



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK
Département fédéral de l'environnement, des transports, de l'énergie et de la
communication DETEC
Dipartimento federale dell'ambiente, dei trasporti, dell'energia e delle
comunicazioni DATEC

Bundesamt für Strassen
Office fédéral des routes
Ufficio federale delle Strade

Kombinierte Beläge

Belagsüberzüge auf Betondecken, Kompositbeläge

Structures mixtes
Resurfaçages sur chaussées en béton
et structures composites

Mixed pavement structures
Overlays on concrete pavements and composite struc-
tures

BEVBE, Bonstetten
R. Werner, dipl. Ing. HTL

VIAGROUP AG, Winterthur
I. Scazziga, dipl. Ing. ETH

EMPA, Dübendorf
C. Raab, Dipl.- Ing.
M.N. Partl, Dr. dipl. Ing.ETH

Forschungsauftrag VSS 2001/501 auf Antrag des
Schweizerischen Verbandes der Strassen- und
Verkehrsfachleute (VSS)

Juli 2007

Inhaltsverzeichnis

	Seite
ZUSAMMENFASSUNG	4
RÉSUMÉ	5
ABSTRACT	6
1. EINLEITUNG	7
1.1. AUFTRAG UND ZIEL	7
1.2. DEFINITIONEN UND ABGRENZUNGEN	7
1.3. ORGANISATION DER ARBEIT	8
1.4. AUFBAU DES BERICHTES	9
2. AUSGANGSLAGE	11
3. VARIANTENKATALOG	12
3.1. VORGABEN	12
3.1.1. <i>Ziele</i>	12
3.1.2. <i>Ausgangslage</i>	12
3.1.3. <i>Arbeitsprogramm</i>	12
3.1.4. <i>Zu erwartende Ergebnisse</i>	13
3.2. BEGRIFFE, DEFINITIONEN	13
3.3. ABGRENZUNG DER UNTERSUCHUNGEN	13
3.4. UNTERSUCHTE OBJEKTE	14
3.5. SCHADENBILDER	16
3.5.1. <i>Allgemeines</i>	16
3.5.2. <i>Schadenbild Autobahnen und Autostrassen</i>	16
3.5.3. <i>Schadenbild übrige Strassen und Wege</i>	17
3.6. FUGENBEWEGUNGEN, PLATTENLÄNGEN	17
3.7. QUERFUGEN IN DER ASPHALTDECKE SCHNEIDEN JA ODER NEIN?	18
3.8. SAMI, JA ODER NEIN?	18
3.9. PLANUNG DER INSTANDSETZUNG EINER BETONDECKE	20
3.10. VORBEREITEN DER UNTERLAGE (BETONDECKE)	20
3.11. WAHL DES ASPHALTBELAGES	20
3.12. HINWEISE FÜR DIE PRAXIS	22
4. EINSATZBEREICH UND EINSATZGRENZEN	24
4.1. VORGABEN	24
4.1.1. <i>Ziele</i>	24
4.1.2. <i>Methoden</i>	24
4.1.3. <i>Arbeitsprogramm</i>	25
4.1.4. <i>Zu erwartende Ergebnisse</i>	25
4.2. EINSATZBEREICH UND SCHADENSARTEN BEIM KONVENTIONELLEN BETONBELAG	25
4.3. ZEITLICHE SCHADENENTWICKLUNG BEIM BETONBELAG	27
4.4. MESSUNG DES LASTTRANSFERS	27
4.4.1. <i>Erfasste Strassenabschnitte und Verkehrsbelastung</i>	27
4.4.2. <i>Mess- und Auswertungsmethode</i>	30
4.4.3. <i>Messergebnisse</i>	32
4.4.4. <i>Zusammenfassung und Analyse der Ergebnisse</i>	38
5. GRENZFLÄCHENPROBLEME	40
5.1. VORGABEN	40
5.1.1. <i>Ziel</i>	40
5.1.2. <i>Methoden</i>	40
5.1.3. <i>Arbeitsprogramm</i>	40

5.2.	STAND DER FORSCHUNG.....	41
5.2.1.	<i>Schichtenverbund kombinierter Beläge.....</i>	41
5.3.	UNTERSUCHUNG AN KOMBINIERTEN BELÄGEN	42
5.3.1.	<i>Strecken</i>	42
5.3.2.	<i>Schichtenverbund.....</i>	43
	<i>Haftzugprüfungen.....</i>	43
	<i>Abscherprüfung</i>	45
5.4.	RESULTATE UND AUSWERTUNG.....	45
5.4.1.	<i>Strecke St. Gallen.....</i>	45
	<i>Haftzugprüfungen in situ</i>	46
	<i>Haftzugprüfung am Bohrkernen im Labor</i>	47
	ABSCHERPRÜFUNG STRECKE ST. GALLEN	50
	STRECKE BERN	53
5.4.2.	<i>Abscherprüfung Strecke Bern</i>	61
5.4.3.	<i>Zusammenhang zwischen Haftzug- und Abscherprüfung</i>	64
5.4.4.	<i>Vergleich der Resultate der Versuchsstrecke Bern mit anderen Prüfstellen</i>	65
6.	DIMENSIONIERUNG VON KOMPOSITBELÄGEN	72
6.1.	VORGABEN.....	72
6.1.1.	<i>Ziele.....</i>	72
6.1.2.	<i>Methoden.....</i>	72
6.1.3.	<i>Zu erwartende Ergebnisse</i>	72
6.2.	BEITRAG DER BITUMENHALTIGEN ÜBERZÜGE ZUM STRUKTURELLEN VERHALTEN VON BETONBELÄGEN	73
6.3.	DIMENSIONIERUNGSMETHODEN: GRUNDLAGEN UND AUSLÄNDISCHE VERFAHREN.....	74
6.3.1.	<i>Belgien.....</i>	74
6.3.2.	<i>England</i>	75
6.3.3.	<i>Frankreich.....</i>	77
6.3.4.	<i>Holland [6.8]</i>	79
6.3.5.	<i>USA, AASHTO-Methode</i>	80
6.3.6.	<i>USA, FHWA-Richtlinien.....</i>	81
6.4.	BESTIMMUNG DES ARMIERUNGSGEHALTES	81
6.5.	ERFAHRUNGEN IN DER SCHWEIZ.....	82
6.5.1.	<i>T 10 Umfahrung Malters.....</i>	82
6.5.2.	<i>J20 Col des Roches – Le Locle.....</i>	84
6.5.3.	<i>Weitere Strecken</i>	84
6.6.	DIMENSIONIERUNGSVORSCHLÄGE FÜR DIE SCHWEIZ	85
7.	ZUSAMMENFASSUNG DER ERGEBNISSE DER FORSCHUNGSARBEIT UND SCHLUSSFOLGERUNGEN	87
7.1.	PRAKTISCHE EMPFEHLUNGEN	87
7.1.1.	<i>Vorbereitungsarbeiten</i>	87
7.1.2.	<i>Zwischenschicht (SAMI).....</i>	87
7.1.3.	<i>Belagsüberzug (Asphaltschicht).....</i>	88
7.1.4.	<i>Fugen im Belagsüberzug</i>	88
7.2.	ANWENDUNGSBEREICH BITUMENHALTIGER ÜBERZÜGE	88
7.3.	GRENZFLÄCHENPROBLEME	89
7.3.1.	<i>Zusammenfassung.....</i>	89
7.3.2.	<i>Umsetzung und Empfehlungen</i>	90
7.3.3.	<i>Normung und Anforderung Schichtenverbund.....</i>	90
7.3.4.	<i>Weiteres Vorgehen.....</i>	90
7.4.	DIMENSIONIERUNG VON KOMPOSITBELÄGEN	91
7.4.1.	<i>Berücksichtigung der bitumenhaltigen Schichten</i>	91
7.4.2.	<i>Armierungsgehalt</i>	91
7.4.3.	<i>Dimensionierung der durchgehend bewehrten Betondecke</i>	91
	LITERATURVERZEICHNIS.....	92

Zusammenfassung

Die Forschungsarbeit geht auf eine Anregung der Fachkommission 5 "Bautechnik" der Vereinigung Schweizer Strassenfachleute VSS zurück und beschäftigt sich einer-seits mit der Instandsetzung älterer Betondecken mittels bitumenhaltigen Überzug und andererseits mit der Konzeption neuer so genannter Kompositbeläge, bei welchen eine fugenlose, durchgehend bewehrte Betondecke die Haupttraglast übernimmt, währenddem eine bitumenhaltige Deckschicht – die auch in einfacher Art und Weise periodisch erneuert werden kann – für optimale Oberflächeneigenschaften sorgt.

Die von der Fachkommission vorgegebenen Fragestellungen wurden durch verschiedene Teilaufgaben bearbeitet. Drei Teilaufgaben befassen sich ausschliesslich oder primär mit dem bitumenhaltigen Überzug älterer Betondecken:

- Eine Auswertung bekannter Anwendungen dieser Lösung für die Instandsetzung, mit dem Ziel, aus den vorliegenden Erfahrungen Empfehlungen für möglichst erfolgsversprechende Lösungen auszuarbeiten.
- Eine Betrachtung des sinnvollen Anwendungsbereiches dieser Massnahme aus einer theoretisch und experimentell hergeleiteten Begründung, welche auf die Berücksichtigung der Ergebnisse der visuellen Zustandserfassung und der Messung des Lasttransfers beruht.
- Die Untersuchung der Verbundwirkung zwischen Betondecke und bitumenhaltiger Deckschicht in Abhängigkeit verschiedener konstruktiver Lösungen für die Zwischenschicht im Grenzflächenbereich mittels verschiedener Labor- und Feldprüfungen zur Untersuchung des Haftzug- und des Abscher- verhaltens, wobei die Ergebnisse dieser Untersuchungen ebenso auf neu konzipierte Komposit- beläge anwendbar sind.

Die vierte Teilaufgabe bezieht sich ausschliesslich auf die Konzeption neuer Kompositbeläge mit fugenloser, durchgehend bewehrter Betondecke und befasst sich mit der Frage nach der Schichtdickendimensionierung, wobei vorwiegend von ausländischen Erfahrungen ausgegangen wird. Im Rahmen dieser Teilaufgabe werden auch die bisher in der Schweiz eingebauten Betonbeläge in durchgehend bewehrter Bauweise erwähnt und soweit möglich bewertet.

Die wichtigsten Schlussfolgerungen und Empfehlungen des Berichtes können wie folgt zusammengefasst werden:

- Ein bitumenhaltiger Überzug älterer Betondecken mit mittleren bis starken Oberflächenschäden ist nur dann sinnvoll, wenn die vorkommenden Schäden auf die Hauptgruppen Oberflächenglätte, Materialverluste und Flicke beschränkt bleiben, hingegen Schäden der Gruppen Fugen- und Kantenschäden, vertikale Verschiebungen, Risse und Brüche nicht oder nur kaum vorkommen. Die messtechnische Erfassung des Lasttransfers lässt überdies eine Prognose über die noch verfügbare Nutzungszeit zu.
- Da der Verbund zur Unterlage gerade auch im Fall kombinierter Beläge extrem wichtig ist, sind gute Verbundeigenschaften eine unabdingbare Voraussetzung für die Haltbarkeit und Dauerhaftigkeit solcher Belagsaufbauten. Hier konnte sowohl anhand der direkten Abscherprüfung als auch mit Hilfe der Haftzugprüfung (In situ- und Laborvariante) gezeigt werden, dass die Schichthaftung kombinierter Beläge auf diese Weise geprüft werden kann. Auch wenn sich aufgrund ihrer Wirkungsweise die Abscherprüfung besser zur Bestimmung des Schichtenverbunds eignet, sollte gerade für kombinierte Beläge, aber auch die Normung der Haftzugprüfung in Betracht gezogen werden. Mit der Laborvariante der Empa bietet sich hier eine gute Möglichkeit. Als Basis für einen Anforderungswert könnte dabei der in der Forschungsarbeit hergeleitete Wert von 0.68 N/mm^2 dienen.
- Die Untersuchung des Schichtenverbundes hat ergeben, dass zwischen Beton und bitumenhaltigem Deckschicht ein guter Verbund möglich ist, sofern keine Zwischenschichten eingebaut werden. Zwischenschichten können sich dagegen durchaus negativ auf den Schichtenverbund auswirken. Bei sorgfältiger Arbeitsweise können mit einer Oberflächenbehandlung bzw. u. U. auch mit einer Gridseal oder Carbophalteinlage noch ausreichende, d.h. den Anforderungen der Schweizer Norm entsprechende, Verbundwerte erzielt werden. Abzuraten ist dagegen aufgrund der Untersuchung ausdrücklich von der Verwendung eines Glasvlieses.
- Bei der Dimensionierung neuer Kompositbeläge mit einer fugenlosen, durchgehend bewehrten Betondecke und einer bitumenhaltigen Deckschicht, kann der Beitrag der bitumenhaltigen Deckschicht zur Dimensionierung vernachlässigt werden. Bezüglich der Schichtdickenbemessung der Betondecke, sind unter Berücksichtigung der Verkehrslastklasse und der Tragfähigkeitsklasse des Untergrundes grundsätzlich dieselben Schichtdicken zu wählen, wie beim konventionellen Betonplattenbelag.

Resumé

Ce travail de recherche a été suggéré par la commission technique 5 « technique de construction » de l'association suisse des professionnels de la route et des transports et s'occupe d'une part de la question de la remise en état d'anciennes dallages en béton avec des revêtements minces bitumineux et d'autre part de la conception de nouveaux revêtements appelés revêtements composites. La charge principale de ces nouveaux revêtements est reprise par une dalle en béton, sans joints et armée en continu, pendant qu'un revêtement bitumineux – qui peut aisément être assaini en tout temps – assure des qualités de surface optimales.

Les questions posées par la commission technique ont été traitées par des recherches partielles. Trois de ces recherches traitent exclusivement ou essentiellement le revêtement bitumineux d'anciennes dalles en béton :

- Le dépouillement d'applications connues de cette solution de remise en état avec le but de mettre au point des recommandations, selon les expériences présentées, pour des solutions prometteuses.
- Une analyse utile du domaine d'application de cette mesure motivée par la théorie et par l'expérience, qui se base sur la considération des résultats d'un relevé visuel et sur la mesure du transfert des charges.
- L'examen de l'effet de liaison entre la dalle béton et le revêtement bitumineux en fonction de diverses solutions constructives pour la couche intermédiaire à l'interface avec des expériences en laboratoire et in situ de la résistance à la traction et au cisaillement. Ces résultats peuvent également être appliqués pour des revêtements de conception nouvelle.

La quatrième recherche se concentre exclusivement sur la conception de nouveaux revêtements composites avec dalles en béton sans joints et armées en continu. Elle s'occupe de la question du dimensionnement de l'épaisseur des couches en se basant essentiellement sur des expériences étrangères. Dans le cadre de cette recherche on a également relevé les dalles en béton avec armatures continues construites en Suisse à ce jour et on a essayé de faire une évaluation.

Les conclusions et recommandations les plus importantes du rapport peuvent être résumées comme suit :

- Un revêtement bitumineux sur une ancienne dalle en béton, avec des dégâts de surface moyens à forts n'a de sens, que si les dégâts existants se limitent aux catégories principales, telles que l'aspect lisse, des manques de matière ou des tacons, et que les dégâts tels que des dommages aux joints et arêtes, des déplacements verticaux, des fissures ou cassures sont rares ou inexistantes. Le relevé quantitatif du transfert des charges permet, en plus, un pronostic de la durée d'utilisation encore disponible.
- Parce que l'adhésion au support est extrêmement importante, en particulier dans le cas de revêtements combinés, des bonnes qualités d'adhésion sont une condition indispensable pour la durabilité et la longévité de tels systèmes. Dans ce domaine il a pu être démontré par des essais de cisaillement propre ainsi qu'avec des essais de traction (en laboratoire et in situ), que l'adhérence des couches de revêtements combinés peut être testée fiablement de cette manière. Si par son mode de fonctionnement, l'essai de cisaillement est mieux adapté à la détermination de la liaison entre les couches, on devrait, en particulier pour des revêtements combinés, reconsidérer la normalisation des essais de traction. La variante pour laboratoires développée par l'EMPA en est une bonne possibilité. Comme base d'une valeur minimale on pourrait prendre les 0.68 N/mm², valeur trouvée dans le cadre de ce travail de recherche.
- L'examen de la liaison entre les couches a démontré, qu'entre le béton et un revêtement bitumineux, une bonne adhérence est possible, si aucune couche intermédiaire n'est insérée. Ces couches intermédiaires peuvent même avoir une influence négative sur la liaison des couches. Avec un travail soigné on peut obtenir, avec un traitement de la surface resp. l'insertion d'un « gridseal » ou d'un carbophalte, des valeurs de liaison suffisants resp. correspondants aux exigences des normes Suisses. Par contre, l'enquête le démontre, il est expressément à déconseiller d'utiliser une natte en fibres de verre.
- Lors du dimensionnement de nouveaux revêtements composites constitués d'une dalle en béton, sans joints et armée en continu et une couche de roulement bitumineuse, on peut négliger l'apport comptable de la couche bitumineuse. En ce qui concerne le dimensionnement de l'épaisseur de la dalle en béton, on choisira en principe, en fonction des classes de sollicitation du trafic et des classes de portance du sol, la même épaisseur que lors du dimensionnement d'une dalle conventionnelle.

Abstract

The research project was initiated by the VSS committee "Bautechnik". On one hand it dealt with the question of rehabilitation of used concrete pavements with bituminous overlays and on the other hand with a concept for new so called composite pavements, with a jointless, continuously reinforced concrete for the structural support and a bituminous surface course - which can be periodically rehabilitated - providing the optimal surface characteristics.

The questions given by the committee were divided into different tasks; three parts concentrating exclusively on bituminous overlays on used concrete pavements:

- The analysis of well known solutions for rehabilitation with the aim to retrieve from the experiences recommendations leading to feasible and successful solutions.
- The analysis of field applications of the different measures with a theoretically and experimentally retrieved justification based on the results of visual inspection and measurements of the load transfer.
- The evaluation of the adhesion between concrete pavement and bituminous overlay regarding the different constructive solutions for interlayers. The evaluation was conducted using laboratory and field experiments determining the shear and pull-off behaviour.

The fourth task exclusively dealt with a concept for new so called concrete pavements and the dimensioning of layer thicknesses taking into account mainly international experiences. In the frame of this task all such pavement constructed in Switzerland were listed and as far as possible assessed.

The main conclusions and recommendations from the report can be summarised as follows:

- A bituminous overlay on used concrete pavements with medium to severe surface defects is only efficient, if the defects can be categorised as slipperiness, loss of material or patches, whereas joint and edge defects, vertical deformation, cracks and break offs cannot be found. The measurements of the load transfer furthermore lead to a prognosis of the useful life.
- Since the adhesion especially in case of so called composite pavements is extremely important, the bond between the layers is a crucial factor for performance and service life of these pavements. It could be shown that the direct shear test as well the pull-off test (laboratory and field method) lead to a good assessment of the adhesion properties of composite pavements. Although the direct shear test due to its mechanism seems to be better suited of the evaluation of the adhesion, in case of composite pavements the standardisation of the pull-off test should be taken into consideration. Here, the laboratory version developed by Empa offers a good solution and the value of 0.68N/mm^2 as determined in the research project could serve as a base for standard recommendations.
- The research project came up with the finding that the adhesion between old concrete road surfaces and new asphalt overlays does not appear critical as long as no interlayer was used, whereas the application of interlayers can have a negative influence on the adhesion. With a careful and thorough installation a surface treatment and under certain circumstances Gridseal and Carbophalt interlayers can lead to acceptable adhesion values, e.g. values that meet the Swiss standard requirements, whereas glass fibre geotextiles are more critical and should not be used.
- For the dimensioning of new composite pavements with a jointless, continuously reinforced concrete base and a bituminous surface course, the contribution of the bituminous overlay can be neglected. Regarding the layer thicknesses of the composite pavement subject to all regulations such as bearing capacity of the underground and traffic load category the same layer thicknesses as for conventional concrete pavements can be used.

1. Einleitung

1.1. Auftrag und Ziel

Im Antrag der VSS hat das Bundesamt für Strassen ASTRA mit Brief vom 5. Oktober 2001 die Forschungsstellen mit der "Erarbeitung von Grundlagen für Dimensionierung, Reparatur und Instandsetzung von Belagsüberzügen und Kompositbelägen beauftragt.

Das Gesuch und das detaillierte Vorgehenskonzept der Forschungsstellen war auf der Grundlage einer Ausschreibung entsprechender Forschungsarbeiten durch die Fachkommission 5 Bautechnik ausgearbeitet worden. In der Ausschreibung wurden die Ziele der Forschungsarbeit wie folgt formuliert:

Ziel des Forschungsvorhabens ist die Erarbeitung von Grundlagen für eine neue Norm. Zu diesem Zweck soll in der Forschungsarbeit zum einen ein Katalog verschiedener Varianten von kombinierten Belägen unter Beziehung sowohl neuer Beläge (Kompositbeläge) als auch Reparaturen und Instandsetzungen bestehender Beläge (Belagsüberzüge) erstellt werden. Dies beinhaltet die Beschreibung des Einsatzbereichs sowie die Festlegung von Einsatzgrenzen verschiedener Belagsaufbauten. Zum anderen soll die Dimensionierung von Kompositbelägen in Form eines Kataloges gemäss Vorlage in der Dimensionierungsnorm erstellt werden.

1.2. Definitionen und Abgrenzungen

Die in der Formulierung des Auftrages genannten Anwendungsbereiche der Belagsüberzüge und der Kompositbeläge – beide unter dem Sammelbegriff "kombinierte Beläge" zusammengefasst – werden im Rahmen der vorliegenden Arbeit wie folgt definiert und umgesetzt:

Belagsüberzüge: Einbau von einschichtigen bitumenhaltigen Deckschichten auf bestehenden (konventionellen) Betonbelägen als eine von verschiedenen möglichen Varianten der Instandsetzung (**Erhaltungsmassnahme**). Durch diese Definition ergibt sich, dass die Verstärkung von Betonbelägen im Hocheinbau, wie sie durch die Norm SN 640 736a [1.1] behandelt wird, nicht Gegenstand der Forschungsarbeit ist.

Bei den Belagsüberzügen wird davon ausgegangen, dass der bestehende Betonbelag bezüglich der Dimensionierung genügt, und dass der vorgesehene bitumenhaltige Überzug in erster Linie einer Verbesserung der Oberflächeneigenschaften und der Beseitigung gewisser Oberflächenschäden dient. Daher werden im Bericht zu dieser Art von Anwendung keine Dimensionierungsempfehlungen ausgearbeitet. Die Thematik der Dimensionierung und des Tragverhaltens wird allerdings in Bezug auf Belagsüberzüge soweit angesprochen, als im Rahmen der Ausarbeitung von Grundlagen für die Definition eines Anwendungsbereiches darauf eingegangen wird.

Als **Kompositbeläge** werden Oberbautypen verstanden, welche eine kombinierte Anwendung von starren (Beton) und flexiblen (bitumenhaltige Schichten) Materialien umfassen. Im AIPCR-Lexikon [1.2] von 1991 werden die entsprechenden englischen (composite pavement) und französischen (chaussée mixte) Ausdrücke genannt, ohne aber gleichzeitig eine präzisere Definition anzugeben.

Bei verschiedenen Anwendungen sowohl in der Schweiz als auch und vor allem in anderen europäischen Ländern hat sich die Verwendung dieses Begriffes in Zusammenhang mit dem **Neubau** von durchgehend bewehrten Betonbelägen eingebürgert, die meist noch vor Verkehrseröffnung, sonst aber nach wenigen Jahren (und immer noch als Bestandteil des ursprünglichen Projektes) mit einer einschichtigen bitumenhaltigen Deckschicht überzogen werden. Mit diesem Oberbautyp werden die Vorteile beider Materialien optimal ausgenutzt:

- hohe Dauerhaftigkeit und Festigkeit sowie geringere Baudicke des durchgehend bewehrten Betons
- optimale Anpassung und einfachere Erneuerung der bitumenhaltigen Deckschicht, die gewissermassen als Verschleissteil anzusehen ist.

Im vorliegenden Bericht, wie auch bei der Durchführung der Forschungsarbeit wurde von der oben erwähnten Definition ausgegangen. Damit beziehen sich sämtliche Ausführungen des Berichtes zur Thematik der Kompositbeläge auf durchgehend bewehrte Betondecken.

1.3. Organisation der Arbeit

Wenn auch die Beschreibung des Ziels der Forschungsarbeit eine Aufteilung in zwei unterschiedliche Teilarbeiten – einerseits ein Variantenkatalog und andererseits die Ausarbeitung von Dimensionierungsmethoden – nahe legt, so hat die eingehende Auseinandersetzung mit dieser Thematik zum Schluss geführt, dass die Arbeit idealerweise vier einzelne "Teilaufgaben" umfassen sollte, die wie folgt summarisch beschrieben werden können:

– ***Teilaufgabe 1: Variantenkatalog***

Zusammenstellung eines Kataloges von Varianten kombinierter Beläge unter Einschluss sowohl neuer Beläge (Kompositbeläge) als auch von Reparaturen und Instandsetzungen bestehender Beläge (Belagsüberzüge). Diese Arbeit kann zum Teil auf andere Forschungsarbeiten zurückgreifen und müsste idealerweise um eine systematische Begriffsbestimmung ergänzt werden. Diese, welche sich auch an internationale Usancen zu richten hätte (AIPCR) sollte aus der Sicht des Bedarfes der VSS-Kommissionen die Begriffsbearbeitung in deutsch und französisch umfassen.

– ***Teilaufgabe 2: Einsatzbereich und Einsatzgrenzen***

In diesem Teil der Arbeit wird die in den formulierten Zielen gewissermassen in einem Nebensatz erwähnte Beschreibung des Einsatzbereiches und die Festlegung von Einsatzgrenzen verschiedener Belagsaufbauten behandelt. In diesem Zusammenhang erscheint es den Forschungsstellen wichtig, dass auch die Frage der Beurteilung bestehender Strecken (in Betonbauweise) bearbeitet werden sollte. Dabei geht es um Fragen wie Restlebensdauer oder Resttragfähigkeit sowie um die Entscheidung darüber, wann welche Sanierungslösungen überhaupt noch sinnvoll sind. Nach Möglichkeit sollen zur Beantwortung solcher Fragen quantifizierbare Kriterien angewendet werden können.

– **Teilaufgabe 3: Grenzflächenprobleme**

Die Beschreibung der Zeile der Forschungsarbeit erwähnt die speziellen Grenzflächenprobleme zwischen so unterschiedlichen Materialien wie bitumenhaltig und hydraulisch gebundenen Schichten nicht, dies wohl in der Annahme, dass die Wahl von bitumenhaltigen Überzügen sowohl durch die Belagsnormen als auch durch die Normen über die Instandsetzung von Betonbelägen bereits genügend abgedeckt sei. Wohl sind die genannten Normen für die erwähnte Thematik durchaus zutreffend, dennoch kann nicht behauptet werden, dass die spezifischen Fragen der Überdeckung von Betonbelägen, welche neben dem Verbund auch die Bewegung der Unterlage und die Veränderung der Fugenöffnungen umfassen, bisher umfassend untersucht worden sind. Gezielte Untersuchungen zu diesem Fragenkomplex und daraus abgeleitete Empfehlungen sollen Gegenstand eines selbständigen Teils der Arbeit werden.

– **Teilaufgabe 4: Dimensionierung von Kompositbelägen**

Dieser vierte Teil der Forschungsarbeit befasst sich mit den Dimensionierungsgrundlagen von Kompositbelägen. Die Arbeit wird zu weiten Teilen aus der Analyse der entsprechenden Methoden in denjenigen Ländern bestehen, welche solche Beläge anwenden, sowie in der Umsetzung der diesen Methoden zugrundeliegenden Bemessungskriterien in der Form eines Kataloges von Oberbautypen nach gleichem Muster wie die bestehenden Katalogblätter der Norm SN 640 324a [1.3].

1.4. Aufbau des Berichtes

Der Bericht ist im Wesentlichen nach den verschiedenen oben aufgeführten Teilaufgaben gegliedert und wird durch eine kurze Schilderung der Ausgangslage (Kapitel 2) und eine Zusammenfassung der Hauptergebnisse und Schlussfolgerungen (Kapitel 7) ergänzt.

Kapitel 3 befasst sich mit der Teilaufgabe des Variantenkataloges und stützt sich weitgehend auf eine umfassende Auswertung verschiedener bitumenhaltiger Überzüge älterer Betonbeläge in der Schweiz. Diese Auswertung führt zur Formulierung ausführlicher Empfehlungen für die Realisierung solcher Überzüge.

Kapitel 4 befasst sich mit der Frage nach dem Anwendungsbereich und den Anwendungsgrenzen bitumenhaltiger Überzüge auf älteren Betonbelägen. Die Empfehlungen orientieren sich an den Ergebnisse der Zustandserfassung und –Bewertung von Betonbelägen und stellen aufgrund umfangreicher Messergebnisse die Kontrolle der Lastübertragung als ein wesentliches Entscheidungsmerkmal in den Vordergrund.

Kapitel 5 stellt die Ergebnisse verschiedener Feld- und Laboruntersuchungen zum Thema der Grenzflächenprobleme dar. Insbesondere werden die Durchführung umfangreicher Haftzug- und Abscherprüfungen zur Beurteilung des Verbundes zwischen Betondecke und bitumenhaltiger Deckschicht vorgestellt und die entsprechenden Ergebnisse ausführlich kommentiert.

Kapitel 6 setzt sich mit der Frage der Dimensionierung von Kompositbelägen auseinander, wobei das Hauptaugenmerk auf die Frage der Bemessung der Dicke der fugenlosen, durchgehend bewehrten Betondecke gerichtet ist. Die Empfehlungen sind in erster Linie

aufgrund ausländischer Erfahrungen formuliert. Dieses Kapitel diskutiert auch die Frage des Beitrages der bitumenhaltigen Schichten zur Dimensionierung und stellt zusammenfassend die bisherigen Erfahrungen mit dieser Bauweise in der Schweiz dar.

2. Ausgangslage

Die Anregung zur vorliegenden Forschungsarbeit stammt aus einer Projektdefinition durch die Kommission 5 "Bautechnik" der Vereinigung Schweizerischer Strassenfachleute (VSS), die dann die Grundlage für eine entsprechende Ausschreibung bildete.

Das Interesse an der Thematik der Kompositbeläge geht einerseits auf eine zum damaligen Zeitpunkt (2000) bereits vielfach ausgeführte Praxis der Überdeckung von älteren Betonbelägen mit bitumenhaltigen Schichten, (z.B. auf der Autobahn A1 Genf-Lausanne bereits seit 1979, andererseits aber auch an eine neuartige Konzeption von Betonbelägen, bei welchen eine bitumenhaltige Deckschicht von Anfang an Bestandteil des Projektes ist. Mit einer solchen Bauweise können die Vorteile des Betons, insbesondere die temperaturabhängige hohe Trag- und Standfestigkeit, mit denjenigen des Asphalts aus der Sicht des Fahrkomforts und der Instandsetzungsfreundlichkeit ideal kombiniert werden.

Das Vorhaben der eingehenden Auseinandersetzung mit solchen Oberbauten ist zudem aus der Optik einer immer stärker zunehmenden Belastung durch den Schwerverkehr auf vielen Nationalstrassenabschnitten besonders auch dort von Interesse, wo mit hohen Temperaturen und dem verkehrsbedingten Risiko von Staubbildung und längeren Einwirkungszeiten der Verkehrslasten zu rechnen ist. Neuere Anwendungsbeispiele aus dem Ausland zeigen, dass für neu erstellte Kompositbeläge bei der Betondecke die Variante mit durchgehend bewehrten, fugenlosen Belägen grosse Vorteile anbietet:

- Dauerhaftigkeit
- Eliminierung des Risikos von Stufenbildung und vertikaler Plattenbewegungen
- Minimierung des Risiko von Reflektionsrissen durch das Wegfallen der Querfugen, kontrollierten Rissabständen und sehr engen Rissweiten.

In Bezug auf die Überdeckung von älteren Betonbelägen mit bitumenhaltigen Schichten liegen wie erwähnt langjährige Erfahrungen vor, wobei sich gewisse Lösungen besser bewährt haben als andere. Das Aufkommen neuer Materialien und Verfahren für die optimale Lösung der Grenzflächenproblematik ruft ebenfalls nach einer vertieften Auseinandersetzung mit den verschiedenen Möglichkeiten, um Empfehlungen für die Praxis ausarbeiten zu können.

Die Forschungsarbeit setzt sich gemäss den vorstehend erwähnten unterschiedlichen Anwendungsebenen des Konzeptes Kompositbelag, d.h. der Überdeckung älterer Betonbeläge und der Konzeption neuer Oberbauten mit einer Kombination von Betondecke und bitumenhaltigen Deckschichten, mit diesen beiden Fällen auseinander, wobei je nach Fall unterschiedliche Fragestellungen untersucht werden.

Die Auswertung bisheriger Erfahrungen betrifft in erster Linie die Überdeckung älterer Betonbeläge, ebenso die Frage nach deren Anwendungsbereich. Untersuchungen zum Verhalten verschiedener Lösungen an der Grenzfläche zwischen Betondecke und bitumenhaltigen Schichten sind für beide Anwendungsfälle von Interesse. Die Frage der Dimensionierung ist schliesslich insbesondere für neue Konzepte von Kompositbelägen interessant, und hier insbesondere bezüglich der Wahl von fugenlosen, durchgehend bewehrten Betonecken.

3. Variantenkatalog

3.1. Vorgaben

3.1.1. Ziele

Hauptziel dieser Teilaufgabe ist eine qualitative und quantitative Ergänzung der bisher durchgeführten Zusammenstellung bestehender Beispiele von Überzügen auf Betonbelägen und von Kompositbelägen, ergänzt um eine zusammenfassende Auswertung dieser Beispiele in einer systematischen Darstellung typischer Anwendungsfälle (Unterscheidung nach Art des Überzuges – ein- oder mehrschichtig – sowie nach Art der angewendeten Lösung für den Verbund und die Berücksichtigung der Fugen). Diese systematische Unterteilung dient auch der Festlegung der für die Teilaufgabe 3 zu untersuchenden Aufbauvarianten.

Nebenziel dieser Teilaufgabe ist eine Anpassung und Aktualisierung der in Zusammenhang mit verschiedenen Varianten des Betonbelags verwendeten Begriffsliste, wobei sowohl die deutsche als auch die französische Sprache berücksichtigt werden sollen.

3.1.2. Ausgangslage

Der abgeschlossene Forschungsauftrag Nr. 12/00 [3.1] hat erste Ergebnisse bei der Suche nach der Gesamtheit der bekannten Varianten von bitumenhaltigen Überzügen von Betonbelägen gebracht und bildet die Grundlage des vorliegenden Forschungsauftrages. Dabei geht es einerseits:

- um die Ergänzung der Liste der bisher bekannten Aufbauten und andererseits
- um eine systematische Anwendung einer quantifizierbaren Zustandsbeschreibung im Sinne der Norm SN 640 925b [3.2]
- um die Zusammenstellung von Daten über die Verkehrsbelastung des ursprünglichen, bzw. des überzogenen Betonbelages.

