.1.2*).

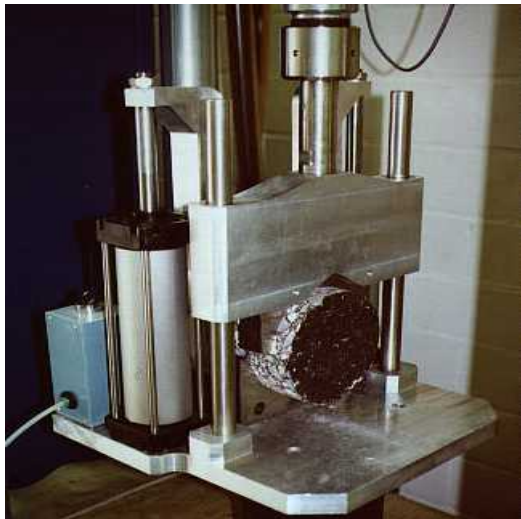


Abbildung 6.1.1: EMPA-Scherprüfform mit u-förmigem Scherbackeneinsatz

Bei der Prüfung liegt das eine Ende des Bohrkerns bis zur gewählten Scherebene auf einer u-förmigen Auflagefläche und wird von einer pneumatischen Einspannvorrichtung mit definiertem Druck angepreßt, während das andere Ende des Prüfkörpers nicht gehalten wird. Die Scherkraft wird vom Kolben über den an einem Joch befestigten Scherbackeneinsatz mit einer Geschwindigkeit von 50.8 mm/min in die Scherebene eingeleitet. Dabei wird der Prüfkörper bis zum Bruch belastet.

^{*)} Die modifizierte EMPA-Scherprüfform wird einfachheitshalber zur besseren Unterscheidung von der Leutner Prüfform in der EMPA-internen Prüfvorschrift als LPDS (**L**agen- **P**aralleler-**D**irekter-**S**chub) bezeichnet (vgl. *Kapitel 10.3*).

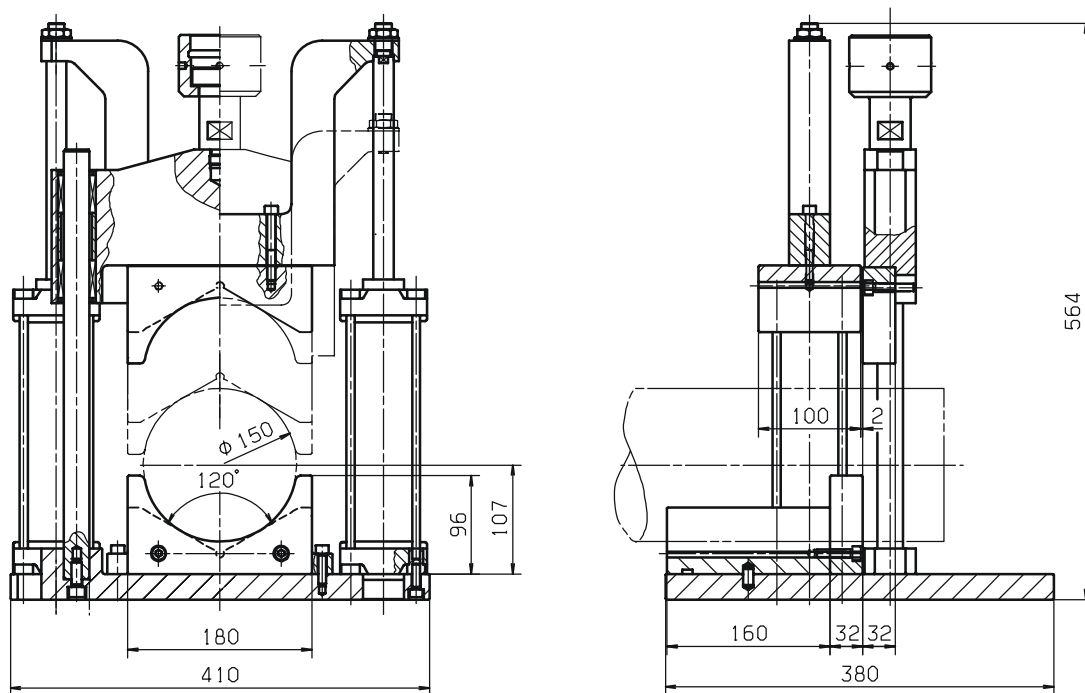


Abbildung 6.1.2: Modifizierte EMPA-Scherprüfvorrichtung: Vorder- und Seitenansicht, vereinfachte Konstruktionszeichnung (Maße in [mm])

6.2 Meßgrößen bei der Scherprüfung

6.2.1 Scherkräfte und Scherspannungen

Für alle Bohrkerne einer Entnahmestelle wurde die maximale Scherkraft zwischen Deck- und Tragschicht bei 20°C und 40°C ermittelt. Neben der Bestimmung des Schichtenverbunds an der Schichtgrenze wurden die Bohrkerne zur Beurteilung der vom Material ertragbaren Scherkraft zusätzlich innerhalb der Deckschicht und innerhalb der ersten Tragschicht abgeschert; weitere Schichten wurden bei der Scherprüfung nicht berücksichtigt. Im folgenden wird die Scherkraft in der Schichtgrenze als Verbundscherkraft, diejenige innerhalb einer Belagsschicht als Schichtscherkraft bezeichnet (Abbildung 6.2.1). Um eine Vorschädigung des Prüfkörpers auszuschließen, wurde die Scherprüfung an der Schichtgrenze und innerhalb der Deckschicht an unterschiedlichen Bohrkernen durchgeführt.

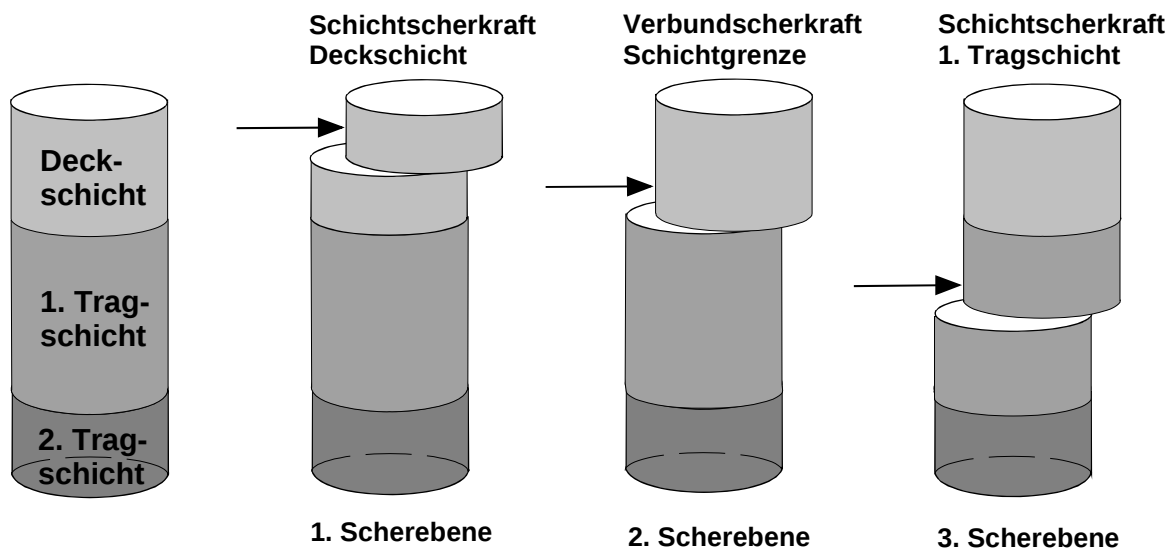


Abbildung 6.2.1: Scherebenen am Bohrkern mit Bezeichnungen für Scherkräfte, analog für "Schersteifigkeiten" (schematisch) [28]

Aus dem Scherkraft-Scherweg-Diagramm kann die maximale Scherkraft $F_{\max}$ ermittelt und die mittlere nominelle Scherspannung τ_{nom} über die Fläche des Prüfkörpers mit dem Durchmesser d nach Gleichung 1 berechnet werden:

$$\tau_{\text{nom}} = \frac{4F_{\max}}{d^2\pi} \dots\dots\dots \text{(Gleichung 1)}$$

6.2.2 "Schersteifigkeiten"

Aus den mit Hilfe eines Datenerfassungsgerätes im weggesteuerten Versuch aufgezeichneten Scherkraft-Scherweg-Diagrammen kann zudem die "Steifigkeit" $S_{\max}$ bestimmt werden und zwar als maximale Steigung der Scherkraft-Scherweg-Kurve mit Hilfe einer linearen Regressionsrechnung im Bereich der maximalen Steigung nach Gleichung 2 (siehe Abbildung 6.2.2).

$$S_{\max} = \left(\frac{\Delta F}{\Delta W} \right)_{\max} \dots\dots\dots \text{(Gleichung 2)}$$

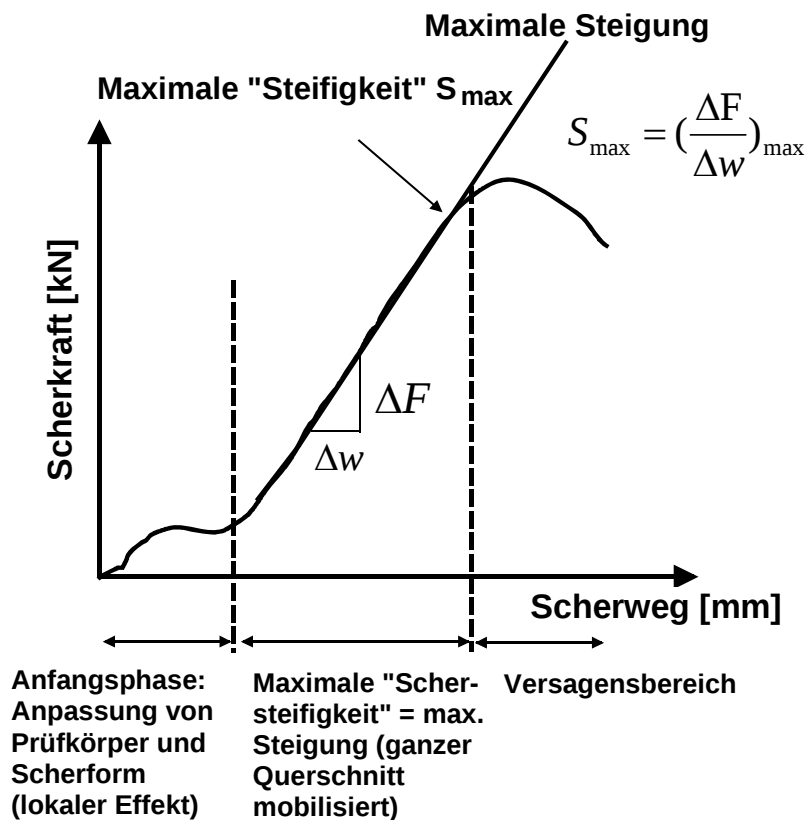


Abbildung 6.2.2: Ermittlung der maximalen "Schersteifigkeit"

In *Abbildung 6.2.3* sind beispielhaft Scherkraft-Scherweg-Kurven für verschiedene Prüfkörper dargestellt. Wie aus diesen Diagrammen hervorgeht (vor allem Diagramme 3 und 4), tritt die maximale "Schersteifigkeit" erst nach der Mobilisierung des gesamten Prüfkörperquerschnitts auf, d.h. nach einer Anfangsphase, in der sich die Prüfform an den Prüfkörper anpaßt und der Kurvenverlauf stark durch lokale Effekte beeinflusst wird (vgl. auch *Abbildung 6.2.2*).

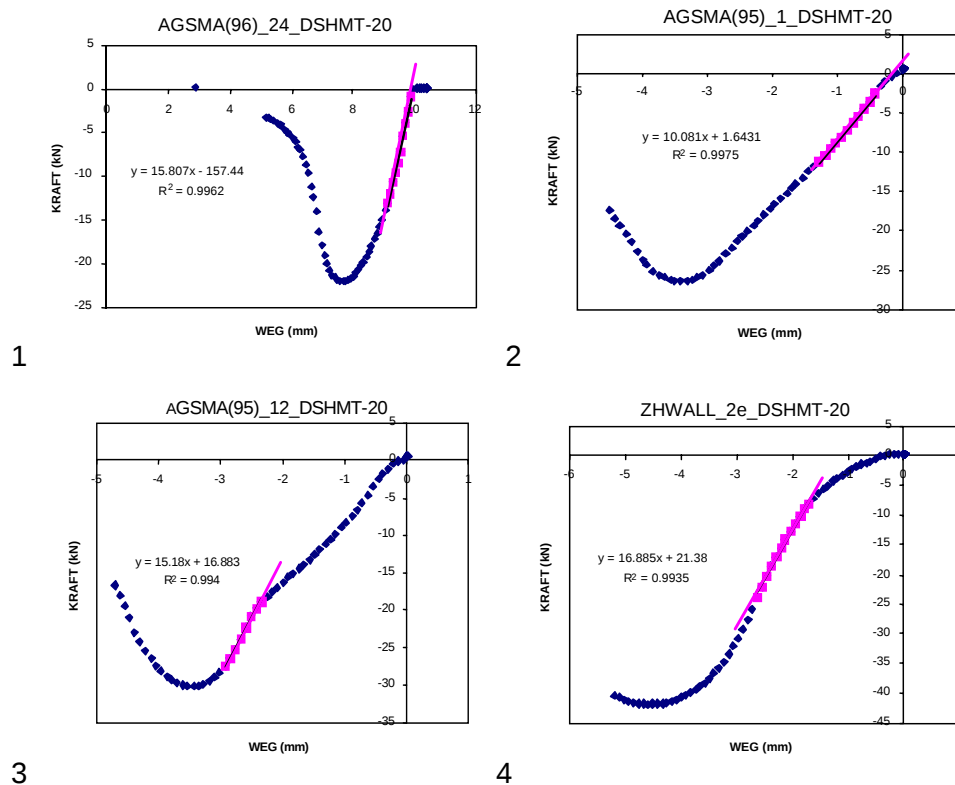


Abbildung 6.2.3: "Steifigkeit" für verschiedene Scherkraft-Scherweg-Kurven, Beispiele

Analog zur Definition für die Scherkräfte werden die "Steifigkeiten" zwischen der Deckschicht und der ersten Tragschicht als "Verbundsteifigkeit" und die "Steifigkeiten" innerhalb der Schichten als "Schichtsteifigkeit" in der Deckschicht bzw. in der HMT bezeichnet.

6.3 Numerische Modellierung der Schubspannungsverteilung beim Scherversuch in Asphaltprüfkörpern mittels FEM

Autorin: S. Gonzalez Lakehal

6.3.1 Allgemeines

In der Literatur über direkte Scherversuche im Straßenbau (vgl. Kapitel 4.3) wird teilweise eine parabolische Schubspannungsverteilung in der Scherebene angenommen [5], [9]. Im Rahmen der Geotechnik, wurden Untersuchungen bezüglich der Schubspannungsverteilung im direkten Scherversuch durchgeführt, die zeigten, daß die Schubspannung innerhalb der Probe keine uniforme Verteilung aufweist [30], [31].

Mit dem auf der Methode der Finiten Elemente (FEM) basierenden Berechnungsprogramm "**M**aterial **A**nalysis and **R**esearch **C**orporation" (MARC) wurde eine numerische Modellierung des Scherversuches der EMPA durchgeführt, um die Schubspannungsverteilung qualitativ

beurteilen zu können, die sich während des Schervorgangs an der Scherfläche einstellt. Die Ergebnisse wurden mit einer Berechnung verglichen, welche die einfache Scherung annähernd modelliert. Im Prinzip handelt es sich um ein dreidimensionales Problem mit plastischer und viskoelastischer Verformung. Zur Vereinfachung wurde eine elastische Modellierung der Scheitelebene des Bohrkerns (2D) durchgeführt. Das Material wurde als elastisch, homogen und isotrop betrachtet.

6.3.2 Vereinfachte Modellierung für den direkten Scherversuch der EMPA

In *Abbildung 6.3.1a*) ist die Lage der Scheitelebene des Bohrkerns beim direkten Scherversuch der EMPA im Bohrkernquerschnitt dargestellt. Die Scheitelebene selbst ist mit den wichtigsten Abmessungen in *Abbildung 6.3.1b*) angegeben. Die mechanischen Randbedingungen der Versuchseinrichtung, die in die Modellierung integriert wurden, sind ebenfalls eingezeichnet. Die linke Scherhälfte der Scheitelebene (100 mm lang) wird von der Klemmbacke und der Auflage fixiert, die aus der fixierten u-förmigen Scherbacke und der v-förmigen Auflage besteht, während die andere Hälfte von der oberen u-förmigen Scherbacke abgeschert wird. Die Scheitelebene wurde als *plane strain* Platte ($\varepsilon_z = 0$) modelliert. Die Höhe der Platte (y-Richtung) entspricht dem Durchmesser des Bohrkerns und die Dicke (z-Richtung) wird mit 1 mm angesetzt.

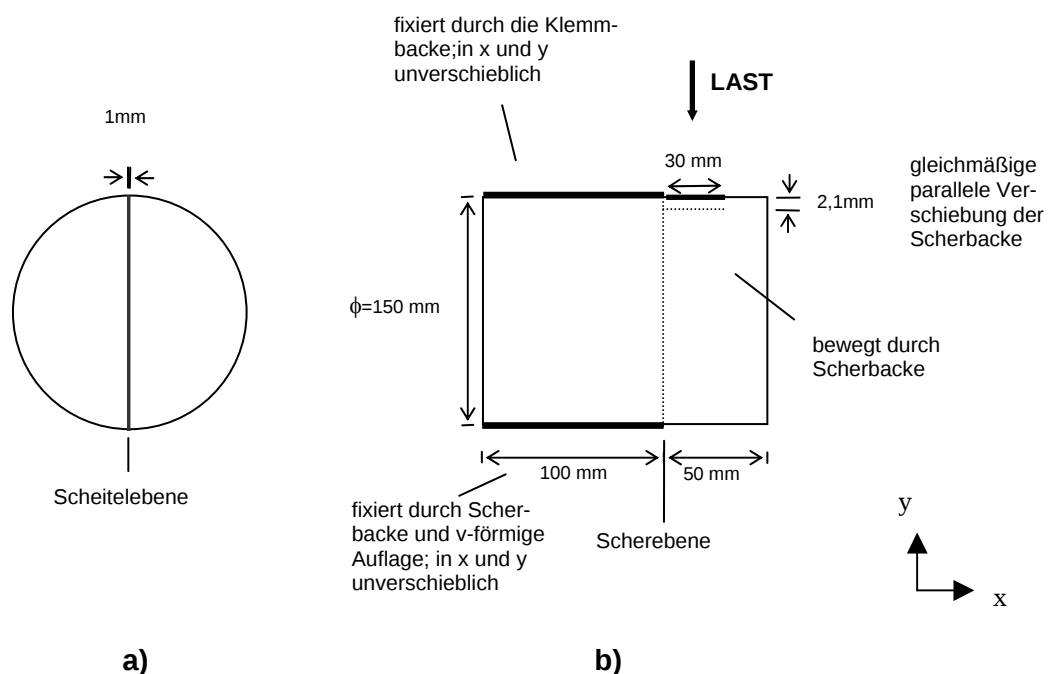


Abbildung 6.3.1: a) Querschnitt des Bohrkerns b) Scheitelebene des Bohrkerns mit den wichtigsten Abmessungen und mechanischen Randbedingungen

Die Diskretisierung der zweidimensionalen Platte wurde in der x-y-Ebene durchgeführt. Für das Netz wurden 2.5 mm breite quadratische Elemente gewählt. An den Stellen, wo mechanische Randbedingungen angesetzt wurden oder wo die Ergebnisse näher betrachtet werden sollten, wurde das Netz weiter auf bis zu 0.15 mm breite Elemente verfeinert.

Die mechanischen Randbedingungen der Modellierung sollten denen im Scherversuch annähernd gleich sein. Die Prüfvorrichtungsteile, die im direkten Kontakt zum Bohrkern stehen, wie Scherbacke, Klemmbacke und Auflage, wurden nicht modelliert. Die Verschiebung bzw. Klemmfixierung, die diese Teile auf den Bohrkern übertragen, wurde direkt an den Außenknoten des modellierten Bohrkerns angesetzt. An jedem Knoten entlang der oberen horizontalen Außenkante, an der das Verschieben der beweglichen Scherbacke modelliert werden sollte, wurde eine Verschiebung von 2.1 mm in y-Richtung und von null in x-Richtung angesetzt (siehe *Abbildung 6.3.2*). An allen Knoten, die das fixierende Verhalten der Klemmbacke und Auflage simulieren sollten, wurde eine Verschiebung von null in x- und y-Richtung vorgegeben.

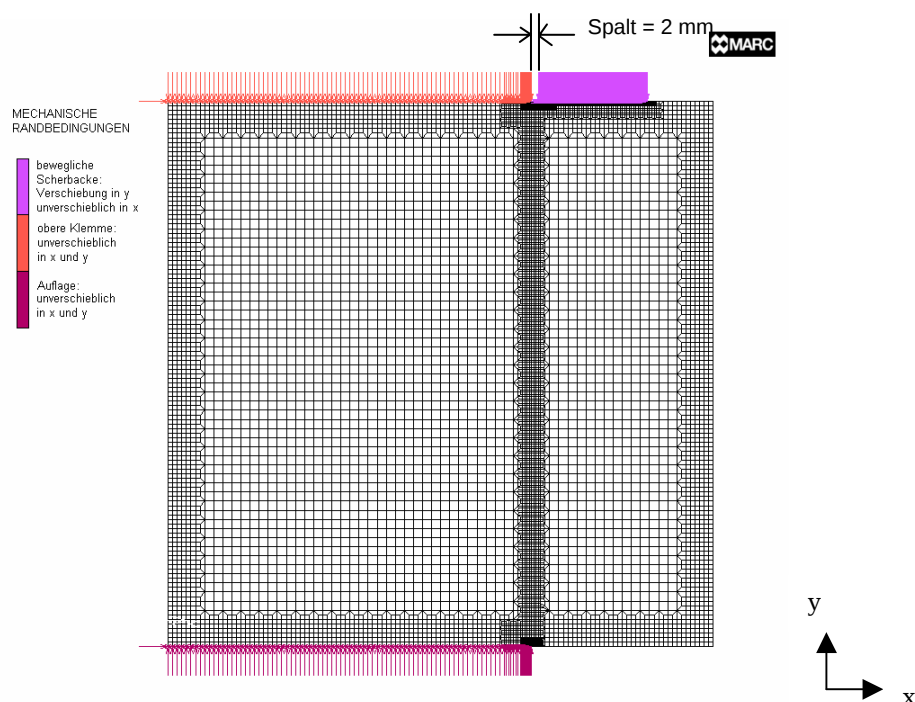


Abb. 6.3.2: Netz für die vereinfachte Modellierung des direkten Scherversuchs an der EMPA mit Darstellung der mechanischen Randbedingungen

Wie bereits erläutert, wurde das Material als elastisch, homogen und isotrop angenommen. Der E-Modul wurde so gewählt, daß bei der vorgegebenen Verschiebung der Scherbacke um 2.1 mm, aus der Summe der Knotenkräfte an der modellierten Scherbacke eine Reaktionskraft resultiert, die der effektiv an einem Bohrkern gemessenen Scherkraft von

29.8 kN entspricht. Basis für die Wahl vom E-Modul bildete somit ein Wertepaar (29.8 kN; 2.1 mm) am Ende des elastischen Bereichs eines Scherkraft-Scherweg-Diagramms. Die Berechnungen ergaben einen E-Modul von $13'964 \text{ N/mm}^2$, wobei nicht zu vergessen ist, daß es sich um eine 2D-Modellierung handelt. Die Poisson'sche Zahl wurde mit 0.3 angesetzt. Die ganze Platte bestand aus einem Materialtyp, d.h., die Scherung wurde innerhalb einer Schicht modelliert.

Der ausgewählte quadratische Elementtyp gilt für *plane strain* Berechnungen und besteht aus vier Knoten und einem mittigen Integrationspunkt. Dieses Element wird in den globalen x- und y- Koordinaten dargestellt. Die zwei Freiheitsgrade des Elementes sind die Verschiebungen in der x- und y-Richtung. Die Interpolationsfunktion ist linear. Als resultierende Dehnungskomponenten ergeben sich die Dehnungen ε_{xx} , ε_{yy} und ε_{xy} . Die resultierenden Spannungskomponenten sind σ_{xx} , σ_{yy} , σ_{zz} , und σ_{xy} . Alle anderen Komponenten sind null.

Die Verteilung der berechneten Schubspannungen in der Scheitelebene und der gemittelte Schubspannungsverlauf in der Scherebene wird in *Abbildung 6.3.3* dargestellt. Die größten Spannungskonzentrationen befinden sich an der Lasteinleitungsstelle (roter Bereich) und sind bis 14 mal größer als der Mittelwert. Ähnliche Resultate, d.h. mit ungleichförmiger Spannungsverteilung, können in der Literatur vorgefunden werden [32].

