

INGENIEURFAKULTÄT BAU GEO UMWELT

Lehrstuhl für Verkehrswegebau

Theoretische und experimentelle Untersuchungen dünner Asphaltdeckschichten auf durchgehend bewehrten Betondecken

Heinz Claus Dirnhofer

Vollständiger Abdruck der von der Ingenieur fakultät Bau Geo Umwelt der Technischen Universität München zur Erlangung des akademischen Grades eines

Doktor-Ingenieurs

genehmigten Dissertation.

Vorsitzender:

Univ.-Prof. Dr.-Ing. F. Busch

Prüfer der Dissertation:

1. Univ.-Prof. Dr.-Ing. St. Freudenstein
2. Univ.-Prof. Dr.-Ing. R. Breitenbücher

Ruhr-Universität Bochum

Die Dissertation wurde am 18.02.2015 bei der Technischen Universität München eingereicht und durch die Ingenieur fakultät Bau Geo Umwelt am 17.07.2015 angenommen.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
1.1	Historisches	1
1.2	Entwicklung der Bauweise durchgehend bewehrte Betondecke	2
1.3	Überbauung von Betondecken mit Asphalt	3
1.4	Wirkungsweise der durchgehend bewehrten Betondecke mit dünner Asphaltüberbauung	5
1.5	Nachhaltigkeit und Ökobilanz der Kompositbauweise	5
2	Stand der Wissenschaft und Technik zu durchgehend bewehrten Betonfahrbahndecken	10
2.1	Allgemein	10
2.2	Ausländische Berechnungsverfahren	10
2.2.1	Stand der Technik in USA	10
2.2.2	Niederlande	15
2.3	Vorliegende Forschungsberichte in Deutschland	22
2.3.1	Allgemeines	22
2.3.2	Durchgehend bewehrte Betondecke	22
2.3.3	Optimierung der Bauweise „Durchgehend Bewehrte Betonfahrbahndecke“	25
2.3.4	Forschungsbericht „Bemessung kontinuierlich bewehrter Betondecken“	26
3	Stand der Wissenschaft und Technik zu dünnen Asphaltsschichten auf Betonfahrbahndecken	28
3.1	Allgemeines, Abgrenzung zur dicken Überbauung	28
3.2	Bestehendes deutsches Regelwerk	28
3.2.1	Allgemeines	28
3.2.2	ZTV Asphalt-StB 07/13	29
3.2.3	ZTV BEA-StB 09/13	32
3.2.4	M BEB 2009	34
3.3	Allgemeines zum Schichtenverbund	35
3.4	Stand der Wissenschaft und Technik zum Schichtenverbund	37
3.4.1	Allgemeines	37
3.4.2	Schichtenverbund zwischen Asphaltsschichten	37
3.4.3	Schichtenverbund zwischen Asphalt und Beton	41
4	Dimensionierung von durchgehend bewehrten Betonfahrbahndecken	47
4.1	Allgemeines	47
4.2	Verfahren zur Berechnung der Verkehrslastspannungen	47
4.2.1	Halbraumtheorie nach Boussinesq / Odemark	47
4.2.2	Bettungsmodultheorie nach Westergaard / Eisenmann	49