3.1.3. Arbeitsprogramm

Das beabsichtigte Forschungsprogramm umfasste folgende Elemente:

- Erfassen einzelner Strassenabschnitte in Beton, die mit einem Belagsüberzug/Hocheinbau oder einem Kompositbelag versehen sind.
- Zusammenstellen der Kenndaten der bestehenden Betonbeläge (Belagskonzeption)
- Erheben des Zustandes des Betonbelages vor Ausführung der Instandsetzungsmassnahme
- Hinweise zur Planung und Ausführung der Instandsetzungsmassnahmen
- Erheben der Kenndaten der eingebauten Belagsüberzüge/Hocheinbauten und Kompositbeläge.
- Visuelle Zustandserfassung und Beurteilung der gewählten Instandsetzungsmassnahme mit Empfehlungen
- Schematisierung der ausgeführten Instandsetzungsmassnahmen.

3.1.4. Zu erwartende Ergebnisse

Die systematische Auswertung der Beispielsammlung mit der Bildung von "standardisierten" Varianten bildet die Grundlage für die Zuordnung von Empfehlungen bezüglich der Ausgestaltung des Schichtverbundes und der Bearbeitung der Fugenbereiche.

Gleichzeitig dient diese Auswertung der bisherigen Erfahrungen als Grundlage für die Beurteilung der Anwendungsbedingungen (Einsatzgrenzen) bitumenhaltiger Überzüge auf Betonbelägen.

3.2. Begriffe, Definitionen

Kombinierte Beläge:

Als „kombinierte Beläge“ werden Betondecken auf Asphaltbeläge oder umgekehrt Asphalt-schichten auf Betondecken bezeichnet.

In der Schweiz werden vor allem Asphalt-schichten auf Betonbeläge eingebaut.

Belagsüberzug (resurfaçage):

Bitumenhaltige Deckschicht auf konventioneller Betondecke im Hocheinbau in einer Dicke von ein bis fünf Zentimeter. Als konventionelle Betondecke wird ein Betonbelag mit Längs- und Querfugen bezeichnet.

Der Belagsüberzug ist keine Belagsverstärkung, sondern eine Instandsetzungs-massnahme, um die Nutzungsdauer der Betondecke zu verlängern und den Unterhalt zu minimieren.

Kompositbelag (chaussée mixte):

International verwendeter Begriff für die Konzeption Asphalt-schicht auf durchgehend be-wehrter Betondecke. Die Asphalt-schicht kann entweder unmittelbar oder zu einem späteren Zeitpunkt auf die Betonfahrbahn aufgebracht werden.

3.3. Abgrenzung der Untersuchungen

Je nach Zustand (Schadenbild), Lage (Gefälleverhältnisse) und Beanspruchung (Schub-belastung, Verkehr) variiert der bitumenhaltige Aufbau der Belagsüberzüge. Erfahrungen mit dieser Methode bestehen in der Schweiz seit über 20 Jahren. Um aussagekräftige Informationen über das Langzeitverhalten von Asphalt-schichten auf Betonfahrbahnen zu erhalten, wurden 31 Objekte analysiert [3.1]. Die vorliegende Arbeit ist eine Fortsetzung dieser Analyse und konzentriert sich speziell auf die in den letzten fünf Jahren eingebau-ten Versuchsstrecken auf Autobahnen und drei Instandsetzungen auf Kantonsstrassen.

In diesem Kapitel der Forschungsarbeit werden ausschliesslich die Erfahrungen mit Auf-bauvarianten von Asphalt-schichten auf konventionellen Betondecken, d. h. Belags-überzügen auf Betonfahrbahnen mit Längs- und Querfugen aufgelistet. Erfahrungen mit Asphalt-schichten auf alten, schwer beschädigten Betondecken sind nicht Gegenstand dieser Forschungsarbeit.

3.4. Untersuchte Objekte

Autobahnen:

- A6 Spiez-Bern, BE, Asphaltdecke eingebaut 2000, (Versuchsstrecke)
- A6 Nord, Biel-Lyss, BE, Asphaltdecke eingebaut 2000, (Versuchsstrecke)
- A1 Anschluss Meggenhus, SG, Asphaltdecke eingebaut 2002, (Versuchsstrecke)
- A1 St. Gallen Ost-Buriet, Asphaltdecke eingebaut 2004/05
- A1 Bern Weyermannshaus-Kerzers, Asphaltdecke eingebaut 2005

Hauptstrassen:

- Hauensteinstrasse, Diepflingen-Wittinsburg, BL, Asphaltdecke eingebaut 1999
- Seestrasse Stäfa, ZH, Asphaltdecke eingebaut 2000
- Kantonsstrasse Räterschens-Elgg, ZH, Asphaltdecke eingebaut 2003

Tabelle 3.1: Daten und Aufbau der beobachteten Objekte

a) Autobahnen und Autostrassen

Objekt/Abschnitt	Plattenlänge Betondecke	SAMI	Asphaltbelag
A6 Bern-Wimmis, Versuchsstrecke km 31.060 - km 33.400 Belagsüberzug: 2000 Betondecke von 1970/71	6.25 m	<u>Abschnitt 1:</u> OB, 3.0 kg/m ² Membromac als Haftvermittler, vorumhüllter Splitt 8/11mm, heiss, 0.3% BM <u>Abschnitt 2:</u> Glasphalt, 1.3-1.5 kg/m ² Haftvermittler, kunststoffmod. PmB, Glasphalt GS, S&P <u>Abschnitt 3:</u> Bitufor, Stahldrahtgeflecht Mesh-Track 1, Einschlämmen mit Slurry-Schicht 20-24kg/m ²	3,5 cm AB 11S 3,5 cm SMA 11 3,5 cm 50% AB 11S u. 50% SMA 11
A6 Nord, Bern-Biel Studen-Brügg Versuchsstrecke km 29.500-km 31.420 Belagsüberzug: 2000 Betondecke von 1955	11.80 m	<u>Abschnitt 1:</u> OB, 3.0 kg/m ² Membromac als Haftvermittler, vorumhüllter Splitt 8/11mm, heiss, 0.3% BM <u>Abschnitt 2:</u> Glasphalt, 1.3-1.5 kg/m ² Haftvermittler, kunststoffmod. PmB, Glasphalt GS, S&P <u>Abschnitt 3:</u> Bitufor, Stahldrahtgeflecht Mesh-Track 1, Einschlämmen mit Slurry-Schicht 20-24kg/m ²	3,5 cm SMA 11 3,5 cm SMA 11 3,5 cm SMA 11
A1 St.Gallen Ost-Buriet Anschluss Meggenhus Versuchsstrecke 2002 Betondecke von 1973	6.00 m	<u>Abschnitt 1:</u> OB, 3.0 kg/m ² Elastomembran 65K als Haftvermittler, vorumhüllter Splitt 6/11mm <u>Abschnitt 2:</u> Glasphalt, 1.5 kg/m ² Haftvermittler Emulsion CR 70%, Glasphalt GS, S&P <u>Abschnitt 3:</u> Carbophalt, 4 kg/m ² Haftvermittler Emulsion CR 60P, Carbophalt G, S&P 0-10 mm Feinfräsen und reinigen mit Hochdruck	3,5 cm SMA 11 3,5 cm SMA 11 3,5 cm SMA 11
Objekt/Abschnitt	Plattenlänge	SAMI	Asphaltbelag

	Betondecke		
A1 Fahrbahn St.Gallen Ost ⇒ Buriet Belagsüberzug: 2004	6.00 m	OB, 3.0 kg/m ² Elasto-Membran 65K als Haftvermittler, Absplittung mit vorumhülltem Splitt 6/11mm	3,5 cm SMA 11
A1 Fahrbahn Buriet ⇒ St. Gallen Ost Belagsüberzug: 2005 Betondecke von 1973	6.00 m	OB, 3.0 kg/m ² Elasto-Membran 65K als Haftvermittler, Absplittung mit vorumhülltem Splitt 6/11mm	3,5 cm MR 11
A1 Bern, Kerzers - Weyermannhaus Versuchsstrecke 2004 bestehend aus 6 Feldern Betondecke von 1980/81	5.00 m	<u>Feld 1:</u> OB, Oberflächenbehandlung 3.0 kg/m ² Membromac als Haftvermittler, OB 8/11mm, mit vorumhülltem Splitt <u>Feld 2:</u> S&P Glasphalt GS, Haftvermittler Haftemulsion GS, CR70R <u>Feld 3:</u> S&P Carbophalt G, 4 kg/m ² Haftvermittler Emulsion CR 50 P OB-SAMI Membromac 1.8 kg/m ² Absplittung mit vorumhülltem Splitt 3/6mm, eingewalzt und abgesaugt <u>Feld 4:</u> Sytec Gridseal F, hochmod. Bitumen (SAMI), Typ Sytec H 100, Asphaltbewehrungsgitter Sytec Glasgrid 8501, Hochmod. Bitumen (SAMI), Typ Sytec H 100, abgestreut mit gebrochenem und gewaschenem Splitt	4,5 cm AB 11S bzw. 4,5 cm SMA 11 Bindemittel PmB-E 50/70-65
A1 Bern Weyermannshaus-Kerzers Belagsüberzug 2005 Betondecke von 1980/81	5.00 m	OB, 3.0 kg/m ² Membromac als Haftvermittler, Absplittung mit vorumhülltem Splitt 8/11mm	4,5 cm AB 11S bzw. MR 11

b)Übrige Strassen und Wege

Objekt/Abschnitt	Plattenlänge Betonbelag	SAMI	Asphaltbelag
Hauensteinstrasse Diepflingen-Wittinsburg Belagsüberzug: 1999 Betondecke von 1966	8.00 m	Stahldrahtgeflecht (Bitufor) in 1cm Microsilslurry	4cm HMT 16S 2,5cm SPA 8S
Seestrasse Stäfa Belagsüberzug: 2000 Betondecke von 1938	9.00 m	Stahldrahtgeflecht (Bitufor) in 1cm Microsilslurry	4-5cm SMA 11 mit PmB und Zeobit
St. Gallerstrasse Elsau-Elgg Abschnitt Schottikon-Elgg Betonbelag von 1935-37, verstärkt 1959-62, Abschnitt Rätterschen-Oberschottikon Belagsüberzug: 2003 Betondecke von 1966	8.00 m	Keine Beton 3cm abgefräst, kationischer Haftkleber HCP 0.3 kg/m ²	3,5 cm AB 11S

3.5. Schadenbilder

3.5.1. Allgemeines

Grundsätzlich kann zwischen den Betonfahrbahnen von Autobahnen und -strassen und denjenigen der übrigen Strassen ein unterschiedliches Schadenbild festgestellt werden. Dies ergibt sich durch die unterschiedlichen Baudaten. Betondecken des kantonalen und kommunalen Strassennetzes entstanden zwischen 1930 und 1960. Sie entsprechen gemäss SN 640 736 als Belagstyp mehrheitlich der als Beläge der 1. Generation, wenige der 2. Generation bezeichneten Betondecken. Charakteristische Schadensmerkmale dieser Betondecken sind Querrisse, Stufenbildung und Kantenschäden.

Die Betondecken der Autobahnen und -strassen welche ab ca. 1960 eingebaut wurden, zählen bezüglich Belagstyp zur so genannten 2. Generation (bis ca. 1978) bzw. zur 3. Generation (ab ca. 1976). Die charakteristischen Schadensmerkmale der Betondecken der 2. Generation sind insbesondere Oberflächenschäden (Abplatzungen, Kantenschäden) und zum Teil auch Stufenbildung.

3.5.2. Schadenbild Autobahnen und Autostrassen

Betondecken von Autobahnen, die einer Instandsetzung bedürfen, weisen hauptsächlich Oberflächenschäden (Abplatzungen, Kantenschäden durch Korrosion der (zu) hoch liegenden Bewehrung) auf, wobei die einzelnen Platten strukturell aber meistens intakt sind. Eventuell vorhandene Stufenbildung führt selten zu Plattenbrüchen sondern eher zu hohl liegenden oder wippenden Platten. Betondecken, die auf einer gebundenen Unterlage (AC T, AC F, Zementstabilisierung) aufliegen, weisen kaum Stufenbildung auf bzw. haben wenig hohl liegende oder wippende Platten.



Abbildung 3.1: Kanten- und Oberflächenschäden



Abbildung 3.2: Stufenbildung und Pumpen

3.5.3. Schadenbild übrige Strassen und Wege

Betondecken von Haupt- und Nebenstrassen weisen vor allem viele Quer- und z. T. auch Längsrisse sowie Stufenbildung auf. Verursacht wird dies durch die früher üblichen langen Platten (8-13 Meter) und der meistens nur in minimaler Dicke vorhandenen Fundamentalschichten. Die Betonfahrbahn ist zum Zeitpunkt der Planung einer Instandsetzungsmassnahme partiell durch die Querrisse bereits (natürlich) entspannt. Die Fugen, insbesondere die Querrisse (so genannte Vibrierfugen) sind stark ausgefahren.



Abbildung 3.3: Lange Platten durch Querrisse entspannt (links) und typische Vibrierfugen (rechts)

3.6. Fugenbewegungen, Plattenlängen

Das Ausmass der Fugenbewegung ist direkt von der Plattenlänge abhängig. Je länger die Platten, desto grösser die Bewegungen in den Querrissen, dies infolge Temperaturänderungen.

Bei den Versuchsstrecken im Kanton Bern wurde bewusst auf das Schneiden der Querfugen verzichtet. So konnte sehr gut der Einfluss der Fugenbewegung auf die SAMI bzw. auf die Asphaltsschichten beobachtet werden.

Beobachtungen

Auf der A6 Nord mit Plattenlängen von 11.8 m haben sich über den Beobachtungszeitraum von mittlerweile vier Jahren – unabhängig von der gewählten SAMI – fortschreitend Risse im Asphaltbelag gebildet.

Das Gleiche – fortschreitende Rissbildung im Asphaltbelag – zeigte sich auch auf der A6, allerdings verlangsamt, weil hier die Plattenlängen nur 6.25 m betragen.

Auf den Versuchsstrecken A6 und A6 Nord sowie auf der Hauensteinstrasse zeigt sich, dass das Stahldrahtgeflecht wohl eine gewisse Horizontalbewegung aber kaum vertikale Bewegungen der Fuge übernehmen kann. Treten vertikale Bewegungen – durch eine hohl liegende oder wippende Platte – auf, bricht der Asphaltbelag in 10 - 15 cm Breite aus. Die horizontale Bewehrung ist also zu starr, um diese Kräfte abzuleiten.

Die Seestrasse in Stäfa, ebenfalls mit einem Stahldrahtgeflecht als SAMI versehen, weist allerdings nach vier Jahren keinerlei Risse auf. Hier ist zu vermuten, dass sich keine der Platten vertikal bewegt und die Fugenbewegungen insgesamt gering sind.

Ausbrechender Asphaltbelag über den Querfugen ist beim – flexibleren – Vlies nicht zu beobachten.

Beim Asphaltbelag der St. Gallerstrasse im Abschnitt Rätterschen-Schottikon wurden alle Querfugen geschnitten. Der Fugenbereich ist nach einjähriger Verkehrsbelastung intakt.

3.7. Querfugen in der Asphaltdecke schneiden ja oder nein?

Wie aus den Beobachtungen der 31 Objekte [3.1] sowie der A6 und A6 Nord fest zu stellen ist, reisst die Asphaltsschicht über den Querfugen der Betondecke früher oder später. Sind die Horizontalbewegungen in den Fugen etwas grösser, ergeben sich auch Risse, wenn ein Geotextil/Vlies oder ein Stahlgeflecht als SAMI verwendet wurden.

Somit ist zu empfehlen, dass – je nach Bauart/Plattenlängen der Betondecke – die Asphaltsschicht über den Querfugen geschnitten werden muss. Insbesondere sind alle Tages- und Dilatationsfugen zu schneiden. Sodann empfiehlt es sich, bei Betonfahrbahnen mit Plattenlängen bis 5 m alle zu beobachtenden sich stark bewegenden Querfugen zu schneiden. Bei Betonstrassen mit Plattenlängen über 10 m sind alle Querfugen zu schneiden.

3.8. SAMI, ja oder nein?

Als SAMI (Stress Absorbing Membrane Layer) wird die Riss hemmende Schicht zwischen zwei Belägen (hier zwischen Beton und Asphalt) bezeichnet.

Diese Schicht soll

- die Übertragung von Spannungen vom Betonbelag in den Asphalt verringern und rissüberbrückend wirken,
- das Eindringen von Wasser in die Unterlage verhindern und
- als Haftvermittler zwischen Beton und Asphalt dienen.

Die Grossversuche auf den Autobahnen A1 SG, A6 und A6 Nord zeigten Folgendes:

Gegenüber einer einfachen OB weisen – bei gleichen Querfugenabständen – Geovlies und Stahldrahtgeflecht kein markant besseres Verhalten in Bezug auf die Rissbildung über den Querfugen auf. Das heisst, dass ab einem bestimmten Mass der Fugenbewegung – unabhängig ob eine Rissüberbrückungsmassnahme in Form eines Geovlies oder Stahlgeflechts getroffen wurde – im Belagsüberzug Risse über den Querfugen/Risse der Betondecke auftreten.

Da es unmöglich ist, die Horizontalbewegungen aller Querfugen vor einer Instandsetzungsmassnahme zu messen, ist es zweckmässig, die Wirksamkeit einer SAMI über die Plattenlänge zu definieren.

Tabelle 3.2: Einfluss der Plattenlängen /SAMI/ auf Rissbildung im Querfugenbereich

Plattenlänge (m)	SAMI-Schicht	Fugenbearbeitung im Asphalt	Belagsüberzug	Anzahl Risse über Querfugen in % bzw. Risse/100m
11.80	Geotextil (Glasvlies)	Keine	SMA 11, 40 mm	55 6,9
11.80	Stahldrahtgeflecht	Keine	SMA 11, 40 mm, AB 11	79 9,4
11.80	Oberflächenbehandlung und Glasgrid	Keine	AB 11	73 8,1
6.25	Geotextil (Glasvlies)	Keine	SMA 11, 40 mm	14 2,4
6.25	Stahldrahtgeflecht	Keine	SMA 11, 40 mm, AB 11	27 4,5 14 2,3
6.25	Oberflächenbehandlung	Keine	AB 11	19 3,0

Aus Tabelle 3.2 ist die Abhängigkeit zwischen Plattenlänge und Fugenbewegung auf den Rissumfang ersichtlich. Die Übersicht vom Grossversuch auf der A6 Bern-Wimmis und der A6 Nord Bern-Biel zeigt, dass die Geotextileinlage wohl Fugenbewegungen aufnehmen kann, aber gegenüber dem Abschnitt ohne Geotextileinlage (nur OB) der Belag nur unbedeutend weniger Risse aufweist. Erstaunlicherweise zeigt sich auch beim Stahldrahtgeflecht eine recht markante Rissbildung.

Die Untersuchung des Schichtenverbundes hat zudem gezeigt, dass zwischen Betondecke und bitumenhaltiger Deckschicht ein guter Verbund möglich ist, sofern keine Zwischenschichten (SAMI) eingebaut werden (siehe Kapitel 5).

Damit kann abgeleitet werden, dass für eine (begrenzte) Rissüberbrückung eine Oberflächenbehandlung (OB) durchaus genügt und dass eine Zwischenschicht (SAMI) auf die Erzielung eines guten Schichtverbundes eher negativ auswirkt.

3.9. Planung der Instandsetzung einer Betondecke

Vor der Festlegung der Instandsetzungsmassnahme an einer Betondecke ist neben der Konsultation von Baudaten und der Aufstellung einer Verkehrsprognose eine genaue Zustandserfassung durchzuführen. Aus dem bei der Zustandserfassung ermittelten Schadenbild werden die Instandsetzungsmassnahmen abgeleitet. Die gegebenen Plattenlängen der Betondecke bestimmen die Anzahl der Quertugen, die im Belagsüberzug (in der Asphaltdeckschicht) geschnitten werden müssen.

Abbildung 3.4 zeigt das Vorgehen bei der Planung der zweckmässigen Instandsetzungsmassnahme und die Bestimmung der zu schneidenden Quertugen auf Grund der Plattenlänge.

3.10. Vorbereiten der Unterlage (Betondecke)

Um eine Betondecke mit einem Belagsüberzug instand zu setzen, kristallisieren sich folgende notwendigen Vorbereitungsarbeiten heraus:

- ⇒ Stark gerissene Platten bei intakter Lastübertragung in Längsrichtung in Beton ersetzen, in Asphalt, wenn keine Lastübertragung von Platte zu Platte mehr stattfindet.
- ⇒ Oberflächenschäden: Abplatzungen innerhalb der Platte mit Asphalt reparieren.
- ⇒ Kantenschäden an Quertugen mit Beton, entlang der Längsfugen mit Asphalt reparieren.
- ⇒ Unstabile (wippende) Platten festlegen (unterpressen).
- ⇒ Dilatierende Quertugen vor Beginn der Belagsarbeiten markieren und nach Einbau des Belagsüberzugs diese Fugen im Asphalt schneiden.
- ⇒ Fehlender Fugenverguss ergänzen.

Mit einer Unterpressung und allenfalls Hebung der Platten können strukturelle Schäden in den meisten Fällen behoben werden. Ein Entspannen der Betonplatten ist nicht notwendig.

Das Feinfräsen der bestehenden Betonoberfläche ist nicht zu empfehlen. Wohl kann die Schubkraftübertragung etwas verbessert werden, die Haftqualität Asphalt/Beton wird kaum gesteigert. Zudem werden die Fugen- und Rissflanken der bestehenden Betondecke stark in Mitleidenschaft gezogen (Kantenabbrüche).

3.11. Wahl des Asphaltbelages

Auf den erwähnten Versuchsstrecken sind sowohl AC- wie auch SMA-Beläge eingebaut worden. Beide Sorten eignen sich als Belagsüberzüge auf Betondecken. Allerdings kann festgestellt werden, dass der SMA im Vergleich zum AC rissanfälliger ist. Beim AC war festzustellen, dass in der kalten Jahreszeit entstandene Risse sich im Sommerhalbjahr unter Verkehr wieder geschlossen haben.

Es ist darauf zu achten, dass allenfalls vorhandene Restfeuchtigkeit (von der Nassreinigung her) eingeschlossen werden und bei einem SMA – infolge der höheren Dichtigkeit

des Belages – nicht mehr entweichen kann. Bei grossen Temperaturunterschieden, wie sie im Frühling und Herbst auftreten können, besteht dann die Gefahr der Blasenbildung.

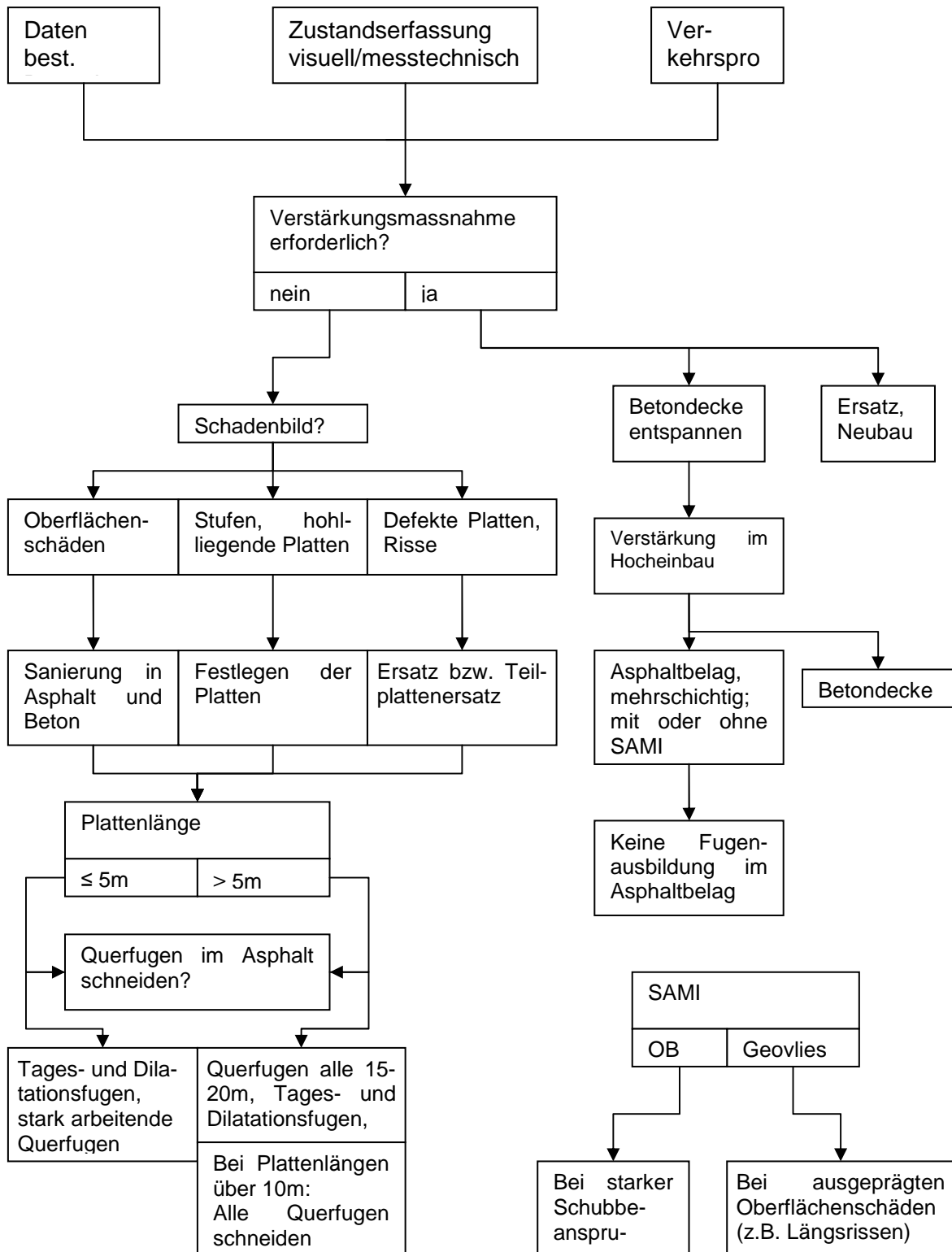


Abbildung 3.4: Vorgehen bei der Planung einer Instandsetzung und Hinweise zur Fugenausbildung im Belagsüberzug

In der Asphaltdeckschicht im Abschnitt A1 St. Gallen Ost Richtung Buriet zeigten sich wenige Wochen nach dem Einbau massive Blasen. Dasselbe Phänomen zeigte sich im Sommer 2005 auf der A1 Bern Weyermannshaus – Kerzers. Im St. Galler Abschnitt wurde ein SMA 11 eingebaut und man vermutete, dass die Blasenbildung mit der gewählten Belagsart (relativ hohlraumarmen Belag) zu tun haben könnte. Auf der A1 im Kanton Bern trat die Blasenbildung aber am AB 11S auf. Allerdings, dies zeigten erste Untersuchungen, dass der AB-Belag relativ hohlraumarm war. Nachdem der Hohlraumgehalt auf $\geq 5\%$ hinaufgesetzt wurde, verschwand das Phänomen.

Auf der St. Galler Autobahn wechselte man für den Einbau 2006 auf den hohlraumreichen MR-Belag. Bis Mitte 2006 wurden keine Blasenbildungen festgestellt.

3.12. Hinweise für die Praxis

Je nach Bedeutung des Verkehrsträgers und der auf ihm zugelassenen Geschwindigkeit ist der verlangte Fahrkomfort unterschiedlich. So werden – um eine gute Befahrbarkeit sicher zu stellen – auf Autobahnen und –strassen Belagsschäden im Vergleich zu untergeordneten Strassen, früher und zum Teil anders repariert.

Tabelle 3.3: Massnahmen vor dem Einbau eines Belagsüberzuges auf eine Betondecke

Schaden / Merkmal	Massnahme auf Autobahnen und Autostrassen	Massnahme auf den übrigen Strassen und Wege
Stark gerissene Platten	Ersatz in Beton (Asphalt nur Notmassnahme)	Ersatz in Beton; Ersatz in Asphalt, wenn Kraftübertragung von Platte zu Platte fehlt
Oberflächenschäden - Kantenschäden - Abplatzungen	Reparatur in Beton Reparatur in Asphalt, grossflächig in Beton	Reparatur in Beton oder Asphalt Reparatur in Asphalt
Oberflächenglätte, verminderte Griffigkeit	Keine (Feinfräsen der Oberfläche nicht notwendig)	Keine (Feinfräsen der Oberfläche nicht notwendig)
Stufenbildung	Heben und Festlegen der Platten	Abfräsen der Stufen
Unstabile (wippende), hohl liegende Platten	Unterpressen (Festlegen) der Platten	Entspannen der Platten; Höhenausgleich mit Asphalt. Wenn Kraftübertragung von Platte zu Platte intakt: Unterpressen
Quer- und Längsrisse	Stark dilatierende Risse \Rightarrow Plattenersatz Abdichten der Risse; ev. Geotextil als SAMI	Abdichten der Risse; Geotextil als SAMI

Tabelle 3.4: Massnahmen beim Einbau eines Belagsüberzuges auf eine Betondecke und empfohlener Aufbau

Merkmal / Gegenstand	Massnahme auf Autobahnen und Autostrassen	Massnahme auf den übrigen Strassen und Wege
Verschmutzte Fahrbahn	Waschen mit ca. 200 bar	Waschen mit ca. 200 bar
Nasse/feuchte Fahrbahn	Trocknen lassen (mind. 24 Stunden vor dem Einbau)	Trocknen lassen (mind. 24 Stunden vor dem Einbau)
Zwischenschicht Beton und Asphalt: Für Betondecke ohne bzw. vereinzelt Rissen Für Betondecke mit vielen Rissen	⇒ Einfache OB mit 8/11 mm Splitt, vorumhüllt, oder ⇒ SAMI mit Geotextil --- (Plattenersatz)	⇒ Haftemulsion, oder ⇒ einfache OB mit 8/11 mm Splitt vorumhüllt, oder ⇒ SAMI mit Geotextil ⇒ einfache OB mit 8/11 mm Splitt vorumhüllt, oder ⇒ SAMI mit Geotextil
Asphaltschicht (Belagsüberzug)	MR 11; Dicke 40 mm, oder AC 11S (mit hohem Hohlraumgehalt), Dicke 35-40 mm	AC 11S (mit hohem Hohlraumgehalt), Dicke 35-40 mm MR 11, Dicke 40 mm, oder SMA 11 (mit hohem Hohlraumgehalt), Dicke 35-40 mm
Fugen der Betondecke a) Querfugen Fugenabstand ≤ 5 m Fugenabstand > 5 m b) Längsfugen Mittellängsfuge Entlang Standstreifen	Schneiden im Belagsüberzug: ⇒ nur stark dilatierende Fugen ⇒ Tagesfugen ⇒ Dilatationsfugen ⇒ Arbeitsfugen (bei Plattenersatz) ⇒ alle 15-20 m über Querfuge ⇒ Tagesfugen / Arbeitsfugen ⇒ Dilatationsfugen ⇒ nicht schneiden im Belagsüberzug ⇒ Schneiden im Belagsüberzug	Schneiden im Belagsüberzug: ---- ⇒ alle 15-20 m über Querfuge, ⇒ Tagesfugen / Arbeitsfugen ⇒ Dilatationsfugen bzw. wenn Fugen stark dilatierend ⇒ alle Fugen ⇒ Schneiden im Belagsüberzug wenn Fuge stark dilatierend ----

4. Einsatzbereich und Einsatzgrenzen

4.1. Vorgaben

4.1.1. Ziele

Das Ziel dieser Teilaufgabe besteht in der Ausarbeitung einer quantifizierbaren Methodik für die Beurteilung der Eignung bestehender Betonbeläge zur Aufnahme eines ein- oder mehrschichtigen bitumenhaltigen Überzuges als Erhaltungsmassnahme.

4.1.2. Methoden

Die Festlegung der Anwendungsgrenzen für bitumenhaltige Überzüge auf Betonbelägen sowie die Angabe von Auflagen betreffend ergänzenden Instandsetzungsmassnahmen am bestehenden Betonbelag (z.B. Ersatz einzelner Platten, Unterpressungen, usw.) wird weitgehend aufgrund der bestehenden Methodik der Zustandserfassung nach den Normen der VSS ausgearbeitet. Ergänzend dazu sollen die Möglichkeiten der strukturellen Bewertung bestehender Betonbeläge mit besonderer Berücksichtigung des Fugenbereiches in die Gesamtbeurteilung einfließen. Dabei geht es auch darum, die Restlebensdauer zu bestimmen, bzw. vorauszusehen, wann mit einer markanten Stufenbildung gerechnet werden muss.

Das grundsätzliche Vorgehen bei der Anwendung von Angaben aus der Zustandserfassung ist bereits im Schlussbericht zum Forschungsauftrag 12/00: Instandsetzung und Verstärkung von Betonfahrbahnen mit Asphaltbelägen [4.1] in qualitativer Weise beschrieben. Diese Angaben werden nicht grundsätzlich in Frage gestellt, dennoch sollten auf dieser Grundlage folgende Ergänzungen und Anpassungen vorgenommen werden:

Quantifizierung der bisher nur qualitativ formulierten Bedingungen

Anpassung der Kriterien an die Zustandsindikatoren gemäss Revisionsprojekt der Norm betr. Zustandserfassung und Bewertung von Strassen (Forschungsauftrag 13/00: Grundlagen zur Revision der Norm SN 640 925a inkl. Schadenkatalog) [4.2]

Die Berücksichtigung der strukturellen Aspekte bestehender Betonbeläge erfolgt über die Auswertung von Deflektionsmessung mit dem Fallgewichtsgerät. Neben generellen Aussagen über die allgemeine Tragfähigkeit können gezielte Messungen im Fugenbereich auch den Zustand der noch vorhandenen Lastübertragung bewerten. Aufgrund bisheriger Erfahrungen scheint ein linearer Zusammenhang zwischen der Lastübertragung und der kumulierten äquivalenten Verkehrslast zu bestehen (siehe nachfolgende Abbildung 4.1). Für verschiedene der untersuchten Aufbauten sind ebenfalls Angaben betreffend der Stufenbildung vorhanden. Mittels zusätzlicher Messungen an ca. einem Dutzend Objekte sollen die provisorischen Ergebnisse und Erkenntnisse aus der Messung an nur vier Abschnitten auf ihre Allgemeinengültigkeit überprüft werden.