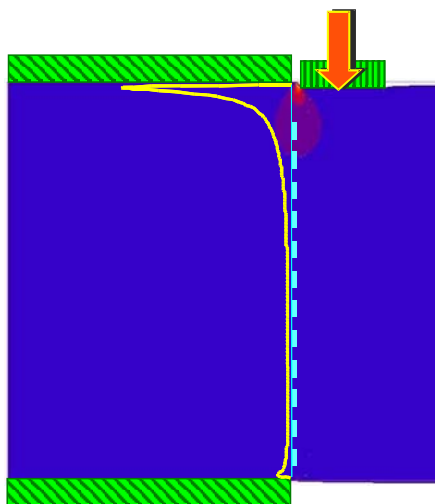


Abbildung 6.3.3: Verteilung der berechneten Schubspannungen in der Scheitelebene eines Bohrkerns bei der vereinfachten Modellierung des direkten Scherversuches mit Aufzeichnung des gemittelten Schubspannungsverlaufs in der Scherebene

6.3.3 Modellierung der einfachen Scherung

Ausgehend von der Theorie der idealen einfachen Scherung, die das parallele Verschieben einer Oberfläche gegenüber einer anderen anhand einer Winkeländerung γ_{xy} in einem *plane strain* Zustand voraussetzt, wurde in dieser Arbeit die einfache Scherung zweidimensional modelliert. Es handelt sich dabei auch um eine Platte des Geometrie-Types *plane strain* und der Dicke 1 mm. Die Materialeigenschaften und anderen Randbedingungen sollten wenn möglich denen der Modellierung des direkten Scherversuchs ähnlich sein, um so beide Scherungsarten vergleichen zu können. Zum Beispiel wurde das Material auch als homogen und isotrop angesehen.

Das Netz für die Modellierung der einfachen Scherung (*Abbildung 6.3.4*) ist 100 mm breit (in x-Richtung) und 150 mm hoch (in y-Richtung). Die Höhe in y-Richtung entspricht dem Durchmesser des Bohrkerns. Es wurden 0.625 mm breite quadratische Elemente gewählt. Alle Knoten der rechten Kante wurden um 2.1 mm in die y-Gegenrichtung verschoben (in x-Richtung nicht festgehalten) während die linke Kante in beiden Richtungen festgehalten wurde. Die Dehnung in der x-Richtung wurde aber, im Vergleich zur idealen einfachen Scherung, nicht null gesetzt, da diese Option im Programm nicht vorhanden ist.

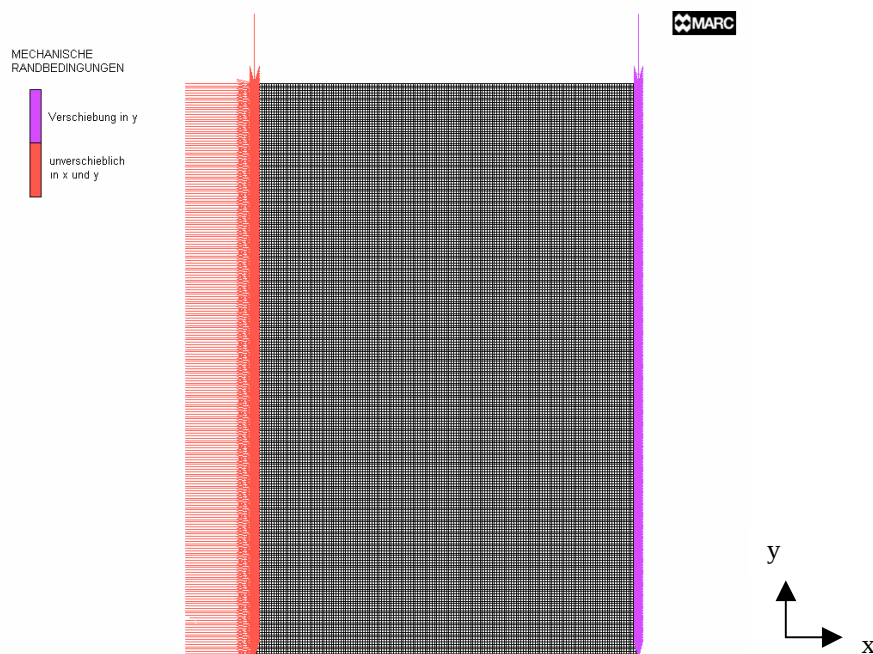


Abbildung 6.3.4: Netz des Modells der einfachen Scherung mit Darstellung der mechanischen Randbedingungen

In *Abbildung 6.3.5* ist die Verteilung der berechneten Schubspannungen dargestellt, wobei die hellroten Bereiche die maximalen Spannungen repräsentieren. Die Schubspannungsverteilung im mittigen Querschnitt wurde hervorgehoben, um die parabolische Verteilung zu

verdeutlichen, die annähernd in der ganzen Platte vorzufinden ist. Die theoretische Parabel kann nach folgender Formel der Balkentheorie berechnet werden [33]:

$$\tau_{xy}(y) = \frac{Q_y S_z(y)}{I_z d_z(y)} \dots\dots\dots \text{(Gleichung 3)}$$

$$\tau_{xy}(y) = \frac{3Q}{2A} \left(1 - \frac{4y^2}{h^2}\right) \quad (\square\text{-Querschnitt}) \dots\dots\dots \text{(Gleichung 4)}$$

$$\tau_{xy}(y) = \frac{4}{3\pi} \frac{Q(r^2 - y^2)}{r^4} \quad (O\text{-Querschnitt}) \dots\dots\dots \text{(Gleichung 5)}$$

mit Q als Querkraft, S_z als statischem Moment, I_z als Trägheitsmoment, d_z als Dicke der Platte (Breite des Balkens), y als Höhen-Koordinate, h als Höhe und r als Radius des Querschnittes.

Berechnungen mit einem Modell von nur 50 mm Breite zeigten eine Schubspannungsverteilung, die mehr von der parabolischen abwich, als die des Modells von 100 mm. Daraus kann geschlossen werden, daß sich die parabolische Verteilung erst ab einer gewissen Breite einstellen kann.

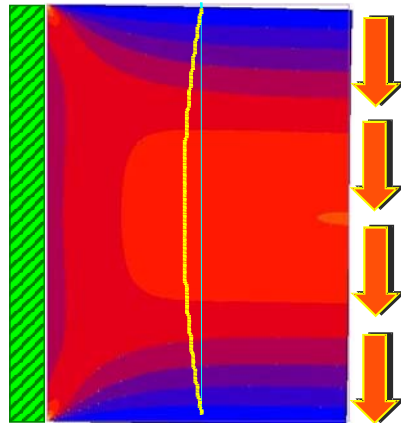


Abbildung 6.3.5: Verteilung der berechneten Schubspannungen bei der Modellierung der einfachen Scherung mit Aufzeichnung des gemittelten Spannungsverlaufs in der Mitte

Ein Vergleich beider Berechnungen deutet darauf hin, daß die parabolische Verteilung von der in der Literatur gesprochen wird [5], [9], im direkten Scherversuch nicht vorzufinden ist. Selbst im Versuch der einfachen Scherung können die Spannungszustände stark von den mechanischen Randbedingungen und der Form der Versuchseinrichtung beeinflusst sein, so daß die reale Verteilung von der parabolischen abweichen kann. Dabei ist zu beachten, daß das vorgestellte Modell der einfachen Scherung keine konkrete Versuchseinrichtung modelliert.

6.4 Beurteilung des evaluierten Prüfverfahrens aufgrund optischer Deformationsmessung

Autor: E. Hack

6.4.1 Einleitung

Während des Schervorgangs erleidet der Prüfkörper nicht nur eine vertikale Verschiebung in Richtung der Scherebene sondern infolge von Dilatations- und Exzentrizitätseffekten auch eine horizontale bzw. axiale Verschiebung. Mit Hilfe von optischen Verformungsmessungen sollte die Größe von vertikaler und horizontaler Deformation experimentell ermittelt und ein Vergleich zwischen dem Verformungsverhalten an der Schichtgrenze und innerhalb einer Schicht durchgeführt werden.

6.4.2 Optische Meß- und Auswertemethode

Bei der Scherprüfung kann neben dem zeitlichen Verlauf der Kraft auch der Kolbenweg aufgezeichnet werden. Während der linke Teil des Prüfkörpers eingespannt ist, wird der rechte Teil abgeschert. Da aber aufgrund der exzentrischen Lasteinwirkung der Prüfkörper zusätzlich zur Scherbeanspruchung auch ein Moment erfährt, kann der Maschinenweg nur bedingt als Schubverformung des Prüfkörpers interpretiert werden. Deshalb wurde eine vom Maschinenweg unabhängige optische Messung der Prüfkörperverformung realisiert. Um gleichzeitig mehrere Punkte auf dem Prüfkörper zu erfassen, wurden im Bereich der Scherebene Markierpunkte mittels Schablone auf den Prüfkörper aufgebracht (*Abbildung 6.4.1*), die während des Schervorgangs mit einer Kamera erfaßt wurden. Dabei wurde das Analogsignal der Kraft über einen Spiegel ins Bild eingeblendet, damit eine Korrelation der optisch gemessenen Verschiebung mit der momentan wirkenden Kraft erfolgen konnte. Der Versuchsaufbau ist in *Abbildung 6.4.2* schematisch dargestellt.

Schichtgrenze

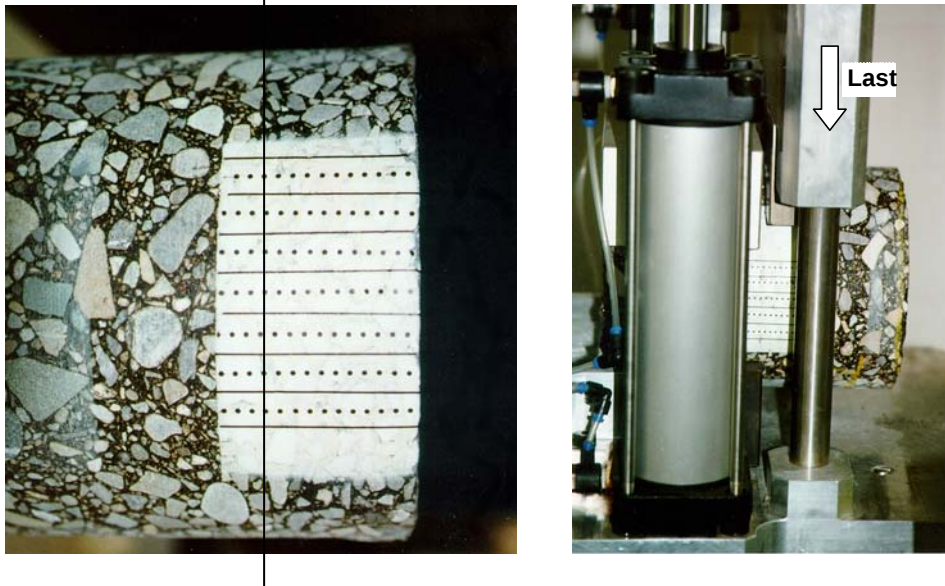


Abbildung 6.4.1: Prüfkörper mit Markierungspunkten und -linien im Bereich der Scherebene (links). Der horizontale Punkteabstand beträgt 3.7 mm, der Linienabstand 10 mm. Rechts ein Prüfkörper, der in die Schereinrichtung eingespannt ist. Beobachtet wird im Bereich zwischen den beiden Säulen.

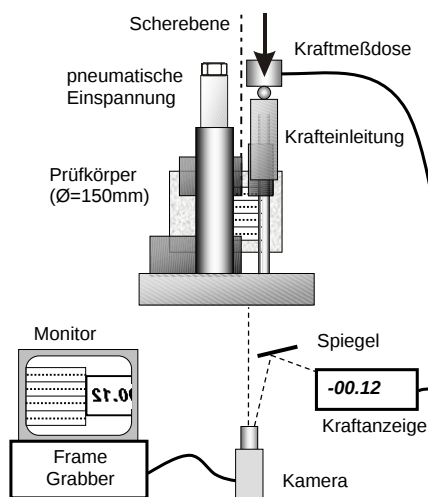


Abbildung 6.4.2: Schema Versuchsaufbau **Abbildung 6.4.3:** Bildverarbeitungssystem mit Monitor und Frame Grabber

Das Kraftsignal wurde als Spannungssignal von einem Keithley 2000 aufgenommen. Als Bildverarbeitungssystem wurde ein OPTO Vision Frame Grabber zusammen mit einer Hitachi KPM-1 Kamera eingesetzt. *Abbildung 6.4.3* zeigt das Bildverarbeitungssystem (ohne PC). Deutlich erkennbar sind der Meßausschnitt sowie das eingeblendete Kraftsignal. Es wurden ca. 10 Bilder pro Sekunde aufgenommen und abgespeichert.

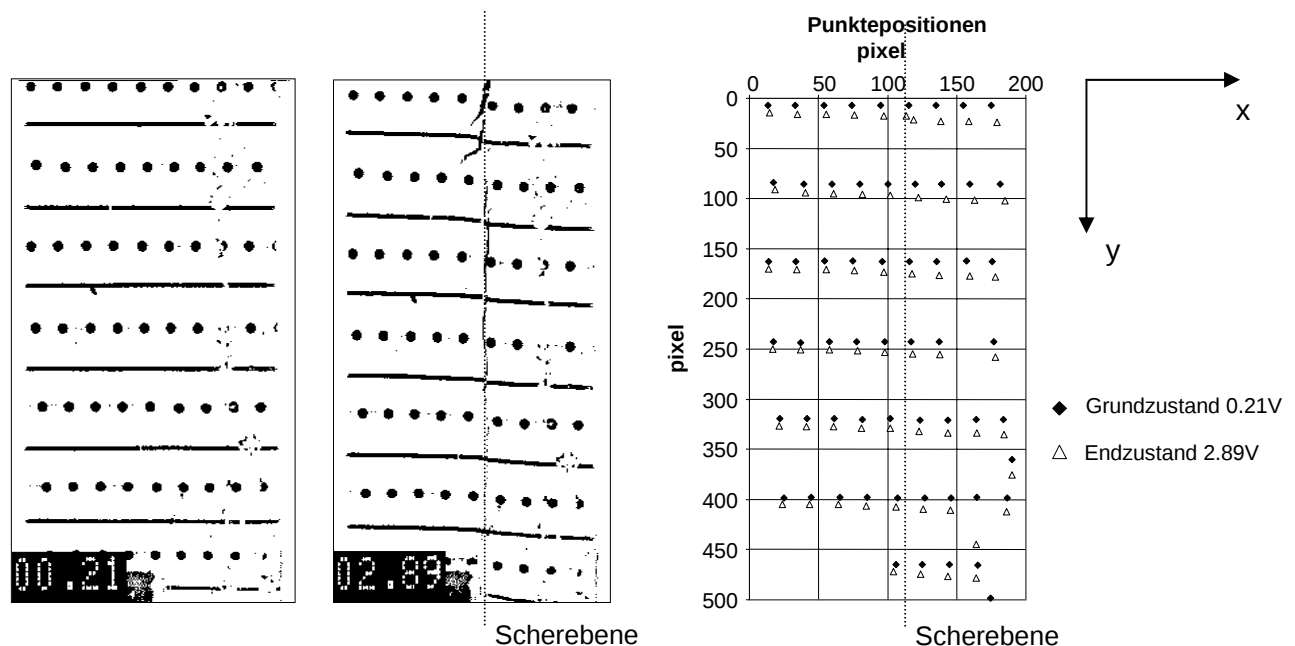


Abbildung 6.4.4: Binarisiertes Meßmarkenbild der Prüfkörper GA3S (links) und zugehörige Meßpunkte (rechts) bei Versuchsbeginn und nach der Reißbildung

Die aufgenommenen Bilder wurden gefiltert und binarisiert. Die Kraftanzeige wurde gleichzeitig zurückgespiegelt und unten links platziert (Abbildung 6.4.4, links). Dabei entspricht 1 V einer Kraft von 5 kN. Von den Meßmarken wurden dann die Schwerpunktkoordinaten in Kamerapixeln bestimmt (Abbildung 6.4.4, rechts) und auf Koordinaten in Millimeter umgerechnet. In dieser Abbildung entspricht 1 x-pixel 0.18 mm, 1 y-pixel 0.13 mm.

Da der ganze Prüfkörper unter Last eine Verschiebung erfährt - deutlich erkennbar in Abbildung 6.4.4 (rechts) - wurde im eingespannten, links der Scherebene liegenden Teil eine Ganzkörperbewegung mit fünf Freiheitsgraden mit Hilfe einer *least-squares*-Methode eingepaßt. Diese berücksichtigt Translationen in der Bildebene sowie Rotationen um alle drei Koordinatenachsen. Die so bestimmte Ganzkörperbewegung wurde anschließend von den gemessenen Verschiebungen aller Meßmarken in Abzug gebracht, so daß die linke Hälfte des Prüfkörpers im Mittel unbewegt erscheint, während die rechte Hälfte eine Relativbewegung ausführt (vgl. Abbildung 6.4.5).

Aus den relativen Verschiebungen der rechts der Scherzone liegenden Hälfte wurde dann eine gemittelte Scherbewegung errechnet und als Funktion der Kraft aufgetragen. Die Streuung um den Mittelwert stammt in erster Linie von der inhomogenen Struktur des Materials und der von oben nach unten progressiven Verformung sowie in geringem Maß von der Berechnung der Schwerpunktskoordinaten her. Abbildung 6.4.6 zeigt das Verhalten

des Prüfkörpers GA2M. Bis ca. 27 kN erfolgt eine reine Scherbewegung in y-Richtung und die Verschiebung in x-Richtung bleibt null. Nach Einsetzen der Rißbildung verschiebt sich die rechte Hälfte zunehmend auch in x-Richtung.

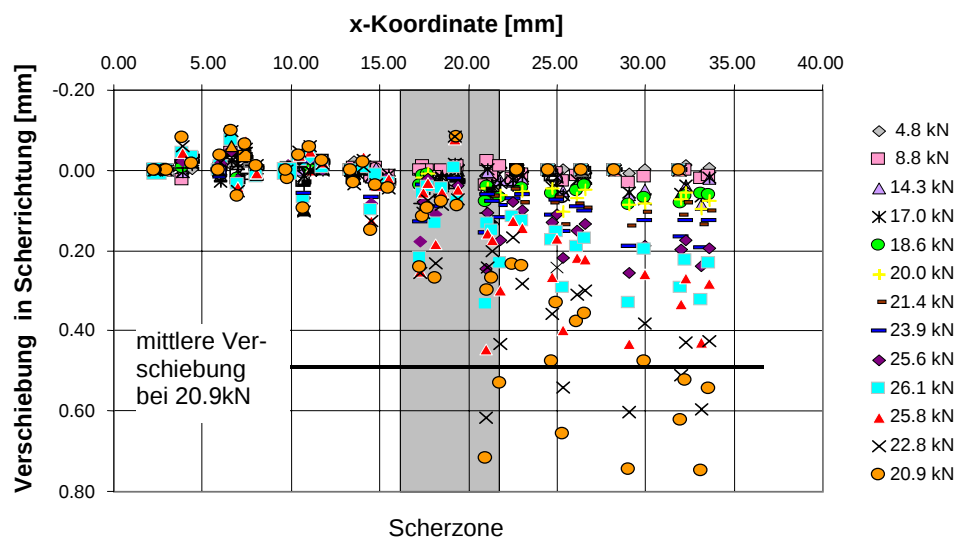
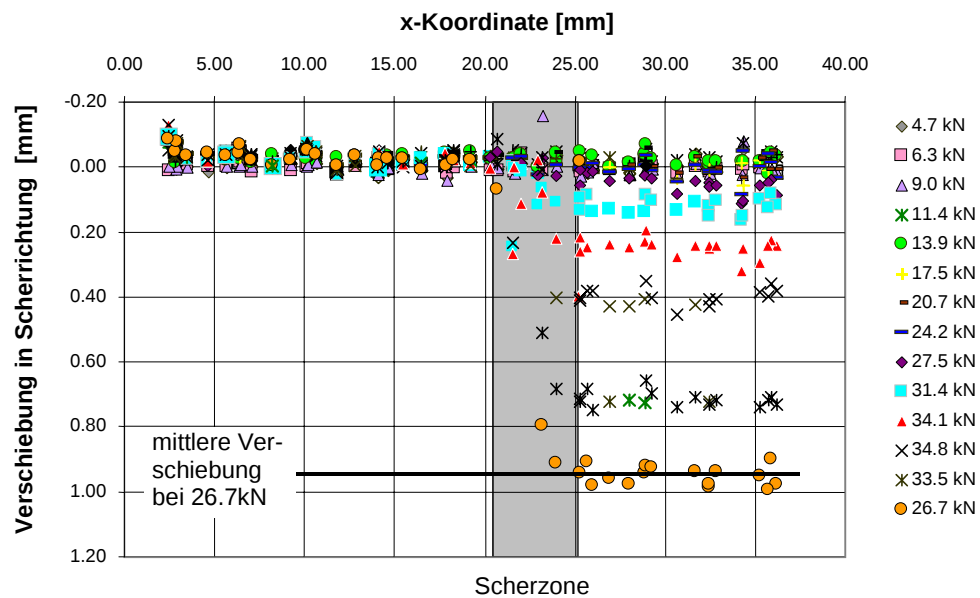


Abbildung 6.4.5: Verschiebungen der Meßpunkte nach Korrektur der Ganzkörperbewegung; oben ein glatter Bruch (Vorversuch, Prüfkörper 1), unten Prüfkörper GA3S.

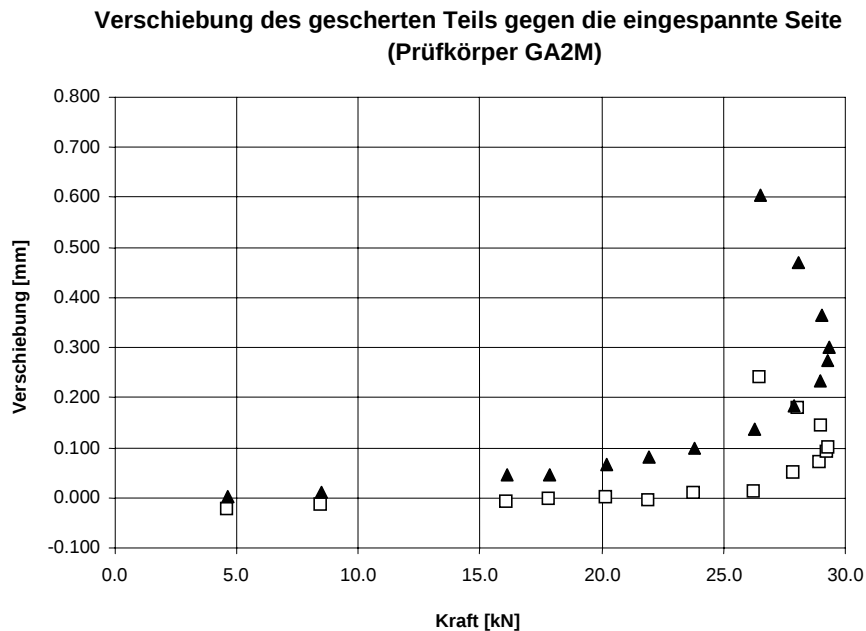


Abbildung 6.4.6: Gemittelte Verschiebung des abgesicherten Teils des Prüfkörpers GA2M

▲ x-Verschiebung □ y-Verschiebung (Scherrichtung)

6.4.3 Zusammenstellung der Ergebnisse

Es wurden 12 Prüfkörper untersucht und ausgewertet (Tabelle 6.4.1). Bei je sechs Prüfkörpern handelte es sich um Gußasphalt (GA) bzw. Splittmastixasphalt (SMA). Geschert wurden die Prüfkörper entweder an der Schichtgrenze (Endbuchstabe S) oder innerhalb des Schichtmaterials (Endbuchstabe M). Die Versuche wurden bei Raumtemperatur durchgeführt (ca. 20°C).

Tabelle 6.4.1: Bezeichnung der Prüfkörper und Zusammenstellung der Ergebnisse

Prüfkörper Nr.	Prüfkörperbezeichnung	$F_{\max}$ [kN]	x-Verschiebung bei $F_{\max}$ [mm]	y-Verschiebung bei $F_{\max}$ [mm]
2	GA1S	>29.8	>0.05	>0.23
3	GA2S	28.6 ± 0.5	0.08 ± 0.05	0.26 ± 0.05
4	GA3S	26.1 ± 0.5	0.06 ± 0.05	0.22 ± 0.05
5	GA1M	26.4 ± 0.5	0.16 ± 0.05	0.35 ± 0.05
6	GA2M	29.4 ± 0.5	0.10 ± 0.05	0.30 ± 0.05
7	GA3M	26.0 ± 0.5	0.08 ± 0.05	0.45 ± 0.05
8	SMA1S	20.0 ± 0.5	0.10 ± 0.05	0.15 ± 0.05
9	SMA2S	21.3 ± 0.5	0.05 ± 0.05	0.16 ± 0.05
10	SMA3S	16.8 ± 0.5	0.00 ± 0.05	0.11 ± 0.05
11	SMA1M	15.7 ± 0.5	0.14 ± 0.05	0.45 ± 0.05
12	SMA2M	17.2 ± 0.5	0.07 ± 0.05	0.24 ± 0.05
13	SMA3M	15.4 ± 0.5	-0.01 ± 0.05	0.38 ± 0.05

Die optischen Messungen ergeben, daß die bei der maximalen Scherkraft auftretende horizontale Deformation etwa um den Faktor drei bis vier kleiner ist als die vertikale.