4.2.3	Mehrschichtentheorie.....	53
4.3	Verfahren zur Berechnung der Spannungen infolge Temperatureinwirkung.....	55
4.3.1	Spannungsaufbau während der Betonerhärtung.....	55
4.3.2	Verbundlösung zwischen Beton und Betonstahl.....	61
4.4	Berechnung der Spannungen nach erfolgter Erhärtung infolge Temperaturbelastung.....	67
4.4.1	Gleichmäßige Erwärmung / Abkühlung.....	67
4.4.2	Ungleichmäßige Erwärmung / Abkühlung.....	73
4.5	Berechnung der Spannungen infolge Schwinden des Betons.....	83
4.6	Zusammenfassung Berechnungstheorie.....	87
4.7	Anzusetzende Materialparameter für Beton und Betonstahl.....	88
4.7.1	Allgemeines.....	88
4.7.2	Materialparameter Beton.....	90
4.7.3	Materialparameter Betonstahl.....	100
4.8	EDV-gestützte Berechnungen.....	102
4.9	Berechnung mit Finite-Elemente-Modellen.....	102
4.9.1	Allgemeines.....	102
4.9.2	Berechnung der Verbundlösung zwischen Beton und Betonstahl.....	103
4.9.3	FE-Modelle durchgehend bewehrte Betondecke.....	108
5	Untersuchungen zum Schichtenverbund zwischen Asphalt und Beton.....	136
5.1	Allgemeines.....	136
5.2	Berechnungsansätze zum Schichtenverbund.....	136
5.2.1	Allgemeines.....	136
5.2.2	Schubspannungen infolge horizontaler Belastungen.....	136
5.2.3	Schubspannungen infolge vertikaler Belastungen.....	138
5.2.4	Zusammenfassung.....	146
5.3	Laborversuche zum Schichtenverbund.....	147
5.3.1	Herstellung der Probekörper.....	147
5.3.2	Statische Abscherversuche nach TP Asphalt-StB Teil 80.....	154
5.3.3	Dynamische Abscherversuche System TUM-VWB.....	157
5.4	Zusammenfassung Schichtenverbund.....	167
6	Konzeptionierung einer Versuchsstrecke in Kompositbauweise.....	169
6.1	Ausgeführte Pilotstrecken in Deutschland.....	169
6.1.1	B 56 Düren:.....	169
6.1.2	BAB A 5 Darmstadt:.....	171
6.1.3	Privatstraße Geseke.....	181
6.1.4	Autobahn A 94 Pastetten – Forstinning.....	186

6.2	Konzeption einer Versuchsstrecke zur durchgehend bewehrten Betondecke mit dünner Asphaltüberbauung	192
6.2.1	Allgemeines	192
6.2.2	Randbedingungen für die Versuchsstrecke	193
6.2.3	Fahrbahnaufbauten der Versuchsstrecke	194
6.2.4	Anforderungen an den Untergrund / Frostschutzschicht	195
6.2.5	Anforderungen an die Unterlage	195
6.2.6	Durchgehend bewehrte Betondecke	197
6.2.7	Asphaltdeckschicht	201
6.2.8	Bauausführung	203
7	Zusammenfassung und Ausblick	204
7.1	Bemessung der durchgehend bewehrten Betondecke	204
7.2	Schichtenverbund zwischen Beton und Asphalt	206
7.3	Konzeptionierung einer Versuchsstrecke	208
7.4	Einsatzmöglichkeiten und Grenzen	208
7.5	Ausblick	209

Abkürzungen

A	Autobahnnummer
AASHTO	American Association of State Highway Officials
ABBV	Ablösungsbeträge-Berechnungsverordnung
AiF	Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungseinrichtungen "Otto-von-Guericke" e.V.
BAB	Bundesautobahn
BASt	Bundesanstalt für Straßenwesen
BISAR	Bitumen Stress Analysis in Roads
DafStb	Deutscher Ausschuss für Stahlbeton
DSH-V	Dünnschichtbelag in Heißbauweise auf Versiegelung
GZG	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
GZT	Grenzzustand der Tragfähigkeit
HGT	Hydraulisch gebundene Tragschicht
HIPERPAV	High Performance Paving
MA	Gussasphalt
PA	Offenporiger Asphalt
PMA	Gussasphalt mit offenporiger Oberfläche
psi	Pounds per square inch
SAMI	Stress Absorbing Membrane Interlayer
SMA	Splitt-Mastix-Asphalt
SMA LA	Splitt-Mastix-Asphalt lärmarm
StVZO	Straßenverkehrszulassungsordnung
TU	Technische Universität