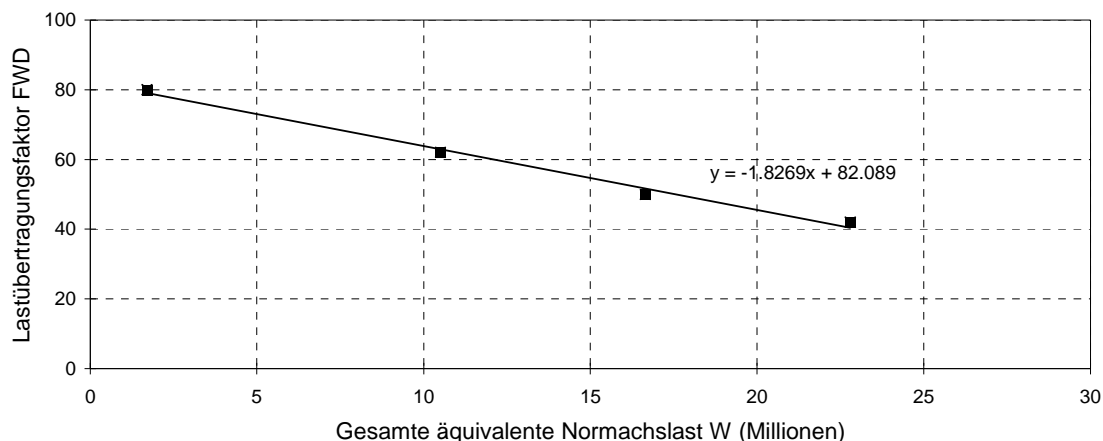


Abbildung 4.1: Zusammenhang zwischen der Lastübertragung bei den Fugen von verdübelten Betonbelägen und der kumulierten äquivalenten Verkehrsbelastung

4.1.3. Arbeitsprogramm

Entsprechend der gewählten Methodik umfasst das Arbeitsprogramm zwei unterschiedliche Arbeiten. Inerseite die Ausarbeitung der Empfehlungen zum Anwendungsbereich und zu Anwendungsgrenzen in quantitativer Hinsicht auf der Grundlage der revidierten Norm über die Zustandserfassung und andererseits die Durchführung und Auswertung von Deflektionsmessungen in Plattenmitte und im Fugenbereich an ca. einem Dutzend Objekte. Die Festlegung dieser Objekte erfolgt aufgrund der repräsentativen Auswahl von Strecken aus der Variantenliste gemäss Teilaufgabe 1.

4.1.4. Zu erwartende Ergebnisse

Zusammenstellung der zu erfüllenden qualitativen und quantitativen Zustandsbedingungen, damit bestimmte Typen von bitumenhaltigen Überzügen auf Betonbelägen angewendet werden können. Angaben allfällig notwendiger vorgängiger Massnahmen am Betonbelag.

Ausarbeitung der Zusammenhänge zwischen Lastübertragung, kumulierter äquivalenter Verkehrsbelastung und Stufenbildung als ergänzende Entscheidungsgrundlagen über die Wirtschaftlichkeit möglicher Überzüge (Beurteilung aufgrund der zu erwartenden Gebrauchsdauer).

4.2. Einsatzbereich und Schadensarten beim konventionellen Betonbelag

Wie beim flexiblen Belag kann man auch bei Betonbelägen die auftretenden Schäden in zwei Hauptgruppen gliedern: Oberflächenschäden und strukturelle Schäden.

Die erste Gruppe von Schäden betrifft die Oberfläche des Betonbelages einschliesslich der oberflächennahen Materialien (einige cm, vielfach entsprechend der Schichtdicke des

Oberbetons bei der zweischichtigen Bauweise). Die zweite Gruppe von Schäden betrifft die ganze Plattenstärke sowie die Unterlage des Betonbelages. Die grundsätzliche Eignung eines bitumenhaltigen Belagsüberzug kann bei den folgenden, gemäss dem Schadenkatalog und der Norm über die Einzelindizes [4.3, 4.4] aufgelisteten Schadenmerkmalen nach den Angaben in der folgenden Tabelle 4.1 beurteilt werden.

Tabelle 4.1: Eignung von bitumenhaltigen Überzügen auf Betonbelag nach Schadenmerkmal

Hauptgruppe/Einzelindex	Schadenmerkmal	Eignung	Bemerkungen
I _{B1} Oberflächenglätte	Polieren	Ja	
I _{B2} Materialverluste	Abrieb	Ja	Vorflicken erforderlich
	Ausmagerung/ Abblätterung	Ja	
	Abplatzungen	Ja	
I _{B3} Fugen- /Kantenschäden	Kantenschäden/ Absplitterung	Nein*	Reparatur nach SN 640 735a Erneuerung im Rahmen des baulichen Unterhaltes
	Fehlender/spröder Fugenverguss	Nein*	
I _{B4} Vertikalverschiebung	Setzungen/Hebungen	Nein	
	Pumpen	Nein	
	Stufenbildung	Nein	
I _{B5} Risse/Brüche	Blow-up	Nein	
	Risse	Nein	
	Zerstörte Platten	Nein	
I _{B6} Flicke	Flicke	Ja	

*: Wenn solche Schäden in Zusammenhang mit Schäden der Hauptgruppen/Einzelindizes I_{B1} und I_{B2} vorkommen, sind diese Mängel vorgängig zu beheben.

Die Tabelle deutet an, dass bitumenhaltige Überzüge in Normalfall ausschliesslich bei den Schäden an der Oberfläche der Gruppen I_{B1} "Oberflächenglätte" und I_{B2} "Materialverluste" sowie bei einer Häufung von Flickstellen der Oberfläche (Gruppe I_{B5}) angewendet werden sollten. Zur ausschliesslichen Instandsetzung bei Fugen- und Kantenschäden sind Überzüge nicht geeignet; sie können bei gleichzeitigem Vorhandensein von Schäden der Gruppen I_{B1} und/oder I_{B2} dennoch angewendet werden, wenn vorgängig die Schäden an Fugen und Kanten nach den üblichen Methoden beseitigt wurden.

Bei Schäden der Gruppe I_{B4} und I_{B5} sollte normalerweise kein bitumenhaltiger Überzug angeordnet werden. Der als Ursache dieser Schäden bestehende strukturelle Mangel wird durch die alleinige Applikation eines Überzuges nicht eliminiert.

4.3. Zeitliche Schadenentwicklung beim Betonbelag

In Zusammenhang mit der Frage nach der Möglichkeit einer Sanierung von Betonbelägen mit bitumenhaltigen Überzügen ist auch der generellen Schadenentwicklung von Betonbelägen besondere Aufmerksamkeit zu schenken. Die derzeit in der Schweiz unter Verkehr stehenden Betonbeläge haben weitgehend einen Aufbau mit verdübelten Betonplatten, die auf einer ungebundenen Fundationsschicht liegen. Bei einer Mehrheit der Beläge ist der Betonbelag zweischichtig aufgebaut und beim Bau wurde eine leichte Netzarmerung zwischen Ober- und Unterbeton eingelegt.

Neben vereinzelt auftretenden strukturellen Schäden in Form von Plattenbrüchen und Eckabbrüchen sowie verschiedenen Fugen- und Kantenschäden stellen einerseits die Abplatzungen des Oberbetons (infolge Korrosion in der Netzarmerung) und andererseits die Stufenbildung beim Plattenübergang die häufigste Schadensform dar. Letztere beruht auf ungleichmässigen Auflagerbedingungen der Betonplatten, die sich infolge des sogenannten "Pumpens" (Auswaschung von Feinbestandteilen aus ungebundenen Schichten unter der kombinierten Wirkung von Wasserzutritt und verkehrsbedingten Vibrationen) mit zunehmendem Alter und Verkehrsbelastung bemerkbar machen und zu Höhenunterschieden bis in den zweistelligen Millimeterbereich zwischen aufeinander folgenden Platten führen. Eine allfällig verfrühte Korrosion der Dübel kann das Phänomen der Stufenbildung verstärken.

Die Sanierung eines Betonbelages mittels bitumenhaltigem Überzug vermag bei vorhandener Stufenbildung die Beweglichkeit der Platten nicht zu unterbinden, es sei denn, die Hohlräume unter den einzelnen Plattenendbereichen werden vorgängig verfüllt (mit Kunststoffen oder mit Zementmörtel), was je nach Schadenumfang zu sehr aufwendigen Vorarbeiten führt und ein gewisses Restrisiko in den nicht behandelten Bereichen beinhaltet. Aus diesem Grund ist die Beurteilung der Auflagerverhältnisse der Platten eine vorrangliche Massnahme vor der Entscheidungsfindung über das Sanierungsverfahren. Die Beurteilung der Auflagerverhältnisse, wenn diese noch nicht durch eine bereits fortgeschrittene Stufenbildung ohnehin klar ersichtlich sind, kann beispielsweise durch die Messung des Lasttransfers erfolgen.

4.4. Messung des Lasttransfers

4.4.1. Erfasste Strassenabschnitte und Verkehrsbelastung

Im Abschnitt 4.1.2 wurde auf einige wenige bestehende Messergebnisse hingewiesen, welche einen Zusammenhang zwischen der Entwicklung des Lasttransfers (und indirekt der Stufenbildung) und der Gebrauchsdauer, bzw. der kumulierten Verkehrsbelastung aufzeigen. Im Rahmen der vorliegenden Forschungsarbeit wurden die Ergebnisse weiterer Untersuchungen des Lasttransfers ausgewertet, um die erwähnte Beziehung auf eine breitere statistische Grundlage stellen zu können.

Auf insgesamt 3 Abschnitten sind die Ergebnisse von Messungen vor und nach Aufbringen eines bitumenhaltigen Überzuges verfügbar. Damit ist es auch möglich, eine Aussage über den Einfluss des Überzuges auf das allgemeine Deflektionsniveau sowie auf den Lasttransfer zu formulieren.

Es sind die Ergebnisse von Messungen auf folgenden Strecken berücksichtigt worden:

Tabelle 4.2: Eignung von bitumenhaltigen Überzügen auf Betonbelag nach Schadenmerkmal

Strasse	Abschnitt	von km	bis km	Eröffnungsjahr	Messdatum	Bemerkungen
J20 NE	Col-de-Roches – Le Locle	0.900	1.700	1990	2002	Durchgehend bewehrter Be- tonbelag
N1 BE	Bern-Gurbrü	146.000	156.000	1981	Mai 2004	unterschiedliche Unterlagen
N1 AG	Zofingen- Kölliken	60.000	67.000	1967	1993	
N1 SG	Einfahrt Arbon- Meggenhus			1973	24.05.2002	Messung vor Überzug
N1 SG	Einfahrt Arbon- Meggenhus			1973	29.11.2002	Messung nach Überzug
N1 SG	Meggenhus-St. Gallen			1973	05.12.2003 06.12.2003	Betonbelag auf HMF
N6 BE	Thun-Spiez	31.100	33.400	1971	10.05.2000	Messung vor Überzug
N6 BE	Thun-Spiez	31.100	33.400	1971	02.04.2004	Messung nach Überzug
T6 BE	Bern-Lyss	24.000	26.000	1955	23.05.2000	Messung vor Überzug
T6 BE	Bern-Lyss	24.000	26.000	1955	02.04.2004	Messung nach Überzug
N2	Flüelen-Amsteg	143.100	156.900	1979	Juni 2001	

Für die Beurteilung der kumulierten äquivalenten Verkehrsbelastung auf den in Tabelle 4.2 erwähnten Stecken wurde folgendes Vorgehen gewählt:

Die Verkehrsbelastung muss sowohl die Gesamtfrequenzen (dargestellt durch den DTV-Wert) als auch die tatsächlichen Lasten (dargestellt durch die äquivalente Verkehrslast TF, bzw. W) berücksichtigen. Angaben über die Gesamtfrequenzen sind über die Ergebnisse der automatischen Verkehrszählungen genügend dokumentiert, hingegen bestehen bezüglich der Kenntnisse über die Verkehrslasten grössere Wissenslücken. Mit Ausnahme einzelner Achslastwägungen in der Mitte der 70-er Jahre [4.5, 4.6] sind über grössere Zeiträume kaum Ergebnisse über die tatsächlichen Verkehrslasten verfügbar (neue WIM-Wägestationen sind erst seit kurzem [4.7] im Einsatz) und die Verkehrszählungen nach Kategorien, welche die Ermittlung des Schwerverkehrsanteils ermöglichen, werden nur in einem 5-jährigen Rhythmus durchgeführt.

Die Ergebnisse der erwähnten Achslastwägungen aus den siebziger Jahren haben bestätigt, dass im Normalfall die in den damaligen Dimensionierungsnormen [4.8] angenommene Relation "1 Schwerverzeug = 1.2 Normachslasten" zutrifft. Abweichungen wurden damals in speziellen Situationen festgestellt, wo eine ungleiche Richtungsverteilung vorliegt, so z.B. auf der N3 Basel-Zürich (voll beladene Fahrzeuge, davon sehr viele Tankwagen, aus dem Basler Rheinhafen und entsprechende Leerfahrten in umgekehrter Richtung) und auf der HLS Kloten-Bülach, bedingt durch umfangreiche Kiestransporte aus dem Zürcher Weinland und die Verwendung von Drei- und Vierachs-Fahrzeugen.

Eine generelle Auswertung aller Messungen hat überdies auch gezeigt, dass der Richtwert von 1.2 nach Norm, dann zutrifft, wenn der Anteil an zweiachsigen Einzelfahrzeugen (Lastwagen ohne Anhänger) 50% des gesamten Schwerverkehrs nicht überschreitet. Seit der Zeit der genannten Achslastwägungen hat jedoch nicht nur eine deutliche Zunahme des Schwerverkehrs stattgefunden, sondern auch die Zusammensetzung der Fahrzeugflotten hat sich in Richtung eines grösseren Anteils an Lastenzügen (Lastwagen mit Anhänger) und vor allen an Sattelschleppern entwickelt. Diese Änderung der Zusammensetzung des Schwerverkehrs auf den Nationalstrassen dürfte zu einer Änderung der Relation Anzahl Standardachsen pro Schwerfahrzeug auf heute etwa 1.6 geführt haben.

Für die Berechnung der Verkehrswerte im Rahmen dieses Berichtes wurde deshalb entschieden, ausschliesslich von den Ergebnissen der Zählungen alle 5 Jahre auszugehen (1970, 1975, ...) [4.9]. Die Auswertung der Zählergebnisse dieser Jahre umfasst auch die Bestimmung des Anteils an Schwerverkehr, werden doch im Rahmen dieser Zählungen an ausgewählten Zähltagen auch Kategorienzählungen vorgenommen. Dabei wurden an den hier ermittelten Schwerverkehrsanteilen folgende Richtwerte für die Bestimmung der äquivalenten Verkehrslast angewendet:

Für die Jahre nach 2002 bis zum jeweiligen Zeitpunkt der Messungen wurde ausgehend von den Werten 2000 mit einer jährlichen Zunahmerate von 3% gerechnet.

Tabelle 4.3: Entwicklung der Anzahl Standardachsen pro Schwerfahrzeug (Annahme für die Berechnungen)

Jahr	Anzahl Standardachsen pro Schwerfahrzeug
1970	1.20
1975	1.25
1980	1.30
1985	1.35
1990	1.40
1995	1.50
2000	1.60

Tabelle 4.4: Verkehrs-Zählstelle und kumulierte äquivalente Verkehrslast W für die untersuchten Abschnitte

Strasse	Abschnitt	von km	bis km	Eröffnungs-jahr	Mess-Datum	Bemerkungen	Zähl-stelle	Wkum (x 10 ⁶)
J20	Col-de-Roches – Le Locle	0.900	1.700	1990	2002	Durchgehend bewehrter Betonbelag	825	3.915
N1	Bern-Gurbrü	146.000	156.000	1981	Mai 2004		851N	8.508
N1	Einfahrt Arbon-Meggenhus			1973	24.05.02	Messung vor Überzug	972N	3.737

Strasse	Abschnitt	von km	bis km	Eröffnungs-jahr	Mess-Datum	Bemer-kungen	Zähl-stelle	Wkum (x 10 ⁶)
N1	Einfahrt Arbon-Meggenhus			1973	29.11.02	Messung nach Überzug	972N	3.737
N1	Meggenhus-St. Gallen			1973	05/06.12.03	Betonbelag auf HMF	767N	12.273
N6	Thun-Spiez	31.100	33.400	1971	10.05.00	Messung vor Überzug	948N	6.089
N6	Thun-Spiez	31.100	33.400	1971	02.04.04	Messung nach Überzug	948N	7.508
T6	Bern-Lyss	24.000	26.000	1955	23.05.00	Messung vor Überzug	130	6.352
T6	Bern-Lyss	24.000	26.000	1955	02.04.04	Messung nach Überzug	130	7.153
N2	Flüelen-Amsteg	143.100	156.900	1979	Juni 2001		914N	11.995

4.4.2. Mess- und Auswertungsmethode

Für die Messung der Deflektionen und des Lasttransfers auf den untersuchten Betonbelägen wurde ein Fallgewichts-Deflektometer (FWD) von Typ Dynatest 8000 eingesetzt, wobei in allen Fällen eine Belastung entsprechend einer 10-Tonnen-Achse (50 kN Radlast) aufgebracht wurde, beziehungsweise bei kleineren Abweichungen die Ergebnisse auf diesen Wert umgerechnet wurden.

Für die Messung der Lastübertragung wird die Belastungsplatte des FWD-Gerätes so positioniert (siehe Abbildung 4.3), dass der zweite Sensor (der erste befindet sich in der Mitte der Belastungsplatte) auf der einen Seite der Querfuge (Betonplatte n) zu liegen kommt, der dritte hingegen in einem vergleichbaren Abstand dazu, auf der gegenüberliegenden Seite der Querfuge (Betonplatte n+1). Die Lastübertragung wird definiert als das Verhältnis zwischen den beim zweiten (d₂) und beim dritten (d₃) Sensor registrierten Ein-senkungen gemäss der nachfolgenden Formel:

$$\text{Berechnung der Lastübertragung LT bei der Querfuge: } LT = \frac{2(d_3)}{(d_2 + d_3)} \cdot 100 [\%]$$

wobei:

d₂ [10⁻⁶ m] Deflektion auf belastete Bezugsplatte n

d₃ [10⁻⁶ m] Deflektion auf unbelastete benachbarte Platte n+1



Abbildung 4.2: FWD-Gerät Dynatest 8000 in Messaufstellung (Sensoren auf der Belags-
oberfläche abgesetzt).

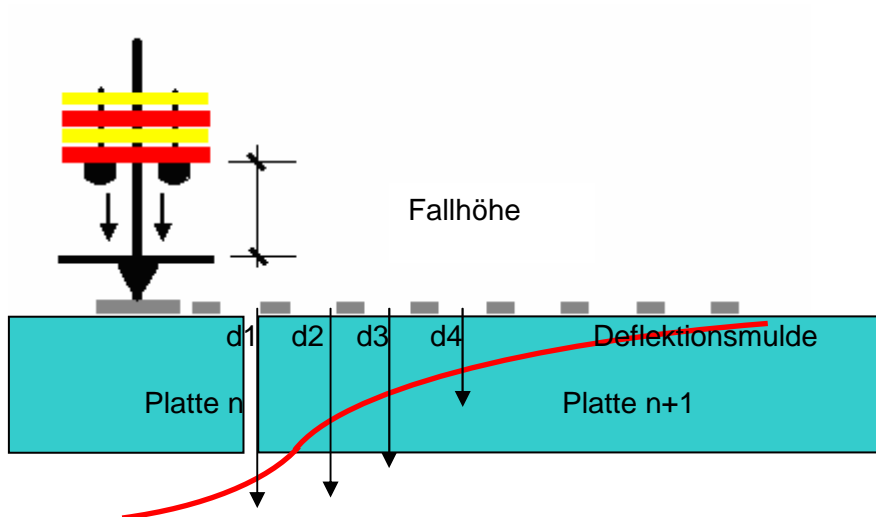


Abbildung 4.3: Schematische Darstellung der Positionierung des FWD-Gerätes bei der
Messung der Lastübertragung auf Betondecken

4.4.3. Messergebnisse

J20, La Chaux-de-Fonds – Le Locle

Diese Strecke stellt im Vergleich zu den übrigen Abschnitten insofern eine Ausnahme dar, als es sich um einen durchgehend bewehrten Betonbelag handelt. Demzufolge (insbesondere wegen des Fehlens von Fugen) konnte auf diesem Abschnitt keine Messung und Feststellung des Lasttransfers erfolgen. Die Ergebnisse beschränken sich auf die Deflektionswerte (mm^{-2}) in der Lastachse und dienen dem Quervergleich mit den Einsenkungswerten in Plattenmitte auf den übrigen, konventionellen Betonbelägen.

	Richtung +	Richtung -
Minimum	42	39
Mittelwert	90	62
Maximum	162	134
Standardabweichung	29	24
Variationskoeffizient	0.32	0.38

N1, Einfahrt Anschluss Meggenhus (aus Richtung Arbon)

Die Messungen auf dieser Strecke erfolgten speziell im Rahmen des hier behandelten Forschungsauftrages, handelt es sich doch um eine der Strecken, die von der EMPA, einer der beteiligten Forschungsstellen, als Feldversuch beobachtet und gemessen wurden. Die FWD-Messungen fanden vor (24.5.2002) bzw. nach (29.11.2002) dem Anbringen eines bitumenhaltigen Überzuges statt.

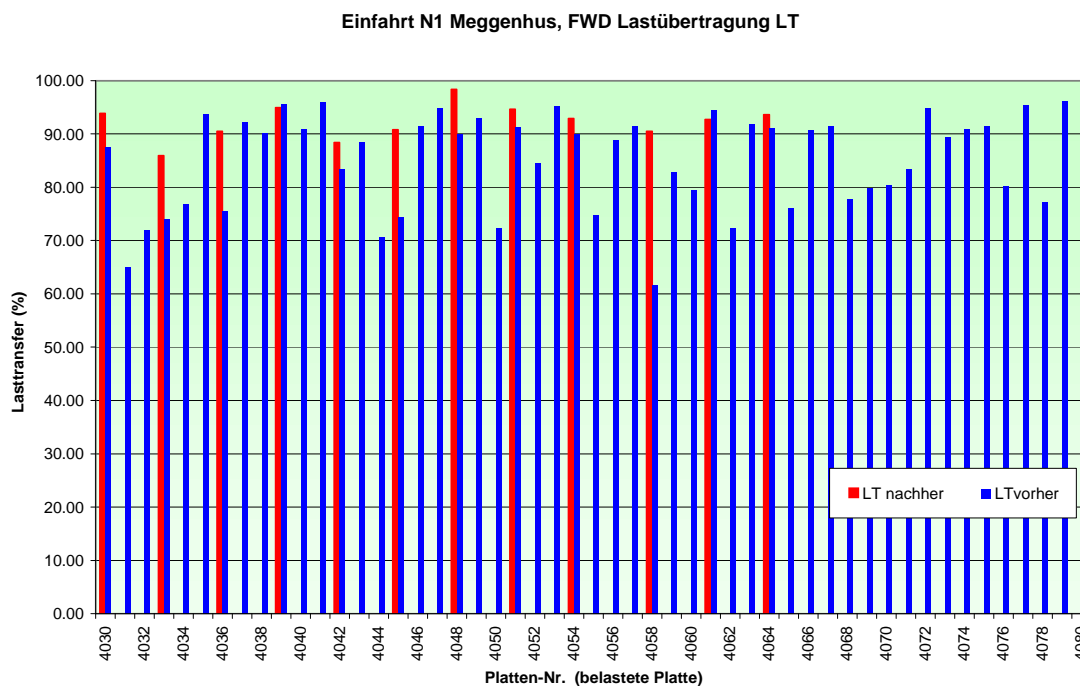


Abbildung 4.4: Werte des Lasttransfers auf der Einfahrt N1 Meggenhus vor und nach dem Überzug mit einer bitumenhaltigen Deckschicht.

Einfahrt N1 Meggenhus, FWD Deflektionen am Plattenrand

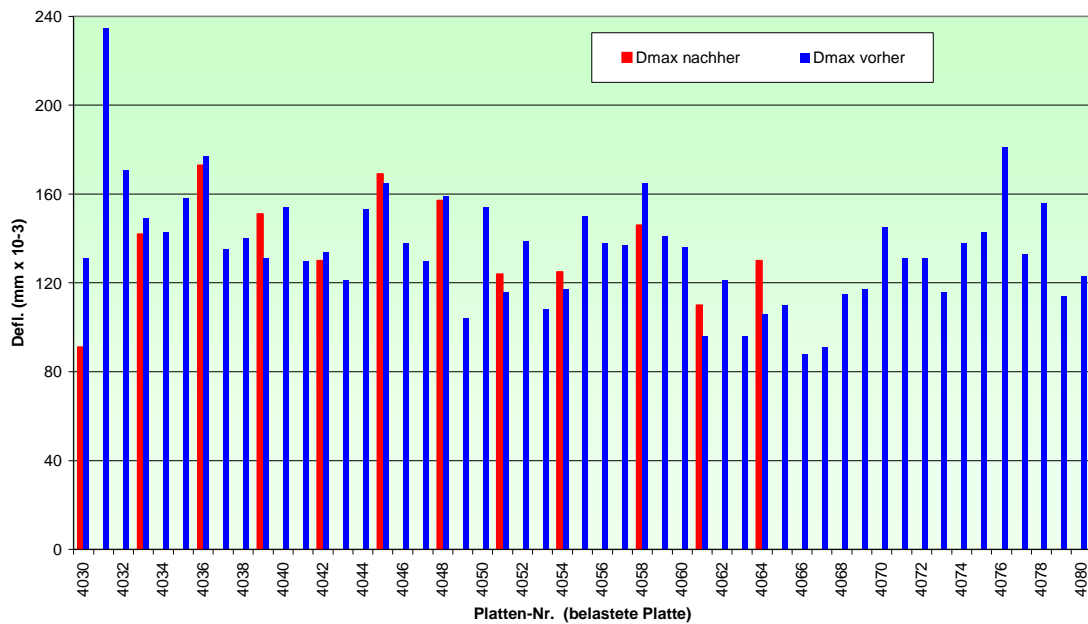


Abbildung 4.5: FWD-Deflektionswerte in der Belastungsachse am Plattenrand auf der Einfahrt N1 Meggenhus vor und nach dem Überzug mit einer bitumenhaltigen Deck-schicht.

Einfahrt N1 Meggenhus, FWD Deflektionen in Plattenmitte

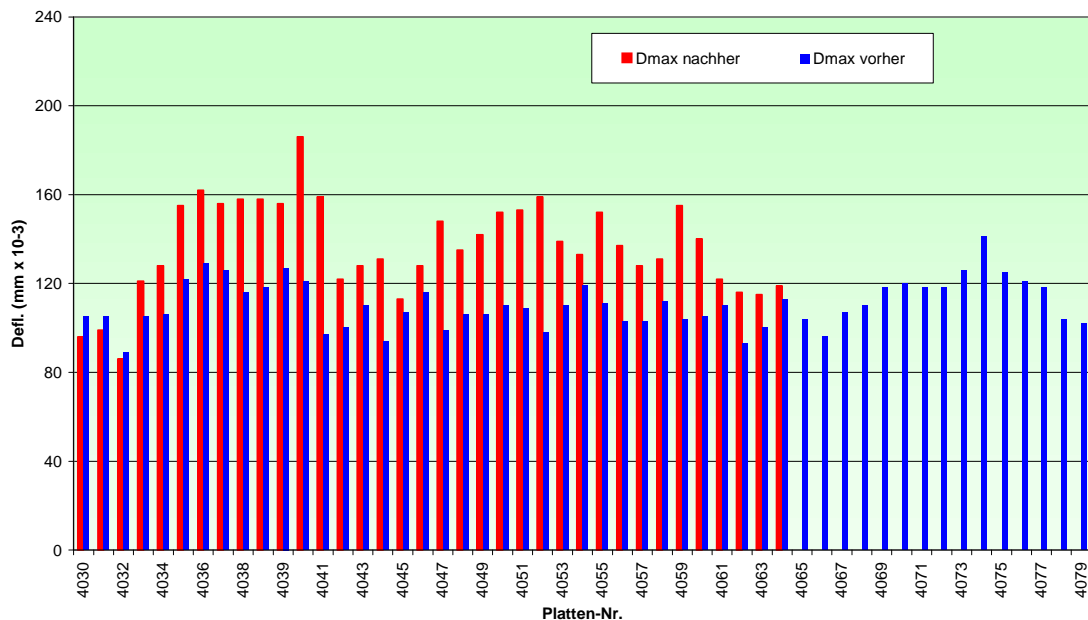


Abbildung 4.6: FWD-Deflektionswerte in der Belastungsachse in Plattenmitte auf der Einfahrt N1 Meggenhus vor und nach dem Überzug mit einer bitumenhaltigen Deck-schicht

Einfahrt N1 Meggenhus

	Messung vor Überzug	Messung nach Überzug
Deflektion Plattenmitte, Mittelwert [$\text{mm} \cdot 10^{-3}$]	137	108
Deflektion Plattenrand, Mittelwert [$\text{mm} \cdot 10^{-3}$]	137	139
LT, Mittelwert [%]	84	92

N1 Meggenhus-St Gallen

	Kriechspur (-8.75)		Normalspur (-5.25)	
	D_0 FWD [$\text{mm} \cdot 10^{-3}$]	LT [%]	D_0 FWD [$\text{mm} \cdot 10^{-3}$]	LT [%]
Minimum	46.3	16.7	43.1	39.0
Mittelwert	67.3	71.2	64.7	86.4
Maximum	99.5	97.8	91.1	99.6
Standardabweichung	10.6	19.2	9.9	9.1
Variationskoeffizient	0.16	0.27	0.15	0.11

T6, Biel-Lyss, Messungen vor Überzug

Fahrriechung Biel, Messungen in Plattenmitte

	E ₁ Beton	E ₂ Foundation	k Mitte
Minimum	12101	47	21
Mittelwert	28502	136	77
Maximum	44635	277	189
Standardabw.	8727	57	41
Var.-Koeff.	0.31	0.42	0.53

Fahrriechung Biel, Messungen bei der Querfuge

	k Querfuge	k _q /k _m	Diff	Transfer
Minimum	57	0.46	0.77	45
Mittelwert	147	2.40	35.21	85
Maximum	352	9.84	182.60	100
Standardabw.	55	1.61	30.90	12
Var.-Koeff.	0.37	0.67	0.88	0.14

Fahrriechung Bern, Messungen in Plattenmitte

	E ₁ Beton	E ₂ Foundation	k Mitte
Minimum	18410	70	30
Mittelwert	32856	126	66
Maximum	42616	201	116
Standardabw.	7019	40	27
Var.-Koeff.	0.21	0.31	0.41

Fahrriichtung Bern, Messungen bei der Querfuge

	k Querfuge	k_q/k_m	Diff	Transfer
Minimum	36	0.38	7.28	45
Mittelwert	144	2.65	31.56	88
Maximum	281	7.24	247.15	98
Standardabw.	55	1.64	38.49	11
Var.-Koeff.	0.38	0.62	1.22	0.12

T6, Biel-Lyss, Messungen nach Überzug

Fahrriichtung Biel, Messungen in Plattenmitte

	E ₁ Beton	E ₂ Foundation	k Mitte
Minimum	10903	52	19
Mittelwert	20613	165	83
Maximum	34871	277	153
Standardabw.	5671	56	34
Var.-Koeff.	0.28	0.34	0.41

Fahrriichtung Biel, Messungen bei der Querfuge

	k Querfuge	k_q/k_m	Diff	Transfer
Minimum	46	0.48	0.00	55
Mittelwert	155	2.33	14.75	93
Maximum	321	11.38	113.82	100
Standardabw.	57	1.99	15.09	6
Var.-Koeff.	0.37	0.85	1.02	0.07

Fahrriichtung Bern, Messungen in Plattenmitte

	E ₁ Beton	E ₂ Foundation	k Mitte
Minimum	10153	63	26
Mittelwert	17619	158	84
Maximum	24660	341	242
Standardabw.	4105	73	55
Var.-Koeff.	0.23	0.47	0.66

Fahrriichtung Bern, Messungen bei der Querfuge

	k Querfuge	k_q/k_m	Diff	Transfer
Minimum	68	0.73	0.00	78
Mittelwert	164	2.62	12.43	93
Maximum	297	8.18	41.67	100
Standardabw.	55	1.85	8.50	5
Var.-Koeff.	0.33	0.71	0.68	0.05

N6, Thun-Spiez, Messungen vor Überzug

Fahrriichtung Bern, rechter Fahrstreifen, Messungen in Plattenmitte

	E ₁ Beton	E ₂ Foundation	k Mitte
Minimum	21841	57	21
Mittelwert	35768	126	58
Maximum	64233	331	199
Standardabw.	11986	75	43
Var.-Koeff.	0.34	0.59	0.75

Fahrriichtung Bern, rechter Fahrstreifen, Messungen bei der Querfuge

	k Querfuge	kg/km	Diff	Transfer
Minimum	46	0.23	2.42	64
Mittelwert	228	5.73	12.35	92
Maximum	737	19.37	59.30	99
Standardabw.	128	4.44	12.09	8
Var.-Koeff.	0.56	0.78	0.98	0.08

Fahrriichtung Bern, linker Fahrstreifen, Messungen in Plattenmitte

	E1 Beton	E2 Foundation	k Mitte
Minimum	24707	54	21
Mittelwert	34844	97	41
Maximum	52887	200	95
Standardabw.	7623	37	19
Var.-Koeff.	0.22	0.38	0.47

Fahrriichtung Bern, linker Fahrstreifen, Messungen bei der Querfuge

	k Querfuge	kg/km	Diff	Transfer
Minimum	46	0.74	0.00	91
Mittelwert	220	6.31	4.42	97
Maximum	592	20.49	8.91	100
Standardabw.	136	4.73	1.68	2
Var.-Koeff.	0.62	0.75	0.38	0.02

N6, Thun-Spiez, Messungen nach Überzug

Fahrriichtung Bern, rechter Fahrstreifen, Messungen in Plattenmitte

	E ₁ Beton	E ₂ Foundation	k Mitte
Minimum	11309	59	20
Mittelwert	18594	133	61
Maximum	28759	413	225
Standardabw.	5119	92	53
Var.-Koeff.	0.28	0.69	0.87

Fahrriichtung Bern, rechter Fahrstreifen, Messungen bei der Querfuge

	k Querfuge	k_q/k_m	Diff	Transfer
Minimum	147	1.50	0.00	69
Mittelwert	385	9.72	7.91	92
Maximum	792	23.84	35.94	100
Standardabw.	128	5.27	6.61	6
Var.-Koeff.	0.33	0.54	0.84	0.07

Fahrriichtung Bern, linker Fahrstreifen, Messungen in Plattenmitte

	E_1 Beton	E_2 Foundation	k Mitte
Minimum	20938	180	74
Mittelwert	32674	322	155
Maximum	47149	540	288
Standardabw.	6992	113	64
Var.-Koeff.	0.21	0.35	0.41

Fahrriichtung Bern, linker Fahrstreifen, Messungen bei der Querfuge

	k Querfuge	k_q/k_m	Diff	Transfer
Minimum	101	0.57	0.00	83
Mittelwert	425	3.38	4.05	95
Maximum	1170	7.60	35.92	100
Standardabw.	152	1.90	4.15	3
Var.-Koeff.	0.36	0.56	1.03	0.03

N2 Flüelen-Amsteg

Der durch eine gewisse "déformation professionnelle" belastete regelmäßige Verkehrsteilnehmer auf der betrachteten Strecke hat über die (letzten) Jahre das Aufkommen und die Entwicklung des Phänomens der Stufenbildung wahrgenommen, welche heute vor allem auf dem rechten Fahrstreifen in nördlicher Richtung vom Anbeginn der Betonstrecke bei Amsteg bis zum Tunnel vor der Ausfahrt Erstfeld gut spürbar ist. Diese durch "lokale" Unterschiede (bei gleichbleibender Belastung auf der ganzen Strecke) gekennzeichneten Schäden könnten durchaus auch mit der Qualität des Materials der Fundationsschicht zu tun haben – es wird dabei angenommen, dass die Menge der Niederschläge auf der ganzen Streckenlänge vergleichbar sei – und aus dieser Betrachtungsweise heraus drängt sich ein Vergleich zwischen unterschiedlichen Zonen auf.