Die Messungen zeigen außerdem, daß nach einer Anfangsphase aufgrund der hier vorliegenden Spannungskonzentration (vgl. FEM-Berechnungen, Kapitel 6.3) die Vertikalverschiebung relativ gleichmäßig über den Prüfkörperquerschnitt verteilt ist.

Abbildung 6.4.7 gibt eine Übersicht über die beim Scherversuch auftretenden Verformungen.

Die Horizontalverschiebungen der in der Schichtgrenze gescherten Prüfkörper betragen etwa 60% derjenigen innerhalb des Schichtmaterials. Bei den an der Schichtgrenze gescherten Prüfkörpern (S) erfolgt ein glatter Bruch mit einer ca. 4 mm breiten Scherzone, während die im Schichtmaterial gescherten Prüfkörper (M) eine bis zu 40 mm breite Scherzone aufweisen. Abbildung 6.4.8 vergleicht die Extreme beider Bruchtypen.

Die Verschiebungs- und Rißbilder aller anderen Prüfkörper sind im Anhang dargestellt.

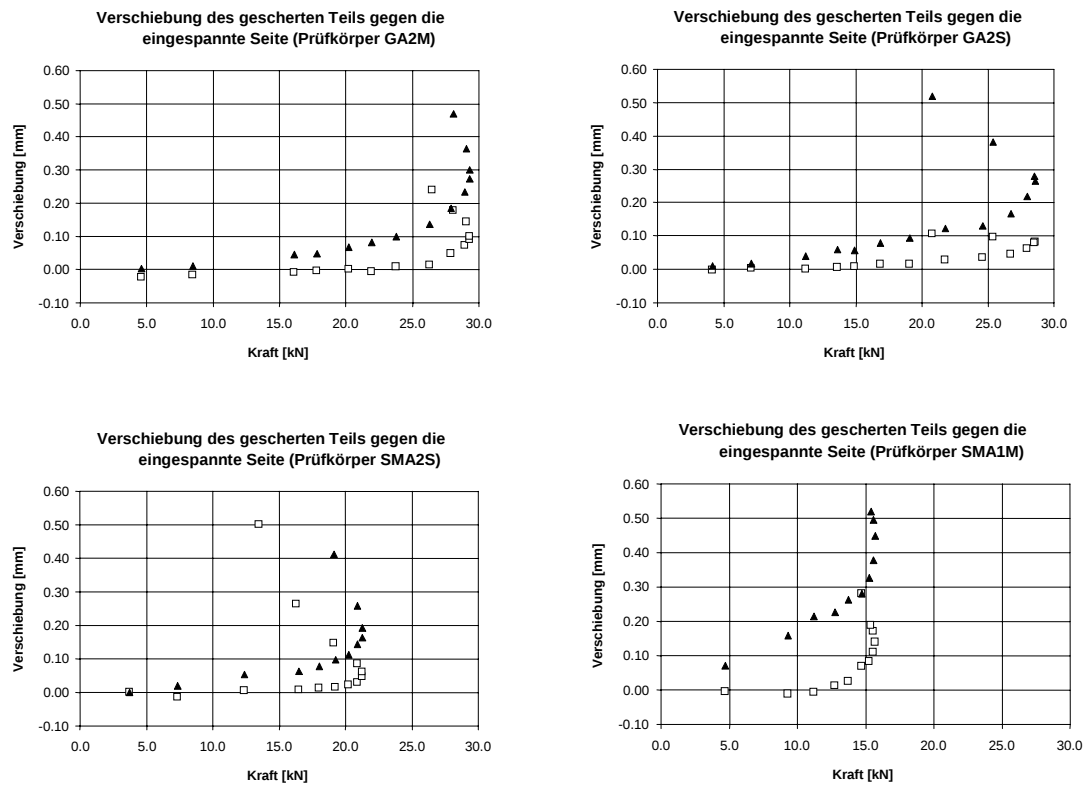


Abbildung 6.4.7: Mittlere Verschiebungen des abgesicherten Teils von vier Prüfkörpern.
 □ x-Verschiebung, ▲ y-Verschiebung (Scherrichtung)

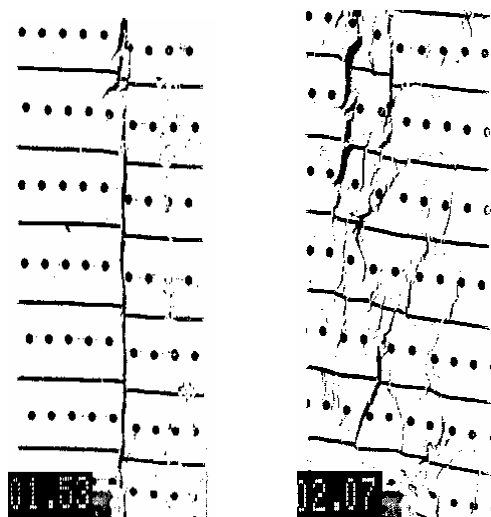


Abbildung 6.4.8: Rißbild der Prüfkörper GA3S (links) und SMA2M (rechts)

7 UNTERSUCHUNG AN FRISCH EINGEBAUTEN BELÄGEN

7.1 Probenmaterial

Die für die Untersuchungen ausgewählten Bohrkernstammungen stammen aus Belägen, die in den Jahren 1993 bis 1996 in verschiedenen Schweizer Kantonen eingebaut wurden. Die Beläge wurden von den Kantonen Aargau, Basel Land, Basel Stadt, Jura, Solothurn, St. Gallen, Wallis und Zürich zur Verfügung gestellt. Insgesamt wurden ca. 1000 Bohrkernstammungen geprüft.

Die Belagsauswahl beschränkte sich schwerpunktmäßig auf die zwei verbreitesten Mischgutsorten für Deckschichten, Asphaltbeton und Splittmastix. Für Hot Rolled Asphalt-, Gußasphalt- und Drainasphaltbeläge sowie die Verwendung von Geotextilien zwischen Deck- und Tragschicht mit je einer Entnahmestelle konnten nur erste Hinweise gewonnen werden. Insgesamt gab es 10 Entnahmestellen mit Splittmastixdeckschicht (SMA), 7 Entnahmestellen mit Asphaltbetondeckschicht (AB) und jeweils eine Entnahmestelle mit Hot-Rolled Asphalt- (HR), Gußasphalt- (GA) oder Drainasphaltdeckschicht (DRA).

Auf die Einbeziehung zweier Entnahmestellen mit einem Kalt-Mikrodünnschichtbelag wurde entgegen der ursprünglichen Zielsetzung verzichtet, da die Vergleichbarkeit mit anderen Belägen aus methodischen und versuchstechnischen Gründen nicht gegeben war und sich die EMPA-Prüfform für diese Prüfkörper nicht eignete. Beispielsweise konnte keine Schichtscherprüfung innerhalb des Dünnschichtbelags durchgeführt werden.

In allen Fällen handelt es sich um Neubaustrecken oder Strecken, bei denen ein Teilersatz durchgeführt wurde, was in der Regel dem Einbau einer neuen Deckschicht entsprach.

Die Auswahl von Neubaustrecken erfolgte mit dem Ziel, durch nachfolgende Untersuchungen auch die zeitliche Entwicklung des Schichtenverbunds bestimmen zu können, da laut Untersuchungsprogramm die erneute Prüfung des Schichtenverbunds an Belägen nach einigen Betriebsjahren vorgesehen war (vgl. *Kapitel 10*).

Tabelle 7.1.1 zeigt für alle Bohrkernentnahmestellen die dort eingebauten Belagssorten im Überblick:

Tabelle 7.1.1: Bohrkernentnahmestellen, Bezeichnungen: SMA Splittmastix, AB Asphaltbeton, HR Hot Rolled Asphalt, GA Gußasphalt, DRA Drinasphalt und HMT Heißmischtragschicht

Entnahmestelle	Mischgut		Geometrische Kennwerte Deckschicht	
	Deckschicht	1. Tragschicht	Dicke [mm]	Durchmesser [mm]
1	SMA 11	HMT 22	38.0	150
2	SMA 11	HMT 32	35.0	149
3	SMA 11	HMT 32	30.0	152
4	SMA 11	HMT 22	42.0	151
5	SMA 11	HMT 22	40.0	152
6	SMA 11	HMT 16	60.0	149
7	SMA 11	HMT 22	30.0	150
8	SMA 11	HMT 32	41.0	151
9	SMA 11	AB 16	30.0	151
14	SMA 11	HMT 22	40.0	151
10	AB 11	HMT 32	29.0	152
15	AB 11	HMT 32	45.0	152
16	AB 11	HMT 22	40.0	149
17	AB 11	HMT 22	40.0	149
20	AB 11	HMT 16	35.0	150
18	AB 16	unbekannt	48.0	153
19	AB 16	unbekannt	50.0	149
11	HR 16	HMT 22	44.0	151
12	GA 11	GA 16	43.0	152
13	DRA 11	AB 16	45.0	150

7.2 Bohrkernentnahme

Die Bohrkernentnahme erfolgte jeweils wenige Tage nach Einbau der neuen Deckschicht oder der neuen Belagsschichten, d.h. vor der Verkehrsübergabe. Es wurden soweit möglich jeweils 42 Bohrkern mit einem Durchmesser von 150 mm entnommen. Da die Bohrkern aus Gründen einer möglichst guten statistischen Übereinstimmung nahe beieinander liegen sollten, wurden sie gemäß *Abbildung 7.2.1* in einem Feld von ca. 1.5 m x 1.4 m entnommen (7 Bohrkern in der Länge und 6 Bohrkern in der Breite).

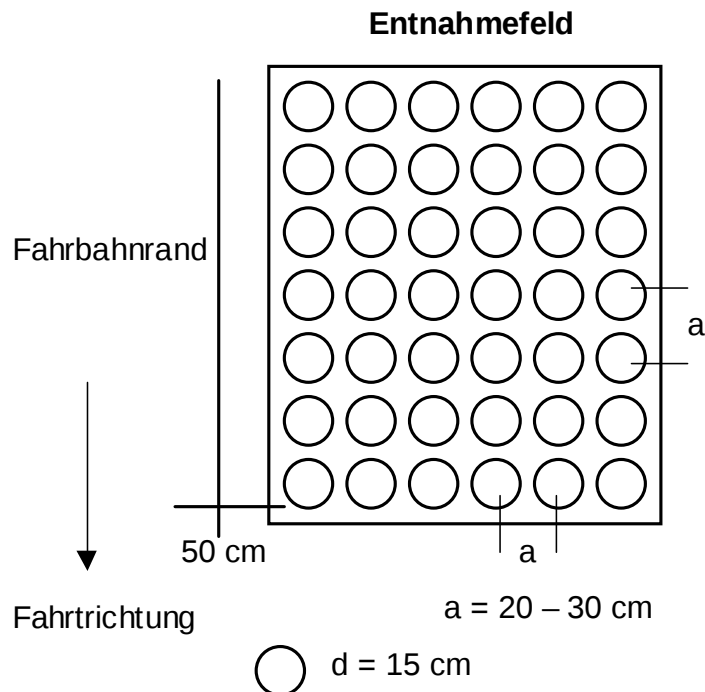


Abbildung 7.2.1: Schematischer Bohrkernentnahmeplan

7.3 Mischgut- und Belagsuntersuchungen

An allen Bohrkernentnahmestellen wurden während des Einbaus der Deckschicht (teilweise auch der Heißmischtragschichten) Mischgutproben für die Laboruntersuchung entnommen. Außerdem wurden jeweils zwei der entnommenen Bohrkern für Belagsuntersuchungen verwendet.

In der Mischgut- und Belagsuntersuchung wurden dabei folgende Kennwerte ermittelt:

- Korngrößenverteilung
- Anteil an löslichem Bindemittel
- Rohdichte
- Dichte
- Marshallkennwerte (Stabilität, Fließen)
- Hohlraumgehalt des Bohrkerns
- Bohrkerngeometrie

7.4 Beschreibung der Strecken und der Meßgrößen

Die Resultate für die einzelnen Beläge sind in den *Tabellen 7.4.1 bis 7.4.4* und im Anhang wiedergegeben. Soweit bekannt, wurden Bindemittelsorte und der verwendete Haftvermittler

ebenfalls aufgeführt, wobei die Bezeichnungen den vom Auftraggeber angegebenen Produktnamen entsprechen (z.B. Eufix, Slomex). Alle für die Deckschichten aufgeführten Kennwerte wurden an der EMPA bestimmt, während die Materialkennwerte für die 1. Tragschicht in einigen Fällen auf Angaben des Auftraggebers beruhen (Entnahmestelle 1, 8 und 13). In zwei Fällen war die Mischgutsorte der Tragschichtsorte überhaupt nicht bekannt.

Tabelle 7.4.1: Mischgut- und Belagskennwerte der Entnahmestellen 1 bis 5

Entnahmestelle Nr.		1	2	3	4	5
Mischgutsorte	Deckschicht	SMA 11 S	SMA 11 S	SMA 11 S	SMA 11 S	SMA 11 S
Bindemittel	Bindemittelsorte	B 80/100	B 80/100	B 80/100	B 80/100	B 80/100
	Zusätze	NAF 501	NAF 501	NAF 501	Trinidad	Trinidad
	Bindemittelgehalt [Masse-%]	7.61	6.25	6.00	6.81	6.82
Eingebaute Belagsschicht	Dicke [mm]	38	35	30	42	40
	Hohlraumgehalt [Vol-%]	4.9	5.7	7.8	3.5	3.5
Mineralstoffe	Siebdurchgang [Masse-%]					
	16.0	100	100	100	100	100
	11.2	96.5	89.6	96.1	94.4	97.8
	8.0	67.7	66.5	66.9	63.6	65.4
	5.6	34.9	35.6	40.3	36.1	36.2
	4.0	29.4	28.6	34.1	32.0	30.6
	2.8	26.2	24.8	29.5	28.4	28.6
	2.0	22.6	21.9	25.6	24.6	26.6
	1.0	17.2	17.3	19.3	19.1	21.6
	0.5	13.7	14.1	15.6	15.3	18.3
	0.25	10.9	11.8	12.2	13.1	15.5
	0.125	8.3	9.1	9.4	11.4	13.1
	0.009	7.0	7.9	8.4	10.5	11.4
Marshall-Prüfung	Stabilität [kN]	9.6	10.3	6.8	6.9	10.1
	Fließen [mm]	2.9	5.1	3.0	3.1	3.2
	Hohlraumgehalt [Vol-%]	2.4	3.5	3.4	3.5	2.5
Haftvermittler	Sorte	Lackbitu- men	Eufix	Haftvermittler	Emulsion 150 bis 300g/m ²	Emulsion 150 bis 300g/m ²
	Dosierung					
Mischgutsorte	Tragschicht	HMT 22	HMT 32 S	HMT 32 S	HMT 22 S	HMT 22 S
Bindemittel	Bindemittelsorte	Keine Angaben	B 60/70	B 80/100	B 55/70	B 55/70
	Bindemittelgehalt [Masse-%]		3.80	4.20	4.35	4.28
Eingebaute Belagsschicht	Dicke [mm]	Keine Angaben	55	85	80	150
	Hohlraumgehalt [Vol-%]		-	3.8	4.3	4.3
Mineralstoffe	Siebdurchgang [Masse-%]	Keine Angaben				
	31.5		100	100	100	100
	22.4		82.0	90.3	91.6	98.5
	16.0		64.0	72.7	86.2	81.5
	11.2		53.0	59.9	72.8	62.8
	8.0		44.0	50.0	63.5	51.8
	5.6		36.0	43.0	53.1	45.1
	4.0		32.0	37.4	44.4	38.4
	2.8		28.0	31.4	36.9	33.3
	2.0		25.0	26.2	30.5	29.3
	1.0		19.0	20.4	21.3	21.9
	0.5		14.0	16.8	16.4	16.9
	0.25		10.0	11.6	12.7	13.1
	0.125		7.0	7.4	10.1	10.1
	0.009		6.0	6.3	9.0	8.8
Marshall-Prüfung	Stabilität [kN]	Keine Angaben	>10	11.5	15.7	16.3
	Fließen [mm]		<3.5	3.0	2.3	5.3
	Hohlraumgehalt [Vol-%]		5.4	3.3	3.4	4.3

Tabelle 7.4.2: Mischgut- und Belagskennwerte der Entnahmestellen 6 bis 9 und 14

Entnahmestelle Nr.		6	7	8	9	14
Mischgutsorte	Deckschicht	SMA 11 S	SMA11	SMA 11 S	SMA 11 S	SMA 11 S
Bindemittel	Bindemittelsorte	Betaplast	B 80/100	B 55/70	PmB	Olexobit
	Zusätze		NAF 501	Zeobit		SMA
	Bindemittelgehalt [Masse-%]	5.72	6.07	6.38	5.51	5.96
Eingebaute Belagsschicht	Dicke [mm]	60	30	41	30	40
	Hohlraumgehalt [Vol-%]	2.5	4.9	6.7	7.0	4.0
Mineralstoffe	Siebdurchgang [Masse-%]					
	16.0	100	100	100	100	100
	11.2	94.1	93.8	97.1	91.1	84.6
	8.0	64.8	61.7	70.5	60.5	56.4
	5.6	30.8	30.4	39.7	27.6	35.3
	4.0	24.6	26.8	32.0	21.8	27.0
	2.8	22.2	25.6	27.3	19.6	21.8
	2.0	20.9	22.8	23.3	18.4	18.7
	1.0	19.0	17.3	17.7	16.6	14.2
	0.5	17.5	13.7	14.3	15.3	11.6
	0.25	16.3	11.3	12.2	14.3	10.2
	0.125	15.0	8.8	10.5	13.2	9.1
	0.009	13.9	7.4	9.5	12.3	8.4
Marshall-Prüfung	Stabilität [kN]	8.0	8.7	10.4	8.2	11.0
	Fließen [mm]	1.9	2.8	2.5	1.9	3.8
	Hohlraumgehalt [Vol-%]	3.4	3.4	3.1	5.4	4.1
Haftvermittler	Sorte		Webacid		Fließ-	
	Dosierung		50K		membran	
			220g/m ²		PmB	
Mischgutsorte	Tragschicht	HMT 16 s	HMT 22 s	HMT 32 s	AB 16 (alte Norm)	HMT 22 s
Bindemittel	Bindemittelsorte	B 60/70	B 60/70	B 55/70	Keine Angaben	BP Structur
	Bindemittelgehalt [Masse-%]	4.92	4.06	3.5		4.04
Eingebaute Belagsschicht	Dicke [mm]	70	78	95	Keine Angaben	70
	Hohlraumgehalt [Vol-%]	2.1	3.9	4.0		4.5
Mineralstoffe	Siebdurchgang [Masse-%]				Keine Angaben	
	31.5	100	100	96.4		100
	22.4	100	97.3	79.9		98.3
	16.0	94.5	87.4	63.9		86.8
	11.2	79.5	72.9	54.2		71.7
	8.0	70.4	59.8	44.3		58.9
	5.6	60.8	47.0	35.6		48.3
	4.0	-	-	31.9		41.0
	2.8	41.2	30.6	29.3		35.1
	2.0	33.5	25.2	24.7		30.5
	1.0	22.6	17.4	16.8		24.2
	0.5	16.6	13.5	12.1		19.0
	0.25	12.2	10.8	9.0		13.0
	0.125	9.1	8.0	6.8		9.8
	0.009	8.0	6.7	6.0		8.8
Marshall-Prüfung	Stabilität [kN]	17.2	20.4	14.5	Keine Angaben	26.2
	Fließen [mm]	3.7	2.8	2.0		2.7
	Hohlraumgehalt [Vol-%]	3.5	3.8	5.1		3.8

Tabelle 7.4.3: Mischgut- und Belagskennwerte der Entnahmestellen 10, 15 bis 17 und 20

Entnahmestelle Nr.		10	15	16	17	20
Mischgutsorte	Deckschicht	AB 11 S	AB 11 S	AB 11 S	AB 11 S	AB 11 N
Bindemittel	Bindemittelsorte	EL 70	Practiplast	B 60/70	B 60/70	B 80/100
	Zusätze					Trinidad
	Bindemittelgehalt [Masse-%]	5.48	5.93	5.78	5.90	5.68
Eingebaute Belagsschicht	Dicke [mm]	29	45	40	40	35
	Hohlraumgehalt [Vol-%]	9.7	5.8	5.6	5.3	3.8
Mineralstoffe	Siebdurchgang [Masse-%]					
	16.0	100	100	100	100	100
	11.2	97.6	98.8	98.0	99.1	99.6
	8.0	82.1	86.2	84.7	84.1	87.9
	5.6	63.9	67.6	66.7	67.3	72.6
	4.0	54.5	58.0	56.0	57.8	65.2
	2.8	46.0	48.3	49.2	50.9	54.3
	2.0	37.3	38.1	42.0	43.2	46.9
	1.0	24.3	24.8	29.7	31.9	35.2
	0.5	16.8	17.2	16.2	24.4	26.1
	0.25	11.6	12.2	11.3	18.4	17.4
	0.125	8.3	8.8	9.3	13.6	12.3
	0.009	7.1	8.5	7.1	11.8	10.4
Marshall-Prüfung	Stabilität [kN]	16.1	15.2	13.6	12.2	16.5
	Fließen [mm]	2.8	2.3	3.1	4.1	3.9
	Hohlraumgehalt [Vol-%]	4.3	3.2	2.0	1.5	2.7
Haftvermittler	Sorte	CTW	CTW	EMULBIT	EMULBIT	CTW
	Dosierung	Webacid 200g/m ²	Webacid 200g/m ²	50% HK 150g/m ²	50% HK 150g/m ²	Webacid 150g/m ²
Mischgutsorte	Tragschicht	HMT 32 S	HMT 32 S	HMT 22 N	HMT 22 N	HMT 16 N
Bindemittel	Bindemittelsorte	B 55/70	B 55/70	B 80/100	B 80/100	B 55/70
	Bindemittelgehalt [Masse-%]	4.03		4.30	4.07	5.11
Eingebaute Belagsschicht	Dicke [mm]	100	95	80	80	80
	Hohlraumgehalt [Vol-%]	6.2	4.3	5.1	8.5	2.4
Mineralstoffe	Siebdurchgang [Masse-%]					
	31.5	97.4	97.2	100	100	100
	22.4	85.1	85.0	99.3	99.4	100
	16.0	72.9	72.6	82.0	75.5	97.2
	11.2	61.7	57.2	64.1	60.4	80.6
	8.0	51.8	50.8	54.5	50.1	68.7
	5.6	44.0	42.8	44.3	40.1	55.8
	4.0	38.7	37.1	38.0	34.8	45.7
	2.8	32.8	31.3	32.7	30.4	39.0
	2.0	26.8	25.3	28.0	26.2	33.8
	1.0	18.0	16.6	20.2	19.5	25.1
	0.5	13.0	11.9	14.8	14.7	19.3
	0.25	9.6	8.4	10.2	10.1	13.2
	0.125	7.2	6.0	7.2	6.9	9.0
	0.009	6.3	5.2	6.6	5.9	7.7
Marshall-Prüfung	Stabilität [kN]	18.4	14.2	13.6	12.6	15.5
	Fließen [mm]	2.5	2.4	2.3	2.4	3.4
	Hohlraumgehalt [Vol-%]	4.9	5.4	3.3	4.9	3.0

Tabelle 7.4.4: Mischgut- und Belagskennwerte der Entnahmestellen 18, 19 und 11 bis 13

Entnahmestelle Nr.		18	19	11	12	13
Mischgutsorte	Deckschicht	AB 16 S	AB 16 S	HR 16	GA 11	DRA 11
Bindemittel	Bindemittelsorte	Olexobit 66	Olexobit 65	B 50/60 Trinidad	B 40/50 Trinidad	Vectra EL 80
	Zusätze					
	Bindemittelgehalt [Masse-%]	4.89	4.78	7.78	7.16	4.46
Eingebaute Belagsschicht	Dicke [mm]	50	50	44	43	45
	Hohlraumgehalt [Vol-%]	3.6	4.9	2.6	1.2	22.6
Mineralstoffe	Siebdurchgang [Masse-%]					
	16.0	97.6	97.6	100	100	100
	11.2	79.9	83.3	97.5	95.3	94.7
	8.0	67.8	73.5	85.6	86.8	63.6
	5.6	56.5	63.6	79.0	74.6	36.5
	4.0	47.8	53.0	66.8	67.6	17.8
	2.8	39.1	42.0	64.8	62.1	8.9
	2.0	31.8	33.2	63.0	55.7	6.9
	1.0	21.0	21.7	60.0	44.8	5.4
	0.5	14.8	15.1	55.0	38.0	4.3
	0.25	10.7	11.0	32.6	32.7	3.4
	0.125	8.3	8.6	12.4	28.2	2.5
	0.009	7.7	7.7	9.9	25.6	2.0
Marshall-Prüfung	Stabilität [kN]	15.5	15.7	12.1		7.3
	Fließen [mm]	3.7	2.9	3.1		2.1
	Hohlraumgehalt [Vol-%]	2.4	3.4	3.5		9.5
Prüfung der Stempelleindringtiefe	Eindringtiefe nach 0.5h [mm]				1.7	
	Eindringtiefe nach 1.0h [mm]				2.0	
	Zunahme Eindringtiefe [mm]				0.3	
Haftvermittler	Sorte	BITUCOL-R	Slomex	Emulsion	Kein Haftvermittler	Elastomeremulsion Vectracid
	Dosierung	200g/m ²	Lackbitumen 200g/m ²	150 bis 300g/m ²		
Mischgutsorte	Tragschicht	unbekannt (alte Norm)	unbekannt (alte Norm)	HMT 22 S	GA 16 S	AB 16
Bindemittel	Bindemittelsorte	Keine Angaben	Keine Angaben	60/70	PmB 45	Keine Angaben
	Bindemittelgehalt [Masse-%]			4.29	6.67	
Eingebaute Belagsschicht	Dicke [mm]	Keine Angaben	Keine Angaben	45	47	Keine Angaben
	Hohlraumgehalt [Vol-%]	Keine Angaben	Keine Angaben	9.2	1.8	Keine Angaben
Mineralstoffe	Siebdurchgang [Masse-%]	Keine Angaben	Keine Angaben			Keine Angaben
	22.4			98.4	100	
	16.0			77.3	100	
	11.2			71.8	82.4	
	8.0			60.4	73.9	
	5.6			48.7	63.0	
	4.0			42.5	56.8	
	2.8			36.0	52.2	
	2.0			30.2	47.2	
	1.0			21.8	39.8	
	0.5			16.4	35.0	
	0.25			12.7	31.7	
	0.125			9.9	26.2	
	0.009			8.6	25.9	
Marshall-Prüfung	Stabilität [kN]	Keine Angaben	Keine Angaben	13.0		Keine Angaben
	Fließen [mm]			3.1		
	Hohlraumgehalt [Vol-%]			4.3		
Prüfung der Stempelleindringtiefe	Eindringtiefe nach 0.5h [mm]				1.4	
	Eindringtiefe nach 1.0h [mm]				1.6	
	Zunahme Eindringtiefe [mm]				0.2	

7.5 Resultate und Auswertung

Die Tabellen 7.5.1 und 7.5.2 zeigen die Resultate der bei 20°C und 40°C bestimmten maximalen Scherkräfte und "Schersteifigkeiten", wobei die Entnahmestellen sowohl nach der Mischgutsorte der Deckschicht als auch der Tragschicht geordnet sind. Bei allen Daten handelt es sich um Mittelwerte aus mindestens 6 Prüfkörpern. Die Werte der Standardabweichungen sind im Anhang aufgeführt.