Für den genannten Vergleich wurde im vorliegenden Fall der Lasttransfer bei je 10 aufeinanderfolgenden Querfugen im Teilabschnitt Flüelen-Erstfeld und im Teilabschnitt Erstfeld-Amsteg ermittelt. Dabei wird die Belastungsplatte des FWD-Gerätes in unmittelbarer Nähe einer Querfuge positioniert und die Deflektionsmulde über die Querfuge gemessen. Die Sensoren 2 und 3 mit Abständen von 200, bzw. 300 mm von der Lastachse sind auf je einer Platte positioniert. Der Lasttransfer wird gemäss den Angaben im Abschnitt 4.4.2 berechnet. Eine Zusammenfassung der Ergebnisse ist in der folgenden Tabelle enthalten.

Teilabschnitt	Fahrstreifen	mittlere Stationierung	Lasttransfer Mittelwert
Flüelen-Erstfeld	rechts, Richtung Süd	145.030	0.59
Flüelen-Erstfeld	rechts Richtung Nord	145.030	0.74
Flüelen-Erstfeld	links, Richtung Nord	144.760	0.93
Erstfeld-Amsteg	rechts, Richtung Süd	153.140	0.79
Erstfeld-Amsteg	rechts Richtung Nord	153.140	0.34
Erstfeld-Amsteg	links, Richtung Nord	153.140	0.96

4.4.4. Zusammenfassung und Analyse der Ergebnisse

Die folgenden Ausführungen in diesem Kapitel befassen sich ausschliesslich mit der Abhängigkeit der Lastübertragung von der Zeit, bzw. der kumulierten Belastung. Die übrigen Ergebnisse, insbesondere der Vergleich der Messungen vor und nach dem Anbringen einer bitumenhaltigen Deckschicht, werden im Kapitel 6.2 kommentiert.

Bisherige Erfahrungen von Viagroup SA im Bereich der Messung und Auswertung des Lasttransfers (N1 AG, N1 SG, N3 AG) haben ergeben, dass ein linearer Zusammenhang zwischen der kumulierten äquivalenten Verkehrsbelastung und dem Lasttransfer besteht, und dass unterhalb eines Lasttransferwertes von 0.4 eine deutlich wahrnehmbare Stufenbildung erreicht wird. Die bisherigen Erfahrungen wurden nun mit den neuen Ergebnissen ergänzt und sämtliche Resultate sind nun in der Abbildung 4.7 dargestellt, aus welcher der lineare Zusammenhang wiederum deutlich hervorgeht.

Für eine konkrete praktische Anwendung wird empfohlen, grundsätzlich von einer linearen Beziehung zwischen Lastübertragung und kumulierter äquivalenter Verkehrslast auszugehen, eine Lastübertragung von 95% für neue Betondecken anzunehmen und damit direkt aufgrund der Lastübertragung im Zeitpunkt der Messung und eines Grenzwertes der Lastübertragung von 40 % (darüber hinaus ist mit einer deutlichen Stufenbildung mit Absätzen bis 20 mm zu rechnen) die Restnutzungsdauer zu bestimmen, wie dies in Abbildung 4.8 angedeutet wird.

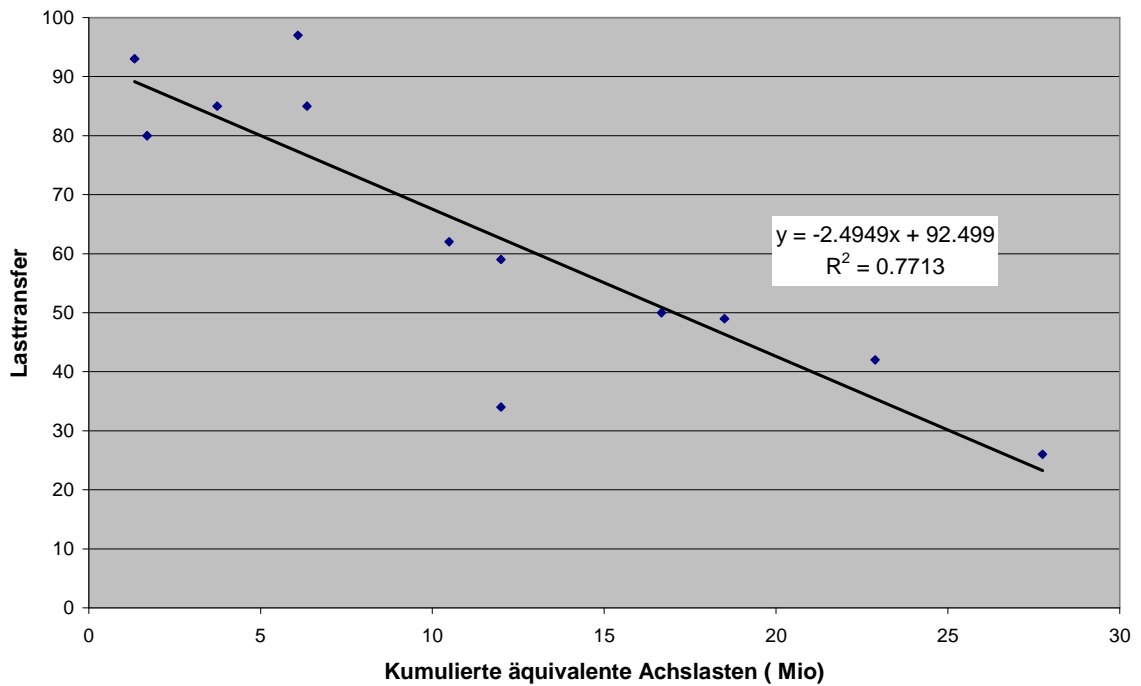


Abbildung 4.7: Beziehung zwischen dem Lasttransfer zwischen aufeinander folgenden Betonplatten und der kumulierten äquivalenten Verkehrslast W.

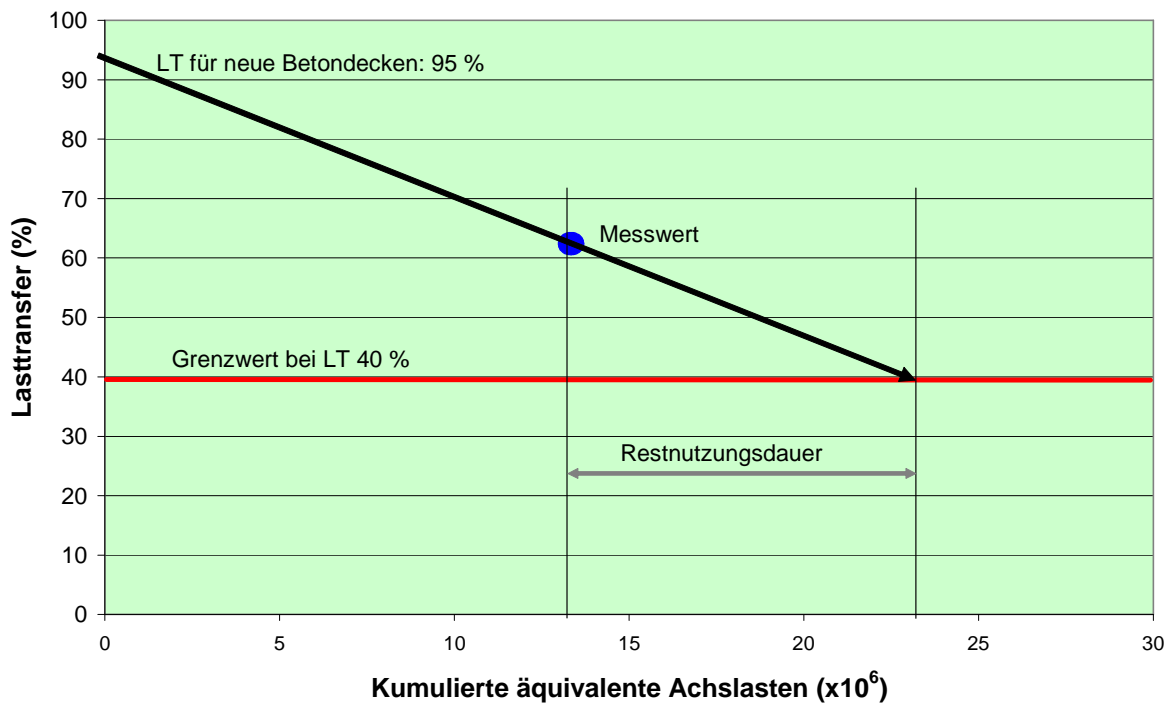


Abbildung 4.8: Schematisches Vorgehen für die Bestimmung der Restnutzungsdauer in Abhängigkeit des Lasttransfers und der kumulierten äquivalenten Verkehrslast W.

5. Grenzflächenprobleme

5.1. Vorgaben

5.1.1. Ziel

Das Ziel dieser Teilaufgabe des Forschungsprojekts ist die Grenzflächenproblematik und damit der Verbund zwischen so unterschiedlichen Materialien wie bituminös und hydraulisch gebundenen Schichten. Wurde bei der Wahl von bitumenhaltigen Überzügen bisher der Schichtenverbund, wenn nicht ganz ausgeklammert, so doch weitgehend vernachlässigt, so wiesen in der Praxis auftretende Schwierigkeiten und bei Routineuntersuchungen festgestellter mangelhafter oder ungenügender Verbund, die Wichtigkeit und Bedeutung des Themas in Erinnerung. Gezielte Untersuchungen zu diesem Fragenkomplex und daraus abgeleitete Empfehlungen bilden Gegenstand des hier vorliegenden Teilbereichs des Forschungsprojekts.

5.1.2. Methoden

Im Rahmen der Forschungsarbeit werden diese Fragestellungen mit Hilfe verschiedener Feld- und Laboruntersuchungen zum Thema der Grenzflächenprobleme untersucht. Insbesondere werden die Durchführung umfangreicher Haftzug- und Abscherprüfungen zur Beurteilung des Verbundes zwischen Betondecke und bitumenhaltiger Deckschicht vorgestellt und die entsprechenden Ergebnisse ausführlich kommentiert.

5.1.3. Arbeitsprogramm

In der Zielrichtung der Teilaufgabe „Grenzflächenprobleme“ geht es um die Untersuchung des Schichtenverbundes kombinierter Beläge. In diesem Zusammenhang sollten neben der Temperaturabhängigkeit und der Auswirkung unterschiedlicher Zwischenschichten bzw. Vorbehandlungen (mit und ohne Fräsen) auch die Überprüfung der zeitlichen Entwicklung des Schichtenverbundes untersucht werden. Ein zusätzlicher Abschnitt befasst sich mit den von unterschiedlichen Labors ermittelten Ergebnissen des Verbundes, wie sie anhand der Versuchstrecke A1 Bern ermittelt wurden.

Die Ziele des Forschungsprojektes können somit folgendermassen zusammengefasst werden:

- Untersuchung des Verbundes auch unter Berücksichtigung des Einflusses von Wasser und klimatischen Bedingungen.
- Untersuchung des Verbundes auch unter Berücksichtigung des Einflusses von Alter und Beanspruchung

Tabelle 5.1: Prüfprogramm für die Untersuchung des Verbundes zwischen bitumenhaltiger Belagsschicht und Beton

Prüfung	Schichthaf-tung	<i>Einfluß Wasser</i>	<i>Einfluß Temperatur</i>	Vergleich in situ
Strecke St. Gallen				
Abscherprüfung		Wasserlagerung 60°C, 24h Prüftemperatur: 20°C Prüfkörper: Bohrkerne	10, 20, T _{vor} , 30°C Prüfkörper: Bohrkerne	
	<i>Anzahl Prüfungen:</i>	10	40	
Haftzugprüfung		Wasserlagerung 60°C, 24h Prüftemperatur: 20°C Prüfkörper: Bohrkerne	10, 20, T _{vor} , 30°C Prüfkörper: Bohrkerne	T _{vor} Prüfung in situ
	<i>Anzahl Prüfungen:</i>	10	40	10

Tabelle 5.2: Prüfprogramm zur Untersuchung des Einflusses des Alters auf den Verbund

Prüfung	Schichthaf-tung	<i>Einfluß Alter</i>		
		Direkt nach Einbau	0.5 Jahre unter Ver- kehr	1 Jahr unter Verkehr
Strecke Bern				
Abscherprüfung		Prüftemperatur: 20°C Prüfkörper: Bohrkerne	Prüftemperatur: 20°C Prüfkörper: Bohrkerne	Prüftemperatur: 20°C Prüfkörper: Bohrkerne
	<i>Anzahl Prüfungen:</i>	6	6	6
Haftzugprüfung		Prüftemperatur: 20°C Prüfkörper: Bohrkerne	Prüftemperatur: 20°C Prüfkörper: Bohrkerne	Prüftemperatur: 20°C Prüfkörper: Bohrkerne
	<i>Anzahl Prüfungen:</i>	8	8	8

5.2. Stand der Forschung

5.2.1. Schichtenverbund kombinierter Beläge

Obwohl der Schichtenverbund mittlerweile grösstenteils routinemässig beim Einbau von neuen Schichten oder Belägen bestimmt wird, gibt es kaum Untersuchungen über den Verbund zwischen Betonbelägen und den neu aufgetragenen Asphalt-schichten. Da es sich bei den zu überbauenden Betonbelägen meist um alte und gerissene Beläge handelt, werden zusätzlich meist Zwischenschichten aufgebracht, die ebenfalls einen Einfluss auf den Schichtenverbund ausüben und u.U. sogar zu einer Beeinträchtigung des Schichtenverbundes führen können.

In verschiedenen Publikationen und Artikeln [5.1], [5.2] wird berichtet, dass von einer Verbesserung des Schichtenverbunds im Laufe der Zeit ausgegangen werden kann; aber die Anzahl der Untersuchungen, aus denen diese Aussagen stammen, sind recht beschränkt. Vielfach wird die Tatsache als solche festgehalten, aber keine Zahlenwerte angegeben.

An der Empa wurden in der Vergangenheit im Rahmen von Auftrags- und Forschungsarbeiten verschiedene Abscher- und Haftzugprüfung an kombinierten Belägen (u.a. Systeme

me mit einer Stahlnetzeinlage, Glasvliesen bzw. -gittergeweben, und Oberflächenbehandlung) durchgeführt und in diesem Zusammenhang auch Publikationen zu diesem Thema verfasst [5.3], [5.4].

Dabei zeigte sich, dass sich Zwischenschichten in Bezug auf den Schichtenverbund weitgehend negativ auswirken. Besonders Stahleinlagen und Glasvliese erwiesen sich dabei als problematisch, wogegen Oberflächenbehandlungen in vielen Fällen zu einem akzeptablen Schichtenverbund führten.

5.3. Untersuchung an kombinierten Belägen

5.3.1. Strecken

Insgesamt wurden 2 Strecken untersucht: Eine erste Strecke auf der A1 bei St. Gallen und eine zweite Strecke auf der A1 bei Bern, die in 6 Versuchsfelder unterteilt wurde. *Tabelle 5.3* enthält die genauen Angaben zu beiden Strecken.

Tabelle 5.3: Entnahmestellen mit zugehörigem Belagsaufbau

Objekt/Abschnitt	Sanierung	Entnahme	Zwischenschicht	Asphaltbelag
A1 St.Gallen Ost-Buriet Anschluss Meggenhus Betonbelag von 1973	Juli 2003	August 2003	Carbophalt 4 kg/m ² Haftkleber Webacid CR 60 P, Carbophalt G, S&P 0-10 mm Feinfräsen und reinigen mit Hochdruck	35 mm SMA 11
A1 Bern, Kerzers-Weyer-mannhaus Versuchsstrecke bestehend aus 6 Feldern Betonbelag von 1980/81	Mai 2004	a) Juni 2004 b) November 2004 c) Juni 2005	<u>Feld 1:</u> Oberflächenbehandlung 3.0 kg/m ² Membramac als Haftvermittler, OB 8/11mm, mit vorumhülltem Splitt <u>Feld 2:</u> Glasphalt GS Haftemulsion GS, Typ CR 70 P, S&P Glasphalt GS <u>Feld 3:</u> Carbophalt G 4 kg/m ² Haftkleber Webacid CR 50 P, S&P Carbophalt G OB-SAMI; Membromac 1.8 kg/ m ² Absplittung mit 3/6mm Splitt, vorumhüllt (einwalzen und absaugen) <u>Feld 4:</u>	45-50 mm SMA 11 oder 45-50 mm AB 11* Bindemittel PmB-E 50/70-65

			<p>Sytec Gridseal F hochmod. Bitumen (SAMI) Typ SYTEC H 100, As- phaltbewehrungsgitter Sytec Glasgrid 8501, hochmod. Bitumen (SAMI) Typ Sytec H 100, absplit- ten mit gebrochenem und gewaschenem Splitt 12/16 mm</p> <p><u>Feld 5:</u> 0-10 mm Feinfräsen und reinigen Voranstrich</p> <p><u>Feld 6:</u> Reinigen Voranstrich Anmerkung: Felder 1 bis 5: 0-10 mm Feinfräsen und reinigen</p>	
--	--	--	---	--

*Belagskonzeption nach alter Norm SN 640431 "Asphaltbetonbeläge", Ausgabe 1997

5.3.2. Schichtenverbund

An allen Prüfkörpern der beiden Strecken (A1 St. Gallen und A1 Bern) wurde die Haftung zwischen Asphaltdeckschicht und dem darunter liegenden Betonbelag geprüft. Diese Prüfung erfolgte zum einen mit der Haftzugprüfung und zum anderen mit der direkten Abscherprüfung nach Schweizer Norm SN 671961 [5.6].

Haftzugprüfungen

Da es für die Haftzugprüfung bisher in der Schweiz noch keine Norm oder Vorschrift gibt, wurde die Prüfung in Anlehnung an die deutsche technische Prüfvorschrift ZTV-SIB 90 [5.7] auf zwei unterschiedliche Arten durchgeführt:

- Prüfung in situ (bei Umgebungstemperatur)
- Prüfung an Bohrkernen (bei gewünschter Temperatur)

Die Belastungsgeschwindigkeit betrug 300 N/s; wobei eine Vorlast von 100 N aufgebracht wurde. In Abweichung von der ZTV-SIB 90 wurde in beiden Fällen ein Prüfkörperdurchmesser von 100 mm gewählt.

Für die Prüfung wurden Bohrungen bis ca. 10 mm unter die Deckschicht durchgeführt. Nach Säubern und Trocknen der Bohrstellen wurde ein Prüfstempel aus Stahl mit einer Dicke von 60 mm mit Hilfe eines Zweikomponentenklebers aufgeklebt. Die Prüfung des Haftzugs erfolgte nach Aushärten des Klebstoffs bei der vorhandenen Umgebungstemperatur (siehe *Abbildung 5.1*). Die Resultate sind in *Tabellen 5.4 und 5.5* wiedergegeben.



Abbildung 5.1: Vorrichtung für Haftzugprüfung in situ, hier mit Prüfkörperdurchmesser von 50 mm

Für diese Prüfung wurden Bohrkern mit einem Durchmesser von 100 mm entnommen und auf eine Dicke von 60 mm zugeschnitten, so dass die Schichtgrenze etwa in der Mitte zu liegen kam. Mit Hilfe eines Zweikomponentenklebers wurden diese auf eine Betonplatte aufgeklebt. Anschliessend wurde der Prüfstempel aus Stahl mit einer Dicke von 60 mm auf die Oberseite des Bohrkerns geklebt. Die Prüfung des Haftzugs erfolgte nach Aushärten des Klebstoffs in einem temperierten Raum bei den gewünschten Prüftemperaturen (siehe *Abbildung 5.2*). Die Resultate finden sich in *Tabellen 5.4 bis 5.9* und *Abbildung 5.5*, bzw. *Tabellen 5.14 bis 5.19* und *Abbildung 5.13*.



Abbildung 5.2: Vorrichtung für Haftzugprüfung an Bohrkernen

Abscherprüfung

Die Abscherprüfung erfolgte in Anlehnung an die Schweizer Norm SN 671961 [5.6] an Bohrkernen mit einem Durchmesser von 150 mm. Die Prüfung wurde mit der Empa Prüfform, siehe Abbildung 5.3, bei der gewünschten Prüftemperatur durchgeführt, wobei jeweils die beim Bruch auftretende Maximalkraft in kN angegeben wird. Die Resultate der Prüfungen sind in *Tabellen 5.10 bis 5.14* und *Abbildung 5* bzw. *Tabellen 5.20 bis 5.25* und *Abbildung 5.20* wiedergegeben.

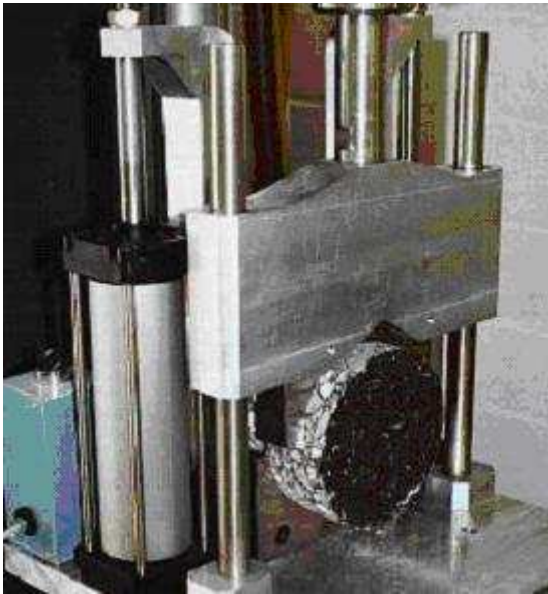


Abbildung 5.3: Abschervorrichtung mit eingelegtem Bohrkern

5.4. Resultate und Auswertung

5.4.1. Strecke St. Gallen

Bei der Strecke in St. Gallen handelt es sich um die reguläre Sanierung eines Autobahnabschnitts mit einem bitumenhaltigen Splittmastixbelag SMA 11 nach alter Norm [5.5] und einer Zwischenschicht (Abbildung 5.4). An verschiedenen Streckenabschnitten wurden dabei unterschiedliche Zwischenschichten, wie Oberflächenbehandlung, Glas- und Kohlenfasergitter, gewählt. Im der Empa zur Verfügung gestellten Streckenabschnitt (Rampe 302) wurde das in Tabelle 5.3 beschriebene System (Carbophalt) als Zwischenschicht verwendet.

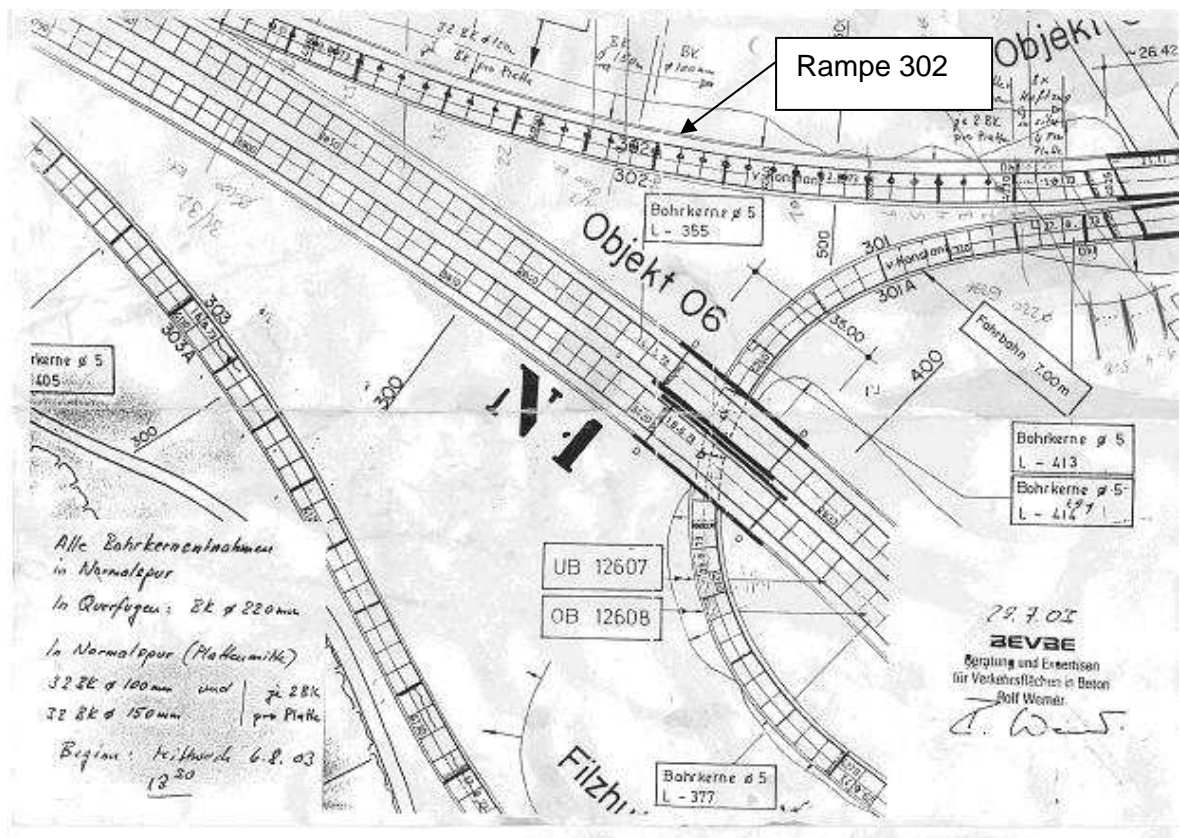


Abbildung 5.4: Skizze der Strecke auf der A1 bei St. Gallen

Haftzugprüfungen in situ

Tabelle 5.4 zeigt die Ergebnisse der in situ durchgeführten Haftzugprüfung. Die Belagstemperatur betrug im Fall der ersten vier Prüfkörper 25°C und stieg dann auf 26°C (weitere 4 Prüfkörper) an.

Tabelle 5.4: Ergebnisse der Haftzugprüfung in situ, erste Serie, 25.5°C

Prüfkörper Nr.	Temperatur [°C]	Kraft [kN]	Spannung [N/mm ²]
1	25.5	2.502	0.39
2	25.5	2.245	0.35
3	25.5	1.363	0.21
4	25.5	2.492	0.39
Mittelwert		2.15	0.34
Standardabweichung		0.54	0.08

Tabelle 5.5: Ergebnisse der Haftzugprüfung in situ, zweite Serie, 26°C

Prüfkörper Nr.	Temperatur	Kraft [kN]	Spannung [N/mm ²]
5	26	2.810	0.44
6	26	3.515	0.55
7	26	2.875	0.45
8	26	2.745	0.43
Mittelwert		2.99	0.47
Standardabweichung		0.36	0.06

Bei den beiden Prüfkörperserien scheint es sich um Stellen mit unterschiedlich gutem Verbund zu handeln. Der Temperaturunterschied von 0.5°C war nicht signifikant, zumal sich die Werte der Haftzugprüfung umgekehrt verhielten als zu erwarten, d.h. höhere Werte bei höherer und tiefere Werte bei niedrigerer Temperatur aufwiesen.

Haftzugprüfung am Bohrkernen im Labor

In *Tabelle 5.6* bis *5.9* sind die Ergebnisse der im Labor an Bohrkernen durchgeführten Haftzugprüfung für die Strecke St. Gallen dargestellt. *Abbildung 5.5* zeigt die festgestellte Temperaturabhängigkeit des Haftzugwertes grafisch.

Tabelle 5.6: Ergebnisse der Haftzugprüfung am Bohrkern, 10°C

Prüfkörper Nr.	Temperatur [°C]	Kraft [kN]	Spannung [N/mm ²]
18	10	7.249	1.14
8	10	7.659	1.20
13	10	5.335	0.84
20	10	6.692	1.05
Mittelwert		6.73	1.06
Standardabweichung		1.01	0.16

Tabelle 5.7: Ergebnisse der Haftzugprüfung am Bohrkern, 20°C

Prüfkörper Nr.	Temperatur [°C]	Kraft [kN]	Spannung [N/mm ²]
7	20	2.569	0.40
9	20	3.717	0.58
6	20	3.211	0.50
27	20	3.844	0.60
14	20	2.45	0.37
Mittelwert		3.16	0.50
Standardabweichung		0.64	0.10

Tabelle 5.8: Ergebnisse der Haftzugprüfung am Bohrkern, 30°C

Prüfkörper Nr.	Temperatur [°C]	Kraft [kN]	Spannung [N/mm ²]
10	30	3.031	0.48
5	30	3.722	0.59
17	30	1.566	0.25
4	30	2.678	0.42
3	30	2.366	0.37
Mittelwert		2.67	0.42
Standardabweichung		0.80	0.13

Tabelle 5.9: Ergebnisse der Haftzugprüfung am Bohrkern, nach 24h 60°C Wasserlagerung, 20°C

Prüfkörper Nr.	Temperatur [°C]	Kraft [kN]	Spannung [N/mm ²]
1	Wasserlagerung, 20°C	4.108	0.65
2	Wasserlagerung, 20°C	3.463	0.54
12	Wasserlagerung, 20°C	4.658	0.73
16	Wasserlagerung, 20°C	4.352	0.68
24	Wasserlagerung, 20°C	4.309	0.68
Mittelwert		4.18	0.66
Standardabweichung		0.45	0.07

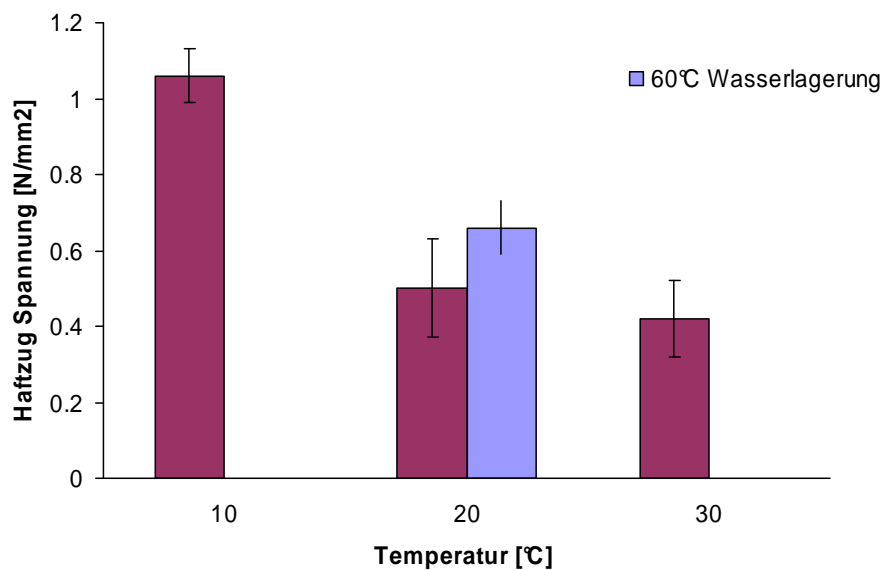


Abbildung 5.5: Zusammenhang zwischen Haftzugwert und Temperatur bzw. Wasserlagerung

Man erkennt deutlich, dass die Höhe der Haftzugspannung mit steigender Temperatur abnimmt, wobei der Unterschied zwischen einer Prüfung bei 10°C bzw. 20°C deutlich grösser ist, als derjenige zwischen einer Prüfung bei 20°C bzw. 30°C. Eine 24 stündige Wasserlagerung scheint die Haftzugwerte bei 20°C da gegen deutlich zu verbessern, was mit einem „Verkleben“ der beiden Schichten bei 60°C, bevor das Wasser überhaupt zwischen die Schichten eindringen kann, erklärt werden könnte. *Abbildungen 5.6 bis 5.8* zeigen die Bruchbilder der Haftzugprüfung bei 10°C, 20°C und 30°C. Entgegen der Vermutung, dass bei der Prüfung bei tiefer Temperatur (10°C) die Brüche eher durch die Steine verlaufen bzw. weniger flächig aussehen, sind optisch keine Unterschiede feststellbar.

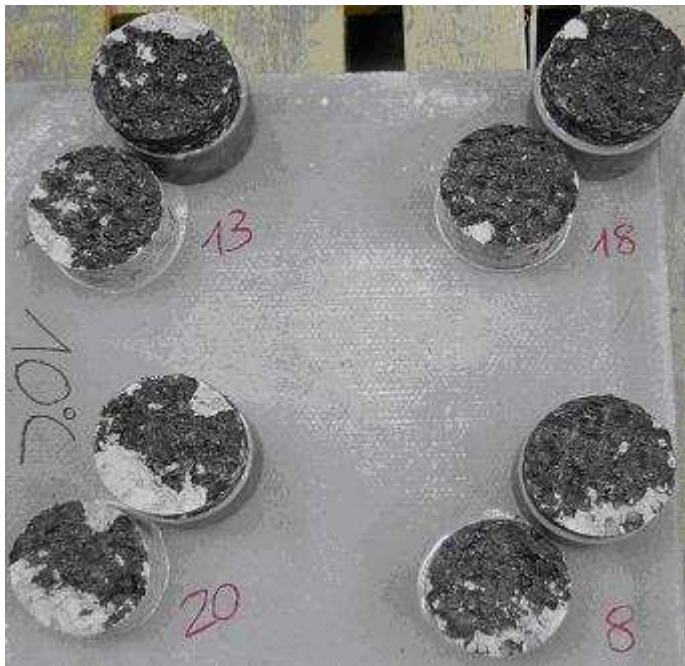


Abbildung 5.6: Bruchbilder der Haftzugprüfung bei 10°C

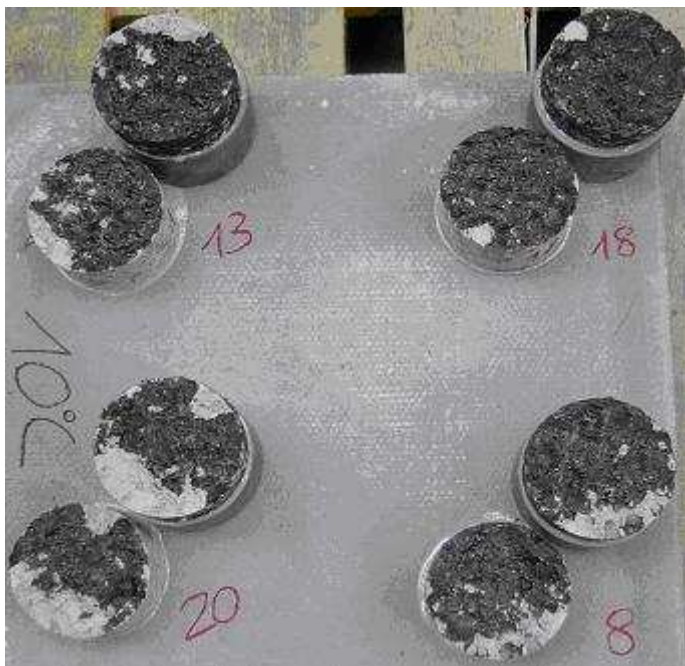


Abbildung 5.7: Bruchbilder der Haftzugprüfung bei 20°C

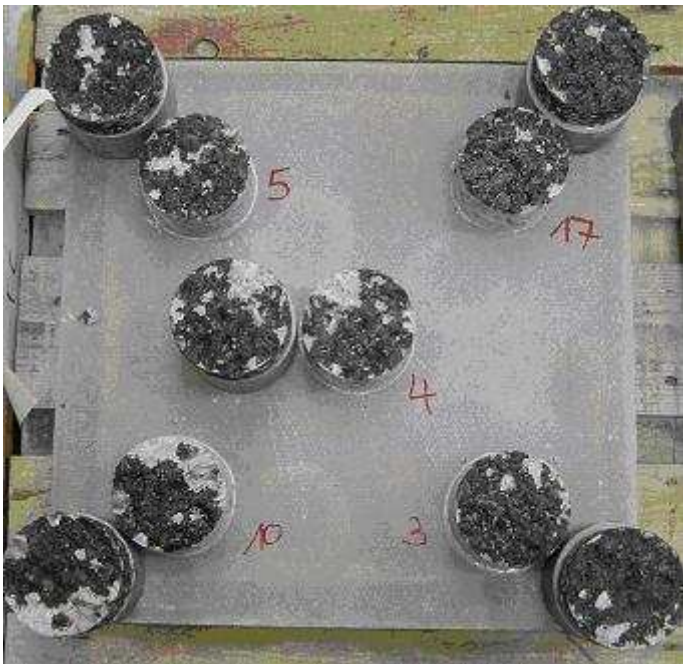


Abbildung 5.8: Bruchbilder der Haftzugprüfung bei 30°C

Abscherprüfung Strecke St. Gallen

Tabellen 5.10 bis 5.13 enthalten die Resultate der Abscherprüfung der Bohrkörper der Strecke St. Gallen. *Abbildung 5.9* gibt einen Überblick über die Temperaturabhängigkeit der im Abscherversuch bestimmten Maximalkraft.

Tabelle 5.10: Ergebnisse der Abscherprüfung: Maximale Scherkräfte bei 10°C

Prüfkörper Nr.	Kraft [kN]
15	33.09
16	43.05
7	52.39
11	43.84
14	44.02
22	50.67
25	39.73
13	29.85
Mittelwert	42.08
Standardabweichung	7.78

Tabelle 5.11: Ergebnisse der Abscherprüfung: Maximale Scherkräfte bei 20°C

Prüfkörper Nr.	Temperatur [°C]	Kraft [kN]
23	20	57.92
19	20	42.58
20	20	23.14
26	20	31.19
17	20	34.63
21	20	47.78
18	20	22.95
24	20	16.2
Mittelwert		34.55
Standardabweichung		14.13

Tabelle 5.12: Ergebnisse der Abscherprüfung: Maximale Scherkräfte bei 30°C

Prüfkörper Nr.	Temperatur [°C]	Kraft [kN]
4	30	16.77
6	30	9.41
3	30	8.22
12	30	10.03
5	30	8.28
8	30	8.86
9	30	14.21
10	30	11.23
Mittelwert		10.88
Standardabweichung		3.09

Tabelle 5.13: Ergebnisse der Abscherprüfung: Maximale Scherkräfte bei 20°C nach 24h Wasserlagerung bei 60°C

Prüfkörper Nr.	Temperatur [°C]	Kraft [kN]
30	Wasserlagerung, 20°C	30.40
2	Wasserlagerung, 20°C	28.56
28	Wasserlagerung, 20°C	31.58
27	Wasserlagerung, 20°C	22.99
29	Wasserlagerung, 20°C	30.78
31	Wasserlagerung, 20°C	27.86
32	Wasserlagerung, 20°C	21.82
1	Wasserlagerung, 20°C	25.62
Mittelwert		27.45
Standardabweichung		3.65

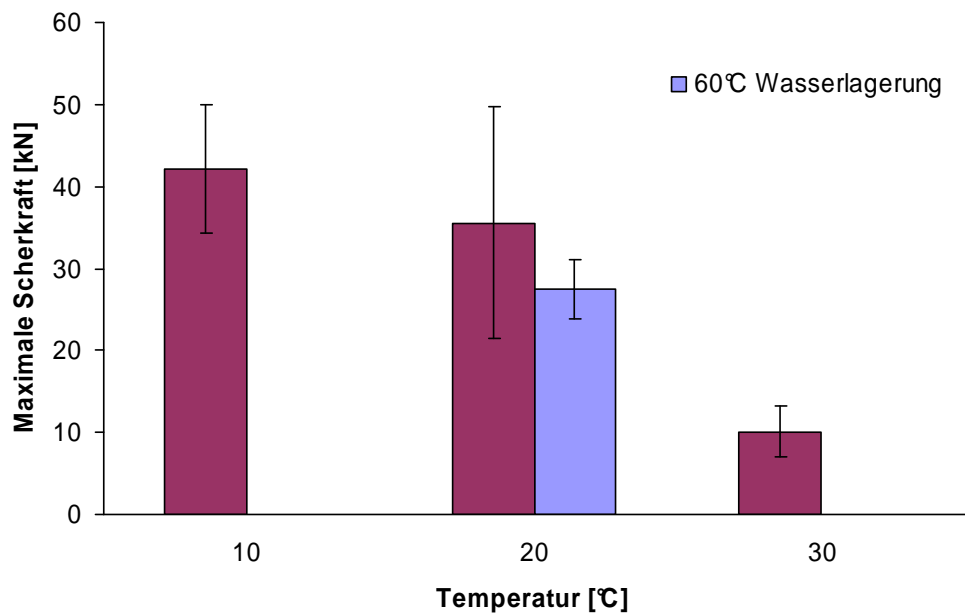


Abbildung 5.9: Zusammenhang zwischen maximaler Abscherkraft und Temperatur

Wie in *Abbildung 5.9* gut zu erkennen, nimmt auch bei der Abscherprüfung die maximale Scherkraft mit zunehmender Temperatur ab. Im Gegensatz zur Haftzugprüfung ist hier der Unterschied zwischen 30°C und 20°C wesentlich grösser, als derjenige zwischen 20°C und 10°C (letzter ist statistisch nicht signifikant).

Die Resultate verdeutlichen, dass hier ein anderer Haftmechanismus als beim Haftzug vorherrschend ist. Dies kann je nach Prüfung zu unterschiedlichen Bewertungen führen. Während beim Haftzug die Klebeigenschaften (inkl. Sogwirkung durch Luftdruck) eine Rolle spielt, steht beim Abscherverhalten neben der Dilatanz mehr die Gleiteigenschaft, die sich im konkreten Fall vor allem zwischen 20°C und 30°C stark verändert, im Vordergrund.

Insgesamt sind die erzielten Werte für die maximale Scherkraft sehr hoch, d.h. sie liegen deutlich über dem von der Norm geforderten Wert von 12 kN zwischen Deck- und Tragschicht. Allerdings ist die Standardabweichung bei der Prüfung bei 20°C mit 14kN extrem gross. Eine 24-stündige Wasserlagerung führt im Fall der Abscherprüfung zu einer Reduktion der maximalen Scherkraft. Möglicherweise wird die Gleiteigenschaft der durch die Lagerung bei 60°C unter Eigengewicht dünner werdende Schicht doch herabgesetzt.

Für die Bewertung der Resultate der Abscherprüfung muss an dieser Stelle darauf hingewiesen werden, dass die untersuchten Bohrkern über längere Zeit (ca. 4 Monate) und während hoher Sommertemperaturen mit der Oberseite nach unten gelagert wurden. Durch diese Lagerung lassen sich die hohen, in der Praxis unüblichen Scherkräfte erklären. Zwar können diese aber nicht für eine Praxisbeurteilung und -bewertung des Systems (vergleiche die Untersuchung an der Versuchstrecke Bern) herangezogen werden, doch können die erreichten Scherkräfte als Grenzwert des maximal erreichbaren Wertes aufgefasst werden.

Strecke Bern

Die Versuchsstrecke Bern (Lage siehe *Abbildung 5.10*) bestand, wie in *Abbildung 5.11* ersichtlich, aus sechs Versuchsfeldern, wobei in jedem der Felder eine andere Zwischenschicht, Einlage oder Vorbehandlung der Unterlage gewählt worden war. Als Deckschicht wurden ein Asphaltbeton AB 11 oder ein Splittmastix SMA 11 (nach alter Schweizer Norm [5]) eingebaut. Wie in der *Abbildung* zu sehen, wurden die Felder 1 bis 4 auf der Normalfahrspur, die Felder 5 und 6 auf der Überholspur angelegt, wobei jedes Feld in Längsrichtung mittig in AB bzw. SMA unterteilt ist. Da eine Beteiligung der Empa am Projekt ursprünglich nicht vorgesehen war, hatte die Empa auch keinerlei Einfluss auf die Gestaltung der Versuchsstrecke.

Insgesamt wurden 3 Entnahmen durchgeführt:

- Entnahme: direkt nach Einbau im Juni 2004
- Entnahme: 0.5 Jahre nach Einbau im November 2004
- Entnahme: 1 Jahr nach Einbau und nach einem Winter im Juni 2005.

Die Entnahme der Bohrkerne wurde ebenfalls ohne Mitwirkung und Einfluss der Empa vom Tiefbauamt Bern und von IMP Bautest durchgeführt. Wie *Abbildung 5.12* zeigt, wurden die Bohrkerne jeweils an den Rändern und in der Mitte eines Versuchsfeldes angeordnet, aber keine Unterscheidung Radspur bzw. ausserhalb der Radspur vorgenommen. Jedem der beteiligten Labors wurden dann Bohrkerne aus den unterschiedlichen Entnahmestellen (Fahrspuren, Deckbeläge) zugeteilt. Da die Empa, gerade im Fall der Scherprüfung nach Leutner nur zwei Bohrkerne erhielt, musste bei der nachfolgenden Zusammenstellung der Resultate und Mittelwertbildung der Empa-Auswertung auf eine Unterscheidung nach Deckbelagssorte (AB und SMA) verzichtet werden.

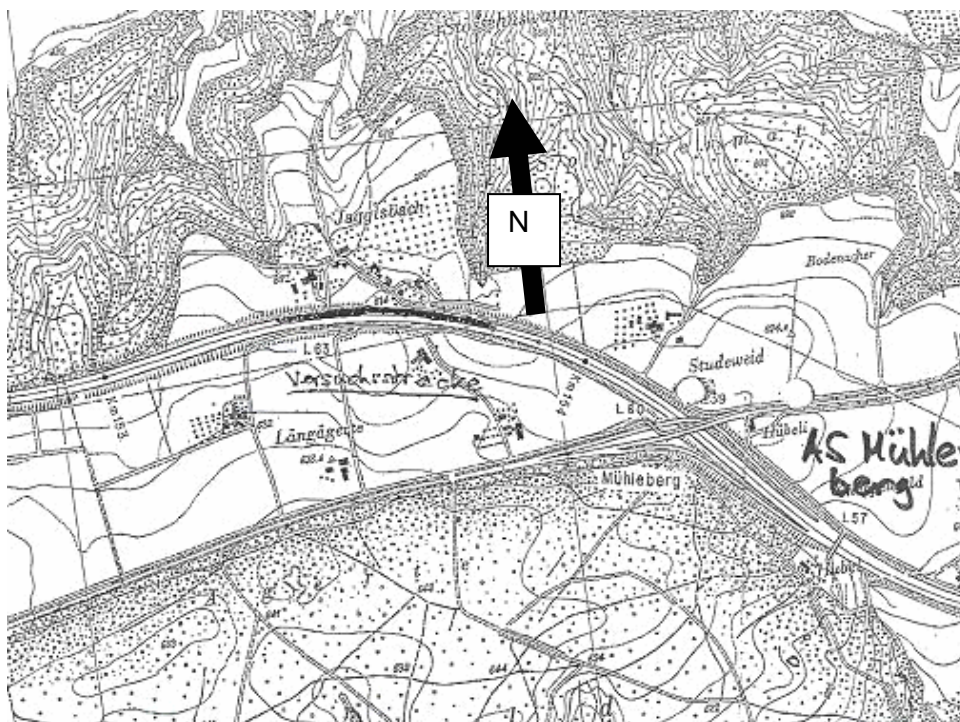


Abbildung 5.10: Lageplan Versuchsstrecke Bern

Versuchsstrecke Belagsüberzug N1-West

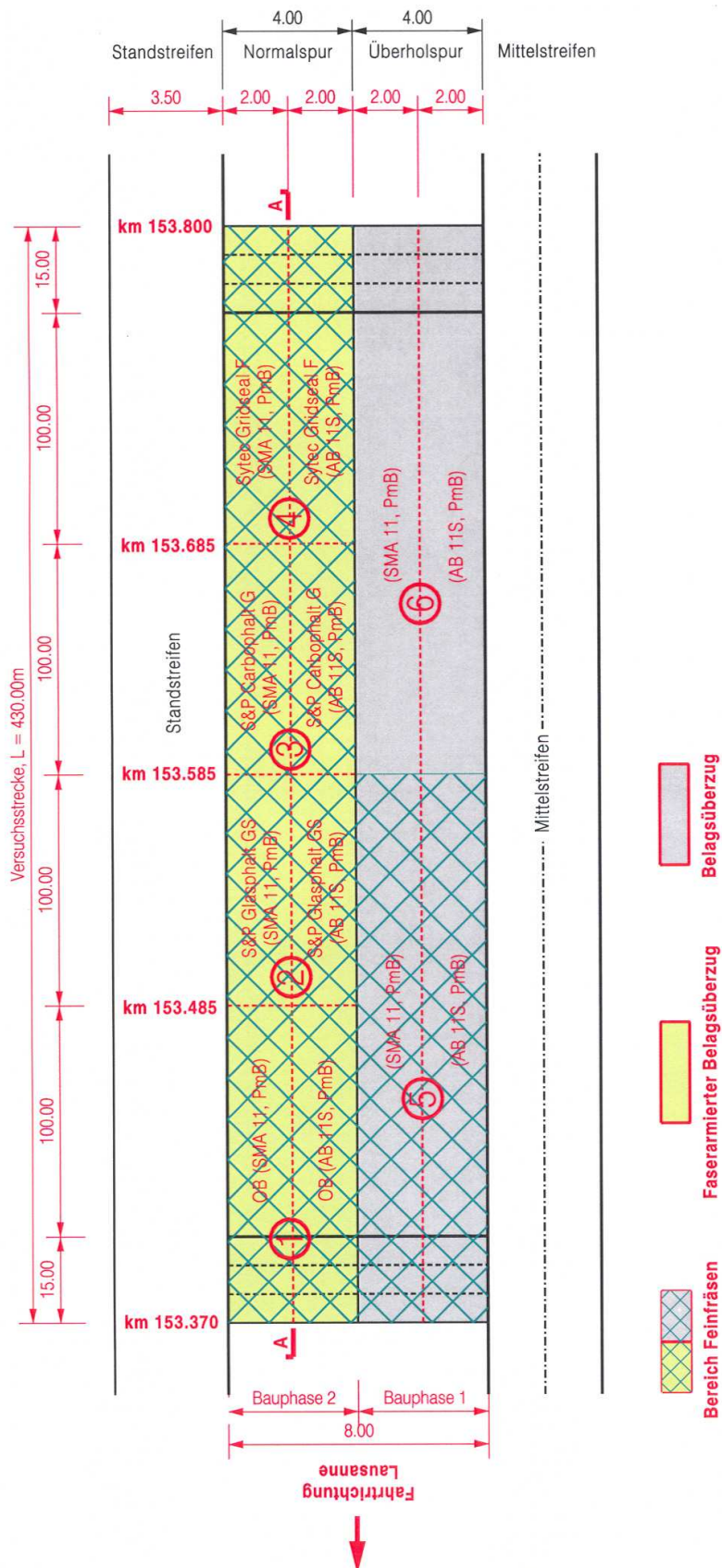


Abbildung 5.11: Skizze Versuchsstrecke Bern, Feldaufbau

Anordnung der Probenahmen

Feld 5 ÜSP mit feinfräsen

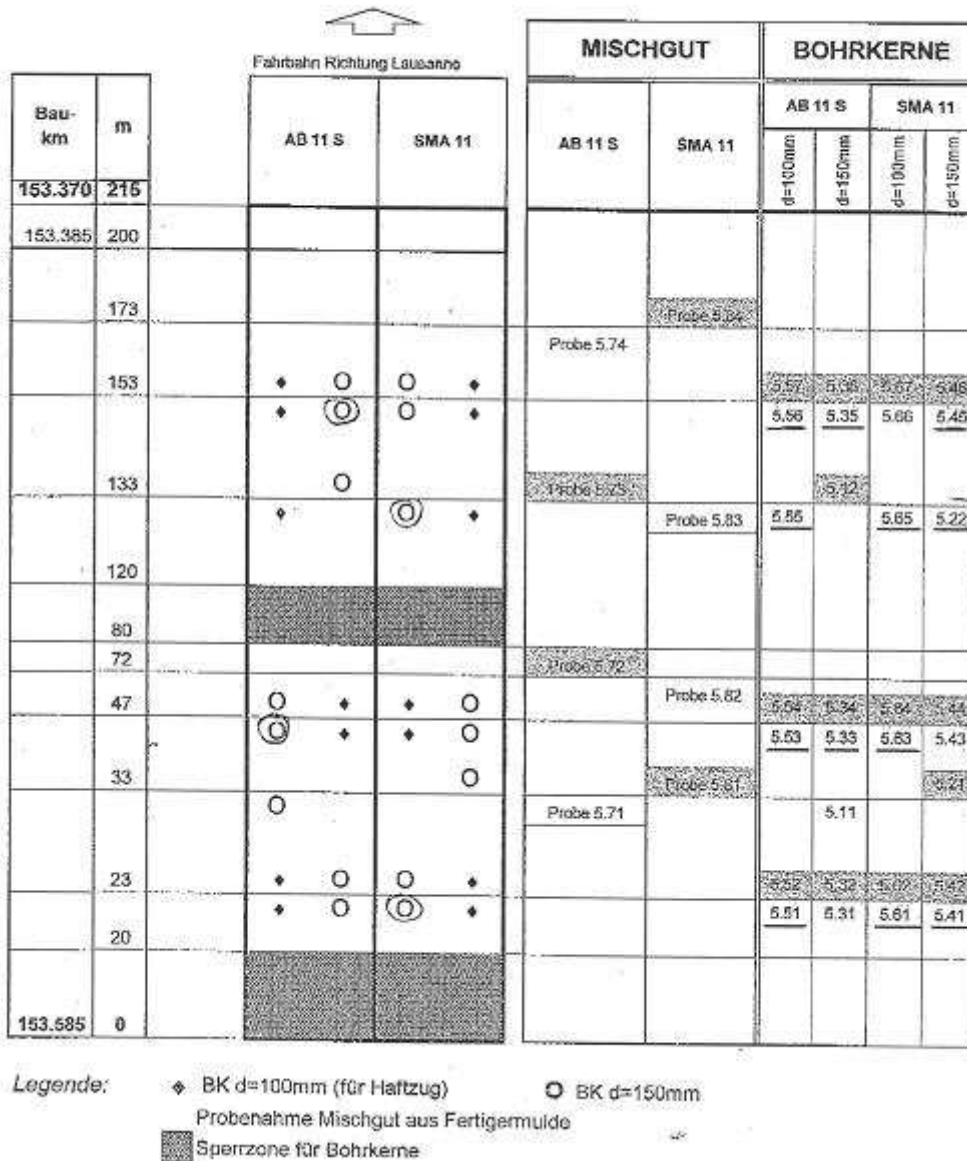


Abbildung 5.12: Bohrplan, beispielhaft für die 1. Entnahme in der Überholspur in Feld 5

Haftzugprüfungen am Bohrkern (Labor) Strecke Bern

Die Untersuchungen erfolgten an jeweils maximal 8 Bohrkernen pro Feld. Die Prüftemperatur betrug in allen Fällen 20°C. Die Ergebnisse für die einzelnen Felder und Entnahmen sind in Tabellen 5.14 bis 5.19 und Abbildung 5.13 dargestellt. Abbildungen 5.14 bis 5.19 zeigen die Bruchbilder der Haftzugprüfung.

Tabelle 5.14: Ergebnisse der Haftzugprüfung am Bohrkern, Feld 1

Belagsart	neu Juni 04		nach 0.5 Jahren, Nov. 04		nach 1 Jahr, Juni 05	
	Kraft [kN]	Spg. [N/mm ²]	Kraft [kN]	Spg. [N/mm ²]	Kraft [kN]	Spg. [N/mm ²]
AB	4.53	0.66	4.40	0.65		
AB	4.71	0.69	5.12	0.77	5.44	0.78
AB	4.11	0.60	4.64	0.68	4.76	0.71
AB	4.04	0.59	5.77	0.72	4.68	0.68
SMA	3.51	0.50	4.31	0.65	4.72	0.68
SMA	4.54	0.66	4.14	0.62	4.15	0.59
SMA			3.30	0.49	3.08	0.44
SMA	2.83	0.41	3.91	0.59	4.25	0.61
SMA	3.66	0.53	4.30	0.63	3.51	0.50
Mittelwert	3.99	0.58	4.35	0.63	4.32	0.62
Standardabw.	0.63	0.09	0.70	0.08	0.75	0.11
Variationskoeff.	15.8%	15.5%	16.1%	12.7%	17.4%	17.7%

Tabelle 5.15: Ergebnisse der Haftzugprüfung am Bohrkern, Feld 2

Belagsart	neu Juni 04		nach 0.5 Jahren, Nov. 04		nach 1 Jahr, Juni 05	
	Kraft [kN]	Spg. [N/mm ²]	Kraft [kN]	Spg. [N/mm ²]	Kraft [kN]	Spg. [N/mm ²]
AB	1.40	0.20				
AB	1.42	0.21	3.09	0.46	2.85	0.41
AB	2.06	0.30	2.33	0.34	2.63	0.38
AB	1.55	0.22	2.32	0.34	2.05	0.29
SMA	2.02	0.29	2.86	0.42	2.67	0.38
SMA	1.35	0.20	2.03	0.31	2.36	0.34
SMA	1.44	0.21	1.85	0.27	2.04	0.29
SMA			2.50	0.38	2.19	0.31
Mittelwert	1.61	0.23	2.42	0.36	2.40	0.34
Standardabw.	0.30	0.04	0.73	0.12	0.32	0.05
Variationskoeff.	18.6%	17.4%	30.1%	33.3%	13.3%	14.7%

Tabelle 5.16: Ergebnisse der Haftzugprüfung am Bohrkern, Feld 3

Belagsart	neu Juni 04		nach 0.5 Jahren, Nov. 04		nach 1 Jahr, Juni 05	
	Kraft [kN]	Spg. [N/mm ²]	Kraft [kN]	Spg. [N/mm ²]	Kraft [kN]	Spg. [N/mm ²]
AB	4.64	0.59	4.63	0.68	4.50	0.64
AB	4.38	0.56	4.84	0.71	4.40	0.63
AB			4.59	0.69	3.84	0.56
AB	4.55	0.58	5.77	0.85	5.25	0.75
SMA	3.97	0.50	4.70	0.69	5.67	0.80
SMA	4.11	0.52	5.00	0.74	3.44	0.50
SMA	4.88	0.62	4.08	0.61	3.81	0.55
SMA	3.11	0.40	3.68	0.54	3.78	0.55
Mittelwert	4.23	0.54	4.66	0.69	4.34	0.62
Standardabw.	0.58	0.07	0.62	0.09	0.78	0.11
Variationskoeff.	13.7%	13.0%	13.3%	13.0%	18.0%	17.7%

Tabelle 5.17: Ergebnisse der Haftzugprüfung am Bohrkern, Feld 4

Belagsart	neu Juni 04		nach 0.5 Jahren, Nov. 04		nach 1 Jahr, Juni 05	
	Kraft [kN]	Spg. [N/mm ²]	Kraft [kN]	Spg. [N/mm ²]	Kraft [kN]	Spg. [N/mm ²]
AB	4.14	0.53	3.48	0.51	3.29	0.47
AB	4.81	0.61	4.63	0.70	5.01	0.72
AB	3.28	0.42	3.83	0.58	3.16	0.46
AB	4.61	0.58	4.29	0.63	4.40	0.63
SMA			2.84	0.42	3.76	0.54
SMA	4.59	0.58	3.09	0.46	4.26	0.61
SMA	3.85	0.49	3.77	0.55	3.84	0.55
SMA	3.65	0.47	3.20	0.48		
Mittelwert	4.15	0.52	3.64	0.54	3.96	0.57
Standardabw.	0.55	0.07	0.61	0.09	0.65	0.09
Variationskoeff.	13.3%	13.5%	16.8%	16.7%	16.4%	15.8%

Tabelle 5.18: Ergebnisse der Haftzugprüfung am Bohrkern, Feld 5

Belagsart	neu Juni 04		nach 0.5 Jahren, Nov. 04		nach 1 Jahr, Juni 05	
	Kraft [kN]	Spg. [N/mm ²]	Kraft [kN]	Spg. [N/mm ²]	Kraft [kN]	Spg. [N/mm ²]
AB	6.38	0.81	5.66	0.83	6.22	0.90
AB	3.17	0.40	3.95	0.59	4.93	0.71
AB	6.48	0.83	5.14	0.76	6.98	1.01
AB	5.99	0.76	6.10	0.92	4.25	0.62
SMA	3.05	0.39	3.44	0.51	5.47	0.79
SMA	3.82	0.49	4.20	0.62	5.82	0.83
SMA	4.85	0.62	4.55	0.68	5.13	0.74
SMA	7.27	0.91	5.24	0.79		
Mittelwert	5.17	0.65	4.79	0.71	5.54	0.80
Standardabw.	1.76	0.21	0.90	0.14	0.90	0.13
Variationskoeff.	34.0%	32.3%	18.8%	19.7%	16.2%	16.3%

Tabelle 5.19: Ergebnisse der Haftzugprüfung am Bohrkern, Feld 6

Belagsart	neu Juni 04		nach 0.5 Jahren, Nov. 04		nach 1 Jahr, Juni 05	
	Kraft [kN]	Spg. [N/mm ²]	Kraft [kN]	Spg. [N/mm ²]	Kraft [kN]	Spg. [N/mm ²]
AB	6.41	0.82	6.90	1.02	5.99	0.85
AB	7.34	0.94	7.60	1.14	5.67	0.82
AB	8.13	1.04	7.65	1.13	7.17	1.02
AB	7.29	0.93	7.15	1.08	7.78	1.12
SMA	6.59	0.84	4.18	0.62	6.80	0.97
SMA	5.43	0.69	4.83	0.71	7.59	1.09
SMA	6.52	0.83	6.29	0.95	6.60	0.95
SMA	5.31	0.67	5.67	0.85	5.17	0.75
Mittelwert	6.63	0.84	6.28	0.94	6.60	0.95
Standardabw.	1.04	0.12	1.29	0.19	0.93	0.13
Variationskoeff.	15.7%	14.3%	20.5%	20.2%	14.1%	13.7%

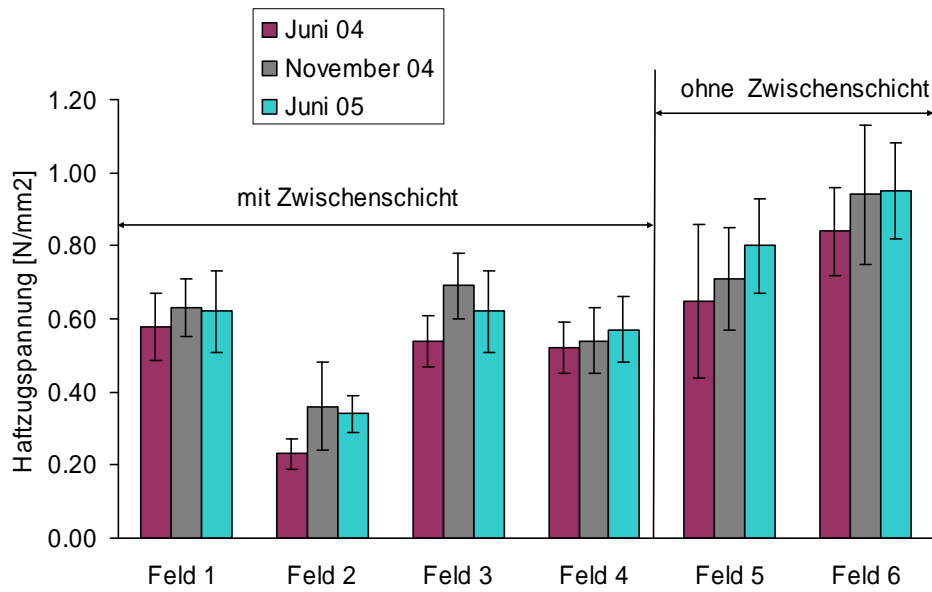


Abbildung 5.13: Resultate der Haftzugprüfung für alle Felder und Entnahmedaten



Abbildung 5.14: Bruchbilder der Haftzugprüfung an Bohrkern aus Feld 1



Abbildung 5.15: Bruchbilder der Haftzugprüfung an Bohrkern aus Feld 2



Abbildung 5.16: Bruchbilder der Haftzugprüfung an Bohrkern aus Feld 3



Abbildung 5.17: Bruchbilder der Haftzugprüfung an Bohrkern aus Feld 4



Abbildung 5.18: Bruchbilder der Haftzugprüfung an Bohrkern aus Feld 5



Abbildung 5.19: Bruchbilder der Haftzugprüfung an Bohrkern aus Feld 6

Die in *Abbildung 5.13* dargestellten Ergebnisse der Haftzugprüfung zeigen deutliche Unterschiede zwischen den einzelnen Feldern, d.h. sie sind abhängig von Einlageschichten und der Vorbehandlung der Unterlage. Generell scheint sich eine Zwischeneinlage, wie dies aus dem Vergleich der Werte der Felder 1 bis 4 mit den Werten für die Felder 5 und 6 ersichtlich wird, negativ auf den Haftzugverbund auszuwirken. Die besten Werte für die Felder mit Zwischeneinlage werden dabei noch mit einer Oberflächenbehandlung (Feld 1) erreicht, die schlechtesten Verbundwerte erhält man durch Einlage eines Glasvlieses (Feld 2).

Insgesamt scheint sich der Haftverbund im Laufe der Zeit durch Beanspruchung und Eigengewicht zu verbessern, wobei die Verbesserung schon nach einem halben Jahr deutlich sichtbar ist. Die Werte nach einem Jahr liegen in der Regel etwa in der Grössenordnung der nach einem halben Jahr gemessenen (Feld 1, Feld 2, Feld 4). Im Fall von Feld 3 kommt es zu einer leichten Verschlechterung, im Fall der Felder 5 und 6 zu einer Verbesserung des Verhaltens. Inwieweit bei diesen Ergebnissen der Einfluss der Witterung (2. Entnahme: nach einem Sommer, während der kalten Jahreszeit, 3. Entnahme: nach einem Winter, während der warmen Jahreszeit) eine Rolle spielt, lässt sich eindeutig nicht beurteilen.

Wie ein Vergleich der Felder 5 (mit Feinfräsen) und 6 (ohne Feinfräsen) zeigt, scheint Feinfräsen den Haftverbund nicht positiv zu beeinflussen: Mit einem Mittelwert von 0.84 N/mm^2 ergibt sich für Feld 6 der höchste Haftverbund aller untersuchten Felder.

Vergleicht man den ermittelten Haftzugwert des Feldes 3 von 0.54 N/mm^2 mit dem bei 20°C für die Strecke St. Gallen, bei der die gleiche Zwischenschicht verwendet wurde, ermittelten Wert von 0.50 N/mm^2 ergibt sich eine gute Übereinstimmung, wobei angemerkt werden muss, dass im Fall von St. Gallen keine SAMI verwendet wurde und die Bohrkern von St. Gallen, auch wenn dies im Fall des Haftzugs weniger Auswirkungen zeigt, über längere Zeit gelagert waren, was sicher zu einer Zunahme der Haftzugfestigkeit geführt hat.

Die Bruchbilder in *Abbildungen 5.14 bis 5.19* lassen keine eindeutigen Aussagen oder direkten Folgerungen in Bezug auf das unterschiedliche Haftvermögen zu.

5.4.2. Abscherprüfung Strecke Bern

Die Untersuchung des Abscherverhaltens erfolgte an jeweils ca. 4 bis 5 Bohrkernen pro Feld. Im Rahmen der zweiten Entnahme (0.5 Jahre nach Einbau) wurden der Prüfzelle allerdings nur jeweils 2 bis 3 Prüfkörper zur Verfügung gestellt, was die Aussagekraft dieser Ergebnisse etwas relativiert und die Bildung einer Standardabweichung kritisch erscheinen lässt. Die Prüftemperatur betrug in allen Fällen 20°C.

Die Ergebnisse für die einzelnen Felder und Entnahmen sind in den *Tabellen 5.20 bis 5.25* und in *Abbildung 5.20* dargestellt. *Abbildung 5.21* enthält typische Kraft-Weg Diagramme für die einzelnen Felder.