In Abbildung 7.5.1 ist an einem Beispiel (Einzeldaten sind im Anhang enthalten) schematisch die Bestimmung der maximalen Scherkraft (hier der Verbundscherkraft) und der maximalen "Schersteifigkeit" aus dem Scherkraft-Scherweg-Diagramm dargestellt. Die maximale Scherkraft wird als Bruchkraft aus dem Diagramm abgelesen. Die maximale Steifigkeit kann als größte Steigung der Scherkraft-Scherweg-Kurve bestimmt werden.

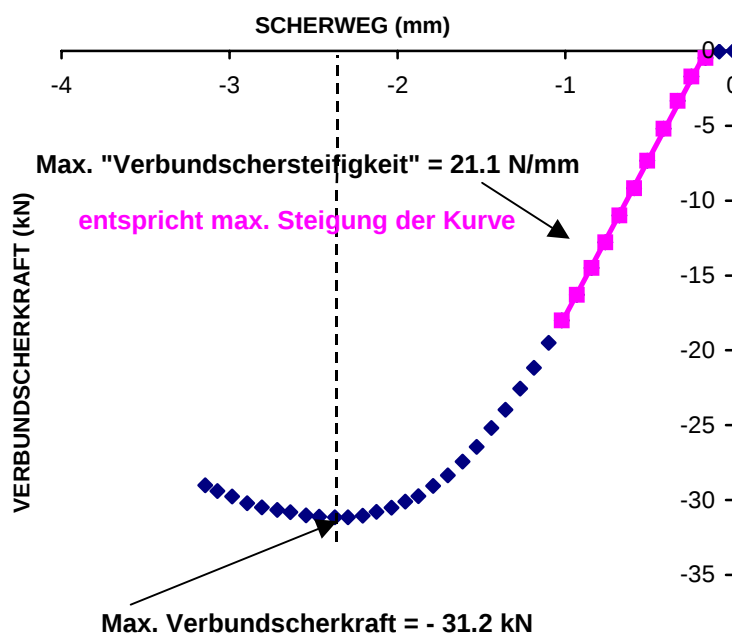


Abbildung 7.5.1: Bestimmung von maximaler Verbundscherkraft und maximaler "Verbundschersteifigkeit"

Tabelle 7.5.1: Maximale Scherkräfte und "Schersteifigkeiten" bei 20°C für alle Entnahmestellen

Ent- nahme- stelle Nr.	Material		Geometrie [mm]		Maximale Scherkraft [kN] bei 20°C			Maximale "Steifigkeit" [kN/mm] bei 20°C		
	Deck- schicht (DS)	1.Trag- schicht (HMT)	Dicke	Durch- messer	in DS	DS/HMT	in HMT	in DS	DS/HMT	in HMT
2	SMA 11	HMT 32	35	149	21.6	29.0	18.4	11.2	16.1	8.0
3	SMA 11	HMT 32	30	152	19.7	28.8	56.0	12.4	18.9	27.1
8	SMA 11	HMT 32	41	151	19.2	18.9	24.7	7.5	8.9	15.4
1	SMA 11	HMT 22	38	150	24.0	29.3	25.5	9.7	12.9	19.5
4	SMA 11	HMT 22	42	151	26.7	28.6	28.4	8.9	12.7	16.4
5	SMA 11	HMT 22	40	152	25.7	25.0	37.4	13.3	16.5	24.6
7	SMA 11	HMT 22	30	150	16.4	19.9	38.4	12.3	14.1	26.7
14	SMA 11	HMT 22	40	151	31.2	30.2	66.8	-	-	-
6	SMA 11	HMT 16	60	149	37.1	23.0	28.8	18.6	10.8	19.6
9	SMA 11	AB 16	30	151	16.0	11.8	42.4	6.3	8.2	24.3
10	AB 11	HMT 32	29	152	18.8	16.3	30.6	6.9	8.5	14.2
15	AB 11	HMT32	45	149	23.4	22.9	27.4	10.6	11.6	11.8
16	AB 11	HMT22	40	149	26.5	25.4	38.4	11.7	12.5	19.9
17	AB 11	HMT22	40	149	23.0	25.2	41.7	11.3	14.8	24.9
20	AB 11	HMT16	35	153	35.0	39.3	39.5	14.6	17.6	17.4
18	AB 16	unbek.	48	149	33.5	29.1	30.4	16.5	19.0	22.1
19	AB 16	unbek.	50	150	33.2	27.5	24.7	16.1	17.4	14.1
11	HR 16	HMT 22	44	151	29.4	30.9	29.6	10.5	13.5	14.6
12	GA 11	GA 16	43	152	35.2	41.8	45.4	13.1	16.6	16.0
13	DRA 11	AB 16	45	150	10.4	8.0	36.1	4.6	5.1	28.0

Tabelle 7.5.2: Maximale Scherkräfte und Schersteifigkeiten bei 40°C für alle Entnahmestellen

Ent- nahme- stelle Nr.	Material		Geometrie [mm]		Maximale Scherkraft [kN] bei 40°C			Maximale "Steifigkeit" [kN/mm] bei 40°C		
	Deck- schicht (DS)	1.Trag- schicht (HMT)	Dicke	Durch- messer	in DS	DS/HMT	in HMT	in DS	DS/HMT	in HMT
2	SMA 11	HMT 32	35	149	6.8	7.8	7.6	2.9	3.6	2.8
3	SMA 11	HMT 32	30	152	6.1	8.6	15.5	2.2	4.2	7.8
8	SMA 11	HMT 32	41	151	4.5	5.6	8.7	2.3	3.1	5.2
1	SMA 11	HMT 22	38	150	5.0	7.7	11.1	3.9	5.2	7.1
4	SMA 11	HMT 22	42	151	4.7	5.4	8.8	3.1	3.4	5.6
5	SMA 11	HMT 22	40	152	5.5	4.8	11.6	2.6	2.9	7.5
7	SMA 11	HMT 22	30	150	3.9	4.3	11.0	2.2	3.8	8.7
6	SMA 11	HMT 16	60	149	13.2	4.5	11.5	5.8	1.9	7.7
9	SMA 11	AB 16	30	151	4.9	2.3	15.4	3.6	3.2	8.8
10	AB 11	HMT 32	29	152	4.5	7.0	11.3	1.8	3.5	4.1
11	HR 16	HMT 22	44	151	8.3	7.4	5.2	3.3	3.6	2.8
12	GA 11	GA 16	43	152	9.8	10.1	12.8	3.9	4.2	4.4
13	DRA 11	AB 16	45	150	2.8	2.9	12.4	0.7	4.7	9.0

Für eine Beurteilung der Zuverlässigkeit der gemessenen Werte wurde der Variationskoeffizient ermittelt. Der Variationskoeffizient der Verbundscherkraft bei 20°C liegt zwischen 3% und 27%. Nur im Fall des Drainasphalts ergibt sich ein Variationskoeffizient von fast 50%. Hier ist die Verteilung der Meßwerte sehr inhomogen, d.h. der arithmetische Mittelwert ist mit einer relativ großen Unsicherheit behaftet. Für alle anderen untersuchten Bohrkerne läßt sich folgern, daß eine Ermittlung der Verbundscherkraft bei 20°C mit Hilfe von 6 bis 15 Prüfkörpern zu brauchbaren Ergebnissen führt.

Größer wird der Variationskoeffizient für die Verbundscherkräfte bei 40°C. In diesem Fall liegen die Werte zwischen 9% und 65%. Im Gegensatz zur Prüfung bei 20°C ergeben sich hohe Werte hier nicht nur für Prüfkörper mit DRA-Deckschicht (Variationskoeffizient = 65%) sondern auch für Prüfkörper mit SMA-Deckschicht (bis zu 64%). Dies spricht dafür, die Prüftemperatur für die Laborprüfung in der Regel auf 20°C festzulegen.

Für die "Steifigkeiten" wurden allgemein höhere Variationskoeffizienten ermittelt, was auf die Tatsache zurückgeführt werden kann, daß die "Steifigkeit" als Verhältnis zweier Meßgrößen definiert ist. Der Variationskoeffizient der "Verbundschersteifigkeit" bei 20°C liegt zwischen 9.5% und 47%. Die höchsten Werte ergeben sich für Bohrkerne der Entnahmestelle 6 (47%) und wiederum für Bohrkerne mit DRA-Deckschicht (35%). Bei einer Prüftemperatur von 40°C liegt der Variationskoeffizient der "Verbundschersteifigkeit" zwischen 14% und 70% und ist damit mit demjenigen der Verbundscherkräfte vergleichbar.

7.6 Diskussion

7.6.1 Vergleich unterschiedlicher Belagsarten

7.6.1.1 Scherkraft-Scherweg-Diagramme

In *Abbildung 7.6.1* sind typische Kraft-Weg-Diagramme für Belagsarten mit unterschiedlichen Deck- und Tragschichten bei 20°C dargestellt. Demnach ist es wichtig, nicht nur die maximalen Scherkräfte zu vergleichen, sondern den Verlauf der gesamten Kraft-Weg-Kurve in Betracht zu ziehen. Einerseits ergeben sich deutliche Unterschiede zwischen verschiedenen konventionellen Belagsarten wie AB bzw. SMA. Der untersuchte AB scheint sich duktiler zu verhalten (Korngerüst) als die bindemittelreichen Belagsarten (GA) oder aber hohlraumreichen Belagsarten, wie DRA.

In diesem Zusammenhang ist besonders der unterschiedliche Verlauf von Verbund- und Deckschichtscherkräften erwähnenswert. Werden in beiden Fällen ähnliche maximale Scherkräfte erreicht, so ist das Verhalten beim Schervorgang in der Schichtgrenze doch weniger duktil und daher steifer als dasjenige innerhalb einer Schicht. Auch wenn dies auf den ersten Blick unerwartet anmutet, läßt sich diese Beobachtung doch mit grundlegenden Unterschieden im Materialverhalten zwischen den beiden Schervorgängen erklären:

- Die Eigenschaften beim Schervorgang in der Schicht hängen vom mikrostrukturellen Zusammenhalt der einzelnen Komponenten ab. Aufgrund der Inhomogenität des Materials und in Abhängigkeit von Verdichtung und Art des inneren Zusammenhalts werden die Kontaktkräfte zwischen den einzelnen Komponenten erst durch Deformation und Umordnung während des Schubvorgangs voll aktiviert, so daß man von einem duktilen Materialverhalten und einem "fließenden" Versagen sprechen kann.
- Das Scherverhalten beim Scheren in der Schichtgrenze wird dagegen durch den Verbund zweier Flächen bestimmt. Dies bedeutet, daß zur Herbeiführung des Versagens der eine Prüfkörperteil als Ganzes gegen den anderen verschoben werden muß. Wie die optischen Messungen (*Kapitel 6.4*) zeigen, sind die Verschiebungen hier gleichmäßig über den Querschnitt verteilt. Abgesehen von der Anfangsphase, während der die Anpassung zwischen Form und Prüfkörper erfolgt ("Schneepflugeffekt"), verläuft die Scherkraft-Scherweg-Kurve im Fall des Verbundscherens relativ steil und das Versagen tritt plötzlich auf, ohne daß es zu großen Verformungen kommt. Anders wird die Situation allerdings, wenn sich in der Schichtgrenze eine weiche Zwischenschicht (SAMI) oder ein dickerer Bitumenfilm befindet, wie dies etwa beim untersuchten Drainasphalt der Fall ist.

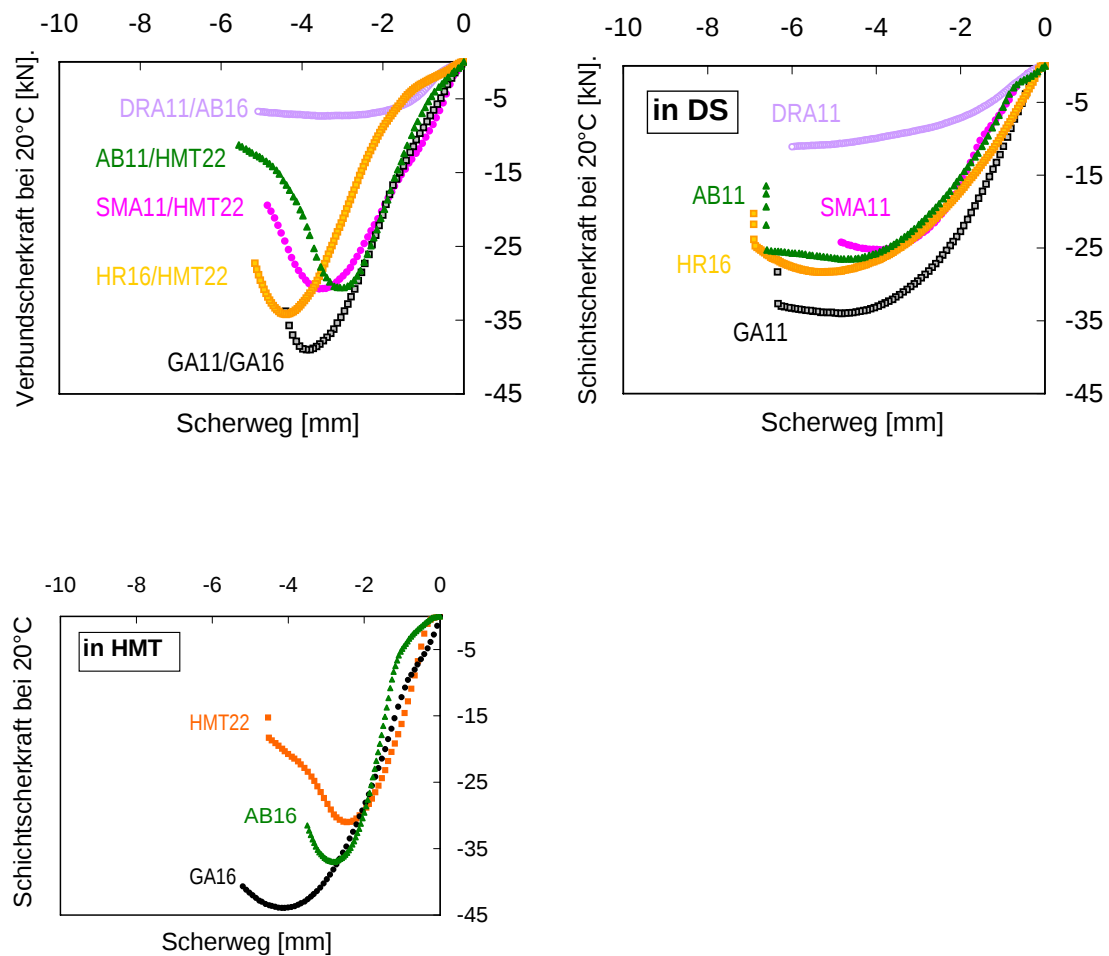


Abbildung 7.6.1: Scherkraft-Scherweg-Diagramme bei 20°C für typische Belagsarten mit SMA, AB, HR, GA, DRA und HMT

Betrachtet man die Scherkraft-Scherweg-Diagramme bei 40°C (Abbildung 7.6.2) so ergeben sich hier ebenfalls ähnliche Maximalkräfte für Verbund- und Schichtscherkraft in der Deckschicht. Bei höheren Temperaturen ändert sich das Materialverhalten allerdings auch beim Verbundschervorgang in Richtung eines duktileren Verhaltens. In diesem Zusammenhang ist die relativ große Mobilisierungsphase (Anfangsphase) beim Drainasphalt zu erwähnen, bei dem offensichtlich erst eine gewisse Verformung aufgebracht werden muß, bis der Belag Verbundscherkkräfte aufnehmen kann.

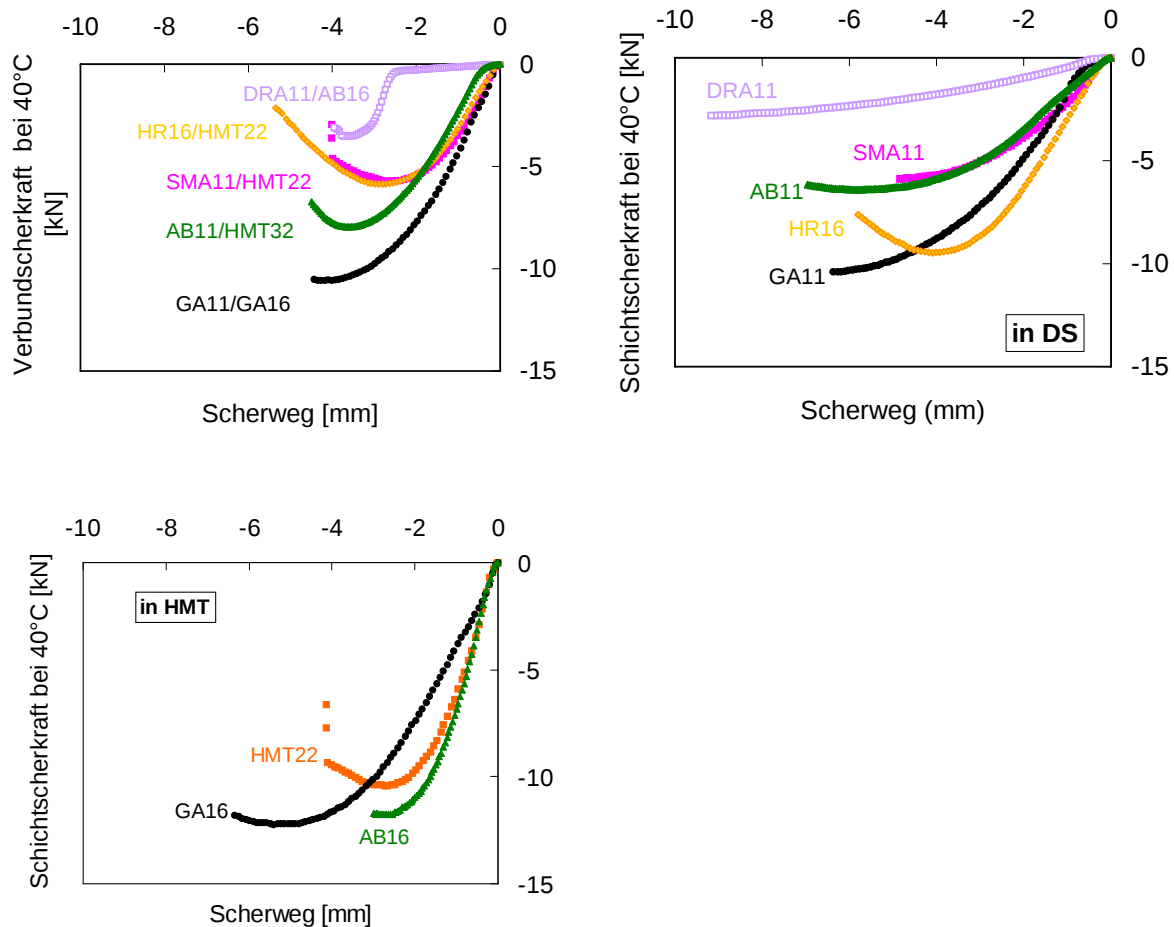


Abbildung 7.6.2: Scherkraft-Scherweg-Diagramme bei 40°C für typische Belagsarten mit SMA, AB, HR, GA, DRA und HMT

7.6.1.2 Scherkräfte

Abbildung 7.6.3 zeigt die maximalen Scherkräfte der Verbund- und Schichtschерkräfte bei 20°C und wo vorhanden bei 40°C als Balkendiagramm mit den zugehörigen Standardabweichungen. Dabei entspricht jeder Balken dem aus 6 bis 16 Bohrkernen berechneten Mittelwert einer Entnahmestelle. Vergleicht man die maximalen Scherkräfte bei 20°C und 40°C, stellt man fest, daß die maximale Scherkraft bei 40°C in der Regel um den Faktor 3 bis 4 kleiner ist als bei 20°C, wobei die Reihenfolge der Werte der einzelnen Entnahmestellen generell jener bei 20°C gleicht. Allerdings bestehen geringfügige Ausnahmen, z.B. bei den Entnahmestellen 1, 4, 5 und 7.

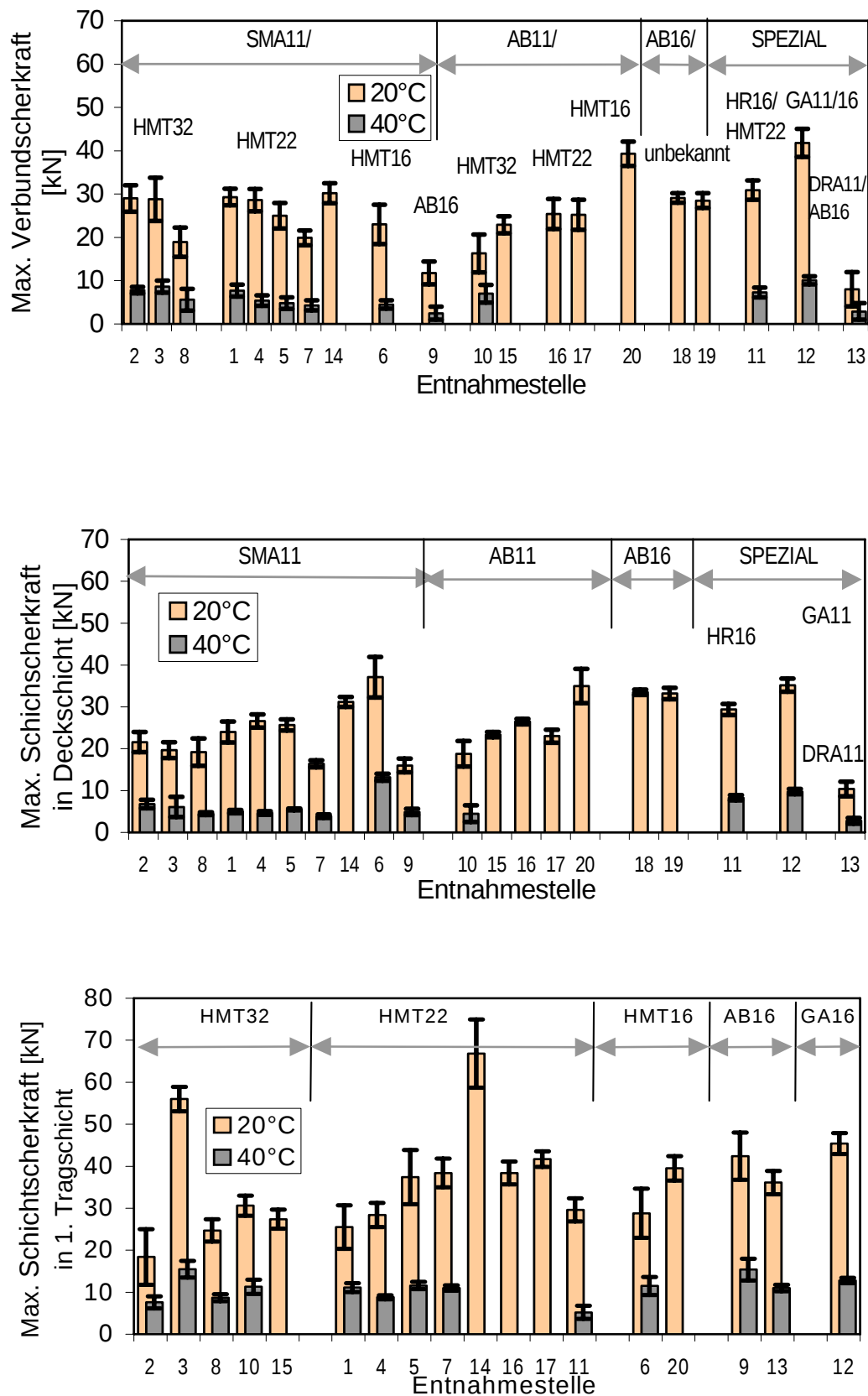


Abbildung 7.6.3: Maximale Verbund- und Schichtscherkräfte bei 20°C und 40°C

Es zeigt sich, daß die untersuchten Beläge mit SMA- und AB-Deckschicht ähnliche maximale Verbund- und Schichtscherkräfte aufweisen und somit den diesbezüglich gleichen Anforderung genügen können. Der Mittelwert der Schichtscherkräfte in der Deckschicht für SMA 11 und für AB 11 liegt bei 23.8 kN bzw. 25.3 kN. Im Fall der Verbundscherkräfte ergeben sich Mittelwerte von 24.5 kN und 25.8 kN. Die niedrigsten Werte der Verbund- und Schichtscherkraft bei 20°C für diese beiden Belagsarten ergeben sich für Prüfkörper der Entnahmestelle 9 (16 kN bzw. 11.8 kN), bei der eine mit einem Vlies verstärkte SAMI-Schicht zwischen Deck- und Tragschicht eingebaut worden war. Dieser Belag war auch insofern speziell, als es sich hier um eine neue Splittmastixdeckschicht auf einer alten Asphaltbetondeckschicht AB 16 handelte.