Tabelle 5.20: Ergebnisse der Abscherprüfung, Feld 1

Belagsart	neu Juni 04	nach 0.5 Jahren, Nov.	nach 1 Jahr, Juni 05
	Kraft [kN]	Kraft [kN]	Kraft [kN]
AB	11.2	15.6	13.7
AB	10.8		14.4
SMA	10.4	13.5	19.1
SMA	12.7		14.3
AB			14.6
Mittelwert	11.30	14.60	15.22
Standardabweichung	1.00	1.43	2.19
Variationskoeffizient	8.8%	9.8%	14.4%

Tabelle 5.21: Ergebnisse der Abscherprüfung, Feld 2

Belagsart	neu Juni 04	nach 0.5 Jahren, Nov.	nach 1 Jahr, Juni 05
	Kraft [kN]	Kraft [kN]	Kraft [kN]
AB	3.2	9.6	
AB	2.0		7.2
SMA	3.3	7.0	3.7
SMA	4.8		3.8
Mittelwert	3.30	8.30	4.90
Standardabweichung	1.15	1.84	1.99
Variationskoeffizient	34.8%	22.2%	40.6%

Tabelle 5.22: Ergebnisse der Abscherprüfung, Feld 3

Belagsart	neu Juni 04	nach 0.5 Jahren, Nov.	nach 1 Jahr, Juni 05
	Kraft [kN]	Kraft [kN]	Kraft [kN]
AB	12.1	11.3	11.6
AB	15.1		12.2
SMA	12.7	12.6	10.3
SMA	10.4		13.1
Mittelwert	12.60	12.00	11.80
Standardabweichung	1.94	0.92	1.17
Variationskoeffizient	15.4%	7.7%	9.9%

Tabelle 5.23: Ergebnisse der Abscherprüfung, Feld 4

Belagsart	neu Juni 04	nach 0.5 Jahren, Nov.	nach 1 Jahr, Juni 05
	Kraft [kN]	Kraft [kN]	Kraft [kN]
AB	8.8	9.3	10.8
AB	8.4	15.1	14.6
SMA	8.5	12.6	9.8
SMA	8.4		9.3
SMA			8.8
Mittelwert	8.50	11.7	10.66
Standardabweichung	0.19	2.91	2.32
Variationskoeffizient	2.2%	24.9%	21.8%

Tabelle 5.24: Ergebnisse der Abscherprüfung, Feld 5

Belagsart	neu Juni 04	nach 0.5 Jahren, Nov.	nach 1 Jahr, Juni 05
	Kraft [kN]	Kraft [kN]	Kraft [kN]
AB	13.3	22.9	24.1
AB	23.2	21.8	26.5
SMA	14.7	16.2	18.4
SMA	15.9	12.2	21.9
AB			16.2
Mittelwert	16.80	18.30	21.42
Standardabweichung	4.41	5.0	4.17
Variationskoeffizient	26.3%	27.3%	19.5%

Tabelle 5.25: Ergebnisse der Abscherprüfung, Feld 6

Belagsart	neu Juni 04	nach 0.5 Jahren, Nov.	nach 1 Jahr, Juni 05
	Kraft [kN]	Kraft [kN]	Kraft [kN]
AB	21.5	29.9	9.7
AB	19.5	13.6	8.9
SMA	13.2	9.6	11.0
SMA	18.2		18.1
SMA			15.1
AB			28.9
Mittelwert	18.10	17.60	15.35
Standardabweichung	3.54	10.75	7.53
Variationskoeffizient	19.6%	61.0%	49.1%

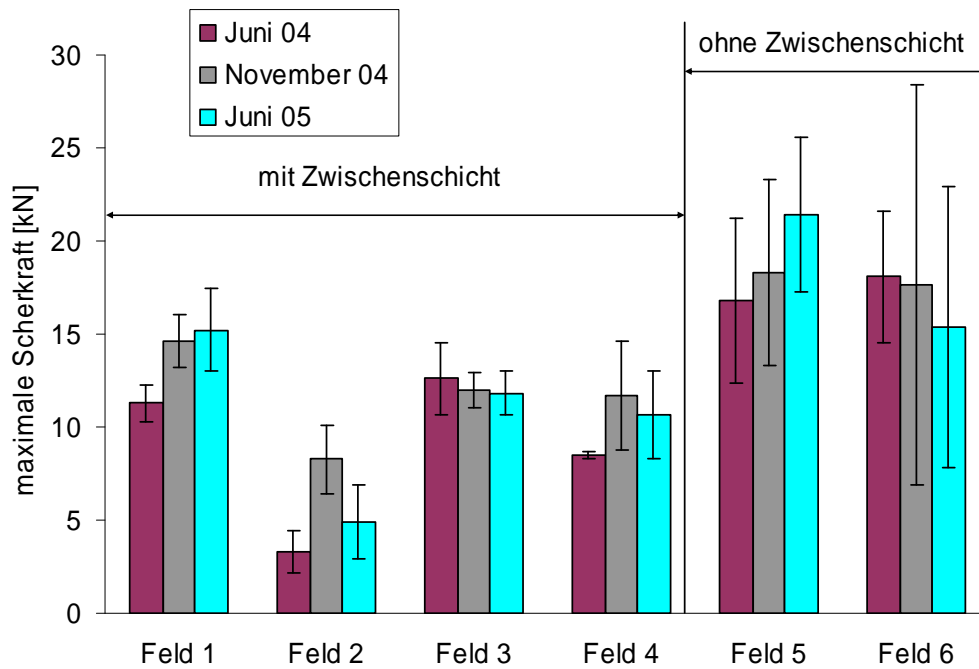


Abbildung 5.20: Resultate der Abscherprüfung für alle Felder und Entnahmedaten

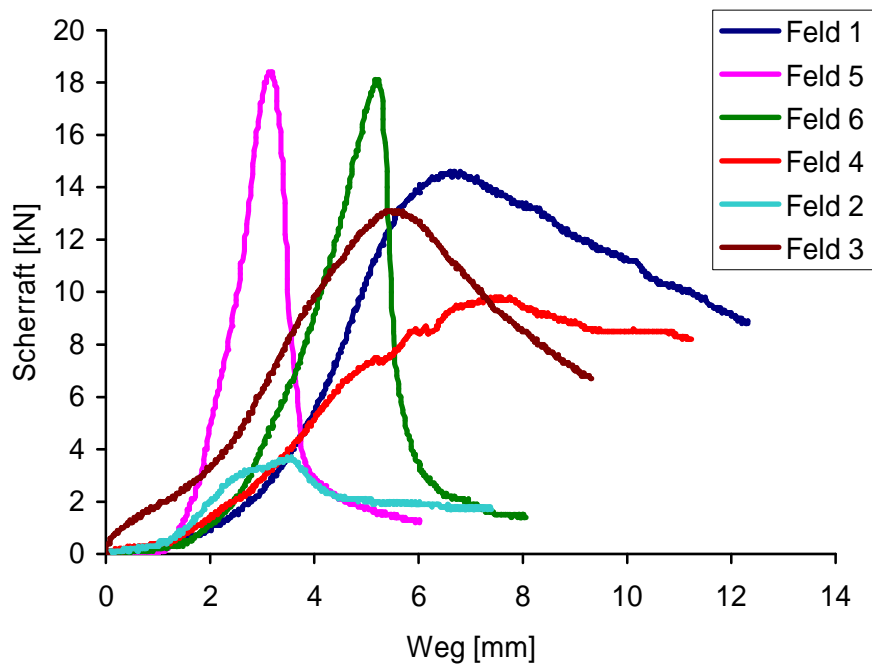


Abbildung 5.21: Beispielhafte, typische Kraft-Weg-Diagramm für die einzelnen Felder

Wie in *Abbildung 5.20* deutlich wird, ergeben sich für die unterschiedlichen Felder im Ausgangszustand mittlere maximale Scherkräfte zwischen minimal 3 kN (Feld 2) und maximal 18 kN (Feld 6). Auch hier kann festgehalten werden, dass jede Zwischeneinlage grundsätzlich zu einer Verschlechterung der Schichtenverbundkraft führt. Die besten Werte werden dabei noch mit einer Oberflächenbehandlung (Feld 1) oder aber einem Carbonvlies (Feld 3) erreicht, die schlechtesten Verbundwerte erhält man durch Einlage eines Glasvlieses (Feld 2).

Auch die in *Abbildung 5.21* dargestellte Kraft-Weg Diagramme zeigen deutlich, dass sich die Felder 5 und 6 deutlich steifer und verglichen mit den Feldern 1 bis 4 weniger duktil verhalten (steiler Anstieg der Kraft-Weg Kurve und starker, sofortiger Abfall nach Erreichen des Maximums), während der Kraftanstieg der Felder mit Einlage deutlich flacher verläuft und der Kraftabfall weniger steil ist. Somit bewirkt eine Zwischenschicht einen geringeren Schub- und Verformungswiderstand. In diesem Zusammenhang sei auch auf den Forschungsbericht FA 12/94 [5.1] hingewiesen, wo mit der Gleichung $S_{\max} = (\Delta F / \Delta w)_{\max}$ die maximale Schersteifigkeit berechnet wurde.

Allerdings kann ohne Zwischeneinlage (Felder 5 und 6) mit Werten von 17 kN und 18 kN ein ausreichend guter Verbund zwischen Asphaltbelag und Betonunterlage erreicht werden. Neben diesen beiden Feldern erfüllt aber keines der anderen Felder die Anforderung von 15 kN [5.8], wie sie in der Schweizer Norm für die Scherkraft zwischen Deck- und Tragschichten vorgeschrieben ist.

Aus *Abbildung 5.20* geht hervor, dass sich der Schichtverbund im Laufe der Zeit durch Beanspruchung und Eigengewicht zu verbessern scheint, wobei die Verbesserung schon nach einem halben Jahr (Sommer) deutlich sichtbar ist. Nur im Fall der Felder 3 und 6 liegt der Wert nach einem halben Jahr geringfügig niedriger als derjenige nach Einbau, wobei der Wert für nach 0.5 Jahren des Feldes 6 nur durch 3 Messwerte belegt ist und eine extrem hohe Standardabweichung von fast 11 kN aufweist. Die Werte nach einem Jahr (Sommer und Winter) liegen in der Regel etwa in der Grössenordnung der nach einem halben Jahr gemessenen (Feld 1, Feld 3, Feld 4). Im Fall von Feld 2 und Feld 6 kommt es zu einer Verschlechterung, im Fall des Feldes 5 zu einer Verbesserung des Verhaltens. Auch hier kann der Einfluss der jahreszeitlichen Zyklen auf die Ergebnisse nur vermutet, nicht aber belegt werden.

Wie bereits erwähnt, ergeben sich, zumindest bei der Erstentnahme, auch für die Abscherprüfung die höchsten maximalen Abscherkräfte für das Feld 6, d.h. im Falle des Aufbringens der bitumenhaltigen Deckschicht auf eine nicht gefräste Betonunterlage.

Der Vergleich von Feld 3 mit der Strecke St. Gallen ergibt deutlich geringere Werte. Dies bestätigt, dass die Werte von St. Gallen lagerungsbedingt vermutlich einen oberen Extremwert darstellen.

5.4.3. Zusammenhang zwischen Haftzug- und Abscherprüfung

Ein Vergleich mit den Ergebnissen der Haftzugprüfung (*Abbildung 5.13*) zeigt für die erste Entnahme qualitativ eine praktisch identische Rangfolge zwischen den einzelnen Feldern. Da für die Haftzugprüfung abgesehen von der Anforderung an die Haftspannung von 0.46 N/mm^2 zwischen Gussasphalt und Polymerbitumendichtungsbahnen (PBD) oder zwischen PBD und der Betonunterlage in der Schweizer Norm keine Anforderungen be-

stehen, liegt es also nahe, mit Hilfe der Resultate der Scherprüfung und der dort bestehenden Anforderung von 15 kN einen Anforderungswert für die Haftzugprüfung herzuleiten.

Trägt man Haftzugspannungen und maximale Scherkraft in ein xy-Diagramm ein und ermittelt die Trendlinie, ergibt sich ein linearer Zusammenhang von $y = 0.0456x$ für die 1. Entnahme, $y = 0.0474$ für die 2. und $y = 0.0467$ für die dritte Entnahme (siehe *Abbildung 5.22*). Damit erhält man einen Anforderungswert für die Haftzugprüfung bei 20°C zwischen 0.68 N/mm^2 und 0.71 N/mm^2 .

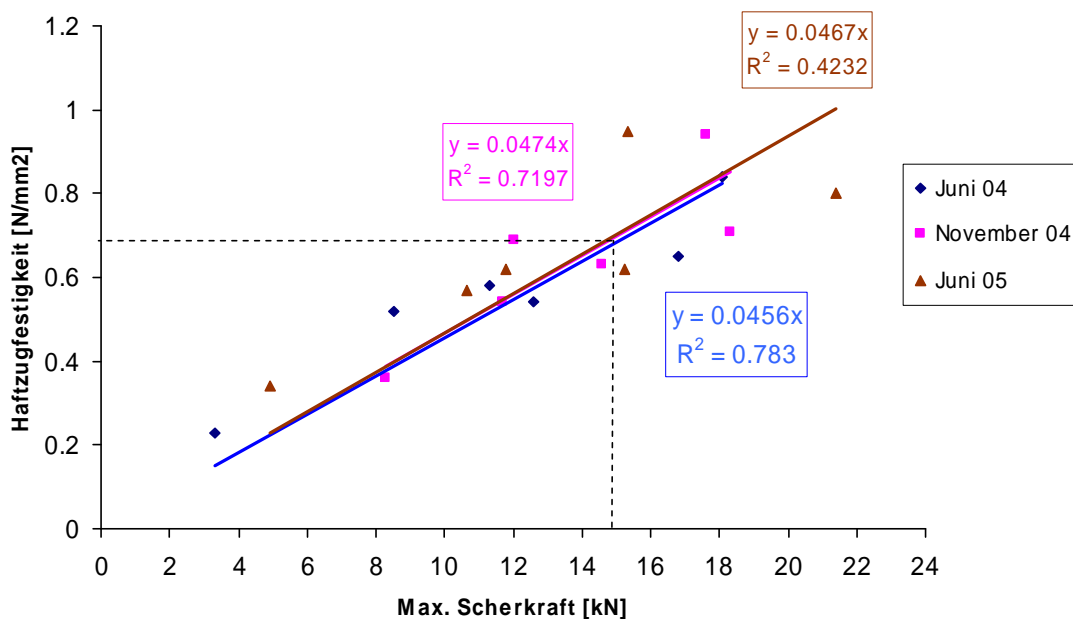


Abbildung 5.22: Linearer Zusammenhang zwischen Haftzug- und Abscherprüfung

5.4.4. Vergleich der Resultate der Versuchsstrecke Bern mit anderen Prüfstellen

Wie bereits erwähnt, wurden auf der Versuchsstrecke Bern vom Prüflabor des Tiefbauamtes Bern (TBB) und von IMP Bautest AG ebenfalls Bohrkern entnommen. Das IMP führte dabei ebenfalls Haftzug- und Scherprüfungen, das Baulabor Bern nur die Scherprüfung nach Leutner durch. Alle Resultate wurden bei einer Prüftemperatur von 20°C bestimmt.

Haftzugprüfung

Abbildung 5.23 zeigt die Haftzugfestigkeiten, wie sie von der EMPA bzw. vom IMP in 3 Entnahmen ermittelt wurden. Die Grafik unterscheidet dabei nicht nach Deckbelagssorte (AB oder SMA), im Gegensatz zu *Abbildung 5.24*, die die Ergebnisse der Haftzugprüfung der 1. Entnahme (Juni 04) getrennt nach Asphaltbeton- und Splittmastixasphaltdeckbelag darstellt.

Wie *Abbildung 5.23* zeigt, ergeben die von EMPA und IMP ermittelten Haftzugfestigkeiten der 1. Entnahme qualitativ die gleiche Rangfolge der Felder, auch wenn die von der EMPA ermittelten Werte in fast allen Fällen (Felder 1-4, und 6) höher als die von IMP ermittelten liegen (siehe *Abbildung 5.25*). Die Werte der 2. Entnahme der IMP liefern ebenso wie diejenigen der EMPA eine deutliche Verbesserung der Haftzugfestigkeiten; hier bewegen sich die Ergebnisse des IMP im Vergleich zur EMPA in einer ähnlichen Grössenordnung. Nach den vom IMP durchgeführten Messung nimmt die Haftzugfestigkeit nach der 3. Entnahme in fast allen Fällen wieder ab, eine Feststellung, die in dieser Deutlichkeit aus den EMPA Daten nicht ersichtlich ist.

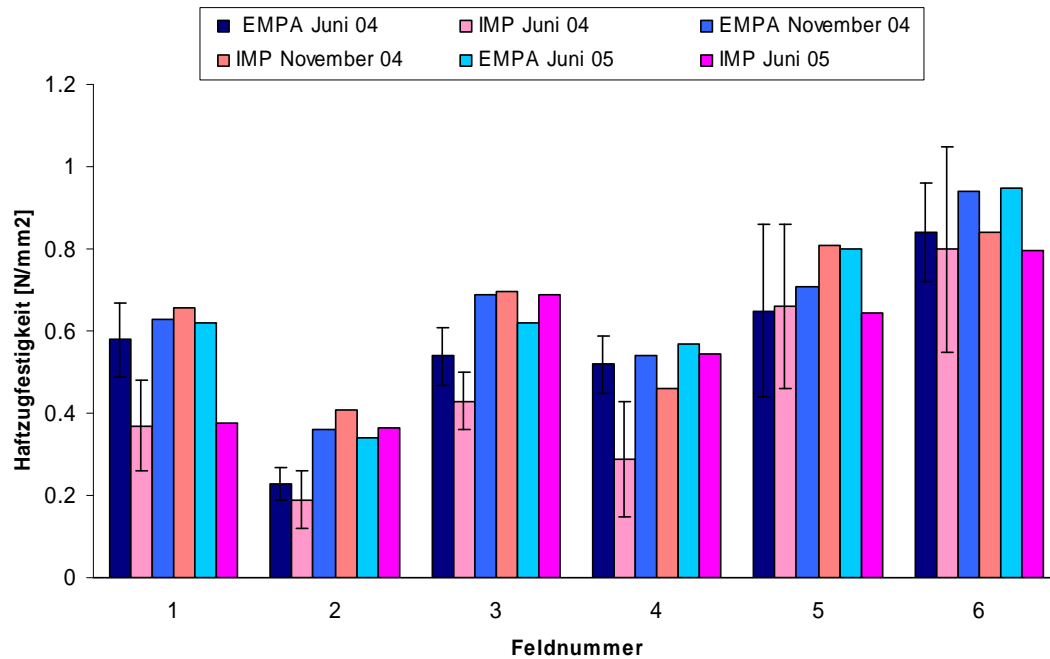


Abbildung 5.23: Haftzugfestigkeiten, ermittelt von EMPA und IMP

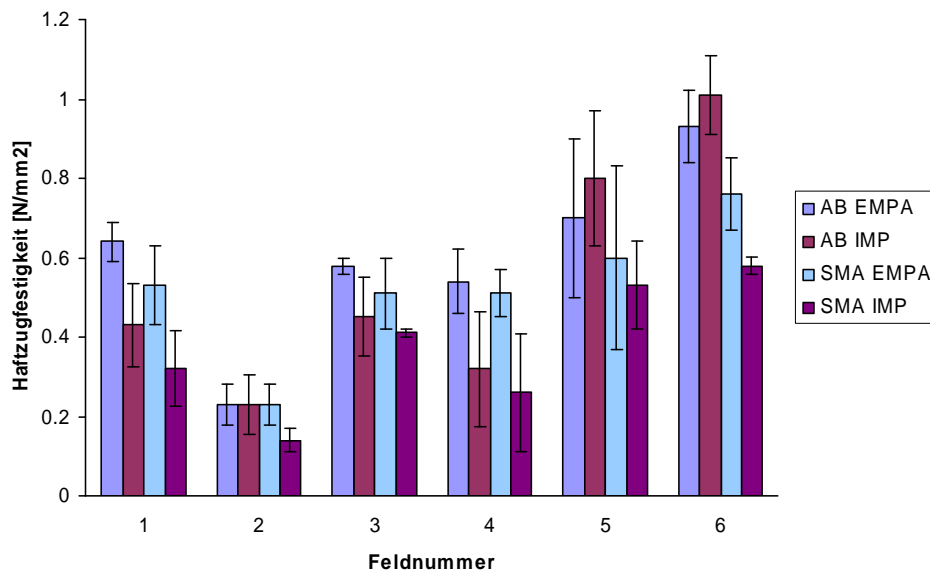


Abbildung 5.24: Haftzugfestigkeiten der 1. Entnahme (Juni 04) getrennt nach Deckbelägen AB und SMA, ermittelt von EMPA und IMP

Der in *Abbildung 5.25* dargestellte Vergleich der Haftzugfestigkeiten der 1. Entnahme zwischen Empa und IMP zeigt eine Gruppierung der Resultate um die 45°-Gerade, wobei die Ergebnisse der Empa in der Regel (mit Ausnahme von Feld 5) etwas höhere Werte aufweisen.

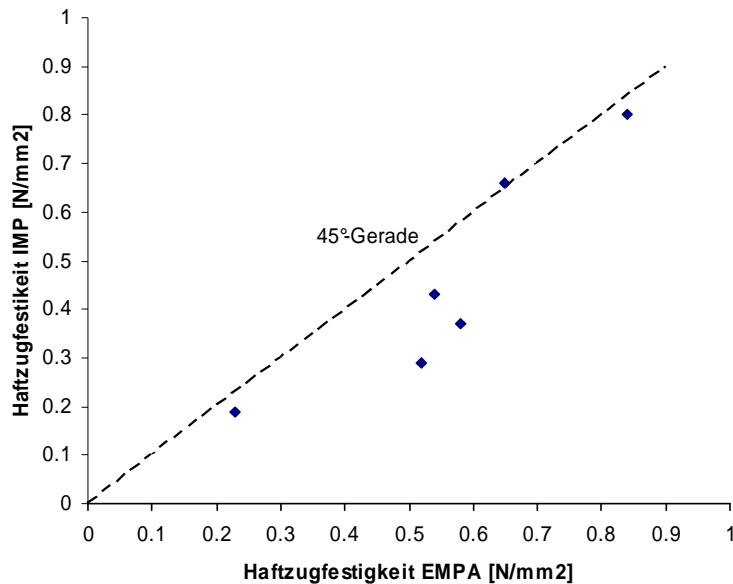


Abbildung 5.25: Vergleich der Haftzugfestigkeiten 1. Entnahme von EMPA und IMP

Ein Vergleich der von EMPA und IMP ermittelten Haftzugfestigkeiten getrennt nach den Deckbelagsmaterialien AB und SMA zeigt, dass beide Labors einen Unterschied, d.h. niedrigere Haftzugfestigkeiten für SMA feststellen, wobei im Fall der IMP Resultate der Unterschied für die Felder 5 und 6 besonders gross ist, vgl. *Abbildung 5.26*.

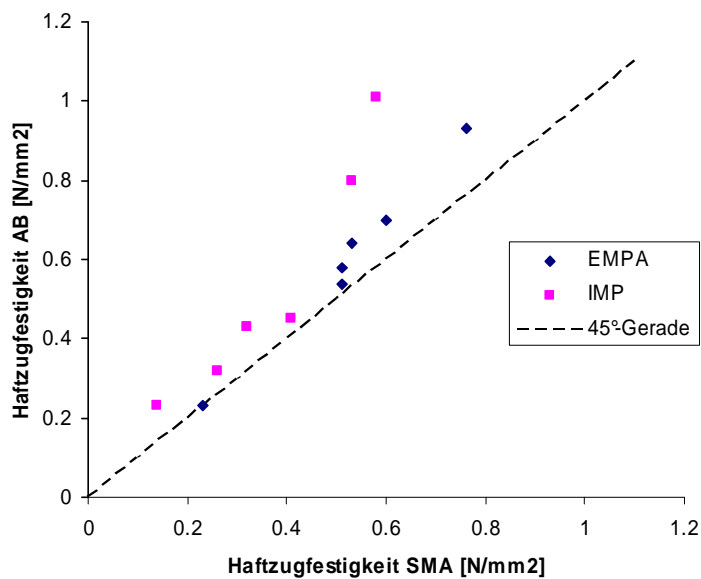


Abbildung 5.26: Vergleich der Haftzugfestigkeiten von EMPA und IMP getrennt nach Deckschichtsorte

Abscherprüfung

Abbildung 5.27 zeigt die maximalen Abscherkräfte, wie sie von der EMPA, vom IMP und vom Tiefbauamt Bern (TBB) in 3 Entnahmen ermittelt wurden. Soweit verfügbar ist zusätzlich die Standardabweichung dargestellt. Die Grafik unterscheidet dabei nicht nach Deckbelagssorte (AB oder SMA), im Gegensatz zu *Abbildung 5.28*, die die Ergebnisse der Haftzugprüfung der 1. Entnahme (Juni 04) getrennt nach Asphaltbeton- und Splittmastixasphaltdeckbelag darstellt. Wegen des geringen Probenumfangs von 2 Werten wurde in *Abbildung 5.28* auf die Angabe der Standardabweichung verzichtet.

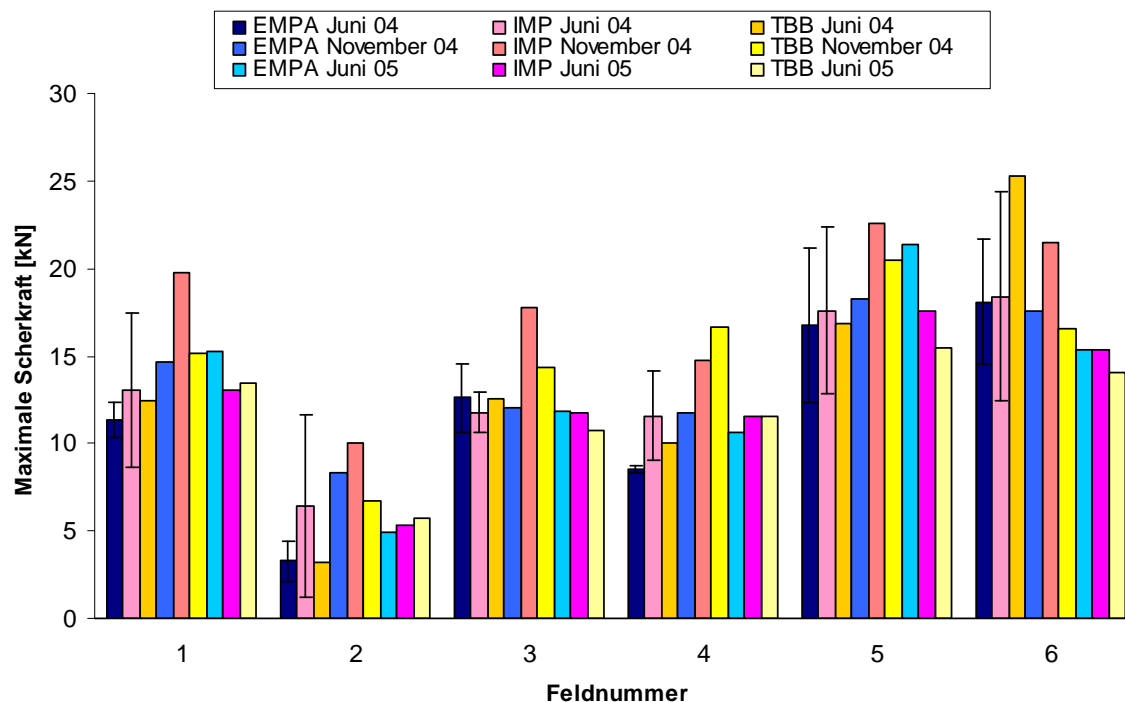


Abbildung 5.27: Maximale Scherkraft ermittelt von EMPA, IMP und TBB

Auch bei der Abscherprüfung ergibt sich nach den Resultaten der 3 Prüfstellen nach der 1. Entnahme (Juni 2004) eine qualitativ ähnliche Beurteilung und Rangfolge der verschiedenen Felder. Die von den einzelnen Labors ermittelten Mittelwerte der maximalen Scherkraft unterscheiden sich, von einzelnen Ausreissern abgesehen (insbesondere Wert des TBB für Feld 6), dabei nur geringfügig. Die zweite Entnahme zeigt ebenfalls für praktisch alle Felder eine Zunahme der maximalen Scherkraft, wobei diese Zunahme im Mittel bei den IMP Resultaten am grössten, bei den EMPA Ergebnissen im Mittel am kleinsten ist. Die Werte der 3. Entnahme ergeben bei der IMP und bei TBB wiederum eine Abnahme (teilweise unter die bei der 1. Entnahme ermittelte maximale Scherkraft), während die EMPA in einigen Fällen gleich bleibende Werte bzw. sogar eine weitere Erhöhung (Feld 5) feststellt.

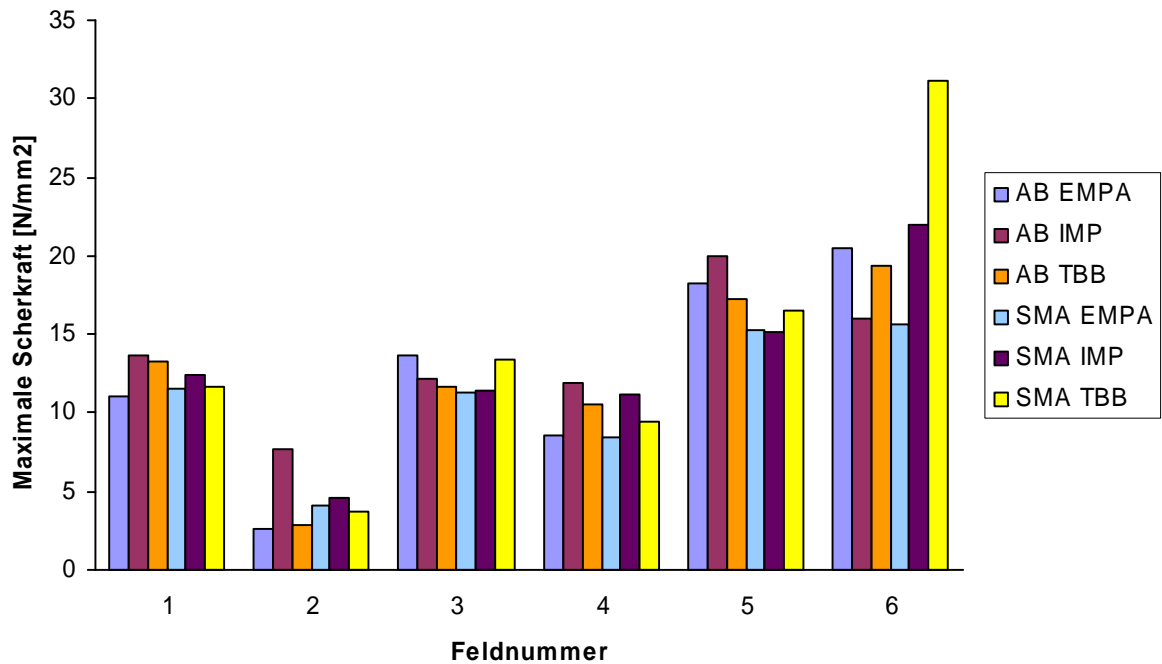


Abbildung 5.28: Maximale Abscherkraft der 1. Entnahme (Juni 04) getrennt nach Deckbelägen AB und SMA, ermittelt von EMPA, IMP und TBB

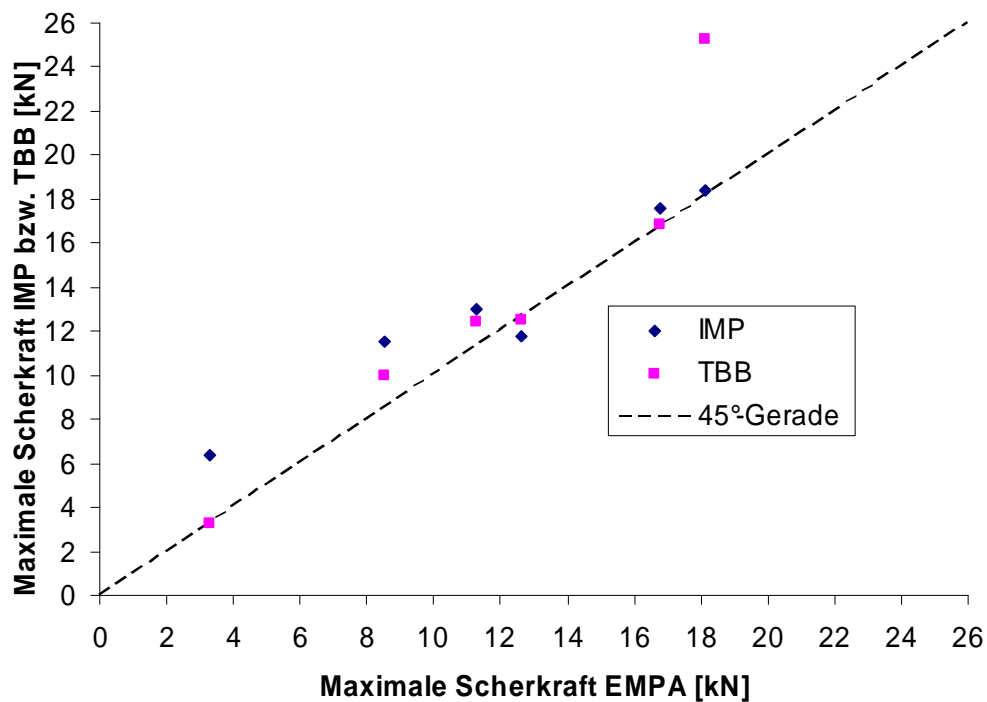


Abbildung 5.29: Vergleich der maximalen Scherkraft von EMPA und IMP bzw. TBB

Der in *Abbildung 5.29* dargestellte Vergleich zwischen den maximalen Scherkräften der Empa mit denen von IMP bzw. TBB lässt erkennen, dass sich die Werte – abgesehen von einem Ausreisser- im wesentlichen um die 45°-Gerade gruppieren. Im Gegensatz zum Haftzug sind hier die von IMP ermittelten maximalen Scherkräfte leicht höher.

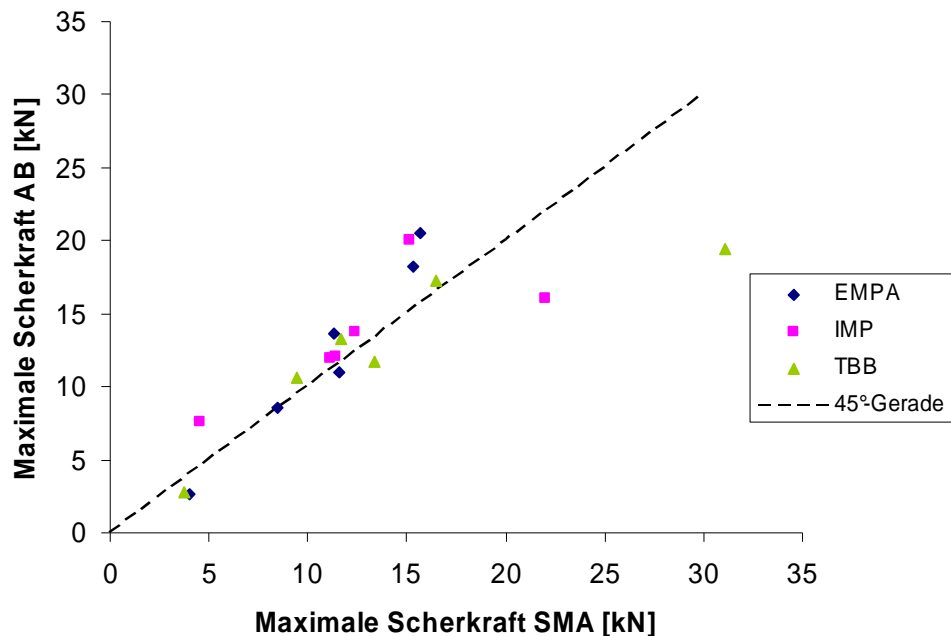


Abbildung 5.30: Vergleich der maximalen Scherkraft der 1. Entnahme von EMPA und IMP bzw. TBB getrennt nach Deckbelagsorte

Auch *Abbildung 5.30* mit einer Aufteilung der maximalen Scherkräfte der 1. Entnahme nach Deckbelagssorte SMA bzw. AB zeigt eine gute Gruppierung der Werte um die 45°-Gerade, wobei die grössten Abweichungen bei den von IMP ermittelten maximalen Scherkräften für die Felder 2, 5 und 6 sowie bei dem vom TBB für Feld 6 ermittelten Wert auftreten. Während die Werte von Empa und IMP für eine AB Deckschicht meist über denen für die SMA Deckschicht liegen, kann für die vom TBB bestimmten maximalen Scherkräfte eine solche Tendenz nicht nachgewiesen werden (hier ist im Feld 6 gemessene Wert für den SMA Deckbelag sogar ca. 1.5 mal grösser als derjenige für den AB Deckbelag).

Die zwischen den Resultaten der einzelnen Labors festgestellten Unterschiede sind angesichts des Datensatzumfangs nicht signifikant. Die Unterschiede weisen auf die Genauigkeit der Aussage im gegenseitigen Vergleich hin. In dieser Untersuchung treten Unterschiede zwischen den Labors beim Haftzug von maximal $\pm 0.27 \text{ N/mm}^2$ und bei der Abscherprüfung von maximal $\pm 7.15 \text{ kN}$ auf.

Zusammenhang zwischen Haftzug- und Abscherprüfung

Trägt man Haftzugspannungen und maximale Scherkräfte der 1. Entnahme, wie sie sich aus den Resultaten aller beteiligten Labors ergeben, in ein xy-Diagramm ein und ermittelt

die Trendlinie, erhält man einen linearen Zusammenhang von $y = 0.0449x$ für alle Werte (unabhängig von der Deckbelagssorte), $y = 0.0447$ für die Beläge mit AB und $y = 0.0337$ für Beläge mit SMA Deckschicht *Abbildung 5.31*). Damit ergibt sich ein Anforderungswert für die Haftzugprüfung bei 20°C zwischen 0.67 N/mm^2 für alle Beläge bzw. für Beläge mit AB-Deckschicht und 0.5 N/mm^2 für Beläge mit SMA Deckschicht..

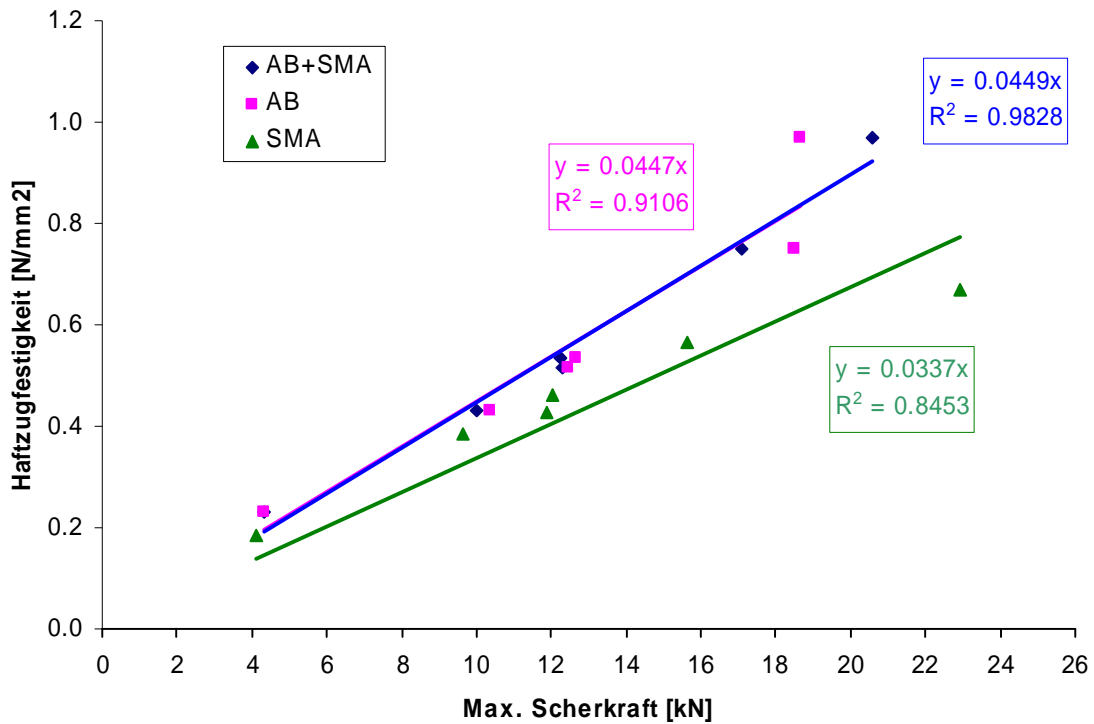


Abbildung 5.31: Linearer Zusammenhang zwischen Haftzug- (EMPA und IMP) und Abscherprüfung ermittelt aus allen gemittelten Daten von EMPA, IMP und TBB

6. Dimensionierung von Kompositbelägen

6.1. Vorgaben

6.1.1. Ziele

Das Ziel dieser Teilaufgabe besteht in der Ausarbeitung eines oder allenfalls mehrerer (in Abhängigkeit von Materialvarianten für die Foundationsschicht) "Katalogblätter" für den Oberbautyp "Compositbelag", welche ähnlich aufgebaut sind wie die Katalogblätter der Dimensionierungsnorm SN 640 324a [6.1].

6.1.2. Methoden

Zur Erreichung des festgelegten Zieles soll mittels Recherchen und gezielten Anfragen in einigen europäischen Ländern sowie in Übersee eine Zusammenstellung und systematische Auswertung bestehender Dimensionierungsmethoden zu diesem Oberbautyp durchgeführt werden.

Ergänzend dazu sollen auch die Dimensionierungsgrundlagen für die bisher in der Schweiz ausgeführten fugenlosen Betonbeläge mit durchgehender Armierung soweit noch greifbar (J20 Le Locle-Col des Roches, T10 Umfahrung Malters) ebenfalls analysiert werden.

Dabei sind die wissenschaftlichen Grundlagen und die Methodik der Berücksichtigung der Tragfähigkeit des Untergrundes und der Verkehrsbelastung spezifisch in die Auswertung einzubeziehen. Ebenfalls soll berücksichtigt werden, wie in den verschiedenen betrachteten Methoden die Schichtdicken der Betonplatten zwischen einem konventionellen Betonbelag (mit verdübelten Fugen) und einem durchgehend bewehrten Betonbelag in Relation stehen.

Aufgrund dieser Auswertungen und Beurteilungen werden Vorschläge für die Dimensionierung von Kompositbelägen aufgrund einer Definition von Eingangsparmeter gemäss Norm SN 640 324a [6.1] für die Tragfähigkeits- und Verkehrslastklassen ausgearbeitet.

6.1.3. Zu erwartende Ergebnisse

Die begründeten und nachvollziehbaren Vorschläge für die Dimensionierung von Kompositbelägen werden in der Form konkreter Entwürfe der entsprechenden Katalogblätter und der übrigen benötigten Ergänzungen im allgemeinen Text der Norm ausgearbeitet. Unter der vorläufigen Annahme, dass der strukturelle Beitrag der bitumenhaltigen Deckschicht vernachlässigt werden kann, können die oben erwähnten Vorschläge auch generell als Dimensionierungsgrundlage für durchgehend bewehrte Betonbeläge gelten.

6.2. Beitrag der bitumenhaltigen Überzüge zum strukturellen Verhalten von Betonbelägen

Im Rahmen der verfügbaren Daten stehen für 3 Messabschnitte die Ergebnisse von Lastübertragungs- und Deflektionsmessungen (nur 1 Abschnitt) vor und nach der Anwendung eines bitumenhaltigen Überzuges zur Verfügung. Die Analyse der entsprechenden Ergebnisse erlaubt es, den Beitrag der bitumenhaltigen Deckschicht zum Gesamtverhalten zu evaluieren.

Tabelle 6.1: Deflektionswerte vor und nach einem bitumenhaltigen Überzug

Messstelle	mittlere Deflektion vorher	mittlere Deflektion nachher	Differenz, absolut	Differenz in %
N1 Einfahrt Meggenhus, Plattenmitte [mm*10 ⁻³]	137	108	- 29	- 21.2
N1 Einfahrt Meggenhus, Plattenrand [mm*10 ⁻³]	137	139	+ 2	+ 1.5

Tabelle 6.2: Lastübertragungswerte vor und nach einem bitumenhaltigen Überzug

Messstelle	mittlere Lastübertragung vorher (%)	mittlere Lastübertragung nachher (%)	Differenz, absolut	Differenz in %
A6 Spiez, rechter Fahrstreifen	92	92	0	0
A6 Spiez linker Fahrstreifen	97	95	-2	-2%
T6 Biel-Lyss Richtung Bern	88	93	+5	+5
T6 Biel-Lyss Richtung Biel	85	93	+8	+9
N1 Einfahrt Meggenhus	84	92	+8	+9.5

Die Differenzen der Lastübertragungswerte bleiben insgesamt deutlich unter 10% (Mittelwert 5.1%); bei den Deflektionen (nur für die Einfahrt N1 Meggenhus verfügbar) ist im Bereich Plattenmitte ein deutlicher Unterschied feststellbar (Reduktion der Deflektionswerte = bessere Tragfähigkeit), am kritischeren Plattenrand sind die Werte praktisch gleich (geringfügige Zunahme der Deflektionswerte).

Unter Berücksichtigung der oben dargestellten Ergebnisse kann davon ausgegangen werden, dass der bitumenhaltige Überzug bezüglich Tragfähigkeit und Lastübertragung kaum Auswirkungen hat. Folgerichtig sollte der bitumenhaltige Überzug auch im Hinblick auf die Dimensionierung keine Berücksichtigung finden.

6.3. Dimensionierungsmethoden: Grundlagen und ausländische Verfahren

6.3.1. Belgien

Grundlagen

In Belgien werden Betonbeläge – konventionelle verdübelte und durchgehend bewehrte – auf der Grundlage der Formeln von Westergaard sowie von Ermüdungskriterien dimensioniert [6.2] und abgeleiteten Dimensionierungsanleitungen des Centre de Recherches Routières [6.3].

Die folgenden Angaben zur Dimensionierung beziehen sich auf die auf der gleichen Grundlage abgeleiteten Methodik des Ministeriums der flämischen Gemeinschaft [6.4].

Verkehrslastklassen

Tabelle 6.3: Verkehrslastklassen nach der belgischen Methode [6.4] im Vergleich zu den Verkehrslastklassen in der Schweiz

Klasse CH	Klasse B	Anzahl (10 ⁶) 80 kN Standardachsen	TF (CH)	Anzahl (10 ⁶) 100 kN Standardachsen
nicht vorhanden	B 1	312.5	42808	128
nicht vorhanden	B 2	156.25	21404	64
T 6	B 3	78.13	10703	32
T 6	B 4	39.06	5351	16
T 5 – T 6	B 5	19.53	2675	8
T 5	B 6	9.77	1338	4
T 4 – T5	B 7	4.88	668	2
T 4	B 8	2.44	334	1
T 3	B 9	1.22	167	0.5

Betonbelagsdicke

Tabelle 6.4: Dicke des Betonbelages nach der belgischen Methode [6.4] in Abhängigkeit der Verkehrslastklassen

Klasse CH	Klasse B	Beton auf ungeb. FS	Beton auf geb. FS	durch. bew. Beton auf geb. FS
nicht vorhanden	B 1	27	26	25
nicht vorhanden	B 2	24	24	23
T 6	B 3	22	22	21
T 6	B 4	20	20	20
T 5 – T 6	B 5	20	20	20
T 5	B 6	22	21	18
T 4 – T5	B 7	21	21	18
T 4	B 8	21	20	18
T 3	B 9	21	20	18

Anforderungen an die Unterlage

Bezüglich des Schichtaufbaus und der Dicke der Foundationsschicht sieht die Methode folgende Materialien und Schichtdicken vor:

Betonplatten auf ungebundener Foundationsschicht:

- 6 cm bitumenhaltige Zwischenlage
- 45 cm Kiessand bzw. 30 cm bit. Stabilisierung
- 20 cm Unterbau

Betonplatten auf gebundener Foundationsschicht:

- 6 cm bitumenhaltige Zwischenlage
- 20 cm Magerbeton bzw. 25 cm hydr. Stabilisierung
- 20 cm Unterbau

Durchgehend bewehrter Betonbelag

- 6 cm bitumenhaltige Zwischenlage
- 20 cm Magerbeton bzw. 25 cm hydr. Stabilisierung
- 20 cm Unterbau

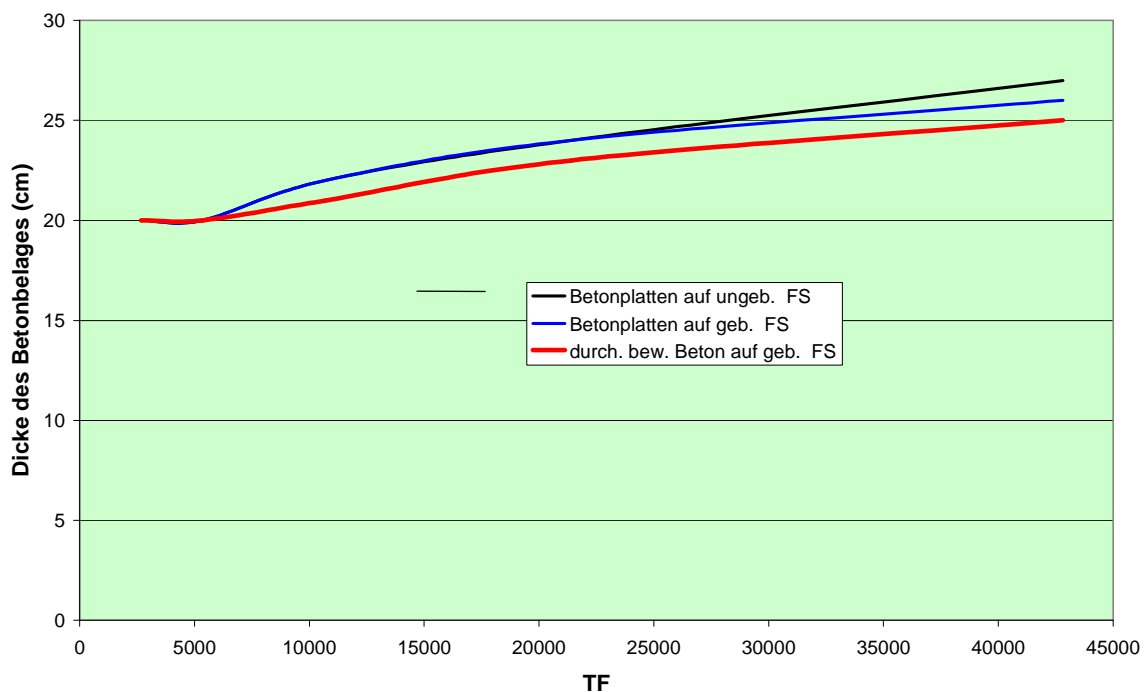


Abbildung 6.1: Betonbelagsdicke in Abhängigkeit der äquivalenten Verkehrslast nach der belgischen Methode [6.4]

6.3.2. England

Verkehrsbelastung

In der englischen Methode [6.5] wird mit Standardachsen von 80 kN gerechnet. Damit lassen sich die Zahlen der Verkehrsbelastung direkt mit den in der Schweiz üblichen Wer-

ten vergleichen. In den Diagrammen zur Bestimmung der Schichtdicke (siehe Abbildungen ... und ...) erstrecken sich die Bemessungskurven bis auf Verkehrswerte von 400 Millionen Normachslasten. Diese in unseren Breitengraden unüblich hohen Werte lassen sich mit der Tatsache erklären, dass auf englischen Autobahnen deutlich höhere Anteile an Schwerverkehr vorkommen als in der Schweiz und dass überdies die Dimensionierungsmethode auf eine Lebensdauer von 40 Jahren ausgerichtet ist. Für den oberen Bereich der Tragfähigkeitsklasse T5 (TF= 3000) gilt bei 20-jähriger Gebrauchsdauer eine kumulierte Verkehrslast von 22 Millionen Standardachsen, für den oberen Bereich der Tragfähigkeitsklasse T6 (TF= 10'000) gilt bei 20-jähriger Gebrauchsdauer eine kumulierte Verkehrslast von 73 Millionen Standardachsen.

Betonbelagsdicke

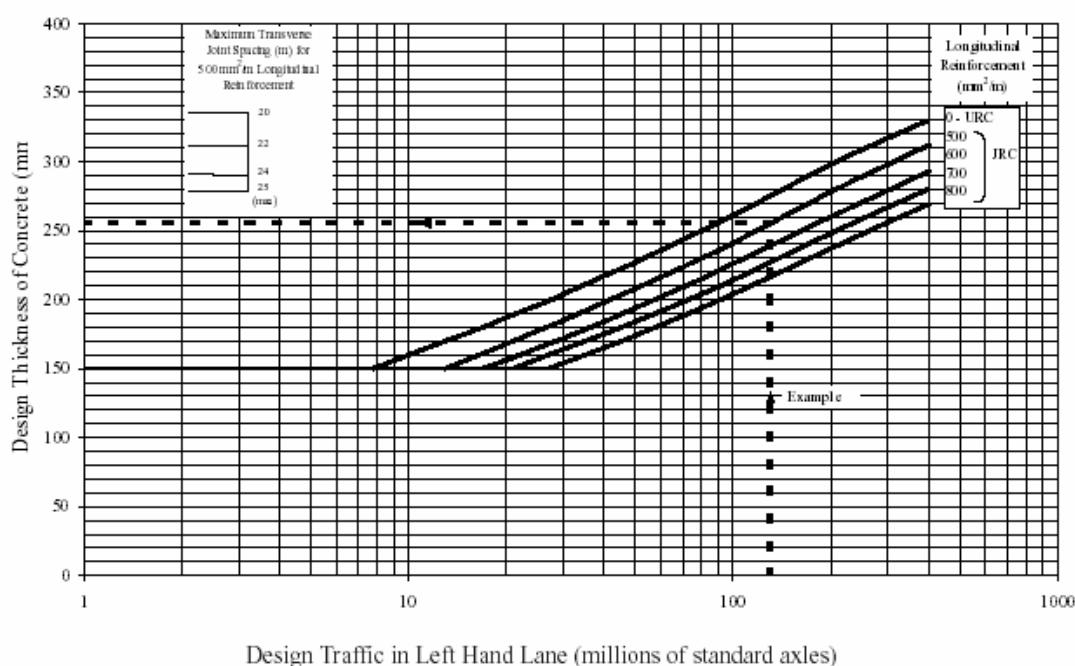


Abbildung 6.2: Bemessungsdiagramm für verdübelten Betonbelag nach der englischen Methode [6.5].

Für die Verkehrslastklassen T5 und T6 ergibt eine Dimensionierung des durchgehend bewehrten Betonbelages nach englischer Methode eine Schichtdicke von 200 mm (T5 und T6). Bei einer Ausführung mit verdübelten Platten betragen die entsprechenden Schichtdicken 190 mm (T5) bzw. 240 mm (T6).

Durchgehend bewehrte Beläge werden in England zwingend mit einer bitumenhaltigen Deckschicht überdeckt (min. 30 mm), unter Umständen auch mit einem zweischichtigen bitumenhaltigen Belag (Deckschicht Drainasphalt 50 mm, Binderschicht 90 mm).

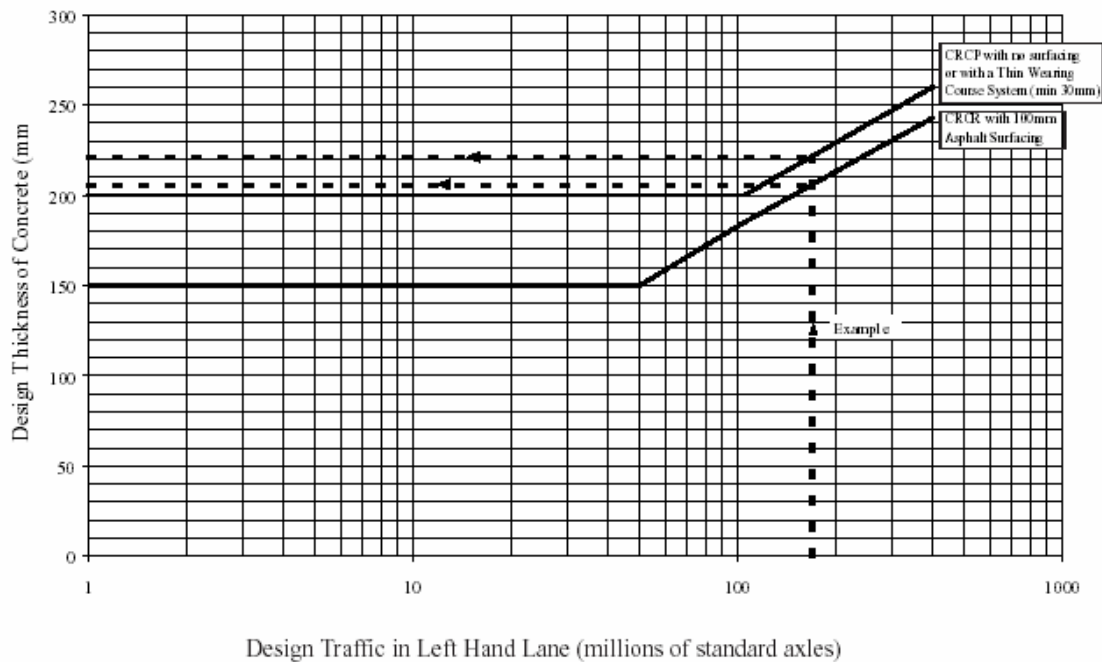


Abbildung 6.3: Bemessungsdiagramm für den durchgehend bewehrten Betonbelag nach der englischen Methode [6.5].

Anforderungen an die Unterlage

Die Planie unter dem Belag wird unter Berücksichtigung der Tragfähigkeit auf dem Planum aufgrund des Baustellenverkehrs dimensioniert und sollte damit für den Einbau und die Verdichtung des Belages ausreichend sein. Nach der englischen Methode wird bei Betonbelägen zwingend eine zementgebundene obere Fundationsschicht (sub-base) verlangt, bei Böden der Tragfähigkeitsklassen S3 und S4 von 150 mm Schichtdicke. Bei Böden mit geringerer Tragfähigkeit ist durch eine untere Fundationsschicht (capping layer) ein CBR-Wert von min. 15% zu erreichen ($M_E \approx 35'000 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$).

Zwischen der zementgebundenen oberen Fundationsschicht und dem durchgehend bewehrten Betonbelag ist eine bitumenhaltige Trennmembrane zum Zwecke der Abdichtung anzuordnen.

6.3.3. Frankreich

Grundlagen

Die Grundlagen der französischen Methoden für die Dimensionierung von Strassen sind in einer vom LCPC und vom SETRA herausgegebenen technischen Anleitung (Guide technique [6.6]) beschrieben. Gemäss dieser Anleitung wird der Oberbau mit Betonbelägen generell so umschrieben:

"Ces structures (chaussées en béton de ciment) comportent une couche de béton de ciment de 15 à 40 cm d'épaisseur éventuellement recouverte d'une couche de roulement mince en matériaux bitumineux. La couche de béton repose soit sur une couche de fondation (qui peut être en matériaux traités aux liants hydrauliques, en, béton de ciment, ou

drainante non traitée), soit directement sur le support de chaussée avec, dans ce cas, interposition fréquente d'une couche bitumineuse. La dalle de béton peut être continue avec un renforcement longitudinal ("béton armé continu"), ou discontinue avec ou sans éléments de liaison aux joints."

Durch diese Definition wird das Konzept des Composit-Belages bewusst eingeschlossen, d.h. es werden Betonbeläge genannt, die von Anfang an mit einer bitumenhaltigen Deckschicht überzogen werden. Gleichzeitig wird auch auf die generelle Verwendung gebundener Foundationsschichten hingewiesen (mit Ausnahme der ungebundenen Drainageschicht, welche jedoch für höhere Verkehrslastklassen, z.B. T6 nach schweizerischer Definition, nicht zugelassen ist).

Die Berechnung der Plattendicke beruht auf die Berechnung der auftretenden Spannungen in einem elastischen Mehrschichtensystem sowie auf die Berücksichtigung der Qualität des Lasttransfers, des Einflusses von Wölbspansungen infolge thermischen Gradienten und eines Risikofaktors für die Variation der Schichtdicke mittels mehrerer Korrekturfaktoren. Dabei gilt diese Berechnungsweise sowohl für unarmierte als auch für durchgehend armierte Betonbeläge. In der Praxis werden die Ergebnisse aus der genannten Berechnungsmethode in Form von Standardaufbauten für verschiedene Verkehrslastklassen ("Katalogblätter") dargestellt [6.7].

Standardtypen (Katalogblätter)

In der französischen Dimensionierungsmethoden für Autobahnen [6.7] wird die Verkehrsbelastung mit der Anzahl Schwerfahrzeuge mit einer Nutzlast von 50 kN oder mehr angegeben, wobei zu berücksichtigen ist, dass in Frankreich die höchst zulässige Einzelachslast 130 kN beträgt. In der folgenden Tabelle wurden die französischen Lastklassen den schweizerischen Lastklassen, bzw. den entsprechenden TF-Werten gegenübergestellt. Für die Umrechnung wurde von einem Schadensverhältnis entsprechend der vierten Potenz des Verhältnisses der Standardachsen (130 zu 81.6 kN) ausgegangen.

Tabelle 6.5: Verkehrslastklassen nach der französischen Methode [6.7] im Vergleich zu den Verkehrslastklassen in der Schweiz

Klasse CH	Klasse F	Anzahl (10 ⁶) 80 kN Standardachsen	TF (CH)	Anzahl (10 ⁶) 130 kN Standardachsen
T 4	t2-	ab 5.5	753	ab 0.88
T 5	t2+	ab 7.3	1002	ab 1.17
T 5	t1-	ab 10.9	1498	ab 1.75
T 5 – T 6	t1+	ab 18.3	2500	ab 2.92
T 6	t0-	ab 27.4	3750	ab 4.38
T6	t0+	ab 43.8	6002	ab 7.01
nicht vorhanden	ts-	ab 73.1	10017	ab 11.7
nicht vorhanden	ts+	ab 109.4	14983	ab 17.5
nicht vorhanden	tex	ab 182.5	25000	ab 29.2
		bis 291.9	39983	bis 46.7

Die Dicke des durchgehend armierten Betonbelages ist in der nachfolgenden Tabelle 6.6 angegeben, in welcher auch die Schichtdicken der Tragschicht enthalten sind.

Tabelle 6.6: Schichtdicken des durchgehend armierten Betonbelages und der Tragschichten für verschiedene Verkehrsbelastungen nach [6.7]

Klasse CH	Klasse F	Schichtdicke des Betonbges [mm]	Dicke Fundationsschicht Magerbeton [mm] ¹⁾	Dicke Fundationsschicht AC [mm] ²⁾
T 4	t2-	180	150	50
T 5	t2+	190	150	50
T 5	t1-	200	150	50
T 5 – T 6	t1+	210	150	50
T 6	t0-	220	150	50
T6	t0+	230	150	50
nicht vorh.	ts-	240	150	50
nicht vorh.	ts+	250	150	50
nicht vorh.	tex	260	150	50

1) Diese Bauweise wird bei einer Unterlage von Typ Plateforme PF2 mit einem E_{v2} -Wert von ≥ 80 MPa verwendet. Diese Verhältnisse auf dem Planum entsprechen etwa der Tragfähigkeitsklasse S4 gemäss SN 640 317b [x].

Diese Bauweise wird bei einer Unterlage von Typ Plateforme PF4 mit einem E_{v2} -Wert von ≥ 200 MPa verwendet, also bei einer Unterlage, welche sehr deutlich die Minimalanforderungen für die Tragfähigkeitsklasse S4 gemäss SN 640 317b übertrifft.

Anforderungen an die Unterlage

Wie aus der Tabelle mit der Angaben der Schichtdicken für verschiedene Verkehrslastklassen hervorgeht, werden in den französischen Richtlinien unterschiedliche gebundene Materialien und Schichtdicken für die Tragschicht vorgesehen. Die Materialwahl ist von der Tragfähigkeit des Planums (Plateforme nach französischem Sprachgebrauch) abhängig, wobei im Vergleich zu den schweizerischen Normen deutlich höhere Anforderungen an das Planum gestellt werden.

Die französische Methode für die Dimensionierung des Oberbaus beruht – in Ergänzung zu allgemeinen empirischen Grundlagen – auf die Ergebnisse von Berechnungen; im spezifischen Fall der Betonbeläge geht es dabei um einen Spannungsnachweis, bei welchen die auftretenden Spannungen den entsprechenden zulässigen Werten gegenüber gesetzt werden.

6.3.4. Holland [6.8]

Grundlagen

Die Bemessung von durchgehend bewehrten Betonbelägen in Holland erfolgt auf der Grundlage der belgischen Methode [6.3].

Dicke des Betonbelages

Die Bestimmung der Dicke des Betonbelages erfolgt in Anlehnung an die belgische Praxis und beträgt für Autobahnen 250 mm. Normalerweise werden durchgehend bewehrte Betonbeläge mit einer bitumenhaltigen Deckschicht aus Drainsphalt (50 mm) überzogen.

Anforderungen an die Unterlage

Durchgehend bewehrt Betonbeläge werden in Holland meist auf ungebundene Fundationsschichten eingebaut, die allerdings mit einer bitumenhaltigen Schicht (etwa 60 mm dick) überdeckt werden. Diese Schicht trägt nicht nur zu einer Verbesserung der Tragfähigkeit der ganzen Fundationsschicht bei sondern erleichtert als Baupiste den Einbau des Betons.

6.3.5. USA, AASHTO-Methode

Bis zum Jahr 2000 wurden in den USA über 45'000 Fahrstreifen-km mit durchgehend bewehrten Betonbelägen auf Autobahnen eingebaut [6.11].

AASHTO Guide for Design of pavement structures 1993 [6.9]

Die ältere Version des AASHTO Design Guide ist noch sehr stark auf die Ergebnisse des AASHTO-Strassentests orientiert und stellt demnach eine empirische Methode dar, bei welcher die Dicke der Betonplatte aufgrund der bekannten AASHTO-Nomogramme bestimmt wird. Dabei wird die Plattendicke sowohl für verdübelte Betonplattenbeläge wie auch für durchgehend bewehrte fugenlose Beläge nach dem gleichem Diagramm bestimmt, d.h. es resultiert im wesentlichen dieselbe Plattendicke (leichte Variation unter Beachtung einer allfällig unterschiedlichen Biegezugfestigkeit des Betons und der Lasttransfer-Faktors).

Im Rahmen einer im Jahre 2000 durchgeführten Umfrage [6.11] in den Staaten Illinois, Oklahoma, Oregon, South Dakota, Texas und Virginia wurde bestätigt, dass alle Staaten die AASHTO Dimensionierungsmethode verwenden. Dabei halten sich bezüglich der Schichtdicke alle Staaten mit Ausnahme von Illinois an die Regel, dass die Schichtdicke dieselbe wie für verdübelte Betonplattenbeläge ist. In Illinois wird hingegen für durchgehend bewehrte Beläge eine Reduktion der Schichtdicke von 20% vorgenommen. Die üblichen Schichtdicken sind in der folgenden Tabelle angegeben.

Tabelle 6.7: Bereiche der Schichtdicken für durchgehend bewehrte Betonbeläge auf Autobahnen (Interstate-Netz) in einigen Staaten der USA

Staat	Schichtdicke des durchgehend bewehrten Betonbelages in mm (Inch)	Armierungsgehalt in % des Querschnittes
Illinois	254 – 330 (10 – 13)	0.7
Oklahoma	230 – 305 (9 – 12)	0.71 – 0.73
Oregon	203 – 305 (8 – 12)	0.6 – 0.7
South Dakota	203 – 279 (8 – 11)	0.7
Texas	203 – 381 (8 – 15)	0.4 – 0.5 (0.71 – 0.78)*
Virginia	254 – 279 (10 – 11)	0.7

*) : In Texas gilt der untere Bereich für Platten von 200 mm, der obere Bereich für solche von 380 mm, dazwischen wird interpoliert.

6.3.6. USA, FHWA-Richtlinien

Die in [6.10] veröffentlichten Richtlinien der amerikanischen Bundesstrassenverwaltung FHWA geben bezüglich der Dicke von durchgehend bewehrten Betonbelägen an, dass die Plattendicke gleich wie bei einem konventionellen verdübelten Betonbelag zu wählen sei:

Generally the slab thickness is the same as the thickness of a jointed concrete pavement unless local performance has shown thinner pavements designed with an accepted design process to be satisfactory.

Überdies wird auch darauf hingewiesen, dass eine frühere Praxis mit einer Reduktion der Schichtdicke beim durchgehend bewehrten Betonbelag zu schlechten Erfahrungen geführt hat:

During the 1970's and early 1980's, CRCP design thickness was approximately 80 percent of the thickness of conventional jointed concrete pavement. A substantial number of the thinner pavements developed distress sooner than anticipated.

6.4. Bestimmung des Armierungsgehaltes

Nach übereinstimmender Aussage in verschiedenen Dimensionierungsmethoden besteht der Zweck der Armierung im durchgehend bewehrten Betonbelag in der Kontrolle des Rissabstandes und der der Breite der Öffnung der Risse.

England

Armierungsgehalt 0.6% des Betonquerschnittes mittels 16 mm \varnothing Armierungseisen (0.4% Armierung und 12 mm \varnothing Armierungseisen wenn die bitumenhaltigen Überdeckung mindestens 100 mm beträgt) [6.5].

Frankreich

Armierungsgehalt 0.67% des Betonquerschnittes mit Armierungseisen von \varnothing zwischen 12 und 16 mm [6.6].

Holland

Armierungsgehalt 0.7% des Betonquerschnittes mit Armierungseisen von \varnothing 16 mm mit Zwischenabständen von 120 mm [6.8].

USA

Gemäss den Empfehlungen der FHWA [6.10] entspricht der minimale Armierungsgehalt 0.6% des Betonquerschnittes (dies sollte zu einem Rissabstand zwischen 1.1 und 2.4 m führen). In Gegenden mit tiefen Temperaturen (Minimaltemperaturen $< -12^{\circ}$ C im Mo-

natsmittel) während einer längeren Zeitperiode wird ein Armierungsgehalt von 0.7 % empfohlen.

In der Praxis [6.11] werden jedoch Werte über den oben genannten Minimalwerten gewählt, wie dies in Tabelle 6.7 dargestellt ist. Die in Texas teilweise angewendete niedrigere Armierungsgehalt ist auf unterschiedliche Zielvorgaben bezüglich der maximalen Rissbreite zurückzuführen, im Normalfall und gemäss AASHTO-Empfehlungen [6.9] 1 mm (0.04"), in Texas 0.65 mm (0.025"). Eine Rissbreite von 0.2 mm ist anzustreben, um das Eindringen von Wasser zu verhindern und Abbrüche an den Risskanten zu vermeiden.