Für die im Rahmen des Forschungsprojekts untersuchten Deckschichtsorten ergeben Prüfkörper mit Gußasphalt- und Hot Rolled Asphaltdeckschicht sehr hohe maximale Verbund- und Schichtscherkräfte von 42 kN respektive 35 kN (für GA) und 31 kN respektive 29 kN (für HR). Diese Werte liegen etwa in der gleichen Größenordnung wie diejenigen für AB 11 der Entnahmestelle 20 und AB 16 der Entnahmestellen 18 und 19.

Sehr kleine Verbund- und Schichtscherkräfte mit 8 kN bzw. 10 kN erhält man für Bohrkerne mit einer Drainasphaltdeckschicht der Entnahmestelle 13. Unter Berücksichtigung der Tatsache, daß von den Bohrkernen mit Gußasphalt-, Drainasphalt- oder Hot Rolled Asphalt-Deckschicht jeweils nur eine Entnahmestelle ausgewertet werden konnte, dürfen die obigen Feststellungen allerdings nicht als repräsentativ für diese Belagstypen angesehen werden.

Die Gruppierung der Schichtscherkräfte in der 1. Tragschicht nach der Tragschichtsorte, liefert Schichtscherkräfte bei 20°C zwischen 20 kN und 30 kN für Tragschichten aus HMT 32 sowie zwischen 30 kN und 40 kN für HMT 22-Tragschichten. Für beide Tragschichtsorten gibt es jeweils auch einen sehr hohen Wert von 56 kN bzw. 67 kN.

Die Werte der Schichtscherkräfte für die anderen Tragschichtsorten (HMT 16, AB 16 und GA 16) liegen zwischen 25 kN und 45 kN, wobei diese Ergebnisse wenig repräsentativ sind, da teilweise nur eine Entnahmestelle ausgewertet werden konnte.

7.6.1.3 Schersteifigkeiten

Die in *Abbildung 7.6.4* dargestellten Ergebnisse bezüglich des Steifigkeitsverhaltens lassen für Verbund- und "Schichtschersteifigkeiten" in der Deckschicht von SMA 11 und AB 11 eine

ähnliche Bewertung zu wie für die Verbund- und Schichtscherkräfte. Auch hier konnte kein signifikanter Unterschied zwischen den beiden Deckschichtarten SMA und AB festgestellt werden. Die "Verbund- und Schichtsteifigkeiten" für diese Deckschicht bei 20°C liegen

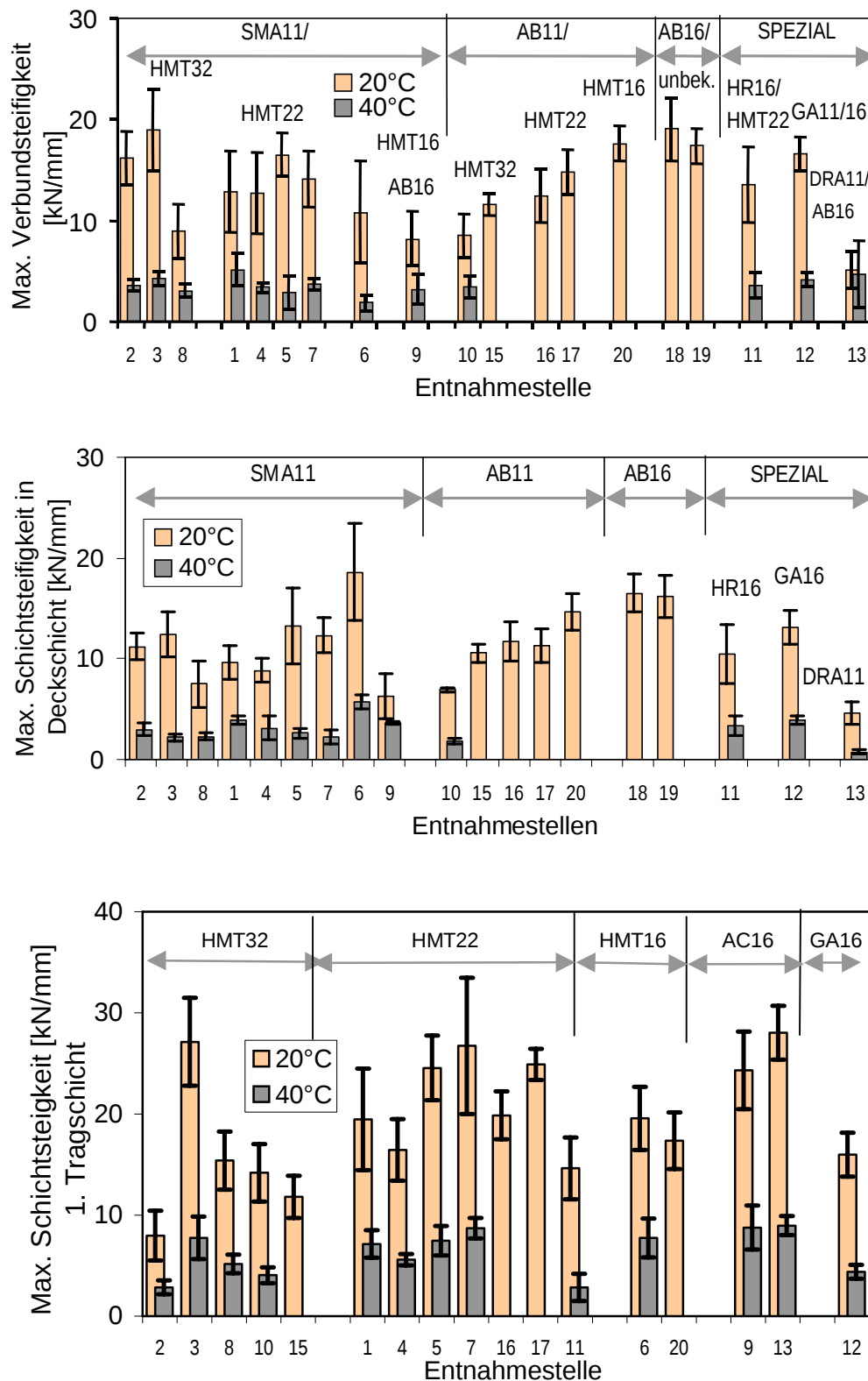


Abbildung 7.6.4: Maximale "Verbund- und Schichtschersteifigkeiten" bei 20°C und 40°C

zwischen 6 kN/mm und 19 kN/mm, wobei die "Verbundsteifigkeit" immer um 2 kN/mm bis 3 kN/mm größer ist als die "Schichtsteifigkeit" der Deckschicht. Allerdings ändert sich die Reihenfolge der Entnahmestellen in Hinblick auf die Stellung des Gußasphaltbelags (GA). Mit Ausnahme des Belags mit Drainasphaltdeckschicht von Entnahmestelle 13 weisen alle ermittelten "Schersteifigkeiten" etwa die gleiche Größenordnung auf. Die Temperaturabhängigkeit scheint bei den "Schersteifigkeiten" noch ausgeprägter als bei den Scherkräften. In den meisten Fällen war die "Steifigkeit" bei 20°C um den Faktor 2 bis 6 größer als diejenige bei 40°C. Nur bei der "Schichtsteifigkeit" der Entnahmestelle mit Drainasphalt konnte kein wesentlicher Unterschied zwischen den bei 20°C und 40°C ermittelten Werten festgestellt werden, wobei dieses Ergebnis unter Berücksichtigung der großen Streuungen der Einzelwerte nicht als signifikant angesehen werden kann.

Die "Schichtsteifigkeiten" in der 1. Tragschicht liegen für HMT 32 zwischen 8 kN/mm und 15 kN/mm (Ausnahme: 27 kN/mm) und für HMT 22 zwischen 15 kN/mm und 26 kN/mm. Die "Schichtsteifigkeiten" der anderen Tragschichtsorten liegen zwischen 15 kN/mm und 28.0 kN/mm.

7.6.2 Vergleich zwischen Verbund- und Schichtscherkennwerten

In *Abbildung 7.6.5* sind die maximalen Verbundscherkräfte bei 20°C über den maximalen Schichtscherkräften in der Deckschicht bzw. in der 1. Tragschicht und die Verbundschersteifigkeiten bei 20°C über den Schichtschersteifigkeiten in der Deckschicht bzw. in der 1. Tragschicht dargestellt. Angegeben sind die Nummern der einzelnen Entnahmestellen, die Mischgutsorten von Deckschicht bzw. Tragschicht und die Standardabweichungen als Fehlerbalken. Die punktierte Linie stellt die 45°-Gerade dar, d.h. jene Linie, auf der Schicht- und Verbundscherkraft gleich groß sind. Entnahmestellen, die auf der rechten Seite unterhalb dieser Linie liegen, weisen im Vergleich zu ihrem Schichtscherverhalten ein schlechtes Verbundscherverhalten auf. In solchen Fällen besteht vermutlich grundsätzlich die Möglichkeit, das Verbundscherverhalten zu verbessern, indem der Schichtenverbund der Deckschicht durch Änderung der Mischgutrezeptur oder durch günstigere Einbau- bzw. Verdichtungsbedingungen heraufgesetzt wird. Für die Entnahmestelle 9 könnte die im Vergleich zur Schichtscherkraft niedrige Verbundscherkraft darauf zurückzuführen sein, daß hier die Deckschicht auf einer SAMI aufgebracht wurde. Ein unverhältnismäßig großer Unterschied zwischen Verbund- und Schichtscherkraft in der Deckschicht ergibt sich auch für Bohrkerne der Entnahmestelle 6. Tatsächlich wurden in diesem Fall nach der Prüfung des Schichtenverbunds staub- oder sandartige Rückstände in

der Schichtgrenze festgestellt. Bei anderen Entnahmestellen, wie beispielsweise Stelle 3, liegen dagegen die Verbundscherkräfte höher als die Schichtscherkräfte in der Deckschicht und somit oberhalb der 45°-Geraden. In solchen Fällen, sollte sich eine weitere Optimierung des Belagssystems auf die Eigenschaften und Kennwerte der Deckschicht konzentrieren. Weiterhin finden sich auch Entnahmestellen mit niedrigen Werten für Verbund- und Schichtscherkraft, etwa Entnahmestelle 13 mit DRA-Deckschicht sowie die Stellen 8, 9 und 10. Hier müßte sowohl an einer Verbesserung der Material- als auch der Verbundeigenschaften gearbeitet werden.

Aufgrund der *Abbildung 7.6.5* läßt sich folgern, daß beim Einbau neuer Beläge in der Prüfung bei 20°C Verbundscherkräfte von mehr als 23 kN und "Verbundschersteifigkeiten" von mehr als 12 kN/mm erreicht werden können. Diese Werte können zum gegenwärtigen Zeitpunkt als Basis zur Festlegung von Anforderungswerten dienen.

Die Betrachtung der im vorliegenden Forschungsvorhaben untersuchten frisch eingebauten Beläge legt den Schluß nahe, (wie auch in *Abbildung 7.6.5* ersichtlich), daß zwischen der maximalen Verbundscherkraft und der maximalen Schichtscherkraft in der Deckschicht ein linearer Zusammenhang besteht, der in guter Näherung der 45°-Linie gleicht. Diese Feststellung gilt in ähnlicher Weise auch bezüglich der maximalen "Verbundschersteifigkeit" und der maximalen "Schichtschersteifigkeit", wobei die "Verbundsteifigkeiten" in der Regel 15% über den "Schichtsteifigkeiten" liegen. Das bedeutet, daß die in der Praxis stattfindende Optimierung vielfach recht effektiv ist, in dem Sinne, daß gut verdichtete und konzipierte Beläge im Bereich der Deckschicht nicht nur eine gute "Schichtsteifigkeit" sondern auch ein gutes Verbundverhalten aufweisen.

Ein Zusammenhang zwischen der maximalen Verbundscherkraft bzw. der maximalen "Verbundschersteifigkeit" und den Schichtscherkräften bzw. "Schichtschersteifigkeiten" in der 1. Tragschicht läßt sich dagegen nicht nachweisen.

Allerdings ist zu beachten, daß es sich bei den in *Abbildung 7.6.5* dargestellten Tendenzen um empirische Feststellungen handelt, deren Allgemeingültigkeit durch weitere Forschungsergebnisse zu bestätigen ist. Immerhin scheint aufgrund des vorliegenden breiten Belagsspektrums eine solche Aussage möglich zu sein.

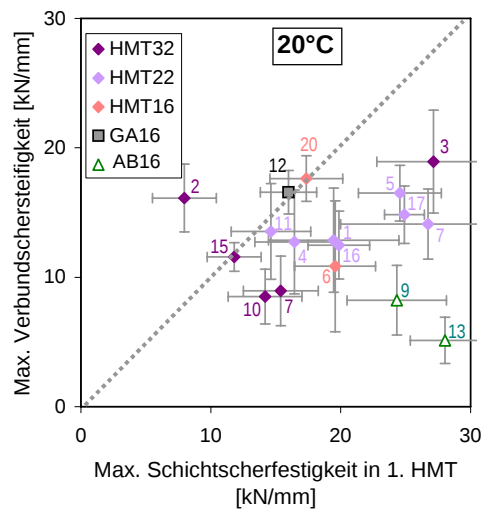
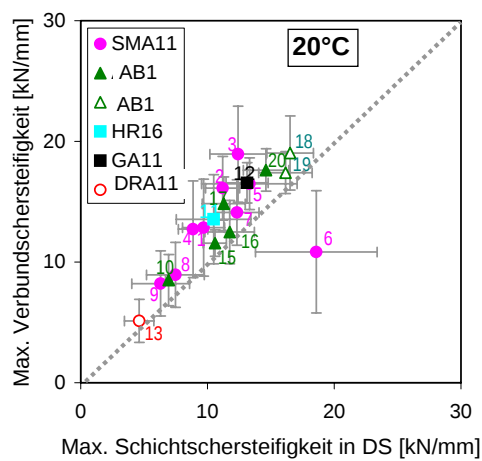
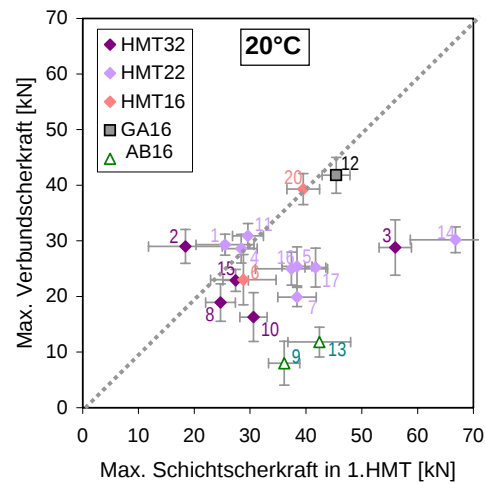
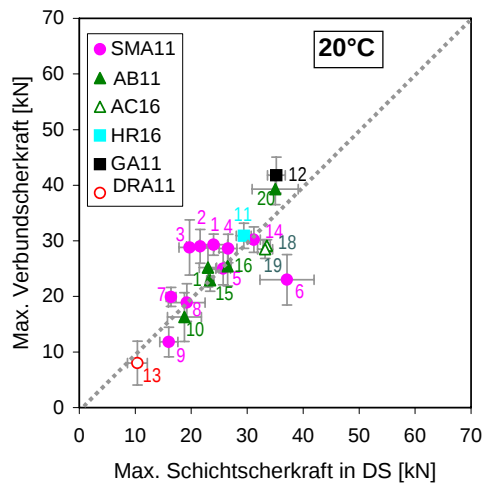


Abbildung 7.6.5: Zusammenhang zwischen Verbundscherkraft und Schichtscherkraft bzw. "Verbundschersteifigkeit und Schichtschersteifigkeiten" für unterschiedliche Beläge

8 UNTERSUCHUNG AN BELÄGEN NACH EINIGEN BETRIEBSJAHREN

8.1 Beschreibung der Strecken

Im Rahmen des Forschungsprojekts "Methoden zur Beurteilung des Schichtenverbunds von Asphaltbelägen" sollte auch der Einfluß von Alter und Verkehr auf den Schichtenverbund untersucht werden. Bei 6 der 20 ausgewählten Strecken war es möglich, nach einer Betriebsdauer von 3 bis 5 Jahren erneut Bohrkerne zu entnehmen. Bei den Strecken handelt es sich um die Entnahmestellen 1, 2, 4, 8, 10 und 12. Dabei wiesen vier Entnahmestellen eine Splittmastixdeckschicht und je eine Entnahmestelle eine Asphaltbeton- bzw. eine Gußasphaltdeckschicht auf (vgl. auch Beschreibung der Strecken in *Kapitel 7.4*).

8.2 Resultate und Auswertungen

In einem Abschnitt in der Nähe der ursprünglichen Entnahmestelle wurden drei bis fünf Jahre nach Inbetriebnahme der Straße pro Strecke erneut 16 Bohrkerne entnommen. Hier wurde die maximale Scherkraft bei 20°C zwischen Deckschicht- und 1. Heißmischtragschicht bzw. innerhalb der Deckschicht an insgesamt je 8 Bohrkernen sowie die Scherkraft in der 1. Heißmischtragschicht an allen 16 Bohrkernen bestimmt. Die Ergebnisse sind in *Abbildung 8.2.1* dargestellt: Jeder Balken steht dabei wieder für den Mittelwert der Scherkraft einer Entnahmestelle. Außerdem sind die Standardabweichungen eingezeichnet.

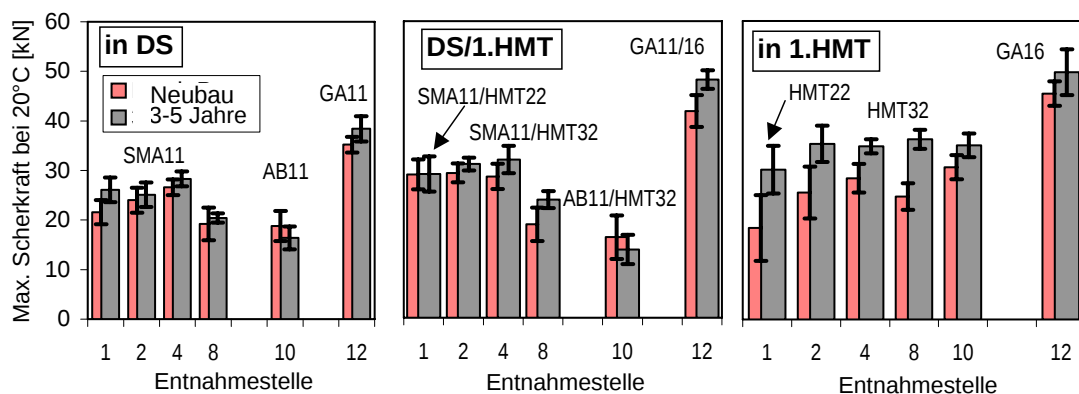


Abbildung 8.2.1: Vergleich der maximalen Scherkräfte direkt nach dem Einbau und nach 3 bis 5 Jahren

Mit Ausnahme von Entnahmestelle 10, die eine Asphaltbetondeckschicht besitzt, zeigen alle Entnahmestellen die Tendenz zu einer leichten Verbesserung der Verbund- und Schichtscherkraft im Laufe der Zeit. Bei einigen Entnahmestellen ändern sich Verbund- bzw.

Schichtscherkraft in der Deckschicht nur um wenige kN, während bei anderen Entnahmestellen eine Zunahme der Scherkraft um ca. 10% festgestellt werden kann.

Im Fall der Schichtscherkraft in der 1. Tragschicht (hier ergibt sich in allen Fällen eine deutliche Zunahme der Scherkraft) wird sogar eine maximale Erhöhung der Schichtscherkraft fünf Jahre nach Inbetriebnahme von 30% erreicht, was wahrscheinlich auf die stärkere Nachverdichtung durch den Verkehr und die Eigenlast der oberen Belagsschichten zurückgeführt werden kann.

Eine Untersuchung, die einen Vergleich zwischen den Scherkräften innerhalb und außerhalb der Radspur zum Ziel hatte, lieferte keinen eindeutigen Trend.

9 SCHLUßFOLGERUNGEN

Im Rahmen des Forschungsprojekts "Methoden zur Beurteilung des Schichtenverbunds von Asphaltbelägen" konnte gezeigt werden, daß die Methode der direkten Scherprüfung nach Leutner ein einfaches und nützliches Qualitätsmanagement-Hilfsmittel zur Überprüfung des Schichtenverbunds direkt nach dem Einbau ist. Ebenso ist es mit Hilfe dieser Prüfmethode möglich, Entscheide über Erhaltungsmaßnahmen zu treffen.

9.1 Einfluß der Prüfform

Auch wenn die an der EMPA entwickelte LPDS-Scherprüfform bezüglich hydraulischer Einspannvorrichtung, verbesserter Prüfkörperauflage und der Möglichkeit, die Scherbackeneinsätze der Größe des Bohrkerns anzupassen (vgl. auch *Kapitel 5.3*), gewisse Vorteile bietet, ist sie in Hinblick auf Krafteinleitung und Ergebnisse durchaus mit der Scherprüfform nach Leutner vergleichbar. Da die Scherprüfform nach Leutner kommerziell bezogen werden kann und auch bereits in verschiedenen Laboratorien vorhanden ist, kann diese Prüfform ebenfalls für die Bestimmung des Schichtenverbunds von Asphaltbelägen verwendet werden.

9.2 Einfluß des Deckschicht

Die Verbundschereigenschaften bei Neueinbau werden wesentlich durch Mischguttyp und Mischgutsorte der obersten Schicht beeinflusst. Hier ist besonders auf die Unterschiede von dichten und bindemittelreichen Deckschichten (wie z.B. Gußasphalt) im Vergleich zu sehr hohlraumreichen Deckschichten (z.B. Drainasphalt) hinzuweisen. Die letztere Aussage deckt sich gut mit der von Pös [12] gemachten Feststellung, daß die Scherkraft mit abnehmendem Hohlraumgehalt der oben liegenden Schicht größer wird.

Bei den untersuchten Belägen hat sich gezeigt, daß die Verbundschereigenschaften zwischen Deckschicht und erster Tragschicht eines gemäß heutiger Bauweise neu eingebauten Belags auch durch die Schichtschereigenschaften der Deckschicht beeinflusst werden. Dabei konnte ein Zusammenhang sowohl zwischen der Größe der Scherkraft in der Schichtgrenze und derjenigen in der obersten Schicht als auch zwischen dem Wert der "Verbundsteifigkeit" und demjenigen der "Schichtsteifigkeit" in der Deckschicht festgestellt werden, der in etwa einer linearen Regression im 45° Winkel entspricht. Die Werte der "Verbundsteifigkeit" lagen dabei in der Regel 15% über jenen der "Schichtsteifigkeit". Für die

Schereigenschaften der ersten Tragschicht kann ein solcher Zusammenhang nicht hergeleitet werden.

Die Feststellung eines linearen Zusammenhangs ist vermutlich richtig für die in dieser Arbeit am häufigsten untersuchten Mischgutsorten der Deckschicht: Asphaltbeton und Splittmastix. Sie zeigt, daß diese Beläge heute bereits recht gut optimiert sind. Inwieweit sich andere Mischgutsorten wie DRA, GA oder HR einbeziehen lassen, ist noch anhand weiterer Untersuchungen zu überprüfen.

9.3 Einfluß der Prüftemperatur

Ein wichtiger Faktor ist die starke Temperaturabhängigkeit der Scherkräfte und Schersteifigkeiten, wobei der Temperatureinfluß sich stärker auf die "StEIFigkeiten" als auf die Scherkräfte auswirkt. So ist die "Schersteifigkeit" bei 40°C etwa 2 bis 6 mal kleiner als bei 20°C, während die Scherkraft bei 40°C nur etwa 3 bis 4 mal kleiner ist und weitgehend zu einer ähnlichen Rangordnung wie bei 20°C führt. Die Standardabweichungen sind ebenfalls stark von der Temperatur abhängig und nehmen mit steigender Prüftemperatur ab.

9.4 Einfluß der Belagsdicke

Ein Einfluß der Belagsdicke auf Scherkräfte bzw. "Schersteifigkeiten" konnte im hier vorliegenden Dickenbereich nicht festgestellt werden. Voruntersuchungen für die ursprünglich im Rahmen des Projekts vorgesehenen Untersuchungen mit Dünnschichtbelägen haben allerdings gezeigt, daß eine minimale Dicke der Deckschicht von 25 mm nicht unterschritten werden sollte, um die Schichtscherkräfte in der Deckschicht mit der Scherprüfform bei 20°C bestimmen zu können.

9.5 Einfluß der Nutzungsdauer

Im Vergleich mit der Situation direkt nach dem Einbau zeigten die Verbund- und Schichtscherkräfte in der Deckschicht nach einer Nutzungsdauer von 3 bis 5 Jahren eine leichte (max. 10%) und die Schichtscherkräfte in der ersten Tragschicht eine stärkere (max. 30%) Tendenz zu höheren Werten. Ein signifikanter Unterschied zwischen Scherkräften in und außerhalb der Radspur konnte nicht festgestellt werden.

9.6 Einfluß des Haftvermittlers

Der Einfluß des Haftvermittlers auf die Größe der Scherkräfte bzw. "Schersteifigkeiten" konnte in dieser Arbeit nicht untersucht werden. Zum einen wurde praktisch in allen Fällen ein Haftvermittler verwendet, zum anderen zeigte sich, daß das eingebaute Material, die Art des Einbaus (z.B. neu/neu oder alt/alt) oder sonstige Umgebungsbedingungen einen weitaus größeren Einfluß besitzen und auch die Entnahmestellen untereinander nicht streng vergleichbar sind. Selbst bei der Verwendung des gleichen Haftvermittlers (gleiches Produkt und gleiche Dosierung) und einem identischen Belagsaufbau (AB 11 auf HMT 32) ergeben sich, wie *Abbildung 9.4.1* zeigt, durchaus unterschiedliche Verbundscherkräfte.

In diesem Zusammenhang müßte auch der von Hiersche [11] festgestellte Einfluß der Haftvermittlermenge auf den Schichtenverbund näher untersucht werden.

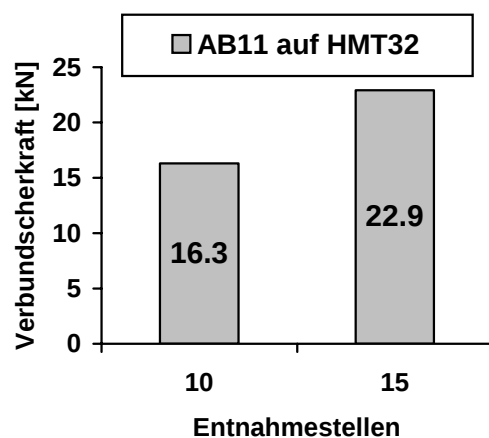


Abbildung 9.4.1: Verbundscherkraft an 2 Entnahmestellen bei Verwendung des gleichen Haftvermittlers und gleichem Belagsaufbau

10 UMSETZUNG UND EMPFEHLUNGEN

Aufgrund der Forschungsarbeit wurde eine EMPA-interne Prüfvorschrift ausgearbeitet, die auch als Grundlage für die zukünftige SN-Normung angesehen werden kann (vgl. *Kapitel 10.3*). Im folgenden sind die wichtigsten Elemente der Prüfvorschrift und die Anforderungswerte noch einmal kurz zusammengefaßt.

10.1 Elemente der Prüfvorschrift: Direkte Scherprüfung

- ◆ **Prüfform:** Modifizierte EMPA-Scherprüfform mit u-förmigen Scherbackeneinsätzen (vgl. *Abbildung 10.1.1*)*)
- ◆ **Scherbackendurchmesser:** 148 mm ... 156 mm
- ◆ **Prüfgeschwindigkeit:** 50.8 mm/min $\pm$ 1mm/min
- ◆ **Prüfkörperdurchmesser:** 150 mm ($\pm$ 2 mm)
- ◆ **Schichtdicke der abzuschерenden Schicht:** >25mm
- ◆ **Prüftemperatur:** 20°C $\pm$ 1°C
- ◆ **Lagerung der Prüfkörper:** 12h in Klimakammer
- ◆ **Scherebene:** Schichtgrenze (=Verbundscherebene), in Schicht (= Schichtscherebene)
- ◆ **Prüfergebnis:** Scherkraft-Scherweg-Diagramm, maximale Scherkraft $F_{\max}$
- ◆ **Auswertung (Ergebnis):** Mittelwert $F_{\max}$ aus mind. 3 Prüfkörpern

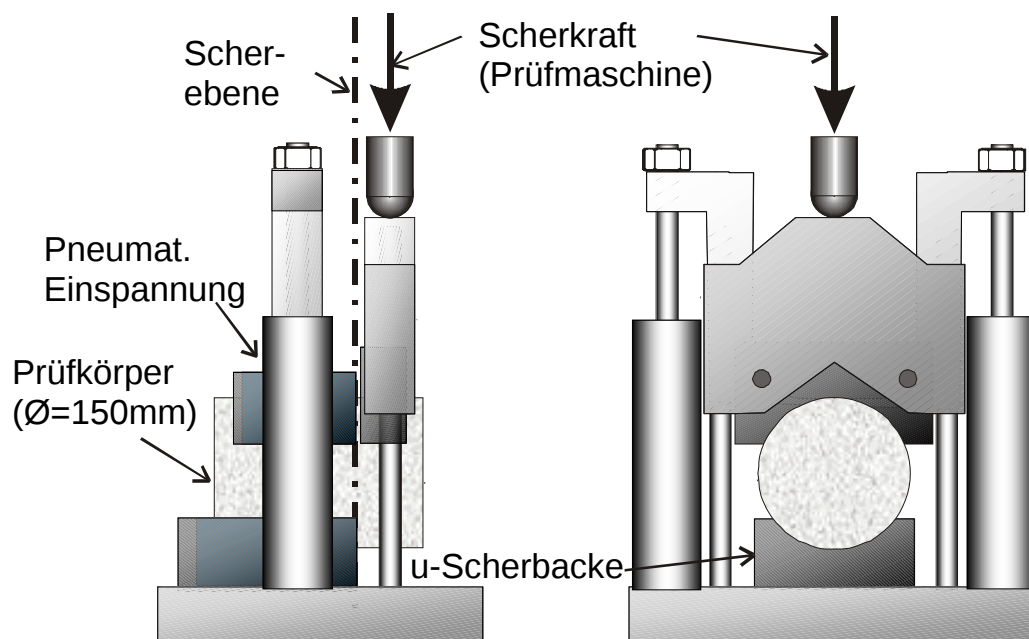


Abbildung 10.1.1: Modifizierte EMPA-Scherprüfform

*) Alternativ kann auch die kommerziell erhältliche Scherprüfform nach Leutner verwendet werden.

10.2 Anforderungswerte

Abbildung 10.2.1 faßt die Resultate alle Entnahmestellen mit Splittmastix- bzw. Asphaltbetondeckschicht bei 20°C zusammen. Analog zu Abbildung 7.6.5 sind die maximalen Verbundscherkräfte über den maximalen Schichtscherkräften in der Deckschicht aufgetragen.

Wie die Betrachtung der maximalen Verbundscherkräfte zeigt, ergeben sich für etwa 2/3 der Entnahmestellen Mittelwerte, die deutlich über 20 kN liegen. Selbst Entnahmestelle 6, bei der die maximale Verbundscherkraft sicher höher gelegen hätte, wenn sich keine mineralischen Rückstände in der Schichtgrenze befunden hätten, erreicht eine maximale Verbundscherkraft von 23 kN.

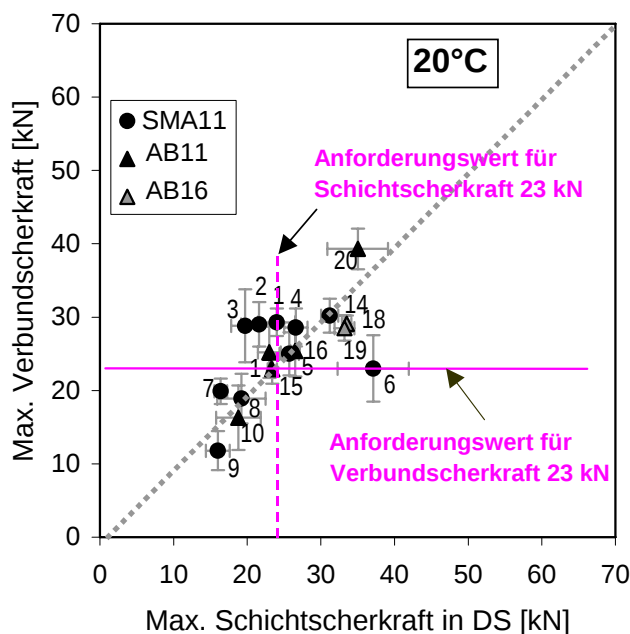


Abbildung 10.2.1: Festlegen von Anforderungswerten für Beläge mit Splittmastix- bzw. Asphaltbetondeckschicht

Aufgrund dieser Feststellungen kann als Anforderungswert für Bohrkerne mit AB- bzw. SMA-Deckschicht eine Verbundscherkraft von $23 \text{ kN} \pm 1 \text{ kN}$ gefordert werden.

Vergleicht man den Anforderungswert von 23 kN mit den in deutschen Forschungsarbeiten [13], [14] vorgeschlagen Werten von 13 kN für Asphaltdeckschichten auf Asphalttrag-schichten bzw. 15 kN für Asphaltdeckschichten auf Asphaltbinderschichten ergibt sich keine sehr gute Übereinstimmung. Zur Erklärung der festgestellten Differenzen müssen die doch etwas unterschiedlichen Belagskonzepte Deutschland/Schweiz in Betracht gezogen werden.

Außerdem liegt der Einbau der in den deutschen Forschungsarbeiten untersuchten Beläge schon einige Jahre zurück, so daß von einer weiteren Belagsoptimierung auch im Hinblick auf eine Verbesserung des Schichtenverbunds ausgegangen werden kann. Dafür sprechen sicherlich auch in jüngster Zeit in Deutschland unternommene Anstrengungen im Zusammenhang mit der Kompaktbauweise.

Anders stellt sich die Situation bei einem Vergleich des vorgeschlagenen Anforderungswertes mit den österreichischen Normanforderungen dar. Rechnet man die in der dortigen Norm [15] für Prüfkörper mit einem Durchmesser von 100 mm angegebenen Spannungsanforderungen von 1.0 N/mm² bzw. 1.5 /mm² auf die in dieser Arbeit verwendeten Prüfkörper (d = 150 mm) um, so ergeben sich Werte zwischen 17 kN und 26 kN, was in guter Relation zu einem Anforderungswert von 23 kN steht.

Der Vorschlag aus dieser Arbeit für die Norm lautet daher:

Anforderungswerte für Bohrkerne mit AB- bzw. SMA-Deckschichten bei 20°C

- max. Verbundscherkraft: 23 ± 1 kN (Bohrkerndurchmesser 150 ± 2 mm)

10.3 EMPA-interne Prüfvorschrift für die LPDS¹⁾-Prüfung (Auszug)**)

1. Prüfverfahren

Diese Verfahrens-SOP^{*)} legt in verbindlicher Weise fest, wie die Scherprüfung mit der LPDS-Prüfform an Bohrkernen bzw. zylindrischen im Labor hergestellten Prüfkörpern aus bituminösem Mischgut in der Abteilung 113 bestimmt, dokumentiert und ausgewertet wird.

1.1. Geltungsbereich

Diese SOP gilt für alle Mitarbeiter der Abteilung 113 und für externe Personen, die im Auftrag der EMPA, Abteilung 113, die gleiche Prüfung ausführen.

1.2. Gegenstand

Prüfkörper aus Asphaltbetonbelägen mit Durchmesser 150 ± 2 mm und Schichtdicken von >25 mm.

1.3. Zweck, Aussage

Mit der Abscherprüfung wird der Schichtenverbund an zylindrischen Prüfkörpern bestimmt.

1.4. Zielgröße, Kriterien

Scherkraft [kN], Scherweg [mm]

1.5. Norm- /Literaturhinweise

EMPA-Bericht 159257 bzw. FA 12/94 "Methoden zur Beurteilung des Schichtenverbunds von Asphaltbelägen".

1.6. Querverweis

SOP 706 Abmessungen und Massen von Bohrkernen und Ausschnitten.

2. Prüf- und Hilfsmittel

- Universal-Prüfmaschine (SOP 2456) (Genauigkeit der Kraftmessung: $\pm 2\%$, Genauigkeit der Wegmessung: $\pm 2\%$)
- Abschervorrichtung, modifizierte EMPA-Prüfform LPDS mit millimeterweise abgestuften Scherbackeneinsätzen im Durchmesserbereich: 148 mm ... 156 mm
- Lineal, Stoppuhr, Farbstift

3. Anzahl, Rückstellung

Es werden mindestens 3 Prüfkörper pro Entnahmestelle geprüft. Ist dies aus besonderen Gründen nicht möglich, muß dies im Bericht erwähnt werden. Prüfkörper können u.U. für weitere Untersuchungen (z.B. Rohdichte, Hohlraumgehalt u.a.) verwendet werden.

4. Durchführen der Prüfung

4.1 Vorbereitung

- Prüfkörperdurchmesser auf 0.5 mm genau bestimmen.
- Scherbackeneinsätze entsprechend dem Prüfkörperdurchmesser auswählen.
- Prüfkörper bei $20^\circ\text{C} \pm 1^\circ\text{C}$ (auf Wunsch des Auftraggebers kann eine andere Temperatur gewählt werden) im Klimaschrank mindestens 12h temperieren.
- Prüfform auf Unterlagsplatte des Hubantriebs stellen und fixieren.
- Prüfform mit Gewinde des Kolbens verbinden.
- Scherbacken entsprechend dem Prüfkörperdurchmesser einbauen.
- Druckluftschlauch am Druckluftkästchen der LPDS-Scherprüfform anschließen und Druckluft aufdrehen.
- Universal-Prüfmaschine (weggesteuert, Geschwindigkeit: $50.8 \text{ mm/min} \pm 5\%$) und X/Y-Schreiber einschalten.

4.2 Prüfen

- Prüfkörper aus Klimaschrank nehmen und Schichtgrenze bzw. Scherebene in der Mitte der Schicht markieren. Ebenso Scherrichtung einzeichnen.
- Prüfkörper so in die Prüfform einlegen, daß die Schichtgrenze bzw. die Mitte der Schicht genau in der Scherebene liegt und er gemäß markierter Scherrichtung ausgerichtet ist.
- Schreibstift am x/y-Schreiber einsetzen, positionieren und auf Papier absenken.
- Prüfung starten. Kraft-Verformungskurve mit Prüfkörpernummer, Auftragsnummer, Datum sowie Prüfer bezeichnen und Maximalkraft an der Anzeige ablesen. Maximalkraft auf dem Kraft-Verformungs-Diagramm angeben.

1) LPDS Lagen- Paralleler-Direkter-Schub mit der modifizierten EMPA-Scherprüfform. Bezeichnung zur Unterscheidung von Leutner-Prüfform.

*) SOP: Standard Operating Procedure

**) Die Prüfvorschrift kann sinngemäß auch für die Prüfung mit der Scherprüfform nach Leutner verwendet werden.

5. Berechnung / Auswertung

5.1 Auswertung

Maximalkraft an der Anzeige oder aus dem Kraft-Verformungs-Diagramm auf 0.01 kN genau ablesen.

Die berechneten Werte werden im Arbeitsprotokoll notiert und in die EDV eingegeben.

5.2 Berechnung

Als maßgebender Wert für die Verbundscherkraft bzw. für die Schichtscherkraft gilt der Mittelwert der Maximalkraft [kN] $F_{\max}$ aus 3 Prüfkörpern gerundet auf 0.1 kN.

Auf Wunsch des Auftraggebers kann die gemessene Maximalkraft in Bezug auf die Kreisfläche mit der Formel

$$\tau_{xz \max} = \frac{4F_{\max}}{r^2 \pi} \text{ in eine nominelle}$$

Scherspannung umgerechnet werden.

5.3 Bewerten des Prüfergebnisses

Für Prüfkörper mit SMA bzw. AB-Deckschichten muß der Mittelwert der max. Verbundscherkraft $F_{\max}$ 23 ± 1 kN betragen. Dabei darf die einzelne Messung höchstens $\pm 20\%$ vom Mittelwert abweichen. Ansonsten ist die Prüfung mit neuen Prüfkörpern zu wiederholen. Falls dies nicht möglich ist, muß im Prüfbericht ein Vermerk angebracht werden.

Auf Wunsch des Auftraggebers können die "Steifigkeit" und das Verhältnis von Verbundscherkraft/Schichtscherkraft ebenfalls bestimmt werden. Für die Bestimmung der Schichtscherkraft werden zusätzlich mindestens 3 Prüfkörper benötigt.

6. Protokolle

6.1 Erfassen der Rohdaten

Im Arbeitsprotokoll werden alle ermittelten Daten protokolliert.

11 WEITERES VORGEHEN

Bei der hier dargestellten Forschungsarbeit handelt es sich um eine erste systematische Untersuchung des Schichtenverbunds anhand des Scherverhaltens von Bohrkernen aus neu eingebauten Belägen in der Schweiz.

Das Prüfverfahren ist leicht ausführbar und gestattet schnelle Aussagen über die Qualität des Schichtenverbunds. Die in *Kapitel 10.3* angegebene EMPA-interne Prüfvorschrift läßt sich als Basis für eine entsprechende SN-Prüfnorm verwenden. Als Grundlage für diese Normungsarbeit sind jedoch in nächster Zeit entsprechende Ring- und Vergleichsuntersuchungen unter Mitwirkung verschiedener Labors durchzuführen, um Aussagen über Wiederholbarkeit und Reproduzierbarkeit zu gewinnen.

Die vorgeschlagenen Grenzwerte für Beläge mit Asphaltbeton- bzw. Splittmastixdeckschicht sowie der zwischen den Werten von Verbund- und Schichtscherkraft gefundene Zusammenhang bedürfen sicher weiterer Untersuchungen. Auch für die im Rahmen der vorliegenden Arbeit nur am Rande untersuchten Beläge mit Drainasphalt, Gußasphalt oder Hot Rolled Asphaltdeckschicht sollten aufgrund von weiteren Untersuchungen eigene Grenzwerte festgelegt werden.

Ebenso muß der hier nicht untersuchte Schichtenverbund zwischen den einzelnen Tragschichten oder auch zwischen Trag- und Foundationsschicht Gegenstand weiterer Forschungsarbeiten sein. Dies erscheint speziell aufgrund jüngster negativer Praxiserfahrungen der EMPA in Zusammenhang mit Prüfkörperentnahmen für andere Projekte erforderlich.

Im Rahmen dieser Forschungsarbeit konnte der Einfluß des Haftvermittlers nicht näher untersucht werden. Zwar wurde praktisch in allen Fällen ein Haftvermittler verwendet, doch

waren das eingebaute Material, die Art des Einbaus (z.B. neu/neu oder alt/alt) oder sonstige Umgebungsbedingungen derart unterschiedlich, daß diese Faktoren eine weitaus größere Beeinflussung darstellten oder die Entnahmestellen untereinander nicht vergleichbar waren. Auch hier könnten weiterführende Forschungsarbeiten zur gezielten Untersuchungen des Einflusses von Art und Menge des verwendeten Haftvermittlers weitere Erkenntnisse liefern.

Wie aus den obigen Darstellungen hervorgeht, ist das vorgeschlagene Scherprüfverfahren in der vorliegenden Form nur bedingt zur Bestimmung des Schichtenverbunds von Dünnschichtbelägen geeignet. Aufgrund dieser Tatsache wäre die Entwicklung einer für geringe Schichtdicken geeigneten Prüfvorrichtung wünschenswert.

Da es sich bei den vorliegenden Untersuchungen weitgehend um Bohrkerne aus neuen eingebauten Belägen handelt, sollte in Zukunft auch der Schichtenverbund von alten, eventuell problematischen Belägen näher erforscht werden. Dies könnte auch die hier gemachten Aussagen bezüglich der Änderung des Schichtenverbunds durch Alter und Verkehr absichern oder ergänzen.

Weiterhin sollte der Schichtenverbund auch unter dynamischer Belastung (Auftreten des Versagens infolge Ermüdung) sowie unter Temperaturwechseln und Wassereinwirkung untersucht werden.

12 LITERATURVERZEICHNIS

- [1] Schweizer Norm SN 640 431b: *Asphaltbetonbeläge, Konzeption, Anforderungen, Ausführungen*. Verein Schweizerischer Straßenfachleute VSS, Zürich, 1997
- [2] C. Raab: *Schichtenverbund: Ein wichtiger Faktor im Belagsbau*. Straße und Verkehr 4/95, 1995
- [3] R. Weber: *Rißbildung in Asphaltstraßen als Folge mangelhaften Schichtenverbundes*. Forschungsbeitrag Straße + Tiefbau (s+t), 1991
- [4] Shell International Oil Products: *BISAR 3.0 User Manual*. Mai 98
- [5] R. Leutner: *Untersuchungen des Schichtenverbunds beim bituminösen Oberbau*. Fachartikel. Bitumen 3/1979
- [6] M. De Beer, L. Kannemeyer, C. Fisher: *Towards improved mechanistic design of thin asphalt layer surfacings based on actual tyre/pavement stress-in-motion (SIM) data in South Africa*. 7th Conference on Asphalt Pavements for Southern Africa, CAPSA, 1999, Seite 5-4ff
- [7] G. T. Dounias, D. M. Potts: *Numerical Analysis of Drained Direct and Simple Shear Tests*. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 119, No. 12, ASCE, Paper No. 27044, 1993
- [8] E. Wernick: *Tragfähigkeit zylindrischer Anker im Sand unter besonderer Berücksichtigung des Dilatanzverhaltens*. Dissertation, Universität Karlsruhe (TH), 1976
- [9] F. Gragger: *Einflüsse der Gesteinsart auf die Standfestigkeit bituminöser Schichten*. Straße und Tiefbau 34, 1980
- [10] B. Grätz, G. Suß: *Schichtenverbund - eine Analyse von Scherversuchen*. Fachartikel, Bitumen 4/1984
- [11] E.-U. Hiersche, G. Paulmann, R. Leutner, TH. Wörner, B. Grätz, J. Pös: *Erarbeitung eines Prüfverfahrens zur quantitativen Bestimmung des Verbund zwischen einzelnen Schichten des bituminösen Oberbaus (Schichtenverbund)*. Abschlußbericht FA 07.128 G 86 E, Universität Karlsruhe, Technische Hochschule Darmstadt, 1988
- [12] Pös J: *Einflüsse auf den Schichtenverbund von Asphaltsschichten im Straßenbau*. Dissertation TH Darmstadt, 1991
- [13] H. Codjia: *Erarbeitung eines Bewertungshintergrundes für das Prüfverfahren "Schichtenverbund nach Leutner" und Bestimmung der Präzision*. Dissertation, Institut für Straßen- und Eisenbahnwesen der Universität Karlsruhe, Heft 43, 1994
- [14] K. Charif: *Bewertung und Prüfung des Schichtenverbundes in Asphaltstraßen*. Asphalt 8/95, 1995
- [15] RVS 11.065 Teil 1: *Grundlagen/Prüfverfahren/Haftverbund von Asphaltsschichten*. Wien, Ausgabe 1997

-
- [16] H. Piber: *Der Schichtenverbund im Asphaltstraßenbau*. Amt der Kärntner Landesregierung, 19/1999
- [17] E. T. Harrigan et al: *SHRP Strategic Highway Research Program: Permanent Deformation Response of Asphalt Aggregate Mixes*. SHRP-A-415, 1994
- [18] C. de La Roche: *Module de rigidité et comportement en fatigue des enrobés bitumineux*. Dissertation, 1996
- [19] P.J. Sanders, S. F. Brown, N. H. Thom: *Reinforced asphalt for crack and rut control*. 7th Conference on Asphalt Pavements for Southern Africa, CAPSA, 1999, Seite 5-147ff
- [20] S. Velske: *Versuche zur Prüfung der Standfestigkeit von Walzasphalt*. Fachbeitrag, Das stationäre Mischwerk, 4/1978
- [21] G. Frenz, H. Gregori, E. Hintersteiner, H. Holiczki, M. Khazai, R. Krzemien, G. Nievelt, E. Zirkler: *Asphalte als Dünnschichtbeläge*. Bundesministerium für Bauten und Technik, Heft 298, Wien, 1986
- [22] H. Augustin, G. Fellner, H. Nievelt, F. Pass, E. Tschegg: *Bemessung von Haftbrücken*. Bundesministerium für Bauten und Technik, Heft 469, Wien, 1997
- [23] E. Tschegg, S. Tschegg-Stanzel, J. Litzka: *Charakterisierung der Hafteigenschaften von Asphaltschichten*. Bundesministerium für wirtschaftliche Angelegenheiten, Straßenforschung, Heft 452, Wien, 1989
- [24] EMPA-Prüfbericht Nr. 51872, 1985 (nicht öffentlich einsehbar)
- [25] EMPA-Prüfbericht Nr. 52138, 1985 (nicht öffentlich einsehbar)
- [26] A. El Halim, I. Rickards, R. Haas, R. Nabi: *Evaluation of Design and Construction Effects on Asphalt Pavement Performance through a Portable In-Situ Shear Test Device*. Eighth International Conference on Asphalt Pavements, Proceedings Volume 2, 1997
- [27] H. W. Fritz, M. Seeberger, M. N. Partl: *Untersuchung stark beanspruchter bituminöser Autobahnbeläge*. Eidgenössisches Verkehrs- und Energiewirtschaftsdepartement: Bundesamt für Straßenbau, Bericht Nr. 256, 1992
- [28] C. Raab, M.N. Partl: *Neue Erkenntnisse zum Schichtenverbund von Asphaltbelägen*. Fachartikel, Bitumen 1/98
- [29] S. Gonzalez Lakehal: *Numerische Modellierung der Schubspannungsverteilung beim Scherversuch in Asphaltprüfkörpern mittels FEM*. EMPA-Bericht Nr. 850029, 1999
- [30] D. M. Potts, G. T. Dounias, P. R. Vaughan: *Finite Element Analysis of the Direct Shear Box Test*. Geotechnique Vol. 37 (1), 11-23, The Institution of Civil Engineers, London, 1987
- [31] A. S. Saada, F. C. Townsend: *State of the art: Laboratory strength testing of soils. Lab. Shear Strength of Soils*. ASTM Special Technical Publication 740, ASTM, Philadelphia, Seiten 7-77, 1981

- [32] I. Szabo: *Kritischer Vergleich von Scherversuchen*. Technische Universität für Schwerindustrie, Miskolc, Ungarn, Proceedings of the Budapest Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 6, 1984

- [33] W. Schnell, D. Groß, W. Hauger: *Technische Mechanik 2: Elastostatik*. Institut für Mechanik, TH Darmstadt, Springer Verlag, 4. Auflage, 1992

13 DANK

Allen Mitarbeitern der Abteilung *Straßenbau/Abdichtungen*, insbesondere Herrn R. Takacs und Herrn H. Kienast, die bei der Durchführung der Untersuchungen, den Bohrkernentnahmen, aber auch mit Ideen und Ratschlägen geholfen haben, sei hier herzlich gedankt. Unser besonderer Dank gilt allen Mitarbeitern der Schweizer Kantone Aargau, Basel Land, Basel Stadt, Jura, Solothurn, St. Gallen, Wallis und Zürich, die diese Forschungsarbeit mit großer Hilfsbereitschaft und Entgegenkommen unterstützt und somit erst ermöglicht haben. Der Vereinigung Schweizerischer Straßenfachleute VSS und dem Bundesamt für Straßen ASTRA danken wir sehr für die finanzielle Unterstützung.