6.5. Erfahrungen in der Schweiz

6.5.1. T 10 Umfahrung Malters

Ein gut 700 m langer Teilabschnitt des Betonbelages der im Jahre 1967 eröffneten Umfahrung Malters/LU (T10) wurde mit einem durchgehend bewehrten Betonbelag ausgeführt. Der Belag ist ähnlich wie die anschliessende Strecke mit einem konventionellen verdübelten Betonbelag zweischichtig ausgeführt (Oberbeton BH 350, 60 mm Dicke, Unterbeton BHN 250, 120 mm Dicke). Der Betonbelag liegt auf einer 40 cm dicken ungebundenen Fundationsschicht welche mit 50 mm Planiekies 0/50 und einer 30 mm Sandschicht überzogen wurde. Die verdübelte Anschlussstrecke wies eine Gesamtdicke von 200 mm auf (50 mm Oberbeton, 150 mm Unterbeton).

Da diese Strecke Gegenstand einer Langzeitbeobachtung im Rahmen früherer Forschungsarbeiten war, wurde der Befahrbarkeitswert nach AASHTO von 1968 bis zuletzt 1994 gemessen. Die Ergebnisse sind in Abbildung 6.6 dargestellt.

Eine konstruktive Besonderheit dieser Strecke bestand in der Einlage eines Armierungseisens \varnothing 14 mm quer zur Fahrriichtung in einem Intervall von 3 m um die "natürliche" Rissbildung zu steuern und um ein "regelmässiges" Rissbild zu erreichen mit vorbestimmtem gleichmässigen Rissabständen und einem genauen 90° Winkel zur Fahrriichtung. Diese Besonderheit hat sich in der Folge als nicht glückliche Lösung erwiesen, gingen doch von der Armierung später infolge Korrosion und Eindringung von Wasser weitere Sekundärrisse aus, welche mit fortschreitender Zeit auch zu verschiedenen Ausbrüchen führten. Lange Zeit wurde die Strecke provisorisch mit bitumenhaltigem Mischgut geflickt (siehe Abbildungen 6.4 und 6.5).



Abbildung 6.4: T10 Umfahrung Malters, Gesamtbild der Fugenschäden 1981.

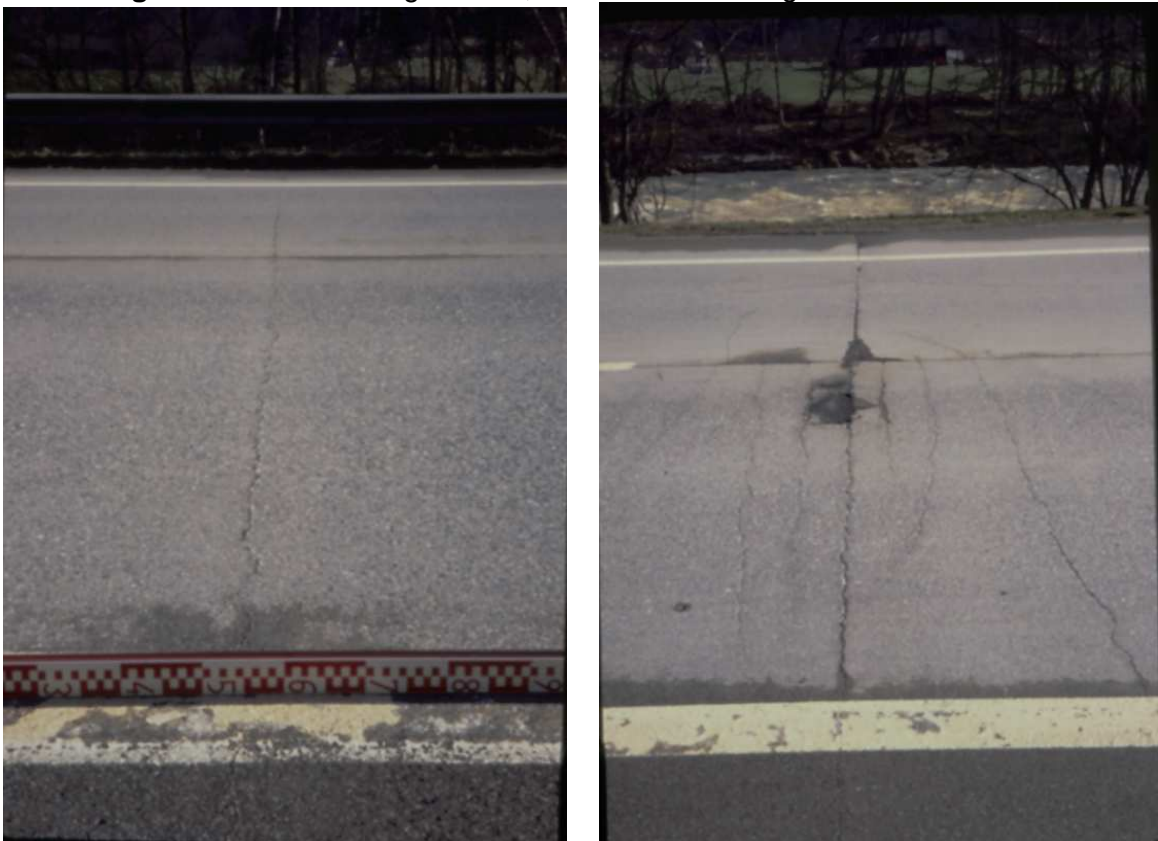


Abbildung 6.5: T10 Umfahrung Malters, Details der Rissbereiche ohne (links) und mit Sekundärrissen und Flickstellen (rechts)

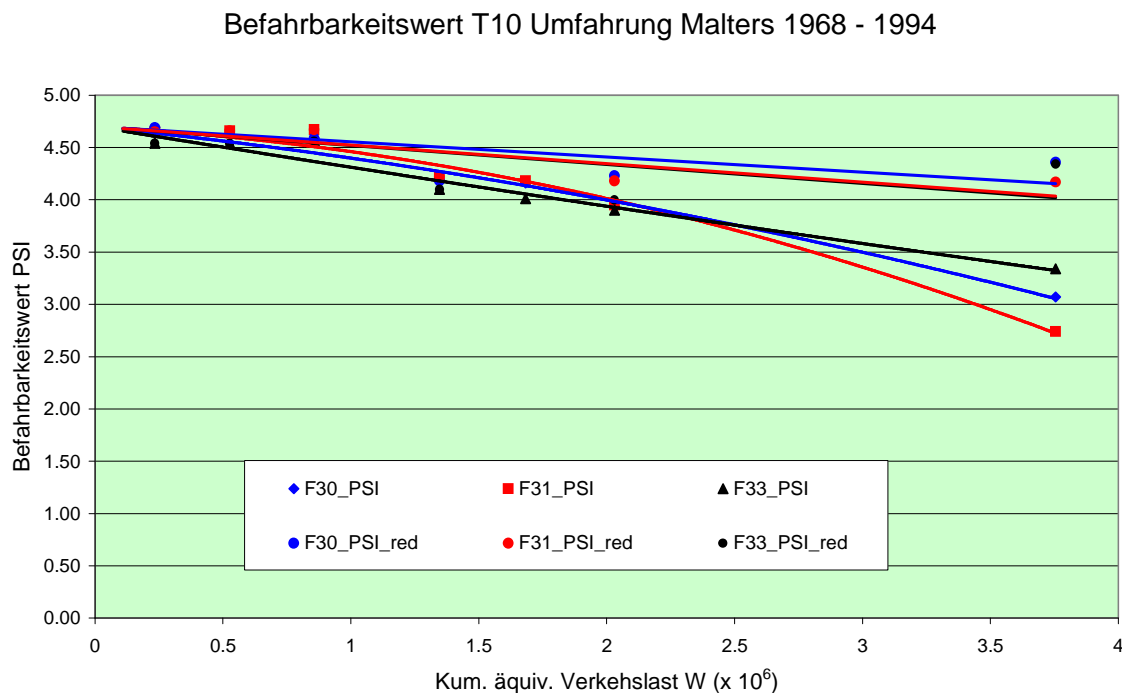


Abbildung 6.6: Verlauf der Befahrbarkeitswerte auf der T10 Umfahrung Malters

6.5.2. J20 Col des Roches – Le Locle

Die jüngste Strecke in durchgehend bewehrter Bauweise wurde im Jahr 1990 dem Verkehr übergeben und umfasst einen etwa 800 m langen Abschnitt der J20 im Kanton Neuchâtel, unweit vom Beginn der J20 bei der französischen Grenze. Der erneuerte Oberbau, bestehend aus einem 18 cm dicken durchgehend bewehrten Betonbelag (Leichtbeton LECA) und einer bitumenhaltigen Deckschicht von 40 mm Dicke, folgte auf eine bereits bestehende, im Jahr 1946 gebaute konventionelle Betondecke.

Die Wahl einer Oberbaulösung aus Leichtbeton mit kontinuierlicher Armierung erfolgte im Hinblick auf das Erzielen einer besseren Verteilung der Vertikalkräfte auf einen wenig tragfähigen, torfigen Untergrund. Für die Längsarmierung wurde ein Armierungsgehalt von 5% gewählt in der Absicht Rissweiten von ≤ 0.5 mm bei Rissabständen zwischen 1.5 und 3.0 m zu erzielen.

Auf dieser Strecke wurden im Rahmen dieses Forschungsauftrages 2002 die Deflektionen mit dem FWD-Gerät gemessen (siehe Kapitel 4.4.3). Entsprechend den besonderen Bedingungen des Untergrundes sind die Deflektionswerte für einen Betonbelag unüblich hoch.

6.5.3. Weitere Strecken

In einer Publikation der ehemaligen Betonstrassen AG [6.15] werden neben der bereits erwähnten T10 bei Malters noch folgende zusätzlich Abschnitte erwähnt:

- Zufahrts-Tunnel Sedrun (1963), Länge 400 m,

- Zufahrtsstrasse zum Genie-Waffenplatz Bremgarten (1964), Länge 1200 m,
- Zufahrtsstrasse zum Steinbruch Zeglingen (1964), Länge ca. 600 m,
- Industriestrasse Hunzenschwil (1965), Länge 330 m.

Bei einer kürzlichen Überprüfung der drei letzten Strecken wurde in Hunzenschwil und Zeglingen nichts mehr gefunden, wohl aber in Bremgarten. Ein grosser Teil der Strasse ist immer noch vorhanden und in einem guten Zustand.

6.6. Dimensionierungsvorschläge für die Schweiz

Aufgrund der Vergleiche mit den in ausländischen Methoden festgestellten Grundsätze sowie der entsprechenden umfangreichen praktischen Erfahrungen, wird für die Dimensionierung von Betonbelägen in der Schweiz ebenfalls der Grundsatz einer gleichen Belagsdicke wie bei unbewehrten verdübelten Plattenbeton empfohlen.

Die Angabe der Schichtstärken könnte entsprechen dem Aufbau der Dimensionierungsnorm mit einem zusätzlichen Blatt für den Oberbautyp 16 "Durchgehend bewehrter Betonbelag auf Heissmischtragschicht HMT" erfolgen. Abbildung 6.7 enthält einen provisorischen Vorschlag für einen entsprechenden Typenblatt.

Konstruktive Angaben zu den durchgehend bewehrten Betonbelägen sind in einem neuen Normblatt anzugeben (Normengruppe Betonbeläge).



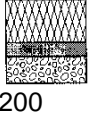

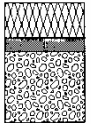

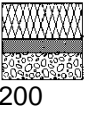





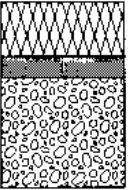
Oberbautyp 16 Durchgehend bewehrte Betondecke auf Heissmischtragschicht AC T Superstructure type 16 Revêtement en béton armé continu sur couche de support HMT					Frostdimensionierung gemäss Ziff. 15 Dimensionnement au gel selon chiffre 15		
	S1	S2	S3	S4	Frostindex FI_s Indice de gel FI_s	Frostdimensionierungsfaktor f Facteur de dimensionnement au gel f	
						G3	G4
T6	 24 cm 8 cm 40 cm 72 cm	 24 cm 8 cm 25 cm 57 cm	 24 cm 8 cm 15 cm 200 47 cm	 24 cm 8 cm 32 cm			
FI_s^*	500	350					
T5	 20 cm 8 cm 40 cm 68 cm	 20 cm 8 cm 25 cm 300 53 cm	 20 cm 8 cm 15 cm 200 43 cm	 20 cm 8 cm 28 cm	< 400 400...600 0 >600	0,40 0,40 0,40	0,50 0,50 0,50
FI_s^*	450						
T4	 17 cm 8 cm 40 cm	 17 cm 8 cm 25 cm 250 50 cm	 17 cm 8 cm 15 cm 150 40 cm	 17 cm 8 cm 25 cm			
FI_s^*	400						
T3	anderen Oberbautyp mit Beton wählen	anderen Oberbautyp mit Beton wählen	anderen Oberbautyp mit Beton wählen	anderen Oberbautyp mit Beton wählen			
T2	anderen Oberbautyp mit Beton wählen	anderen Oberbautyp mit Beton wählen	anderen Oberbautyp mit Beton wählen	anderen Oberbautyp mit Beton wählen			
T1	anderen Oberbautyp mit Beton wählen	anderen Oberbautyp mit Beton wählen	anderen Oberbautyp mit Beton wählen	anderen Oberbautyp mit Beton wählen			
 <p>Betonbelag Revêtement en béton Heissmischtragschicht (HMT) Couche de support (HMT) Kiessand rund Grave ronde Planum Forme de l'infrastructure</p>					<p>Für Ersatzschichtdicken gilt : 1 cm HMT = 1,25 cm HMF = 1,5 cm KMF</p> <p>FI_s^*: Kritische Frostindices der Strassenoberfläche [1]</p> <p>Pour l'épaisseur des couches de remplacement on compte : 1 cm HMT = 1,25 cm HMF = 1,5 cm KMF</p> <p>FI_s^*: Indices critiques de gel de la surface de la route [1]</p>		

Abbildung 6.7: Typenblatt für durchgehend bewehrte Betondecke (Normentwurf).

7. Zusammenfassung der Ergebnisse der Forschungsarbeit und Schlussfolgerungen

7.1. Praktische Empfehlungen

Die Auswertung verschiedener Erfahrungen mit dem bitumenhaltigen Überzug von Betonbelägen hat zu folgend praktischen Empfehlungen geführt.

7.1.1. Vorbereitungsarbeiten

Ist auf einer Betondecke ein Belagsüberzug geplant, sind instabile Platten fest zu legen (zu unterpressen) oder zu entspannen. Je nach Bedeutung der Verkehrsfläche (Autobahn oder Gemeindestrasse) ist die Betondecke mehr oder weniger umfangreich zu reparieren.

Zur Aufnahme des Belagsüberzuges bzw. des Haftvermittlers muss die Betondecke nicht speziell gereinigt werden. es genügt, die Betonoberfläche mit ca. 200 bar (kalt) zu waschen.

Die Feuchtigkeit auf und auch in der Betondecke kann dazu führen, dass sich im Belagsüberzug Blasen bilden können. Es ist darauf zu achten, dass nach der Reinigung der Betondecke genügend Zeit eingeräumt wird, damit die Oberfläche optimal abtrocknen kann. Zweckmässig wäre es, wenn zwischen Reinigung des Betons und Applikation des Haftvermittlers (für Belagsüberzug oder OB) mindestens 24 Stunden Trocknungszeit gewährt werden könnten.

Die Restfeuchtigkeit in der Betondecke sollte daher nicht grösser als 4 % sein, vor allem dann, wenn ein SMA als Belagsüberzug gewählt wird und die Unterlage vollflächig gefräst wurde.

7.1.2. Zwischenschicht (SAMI)

Das Aufbringen einer SAMI verhindert nachweislich das Eindringen von Wasser in die bestehende Betondecke und stoppt die Korrosion der Bewehrung und das Entstehen von Oberflächenschäden.

Eine OB als SAMI genügt überall dort, wo die Betonoberfläche keine strukturellen Schäden (Längs- und Querrisse) aufweist. Auch für starke Schubbeanspruchungen ist sie zweckmässig.

Weist die Betondecke strukturelle Schäden wie Längs- und Querrisse auf, so eignet sich als SAMI ein Geovlies.

Die mehrjährige Beobachtung zeigt bezüglich Schadenentwicklung über den Fugen und Aufnahme horizontaler Bewegungen, dass die Geovliese (Glasphalt, Glasgrid) eine etwas bessere Wirkung aufweisen als das Stahldrahtgeflecht.

Das Stahldrahtgeflecht ist eine Belagsverstärkung und daher für die Instandsetzung bzw. Oberflächenverbesserung der Betondecken von Autobahnen nicht zweckmässig.

Stahldrahtgeflechte eignen sich primär dort, wo keinerlei Vertikalbewegungen der Betonplatten zu erwarten sind (auf entspannten Betonplatten). Sie eignen sich auch sehr gut als Belagsverstärkung bei einem mehrschichtigen Asphaltaufbau (Sanierung von Hauptstrassen).

7.1.3. Belagsüberzug (Asphaltschicht)

Die jüngsten Beobachtungen auf den Versuchs- und Einbaustrecken haben gezeigt, dass hohlraumarme Beläge (SMA, AC) für Blasenbildung eher gefährdet sind als ein MR-Belag.

Als Asphaltschicht ist daher ein hohlraumreicher Belag (Hohlraumgehalt > 5%) zu wählen. Sehr gut eignen sich MR-Beläge mit einem Hohlraumgehalt von ca. 6,5 %.

7.1.4. Fugen im Belagsüberzug

Bei Betondecken mit bis zu 5 m langen Platten kann auf das sofortige Fugenschneiden des Asphaltbelages verzichtet werden. Jedoch sind stark dilatierende (arbeitende) Quertfugen immer zu schneiden.

Bei Betondecken mit 6 – 10 m langen Platten ist im Asphaltbelag jede 2. – 3. Fuge unabhängig ihres Bewegungsausmasses zu schneiden.

Bei Betondecken mit Plattenlängen von über 10 m müssen sämtliche Fugen im Belagsüberzug geschnitten werden, und dies unabhängig der gewählten SAMI. Das gilt für nicht entspannte Decken.

Dilatations- und Tagesfugen müssen – unabhängig der Plattenlängen – immer geschnitten werden, da sie in der Regel grosse Fugenbewegungen aufweisen!

7.2. Anwendungsbereich bitumenhaltiger Überzüge

Die grundsätzliche Eignung bitumenhaltiger Überzüge zur Instandsetzung von Betonbelägen kann zunächst aufgrund einer detaillierten visuellen Zustandserfassung festgestellt werden. Im Bericht werden diejenigen Schadenmerkmale genannt, deren Vorkommen eine Überdeckung mit bitumenhaltigen Schichten als wenig sinnvoll und ökonomisch erscheinen lässt. Es handelt sich dabei in erster Linie um Schäden der Gruppen Fugen- und Kantenschäden, vertikale Verschiebungen sowie Risse und Brüche.

Das alleinige Fehlen der oben genannten Schadenmerkmale (allenfalls deren Vorkommen in einem geringfügigen Umfang) lassen allerdings keine Schlüsse zu über die praktische Gebrauchsdauer bitumenhaltiger Überzüge. Experimentelle Untersuchungen zum Lasttransfer aufgrund von FWD-Messungen zeigen, dass bei verdübelten Betonplatten auf ungebundener Unterlage ein linearer Zusammenhang zwischen der kumulierten äquivalenten Verkehrslast W und dem Lasttransfer besteht. Damit lässt sich im Zeitpunkt einer beabsichtigten bitumenhaltigen Überdeckung die noch zulässige Anzahl äquivalenter Achslasten abschätzen, bis ein Niveau des Lasttransfers erreicht wird, bei dem erfahrungsgemäss ein unerwünschtes Mass an Stufenbildung erreicht wird.

7.3. Grenzflächenprobleme

7.3.1. Zusammenfassung

Die Untersuchung des Schichtenverbundes hat ergeben, dass zwischen Beton und bitumenhaltigem Deckschicht ein guter Verbund möglich ist, sofern keine Zwischenschichten eingebaut werden. Zwischenschichten können sich dagegen durchaus negativ auf den Schichtenverbund auswirken.

Bei sorgfältiger Arbeitsweise können mit einer Oberflächenbehandlung bzw. u. U. auch mit einer Gridseal oder Carbophalteinlage noch ausreichende, d.h. den Anforderungen der Schweizer Norm entsprechende, Verbundwerte erzielt werden. Abzuraten ist dagegen aufgrund der Untersuchung ausdrücklich von der Verwendung eines Glasvlieses.

Wird keine Zwischenlage eingebaut, kann vor dem Aufbringen der bitumenhaltigen Deckschicht auf ein Feinfräsen der Betonunterlage verzichtet werden. Wobei die im Rahmen der Forschungsarbeit ermittelten Verbundwerte sogar den Vorteil des Feinfräsens in Frage stellen. Inwieweit dieser Befund auch beim Einlegen einer Zwischenschicht zutrifft, müsste in einer eigenen Untersuchung nachgewiesen werden.

Inwieweit, die sich die unter Einbeziehung der Messwerte aller Labors festgestellten Unterschiede zwischen den Deckbelägen Asphaltbeton und Splittmastix (AB besseres Haftverhalten als SMA) aufrechterhalten lassen, sollte ebenfalls gesondert nachgeprüft werden.

Eigengewicht und Verkehrslasten wirken sich grundsätzlich positiv auf die Entwicklung des Verbunds aus. Hier werden beispielsweise für die in der Schweiz genormte Abscherprüfung nach Leutner in der Regel Verbesserungen von max. 5 kN erzielt. Auch scheint das Verbesserungspotential bei kombinierten Belägen in der Regel bereits nach einem halben Jahr (Sommer) erreicht zu sein. Nur in wenigen Fällen konnte bei der Entnahme 1 Jahr nach Einbau (Sommer und Winter) noch eine weitere Verbesserung des Schichtenverbunds festgestellt werden.

Auch wenn die Untersuchung des Einflusses der Prüftemperatur auf den Wert des Schichtenverbunds im wesentlichen bereits bekannte Gesetzmässigkeiten bestätigen konnte, zeigt sich doch, dass die Durchführung der Prüfung bei 20°C durchaus sinnvoll ist. Eventuell können der abgeleitete Temperaturzusammenhang auch für die Auswertung von in situ Haftzugprüfungen genutzt werden.

Haftzug- und Abscherprüfung führen bei der Beurteilung verschiedener Systeme zu qualitativ ähnlichen und vergleichbaren Aussagen. Die an der Empa entwickelte Laborprüfmethode für den Haftzug ist dabei wegen der genauen Temperaturregelung der in situ Variante vorzuziehen. Hier stellt sich nun die Frage, ob die Haftzugprüfung zur Bestimmung des Haftverbundes bei kombinierten Belägen in der Schweiz nicht generell genormt werden könnte.

Auch mit dem im Forschungsbericht hergeleiteten Zusammenhang zwischen Abscher- und Haftzugprüfung von $y = 0.0453x$ könnte ein Anforderungswert von 0.68 N/mm^2 oder 0.67 N/mm^2 , wie er sich aus der Berücksichtigung der Auswertungen von drei Labors ergibt, für die Haftzugprüfung abgeleitet werden, der allerdings durch weitere Praxisuntersuchungen erhärtet werden müsste.

7.3.2. Umsetzung und Empfehlungen

Die bei der Durchführung der Forschungsarbeit gewonnenen Erkenntnisse verdeutlichen, dass das Thema „Kombinierte Beläge - Grenzflächenproblematik“ im Rahmen einer einzigen Forschungsarbeit nicht erschöpfend behandelt werden konnte, wobei es in Zukunft wichtig ist, eine bessere Koordination von Forschungsprojekten und vorhandenen bzw. geplanten Strecken, die in das Forschungsprojekt einbezogen werden könnten, sicherzustellen.

7.3.3. Normung und Anforderung Schichtenverbund

Da der Verbund zur Unterlage gerade auch im Fall kombinierter Beläge extrem wichtig ist, sind gute Verbundeigenschaften eine unabdingbare Voraussetzung für die Haltbarkeit und Dauerhaftigkeit solcher Belagsaufbauten. Hier konnte sowohl anhand der direkten Abscherprüfung als auch mit Hilfe der Haftzugprüfung (In situ- und Laborvariante) gezeigt werden, dass die Schichthaftung kombinierter Beläge auf diese Weise geprüft werden kann. Auch wenn sich aufgrund ihrer Wirkungsweise die Abscherprüfung besser zur Bestimmung des Schichtenverbunds eignet, sollte gerade für kombinierte Beläge, aber auch die Normung der Haftzugprüfung in Betracht gezogen werden. Mit der Laborvariante der Empa bietet sich hier eine gute Möglichkeit. Als Basis für einen Anforderungswert könnte dabei der in der Forschungsarbeit hergeleitete Wert von 0.68 N/mm^2 dienen.

Empfehlung hinsichtlich Zwischenschichten und Vorbehandlung (Feinfräsen)

Da sich Zwischenschichten weitgehend negativ auf den Verbund zwischen Beton- und Asphaltbelag auswirken, sollte wenn möglich auf sie verzichtet werden. Falls bei der Sanierung von alten und gerissenen Betonbelägen zwecks Rissüberbrückung doch eine SAMI Schicht (Zwischenschicht) nötig sein sollte, sind Oberflächenbehandlung (OB) oder u. U. auch eine Gridseal oder Carbophalteinlage zu empfehlen. Keinesfalls sollte aber ein Glasvlies zur Anwendung kommen.

Wird keine Zwischenlage eingebaut, kann vor dem Aufbringen der bitumenhaltigen Deckschicht auf ein Feinfräsen der Betonunterlage verzichtet werden. Inwieweit diese Feststellung auch beim Einlegen einer Zwischenschicht zutrifft, kann anhand der vorliegenden Arbeit nicht geklärt werden.

7.3.4. Weiteres Vorgehen

Bei der hier dargestellten Forschungsarbeit handelt es sich um eine erste systematische Untersuchungen des Schichtenverbunds zwischen bitumenhaltigen Deckschichten und Betonbelägen, die keinesfalls Anspruch auf Vollständigkeit erheben kann. Dafür ist die Anzahl der verfügbaren, untersuchten Beläge und Belagssorten zu gering und zu wenig unterschiedlich. Insbesondere sollten weitere Zwischenschichten wie z.B. eine Stahleinlage und ihre Auswirkung auf den Schichtenverbund untersucht werden.

In weiteren Forschungsarbeiten sollte ausserdem das Augenmerk auf die Vorbehandlung der Betonunterlage, z.B. Feinfräsen oder nicht gelegt werden. Sicher bedarf auch der im Rahmen des Forschungsprojektes hergeleitete Anforderungswert für den Haftverbund kombinierter Beläge einer Überprüfung oder Verifizierung.

7.4. Dimensionierung von Kompositbelägen

7.4.1. Berücksichtigung der bitumenhaltigen Schichten

Die Ergebnisse verschiedener vergleichender Untersuchungen (Deflektionswerte, Lastübertragung) vor und nach dem Einbau einer bitumenhaltigen Deckschicht zeigen, dass der Einbau einer einschichtigen bitumenhaltigen Überdeckung auf der Betondecke keine relevante Wirkungen auf die Tragfähigkeit und auf die Lastübertragung hat. Damit wird auch der Beitrag der bitumenhaltigen Schichten auf die Dimensionierung vernachlässigbar und so können diese Schichten bei der Dimensionierung unberücksichtigt bleiben.

7.4.2. Armierungsgehalt

Die Längsarmierung sollte einen Gehalt zwischen 6 und 7% aufweisen. Damit wird sichergestellt, dass die Rissweiten sehr eng und der Rissabstand kurz bleiben. Der empfohlene Armierungsgehalt wird durch die Mehrzahl ausländischer Methoden ebenfalls empfohlen.

7.4.3. Dimensionierung der durchgehend bewehrten Betondecke

Aufgrund der Vergleiche mit den in ausländischen Methoden festgestellten Grundsätze sowie der entsprechenden umfangreichen praktischen Erfahrungen, wird für die Dimensionierung von Betonbelägen in der Schweiz ebenfalls der Grundsatz einer gleichen Belagsdicke wie bei unbewehrten verdübelten Plattenbeton empfohlen. Ein entsprechendes Typenblatt als Ergänzung zur Dimensionierungsnorm kann die Schichtdicken verdübelten Betonplattenbelages übernehmen.

Literaturverzeichnis

- [1.1] Schweizer Norm SN 640 736a, Erhaltung von Betonbelägen, Instandsetzung und Verstärkung, Vereinigung Schweizerischer Strassenfachleute VSS, 2000.
- [1.2] Lexique AIPCR des techniques de la route et de la circulation routière, AIPCR, Paris, 1991.
- [1.3] Schweizer Norm SN 640 324a, Dimensionierung, Strassenoberbau, Vereinigung Schweizerischer Strassenfachleute VSS, 1977.
- [3.1] R. Werner, M. Blumer, Instandsetzung und Verstärkung von Betonfahrbahnen mit Asphaltbelägen, Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation, Bundesamt für Strassen, Forschungsbericht Nr. 468, 2000
- [3.2] Schweizer Norm SN 640 925b, Zustandserhebung und Indexbewertung, Vereinigung Schweizerischer Strassenfachleute VSS, Zürich, 2003
- [4.1] R. Werner, M. Blumer, Instandsetzung und Verstärkung von Betonfahrbahnen mit Asphaltbelägen, Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation, Bundesamt für Strassen, Forschungsbericht Nr. 468, 2000
- [4.2] I. Scazziga, Grundlagen zur Revision der Norm SN 640 925a inkl. Schadenkatalog, Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation, Bundesamt für Strassen, Forschungsbericht Nr. 1041, 2002
- [4.3] Schweizer Norm SN 640 925b, Anhang: Anleitung zur visuellen Zustandserhebung und Indexbewertung mit dem Schadenkatalog, Vereinigung Schweizerischer Strassenfachleute VSS, Zürich, 2003
- [4.4] Schweizer Norm SN 640 926, Visuelle Zustandserhebung: Einzelindizes, Vereinigung Schweizerischer Strassenfachleute VSS, Zürich, 2005
- [4.5] F. Ruckstuhl, Achslasterhebungen auf dem National- und Hauptstrassennetz, Strasse und Verkehr, 2/1974.
- [4.6] I. Scazziga, Erhebungen über die Beanspruchung der Strassen durch schwere Motorwagen, ISETH-Mitteilung Nr. 32, ETH Zürich, 1976.
- [4.7] M. Shojaati, L. Seiler-Scherer, M. Caprez, I. Scazziga, F.L. Yang, Tägliche äquivalente Verkehrslast TF verschiedener Strassentypen in der Schweiz, Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation, Bundesamt für Strassen, Forschungsbericht Nr. 1017, Zürich, 2002
- [4.8] Schweizer Norm SN 640 320, Dimensionierung, Äquivalente Verkehrslast, Vereinigung Schweizerischer Strassenfachleute VSS, Zürich, 1971
- [4.9] Schweizerische Strassenverkehrszählung 2000, Bundesamt für Statistik und Bundesamt für Strassen, Neuchâtel, 2001 (und frühere Berichte der Jahre 1995, 1990, 1985, 1980, 1975, 1970, 1965).
- [5.1] Raab, C., Partl, M.N., Methoden zur Beurteilung des Schichtenverbunds von Asphaltbelägen. Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation, Bundesamt für Strassen. Report Nr. 442, 1999

- [5.2] Stöckert, U.: Schichtenverbund – Prüfung und Bewertungshintergrund, Strasse + Autobahn, 11/2001
- [5.3] Raab, C., Partl, M. N.: Interlayer Shear Performance: Experience with different pavement structures. 3. Eurobitume & Eurasphalt Congress, Vienna , paper Nr. 081, pp535...545, 12.-14. May, ISBN 90-802884-4-6
- [5.4] Raab, C., Partl, M. N.: Rehabilitation of Concrete pavements with Geotextiles and Steel Meshes, for the International conference on Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting ICCRRR 2005, Cape Town
- [5.5] Schweizer Norm SN 640431b: Asphaltbetonbeläge, Konzeption, Anforderungen, Ausführungen. Vereinigung Schweizerischer Strassenfachleute VSS, Zürich, 1997
- [5.6] Schweizer Norm SN 671961 Bitumenhaltiges Mischgut, Bestimmung des Schichtenverbunds (nach Leutner), Vereinigung Schweizerischer Strassenfachleute VSS, Zürich, 2000
- [5.7] Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien ZTV-SIB 90, Forschungsgesellschaft für Strassen- und Verkehrswesen, Köln, 1997
- [5.8] Schweizer Norm SN 641 601-1a Prüfplan für bitumenhaltige Schichten - Anhang zur Empfehlung
- [6.1] Schweizer Norm SN 640 324a, Dimensionierung, Strassenoberbau, Vereinigung Schweizerischer Strassenfachleute VSS, 1977.
- [6.2] La Route en béton de ciment – Expériences et développements récents, Les cahiers du MET, collection techniques, Ministère Wallon de l'Équipement et des Transports, Namur, 2000.
- [6.3] Handleiding voor het dimensioneren van wegen met een cementbetonverharding, A57/85, CRR, Bruxelles, 1985.
- [6.4] Ministerium der flämischen Gemeinschaft, Dienstorder AWV 96/4 – Standardstructuren voor wegen, Bruxelles, 2000.
- [6.5] Highway Agency Design Manual for Roads and Bridges, Volume 7, Section 2, Pavement Design and Construction, Part 2: Foundations, January 1994, Part 3: Pavement design, August 2001 (siehe auch: <http://www.archive2.officialdocuments.co.uk/document/deps/ha/dmrb/index.htm>)
- [6.6] LCPC/SETRA: Conception et dimensionnement des structures de chaussée, guide Technique, Décembre 1994
- [6.7] G. Caroff, E. Layerle, H. Le Caignec, A. Spagnol, Manuel de conception des chaussées d'autoroute, Scetauroute, Paris, 1994.
- [6.8] M.J.A. Stet, a.J. van Leest, CRCP: A long-lasting pavement solution for todays motorways, The Dutch practice, (siehe auch:
- [6.9] <http://www.crsi.org/PDF/DutchPractice.pdf>)
- [6.10] AASHTO Guide for Design of pavement structures 1993
- [6.11] Technical Advisory, Continuously reinforced concrete pavement, T 5080.14, 1990, US Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, D.C., 1990 (auch: www.fhwa.dot.gov/legregs/directives/techadvs/t508014.htm)

- [6.12] Summary of CRCP Design and Construction – Practices in the U.S., CRSI Research Series No. 8, Concrete Reinforcing Steel Institute, Scahumburg, Ill., 2001 (siehe auch:
- [6.13] www.crsi.org/Pavement_Section/CRCP_State_Practices/body_crcp_state_practices.html)
- [6.14] SN 640 317b, Dimensionierung, Untergrund und Unterbau, Vereinigung Schweizerischer Strassenfachleute VSS, Zürich, 1997.
- [6.15] Kontinuierlich armierte fugenlose Betonbeläge in der Schweiz, Betonstrassen, Nr. 78/79/80, Betonstrassen AG, Wildegg, 1969.