Dübendorf, 24. November 1999

EMPA Dübendorf
Straßenbau/Abdichtungen

Die Projektleiterin

Der Abteilungsleiter

C. Raab

Dr. M. N. Partl

14 ANHANG: ABKÜRZUNGEN

In diesem Bericht verwendete Abkürzungen:

A	Fläche
AB	Asphaltbeton
ASTRA	Bundesamt für Straßen (CH)
CISST	Carleton In-Situ Shear Strength Test
d	Durchmesser, Plattendicke
DS	Deckschicht
DRA	Drainasphalt
$F_{\max}$	Maximalkraft
FEM	Methode der Finiten Elemente
GA	Gußasphalt
h	Höhe
HMT	Heißmischtragschicht
HR	Hot Rolled Asphalt
I _z	Trägheitsmoment
LCPC	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (F)
LPDS	Lagen- Paralleler-Direkter-Schub
MARC	Material Analysis and Research Corporation
ÖNORM	Österreichische Norm (A)
QS	Qualitätssicherung
r	Radius
RVT	Rechtliche Vertragsbestimmungen (A)
s	Standardabweichung
S	"Schersteifigkeit"
S _z	Statisches Moment
SAMI	Stress Absorbing Membrane Interlayer
SHRP	Strategisc Highway Research Program (USA)
SMA	Splittmastixasphalt
SN	Schweizer Norm (CH)
SOP	Standard Operating Procedure
SST	SHRP Shear Tester
TVIST	Torsions- und Vibrations-In-Situ-Testgerät
VRSPAT	Vehicle-Road-Surface-Pressure-Transducer-Array Systems
VSS	Vereinigung schweizerischer Straßenfachleute
x, y	Koordinaten

15 ANHANG: MAXIMALE SCHERKRÄFTE UND "-STEIFIGKEITEN" (EINZELWERTE)

Tabelle 15.1: Maximale Scherkräfte der Entnahmestellen 1 bis 5 bei 20°C

Entnahmestelle Nr.		1	2	3	4	5
Material	Deckschichtsorte Tragschichtsorte	SMA 11 HMT 22	SMA 11 HMT 32	SMA 11 HMT 32	SMA 11 HMT 22	SMA 11 HMT 22
Scherkräfte [kN]	Verbundscherkraft [kN]	28.75	28.03	32.79	26.71	27.08
		32.38	29.03	24.67	29.67	25.83
		30.68	26.41	26.29	26.43	22.95
		27.69	26.85	28.95	30.26	28.57
		28.84	28.56	27.60	33.40	22.32
		30.41	31.01	33.82	29.61	27.51
		26.23	26.20	20.08	25.78	20.67
		29.05	30.40	36.90	27.20	28.37
			29.30	26.40		26.94
			21.83	31.20		23.41
			33.79	32.90		21.95
			31.50	28.20		28.24
				27.90		21.55
	Schichtscherkraft in DS [kN]	23.70	18.89	17.71	25.42	23.92
		22.23	20.20	17.74	26.63	27.11
		20.36	21.90	22.65	27.36	25.90
		27.39	19.62	19.34	24.87	25.75
		25.73	26.22	20.14	29.30	
		24.72		20.51		
	Schichtscherkraft in HMT [kN]	22.43	12.44	56.29	25.81	30.65
		16.85	11.22	54.71	29.25	26.55
		29.96	16.83	56.00	24.60	41.56
		24.89	13.48	50.90	28.80	47.48
		25.10	19.87	60.04	27.86	42.41
		32.99	24.51	55.47	26.78	37.32
		27.41	27.98	53.33	23.55	36.43
		24.81	16.02	59.25	27.61	35.22
		15.11	15.60	56.08	27.26	39.92
		28.45	13.18	55.77	29.15	43.78
		30.65	32.30	51.78	30.36	29.79
		24.02	17.12	58.38	32.19	
		29.10			33.94	
					31.11	

Tabelle 15.2: Maximale Scherkräfte der Entnahmestellen 6 bis 9 und 14 bei 20°C

Entnahmestelle Nr.		6	7	8	9	14
Material	Deckschichtsorte Tragschichtsorte	SMA 11 HMT 16	SMA11 HMT 22	SMA 11 HMT 32	SMA 11 AB 16	SMA 11 HMT 22
Scherkräfte [kN]	Verbundscherkraft [kN]	17.66	19.61	16.44	9.47	33.03
		29.51	20.42	14.92	9.08	26.76
		19.68	18.95	21.28	12.66	27.47
		22.30	18.58	17.53	10.01	32.91
		21.27	17.97	20.27	17.17	29.62
		23.91	18.81	25.25	10.52	29.76
		28.53	19.07	16.06	13.38	30.24
		16.16	19.19		12.05	31.70
		21.78	20.47			
		25.58	23.66			
		27.68	23.20			
		17.90	20.70			
		29.30	18.10			
		20.62	18.87			
			21.34			
	Schichtscherkraft in DS [kN]	45.19	16.10	15.17	13.03	31.81
		34.60	15.87	22.79	16.72	31.16
		41.92	17.30	19.59	16.49	30.57
		38.93	14.77	23.08	15.37	31.73
		38.37	16.96	20.01	17.78	31.96
		38.72	16.76	19.21	16.36	32.92
		41.67	16.87	14.77		30.78
		34.27				29.05
		34.71				
		38.51				
		38.82				
		35.09				
		33.10				
	Schichtscherkraft in HMT [kN]	40.77	38.56	27.99	36.47	67.88
		29.03	40.53	27.60	40.09	67.84
		25.56	38.22	27.07	50.70	70.12
		23.70	37.92	21.71	37.89	64.28
		31.75	44.73	21.34	46.66	73.72
		28.09	42.96	23.69	40.85	69.20
		27.18	37.72	24.59	41.56	72.92
		25.51	42.19	23.06	39.87	48.08
		20.23	34.81	25.06	35.46	
		25.58	35.42	21.63	43.20	
		25.74	37.47	28.72	53.93	
		40.73	38.95	21.30	41.71	
		27.50	30.64	27.03	44.46	
		31.47	38.15	25.62	40.98	
			37.39			

Tabelle 15.3: Maximale Scherkräfte der Entnahmestellen 10, 15 bis 17 und 20 bei 20°C

Entnahmestelle Nr.		10	15	16	17	20
Material	Deckschichtsorte Tragschichtsorte	AB 11 HMT32	AB 11 HMT 32	AB 11 HMT 22	AB 11 HMT 22	AB 11 HMT 16
Scherkräfte [kN]	Verbundscherkraft [kN]	13.34	26.42	21.72	25.06	35.4
		21.12	23.64	27.35	27.21	37.7
		20.63	24.28	30.36	26.42	41.7
		18.89	22.65	23.11	27.17	42.7
		25.84	21.42	22.91	32.27	42.9
		22.09	23.07	27.32	21.03	39.4
		14.86	24.14	21.69	23.86	40.1
		22.41	20.08	30.26	22.13	37.0
		18.20		23.58	22.00	36.4
		14.99				
		9.86				
		10.03				
		10.80				
		14.44				
	Schichtscherkraft in DS [kN]	22.26	23.63	26.12	24.44	31.8
		16.90	22.85	26.38	25.00	37.0
		21.98	23.64	27.21	20.92	36.8
		17.14	22.76	27.49	23.01	41.0
		15.94	22.77	26.21	21.07	38.2
			24.32	25.73	23.31	35.2
			23.98	26.38	23.38	28.6
	Schichtscherkraft in HMT [kN]	30.81	29.11	37.49	41.97	39.4
		35.05	28.38	37.63	38.62	41.5
		34.04	25.56	43.58	41.79	37.1
		29.97	28.41	35.87	41.36	42.4
		29.87	24.84	40.81	37.95	39.4
		29.13	24.83	39.56	43.97	33.8
		32.62	26.17	42.57	43.23	39.8
		29.08	31.14	25.05	44.74	42.6
		33.40	25.15	39.62	39.84	
		26.41	28.67	35.94	41.22	
		28.16	26.15	35.71	42.61	
		29.03	30.70	36.91	41.85	
		31.04		38.81	42.18	
		29.77		35.05		

Tabelle 15.4: Maximale Scherkräfte der Entnahmestellen 18,19 und 11,12,13 bei 20°C

Entnahmestelle Nr.		18	19	11	12	13
Material	Deckschichtsorte Tragschichtsorte	AB 16 unbekannt	AB 16 unbekannt	HR16 HMT 22	GA 11 GA 16	DRA 11 HMT 16
Scherkräfte [kN]	Verbundscherkraft [kN]	29.30	29.27	20.15	39.95	7.88
		29.89	25.57	22.83	38.36	8.07
		31.22	26.25	29.17	40.15	3.19
		27.78	31.52	21.26	42.17	5.76
		28.57	28.23	24.57	44.10	6.81
		28.21	29.76	17.62	47.74	6.82
		29.55	24.49	36.09	39.81	7.22
		28.60	28.82	38.30		6.70
			23.35	39.90		8.78
				37.75		7.03
				33.66		6.07
				38.55		8.86
				39.16		8.00
				33.52		7.71
						21.34
	Schichtscherkraft in DS [kN]	32.82	32.82	27.48	34.71	10.80
		33.29	31.28	31.16	33.15	8.82
		34.57	34.16	30.08	34.87	7.95
		33.61	33.37	28.54	36.63	8.75
		32.71	35.47	28.20	33.53	11.21
		33.82	32.10	29.17	36.62	12.92
		33.56	33.16	30.98	37.08	12.31
						10.54
	Schichtscherkraft in HMT [kN]	31.68	24.50	22.26	45.57	36.04
		29.32	26.72	27.26	45.21	36.35
		28.17	22.27	26.72	48.70	36.44
		32.70	23.22	24.87	41.52	37.03
		34.08	25.64	19.82	44.07	37.37
		26.71	25.63	17.36	48.25	32.08
		29.32		35.47	44.32	35.14
		28.21		37.02		35.05
		33.56		34.74		38.52
				33.62		40.72
				37.47		30.82
				33.18		32.90
				35.64		36.58
				28.72		40.11

Tabelle 15.5: Maximale Scherkräfte der Entnahmestellen 1 bis 5 bei 40°C

Entnahmestelle Nr.		1	2	3	4	5
Material	Deckschichtsorte Tragschichtsorte	SMA 11 HMT 22	SMA 11 HMT 32	SMA 11 HMT 32	SMA 11 HMT 22	SMA 11 HMT 22
Scherkräfte [kN]	Verbundscherkraft [kN]	9.14	7.75	9.42	6.46	7.46
		8.05	7.70	9.68	6.25	4.20
		8.04	8.17	7.56	3.67	4.47
		7.21	9.19	9.91	3.96	5.87
		8.06	7.75	8.41	5.53	4.16
		9.38	6.53	6.34	5.09	4.74
		5.00	7.87		6.66	3.88
		6.93	7.50			3.26
	Schichtscherkraft in DS [kN]	4.98	8.46	7.23	5.19	5.23
		5.10	7.61	10.41	4.27	5.61
		4.95	6.63	7.24	4.54	5.72
		4.42	6.46	7.77	4.87	5.31
		5.44	6.79	4.68	5.12	
			6.45	10.78	4.21	
			6.81	5.58		
			5.01	4.35		
				4.42		
				4.41		
				3.93		
				3.56		
				4.65		
	Schichtscherkraft in HMT [kN]	9.88	8.83	16.11	8.61	12.73
		11.47	5.85	10.41	9.41	11.86
		11.04	7.96	17.35	8.52	10.39
		10.71	6.41	15.55	8.97	11.22
		11.47	9.95	18.16	8.51	11.87
		11.34	7.25	14.20	9.29	
		12.35	6.78	17.24	8.91	
		11.55		16.34	9.03	
		11.52		14.07	7.77	
		12.41		15.44	8.69	
		10.45		14.77		
		8.61		14.93		
				17.09		

Tabelle 15.6: Maximale Scherkräfte der Entnahmestellen 6 bis 10 bei 40°C

Entnahmestelle Nr.		6	7	8	9	10
Material	Deckschichtsorte Tragschichtsorte	SMA 11 HMT 16	SMA11 HMT 22	SMA 11 HMT 32	SMA 11 AB 16	AB 11 HMT32
Scherkräfte [kN]	Verbundscherkraft [kN]	5.59	4.01	2.44	0.69	2.79
		5.85	4.64	6.16	4.72	6.55
		3.93	5.55	6.75	2.27	5.71
		4.79	5.90	2.82	1.53	5.60
		3.70	6.12	6.66	2.62	5.89
		3.29	3.64	9.64	3.40	9.21
		4.78	5.24	3.34	0.61	7.06
		4.55	4.30	6.96		7.18
		4.37	3.71			7.38
		2.45	2.54			9.49
		4.67	2.80			9.74
		2.82	2.93			
			5.01			
			3.30			
	Schichtscherkraft in DS [kN]	13.43	3.83	4.52	3.88	3.09
		13.49	3.29	4.68	5.28	5.92
		13.01	3.73	4.96	4.54	
		14.04	4.50	4.42	5.11	
		12.83	4.06	4.03	5.77	
		13.65	4.45			
		11.11	3.60			
		14.11				
		14.31				
		12.65				
		13.64				
		14.05				
		10.48				
		13.63				
	Schichtscherkraft in HMT [kN]	13.00	10.40	9.11	12.44	11.98
		11.74	11.85	8.30	10.53	11.49
		14.67	10.15	7.92	12.81	11.27
		14.17	9.86	8.00	16.30	9.41
		10.95	10.24	7.92	16.35	12.45
		12.31	11.14	10.14	14.20	9.94
		8.49	12.31	8.57	18.67	10.49
		7.88	10.53	9.74	17.10	13.83
		13.32	11.71	8.92	13.43	9.36
		10.80	12.25	8.72	16.46	11.64
		8.81	10.69	7.58	16.93	8.68
		13.38	10.94	8.61	14.45	14.34
		10.00	11.17	9.85	19.68	11.41
		11.37	10.96		13.89	

Tabelle 15.7: Maximale Scherkräfte der Entnahmestellen 11 bis 13 bei 40°C

Entnahmestelle Nr.		11	12	13
Material	Deckschichtsorte Tragschichtsorte	HR16 HMT 22	GA 11 GA 16	DRA 11 HMT 16
Scherkräfte [kN]	Verbundscherkraft [kN]	7.66	10.79	1.13
		7.65	11.60	3.82
		7.37	10.29	3.68
		7.08	10.04	3.14
		5.32	10.22	2.21
		8.77	10.04	4.64
		7.93	8.38	5.09
			9.52	3.03
				0.05
				0.96
				6.34
				1.30
	Schichtscherkraft in DS [kN]	8.92	9.70	3.45
		8.22	8.56	3.62
		9.02	10.18	3.62
		7.99	9.90	2.34
		7.51	10.04	1.90
		7.89	10.30	2.14
				2.41
				3.01
	Schichtscherkraft in HMT [kN]	5.14	13.37	12.66
		4.53	11.69	11.64
		7.22	12.57	11.98
		6.15	12.75	15.50
		3.07	12.82	12.60
			13.48	11.78
				14.06
				14.79
				14.16
				7.01
				12.33
				11.25
				11.75

Tabelle 15.8: Maximale "Schersteifigkeiten" der Entnahmestellen 1 bis 5 bei 20°C

Entnahmestelle Nr.		1	2	3	4	5
"Steifigkeit" [kN/mm]	"Verbundsteifigkeit" [kN/mm]	11.18	18.60	27.20	10.08	20.23
		10.60	16.18	18.75	7.63	18.24
		7.05	16.56	20.33	10.27	16.75
		11.41	20.41	16.35	14.11	13.66
		17.05	19.53	17.60	9.13	17.02
		19.31	17.56	20.80	20.21	12.51
		15.38	16.00	17.50	11.75	16.12
		10.92	13.44	16.45	15.18	17.79
			17.10	11.47	16.16	15.52
			11.52	19.61		15.81
			14.47	22.30		17.80
			15.53			
			12.69			
	"Schichtsteifigkeit" in DS [kN/mm]	10.69	12.49	13.48	9.46	9.44
		11.06	12.90	14.41	8.79	13.55
		8.68	10.59	10.16	7.26	11.54
		10.31	11.03	14.11	9.92	12.52
		6.73	10.91	9.85		19.47
		10.65	9.21			
	"Schichtsteifigkeit" in HMT [kN/mm]	17.23	6.97	23.57	15.46	20.16
		13.83	9.18	27.34	16.79	27.84
		18.03	8.73	27.70	16.57	24.87
		23.89	11.52	30.32	14.90	26.38
		21.39	3.50	26.05	15.30	21.72
		19.91	8.48	23.94	11.14	25.95
		8.84	5.42	32.65	22.60	24.79
		17.05	9.99	29.69	18.23	29.00
		19.59	4.69	32.78	16.92	20.28
		21.18	9.08	27.98		
		20.09	7.12	26.67		
		30.04	7.35	16.93		
		22.03	11.54			

Tabelle 15.9: Maximale "Schersteifigkeiten" der Entnahmestellen 6 bis 9 bei 20°C

Entnahmestelle Nr.		6	7	8	9
"Steifigkeit" [kN/mm]	"Verbundsteifigkeit" [kN/mm]	8.14	13.72	10.35	5.43
		19.60	16.00	14.39	10.75
		9.60	14.80	7.86	7.81
		11.92	11.53	7.42	6.56
		8.77	17.24	7.11	9.10
		13.51	16.06	8.76	4.44
		20.69	14.37	6.72	12.43
		14.36	16.28		9.26
		8.62	17.76		
		7.23	7.04		
		5.93	13.08		
		12.27	13.06		
		1.40	11.55		
		9.75	15.27		
		15.01	13.82		
	"Schichtsteifigkeit" in DS [kN/mm]	24.89	10.42	7.15	7.53
		11.03	11.13	7.40	2.55
		20.91	10.84	3.67	5.23
		21.55	12.65	7.93	9.30
		17.69	13.03	11.45	6.34
		17.69	15.48	6.82	6.83
		8.00	12.69	7.86	
		17.91			
		19.25			
		19.75			
		23.67			
		23.05			
		20.83			
		13.89			
	"Schichtsteifigkeit" in HMT [kN/mm]	23.44	22.77	20.65	20.78
		17.41	27.14	15.20	23.69
		22.58	36.89	16.45	19.92
		19.27	30.66	16.22	22.65
		20.84	27.56	11.73	20.44
		15.78	29.45	15.32	24.72
		12.34	25.22	16.18	21.89
		21.24	27.26	16.08	24.60
		17.57	12.65	10.67	20.27
		23.02	12.21		27.24
		21.42	25.09		24.98
		21.80	32.04		26.09
		18.24	31.93		31.79
		19.03	30.48		31.36
			29.66		

Tabelle 15.10: Maximale "Schersteifigkeiten" der Entnahmestellen 10, 15 bis 17 und 20 bei 20°C

Entnahmestelle Nr.		10	15	16	17	20
"Steifigkeit" [kN/mm]	"Verbundsteifigkeit" [kN/mm]	10.84	12.88	10.12	13.34	16.04
		8.16	11.95	15.26	18.05	16.15
		8.48	12.79	13.10	17.71	20.22
		7.91	12.69	13.42	15.22	20.09
		6.35	11.11	11.14	12.91	18.34
		5.36	11.71	16.88	14.33	15.18
		6.94	10.49	10.09	15.33	18.11
		11.93	9.90	9.87	11.78	16.99
		7.19	10.60			17.48
		11.37				
		5.76				
		10.77				
		9.48				
		8.54				
	"Schichtsteifigkeit" in DS [kN/mm]	6.55	12.23	10.25	10.93	12.03
		6.90	11.36	11.06	12.47	15.05
		7.17	10.08	10.31	13.99	15.09
		7.09	9.92	13.8	12.15	17.62
		6.97	10.02	9.37	10.70	15.84
			10.73	13.52	9.22	15.11
			9.74	14.31	9.54	12.85
						13.32
	"Schichtsteifigkeit" in HMT [kN/mm]	19.21	13.04	19.36	22.18	16.80
		11.78	13.39	20.47	22.82	19.87
		13.81	13.28	18.54	25.74	15.35
		12.30	13.34	13.23	25.63	18.51
		12.33	16.08	18.42	24.17	15.97
		15.69	11.11	20.64	27.40	14.00
			10.65	21.56	26.74	22.58
			9.38	20.81	24.53	15.75
			10.11	21.59	23.63	
			11.41	21.17	23.96	
			8.73	21.32	24.65	
			11.12	19.79	25.10	
				23.06	27.10	
				18.05	25.10	

Tabelle 15.11: Maximale "Schersteifigkeiten" der Entnahmestellen 18,19 und 11,12,13 bei 20°C

Entnahmestelle Nr.		18	19	11	12	13
"Steifigkeit" [kN/mm]	"Verbundsteifigkeit" [kN/mm]	18.38	16.02	14.28	18.11	8.06
		21.19	19.41	13.50	17.44	3.09
		20.63	16.61	16.79	16.33	2.70
		20.37	19.41	18.61	13.59	5.83
		11.55	18.74	17.98	18.04	5.06
		18.42	17.63	17.38	15.13	12.37
		22.08	14.51	15.30	17.32	6.26
		19.79	16.92	15.56		5.93
		18.91		9.85		4.04
				10.50		
				7.43		
				9.12		
				9.20		
				14.06		
	"Schichtsteifigkeit" in DS [kN/mm]	14.21	18.72	10.91	15.03	4.62
		18.21	13.40	8.18	13.84	4.78
		19.08	16.71	14.04	14.10	3.07
		14.64	15.51	14.68	11.87	6.63
		16.37	14.38	10.02	10.35	4.12
		17.53	18.18	7.05	12.30	4.44
		15.55		8.47	14.35	
	"Schichtsteifigkeit" in HMT [kN/mm]	17.60	22.49	15.99	18.11	27.74
		16.17	13.48	16.28	18.42	29.64
		25.39	11.78	15.07	16.53	26.60
		23.78	15.56	18.56	13.47	26.37
		22.40	12.91	17.60	12.87	30.36
		23.02	10.62	16.37	17.05	23.19
		26.90	11.47	15.10	15.45	32.88
		17.46		9.94		26.20
		26.35		16.13		28.88
				16.83		28.42
				14.55		
				9.12		
				9.20		
				14.06		

Tabelle 15.12: Maximale "Schersteifigkeiten" der Entnahmestellen 1 bis 5 bei 40°C

Entnahmestelle Nr.		1	2	3	4	5
"Steifigkeit" [kN/mm]	"Verbundsteifigkeit" [kN/mm]	5.28	4.52	4.95	3.84	4.56
		4.50	3.06	3.62	2.64	3.05
		3.16	3.11	3.97	3.80	3.65
		5.92	3.68	4.15	3.71	3.71
		4.74	3.83	5.08	2.72	4.74
		5.21	3.40	4.39	3.72	2.59
		7.87		4.44	3.39	0.52
		3.11		3.30		
		6.68		4.55		
				3.18		
				5.05		
	"Schichtsteifigkeit" in DS [kN/mm]	3.40	3.46	2.37	2.59	2.91
		4.23	2.58	2.26	2.60	2.29
		3.92	2.96	2.42	5.43	
			3.57	1.55	2.21	
			3.47	2.14	2.64	
			1.85	2.28	3.06	
			2.75			
	"Schichtsteifigkeit" in HMT [kN/mm]	8.15	3.76	6.41	6.87	8.17
		4.82	3.31	7.30	5.05	5.49
		7.83	2.48	6.54	5.31	7.32
		6.43	1.83	6.63	5.67	8.88
		7.62	2.56	10.45	5.43	
		7.54	3.14	7.11	5.28	
		7.31		9.85	5.67	
		9.17		8.79	5.46	
		5.45		7.84		
				6.82		
				11.50		
				3.78		

Tabelle 15.13: Maximale "Schersteifigkeiten" der Entnahmestellen 6 bis 10 bei 40°C

Entnahmestelle Nr.		6	7	8	9	10
"Steifigkeit" [kN/mm]	"Verbundsteifigkeit" [kN/mm]	2.81 1.55 1.67 0.95 1.65 1.55 1.13 1.31 2.33 3.10 3.06 1.31	3.95 4.01 3.75 3.41 3.37 4.56 4.79 3.87 3.13 3.41 3.89 4.11 3.37 2.93	4.30 3.12 2.82 2.15 2.58 3.23 3.14 3.10	2.58 5.20 3.39 3.96 1.40 1.46 4.53	2.28 5.29 4.18 3.04 3.89 2.90 5.36 3.03 3.69 2.01 2.70
	"Schichtsteifigkeit" in DS [kN/mm]	5.03 4.94 5.48 7.04 5.31 6.43 5.21 5.40 6.88 6.05 5.47 5.91	2.46 2.16 3.56 2.07 1.94 2.13 1.32	2.23 1.92 2.13 2.49 2.69	3.65 3.60 3.44 3.81 3.54	1.98 1.58
	"Schichtsteifigkeit" in HMT [kN/mm]	6.01 11.35 8.35 6.87 8.53 8.77 8.74 6.63 8.17 4.02 9.55 8.36 5.32	8.42 9.47 7.74 10.55 8.42 9.16 9.27 10.54 8.76 7.85 8.43 8.35 7.21 7.63	4.91 3.89 5.42 6.42 5.09 4.62 3.24 5.80 5.39 5.69 6.26 5.23	7.41 7.04 7.68 9.26 5.57 8.33 11.36 9.34 9.96 11.75 11.56 4.45 8.92 10.08	4.85 4.34 4.26 4.02 3.84 2.42 5.36 3.43 4.13 4.86 3.41 3.68

Tabelle 15.14: Maximale "Schersteifigkeiten" der Entnahmestellen 11 bis 13 bei 40°C

Entnahmestelle Nr.		11	12	13
"Steifigkeit" [kN/mm]	"Verbundsteifigkeit" [kN/mm]	4.90	3.76	4.07
		4.88	4.14	5.78
		3.40	4.42	3.87
		3.40	4.27	5.48
		1.60	4.47	9.94
		3.22	3.48	0.78
			3.35	1.23
			5.45	3.54
				8.70
				8.52
				0.31
	"Schichtsteifigkeit" in DS [kN/mm]	4.38	3.57	0.82
		4.58	4.03	0.75
		2.13	3.69	0.97
		2.40	4.57	0.54
		3.48	3.96	0.91
		3.05	3.50	0.73
				0.46
	"Schichtsteifigkeit" in HMT [kN/mm]	0.90	4.60	8.76
		4.57	3.71	8.05
		3.72	4.10	7.56
		2.84	4.23	9.59
		3.33	5.66	8.38
		1.73	4.06	8.44
				7.87
				8.31
				9.59
				9.35
				9.65
				10.59
				10.24

Tabelle 15.15: Standardabweichungen für maximale Scherkräfte und "Schersteifigkeiten",
20°C

Ent- nahme- stelle Nr.	Material		Standardabweichung [kN] Scherkraft bei 20°C			Standardabweichung [kN/mm] "Steifigkeit" bei 20°C		
	Deck- schicht (DS)	1.Trag- schicht (HMT)	in DS	DS/HMT	in HMT	in DS	DS/HMT	in HMT
2	SMA 11	HMT 32	2.44	3.04	6.61	1.34	2.62	2.46
3	SMA 11	HMT 32	1.87	4.98	2.90	2.22	3.97	4.35
8	SMA 11	HMT 32	3.28	3.39	2.66	2.28	2.69	2.88
1	SMA 11	HMT 22	2.51	1.90	5.19	1.67	4.02	5.02
4	SMA 11	HMT 22	1.75	2.57	2.87	1.16	4.01	3.05
5	SMA 11	HMT 22	1.32	2.94	6.40	3.77	2.15	3.19
7	SMA 11	HMT 22	0.87	1.72	3.43	1.73	2.71	6.73
14	SMA 11	HMT 22	1.16	2.31	8.12	-	-	-
6	SMA 11	HMT 16	4.83	4.52	5.86	4.80	5.06	3.12
9	SMA 11	AB 16	1.63	2.67	5.16	2.28	2.70	3.82
10	AB 11	HMT 32	3.03	4.39	2.42	0.24	2.12	2.84
15	AB 11	HMT32	0.63	1.98	2.26	0.92	1.10	2.08
16	AB 11	HMT22	0.68	3.50	2.75	1.95	2.63	2.37
17	AB 11	HMT22	1.55	3.50	1.88	1.70	2.22	1.54
20	AB 11	HMT16	4.14	2.79	2.93	1.79	1.76	2.80
18	AB 16	unbek.	0.63	1.10	2.65	1.84	3.08	4.07
19	AB 16	unbek.	1.36	2.70	1.67	2.10	1.73	4.02
11	HR 16	HMT 22	1.41	2.44	6.67	2.94	3.69	3.06
12	GA 11	GA 16	1.58	3.23	2.49	1.66	1.68	2.17
13	DRA 11	AB 16	1.77	3.94	2.81	1.16	1.79	2.67

Tabelle 15.10: Standardabweichungen für maximale Scherkräfte und Schersteifigkeiten",
40°C

Ent- nahme- stelle Nr.	Material		Standardabweichung [kN] Scherkraft bei 40°C			Standardabweichung [kN/mm] "Steifigkeit" bei 40°C		
	Deck- schicht (DS)	1.Trag- schicht (HMT)	in DS	DS/HMT	in HMT	in DS	DS/HMT	in HMT
2	SMA 11	HMT 32	0.99	0.74	1.44	0.62	0.55	0.69
3	SMA 11	HMT 32	2.42	1.40	1.99	0.32	0.67	2.10
8	SMA 11	HMT 32	0.34	2.50	0.81	0.30	0.62	0.92
1	SMA 11	HMT 22	0.37	1.38	1.05	0.42	1.54	1.36
4	SMA 11	HMT 22	0.42	1.20	0.48	1.18	0.51	0.56
5	SMA 11	HMT 22	0.23	1.33	0.87	0.44	1.70	1.47
7	SMA 11	HMT 22	0.44	1.18	0.78	0.68	0.53	1.01
6	SMA 11	HMT 16	0.82	0.96	2.14	0.70	0.76	1.93
9	SMA 11	AB 16	0.73	1.48	2.60	0.14	1.47	2.19
10	AB 11	HMT 32	2.00	2.04	1.69	0.29	1.12	0.78
11	HR 16	HMT 22	0.60	1.06	1.58	1.01	1.23	1.34
12	GA 11	GA 16	0.63	0.93	0.64	0.39	0.67	0.68
13	DRA 11	AB 16	0.70	1.89	2.11	0.19	3.30	0.95

16 ANHANG: OPTISCHE DEFORMATIONSMESSUNG

Abbildung 16.1: Verschiebungsgraphen aller zwölf Prüfkörper

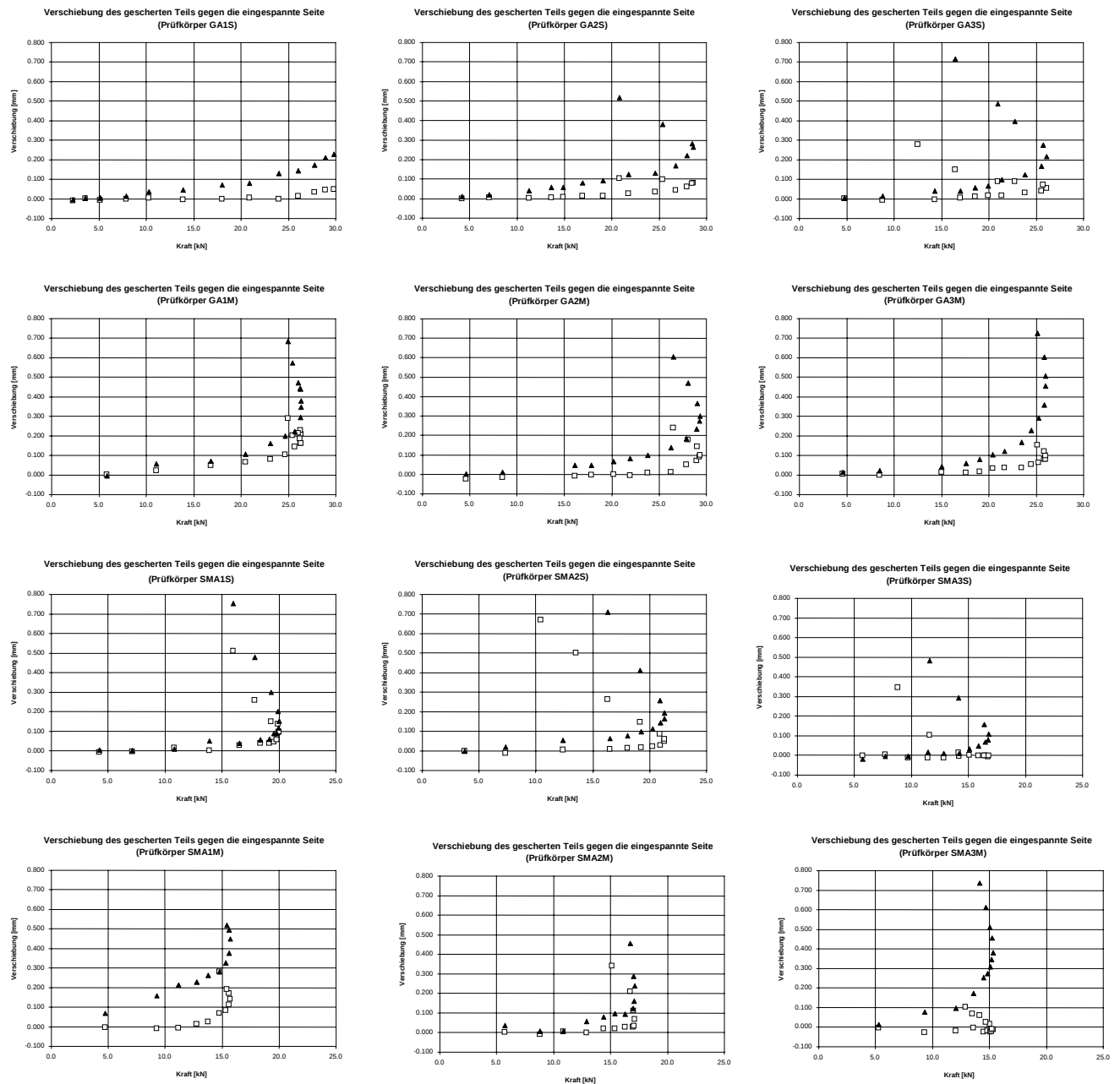
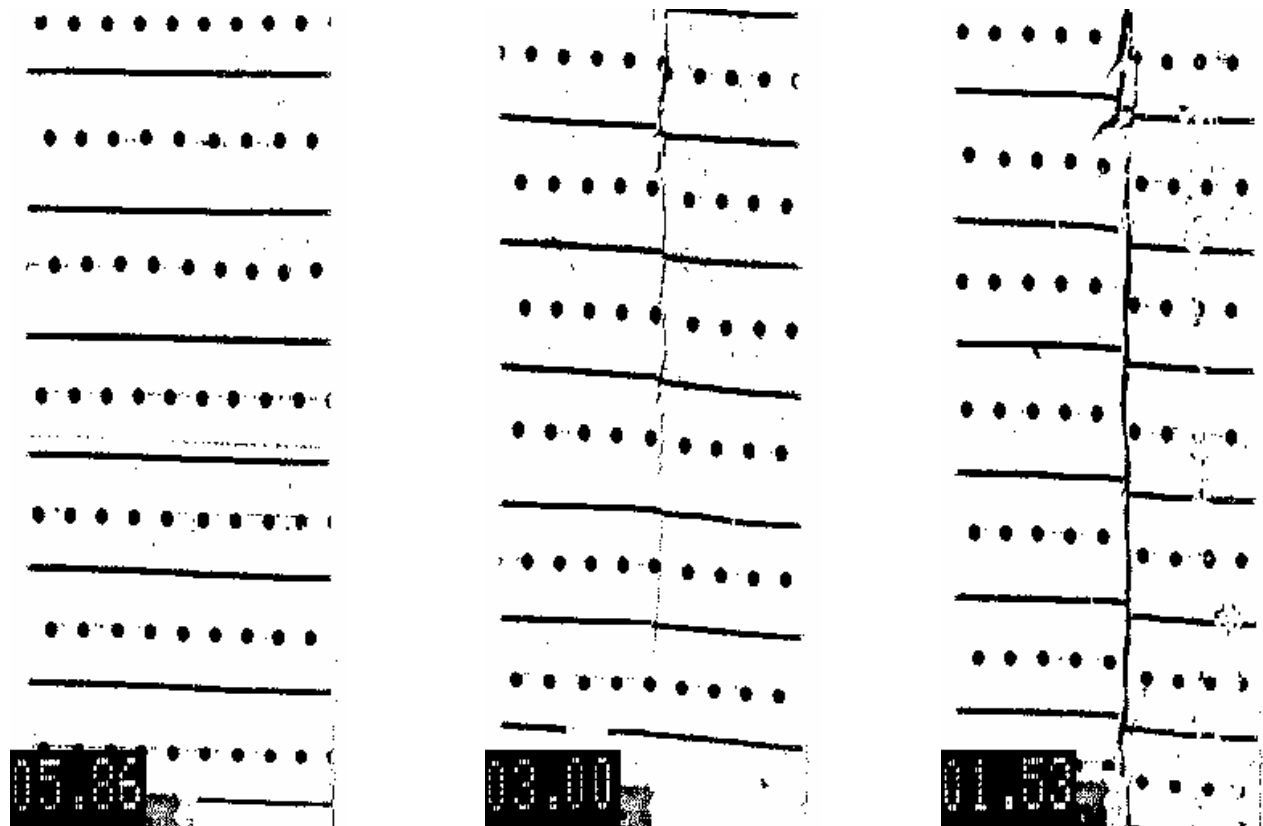
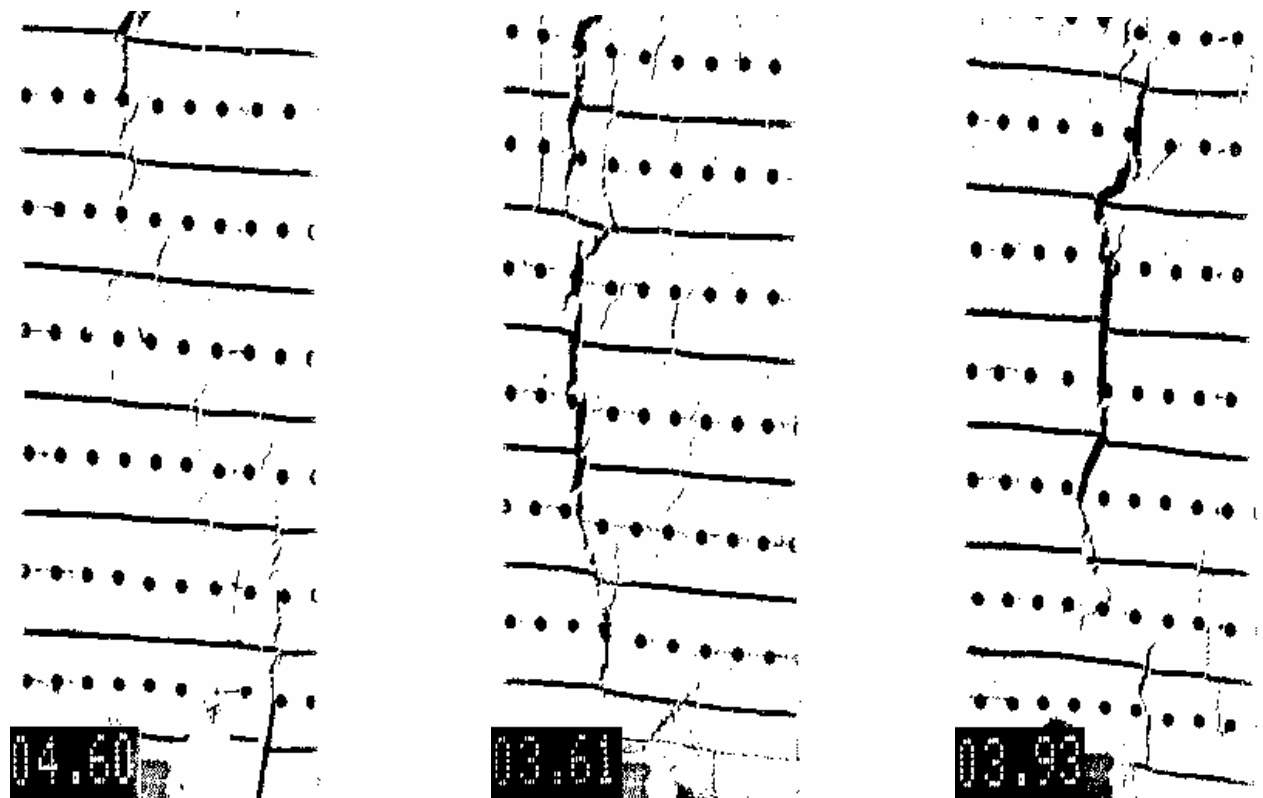


Abbildung 16.2: Rißbilder aller zwölf Prüfkörper (binarisiert)

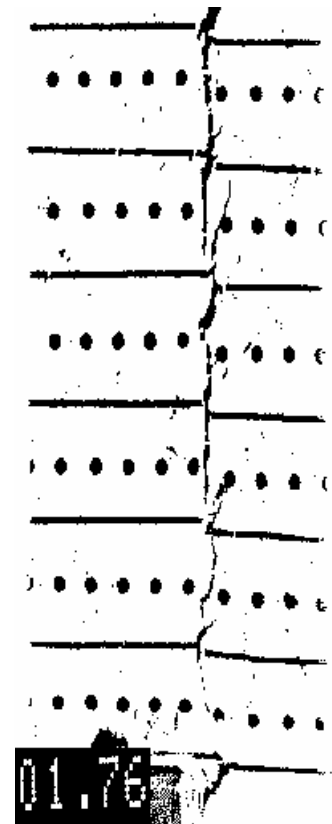
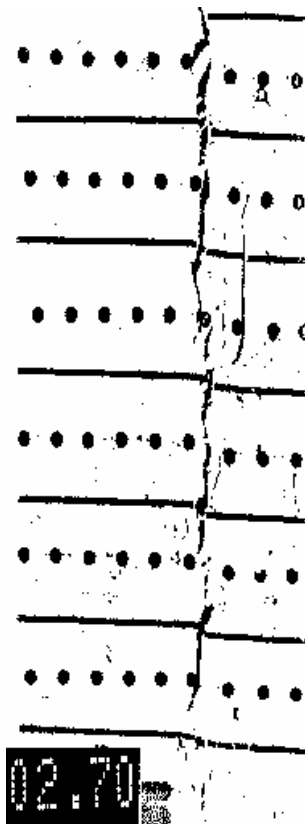
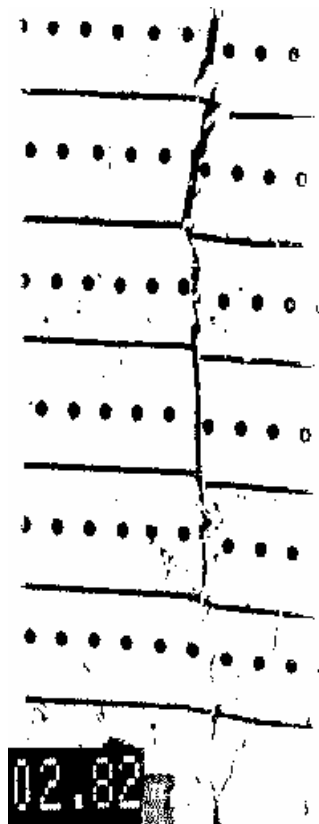


Prüfkörper GA1S, GA2S, GA3S. Bei GA1S wurde die Messung vor dem Bruch abgebrochen.

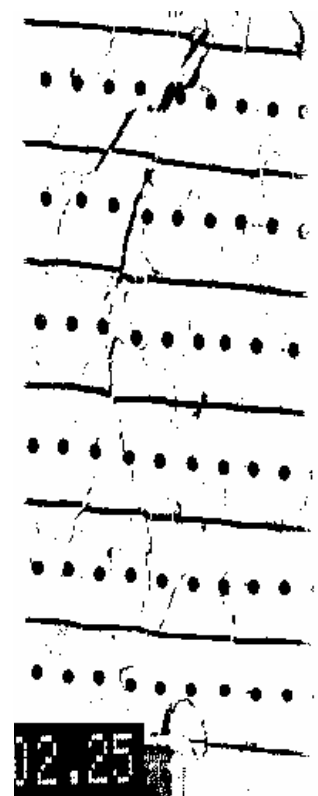
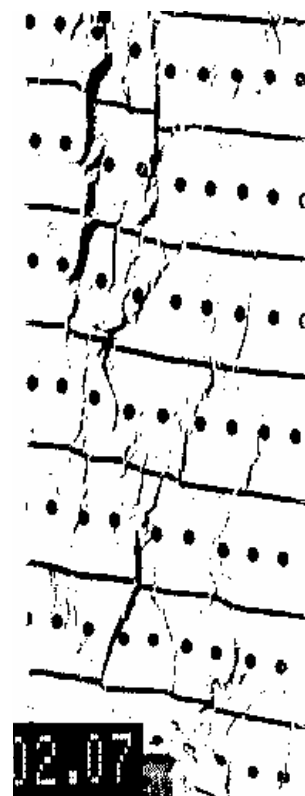
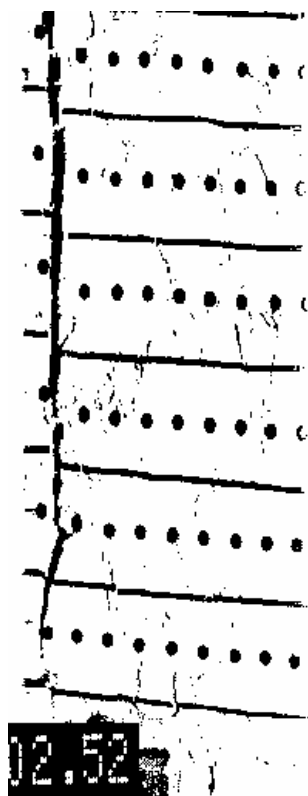


Prüfkörper GA1M, GA2M, GA3M. Die Scherzone erstreckt sich über den ganzen Bildausschnitt.

Abbildung 16.2: Rißbilder Fortsetzung



Prüfkörper SMA1S, SMA2S, SMA3S.



Prüfkörper SMA1M, SMA2M, SMA3M. Bei SMA1M erfolgte der Bruch an der Schichtgrenze. Sonst erstreckt sich die Scherzone über den ganzen Bildausschnitt.