Zusammenstellung der wesentlichen Formelzeichen

Formelzeichen in Kapitel 2, Stand der Wissenschaft und Technik zu durchgehend bewehrten Betonfahrbahndecken

Zeichen	Erklärung	Einheit
S	Stababstand	mm
\varnothing	Durchmesser Bewehrung	mm
D	Dicke der durchgehend bewehrten Betondecke	mm
ρ_s	Bewehrungsgrad Längsbewehrung	%
π	pi (=3,141593)	mm
f_{ct}	Biegezugfestigkeit Beton	N/mm ²
f_{yk}	Charakteristische Streckgrenze des Bewehrungsstahls	N/mm ²
E_s	E-Modul Bewehrungsstahl	N/mm ²
E_c	E-Modul Beton	N/mm ²
R_b	Verhältniswert Stahloberfläche/Betonoberfläche	m ² /m ³

Formelzeichen in Kapitel 3, Stand der Wissenschaft und Technik zu dünnen Asphalt-schichten auf Betonfahrbahndecken

Zeichen	Erklärung	Einheit
$\max F_R$	Maximale horizontale Kraft infolge Reibung	N
$f_{T,RAA}$	Tangentialer Kraftschlussbeiwert nach RAA	-
F_N	Gewichtskraft Bemessungsfahrzeug	N
τ	Schubspannung infolge horizontaler Belastung	N/mm ²
h_{ADS}	Dicke Asphaltdeckschicht	mm
a	Belastungskreishalbmesser	mm
q(x)	(Linien-) Belastung	N/mm
$S_y(Z)$	Statisches Moment einer Platte	mm ²
I_y	Flächenträgheitsmoment einer Platte	mm ³
E_i	E-Modul der Schicht i	N/mm ²
h_i	Dicke der Schicht i	mm
T	Schubfluss	N/mm
β	Dickenverhältnis Beton : Asphalt	-
κ	E-Modulverhältnis Beton : Asphalt	-
AK	Verbundfaktor für BISAR	m ³ /N
ALK	Reduzierter Shear Spring Compliance-Faktor	m
μ	Querdehnzahl, Poissonzahl der entsprechenden Schicht	-
U_{x2}	Verschiebung der Betondecke in X-Richtung	mm
U_{x1}	Verschiebung der Asphaltdeckschicht in X-Richtung	mm

Formelzeichen in Kapitel 4.2, Verfahren zur Berechnung der Verkehrslastspannungen

Zeichen	Erklärung	Einheit
σ_z	senkrechte Druckspannungen	N/mm ²
p	Kontaktdruck, Flächenlast	N/mm ²
a	Belastungskreishalbmesser	mm
μ	Querdehnzahl, Poissonzahl	-
Q	Verkehrslast	N
σ_z	senkrechte Druckspannungen	N/mm ²
σ_r	senkrechte Druckspannungen	N/mm ²
τ_Q	Hauptschubspannung	N/mm ²
h_i^*	Dicke der äquivalenten Schicht i im Halbraum	mm
h_i	Dicke der Schicht i	mm
E_i	E-Modul der Schicht i	N/mm ²
E_u	E-Modul des Untergrunds Schicht i	N/mm ²
σ_{QM}	Biegezugspannung an der Unterseite der Betondecke bei Belastung in Plattenmitte	N/mm ²
σ_{QR}	Biegezugspannung an der Unterseite der Betondecke bei Belastung am Plattenrand	N/mm ²
σ_{QE}	Biegezugspannung an der Oberseite der Betondecke bei Belastung am Platteneck	N/mm ²
h	Dicke der Betondecke	mm
E_c	E-Modul Beton	N/mm ²
k	Bettungsmodul	N/mm ³
b	fiktiver Belastungskreishalbmesser	mm
W	Wirksamkeitsindex	-
y_{nb}	Einsenkung des nicht belasteten Plattenrands	mm
y_b	Einsenkung des belasteten Plattenrands	mm
σ_{QF}	Biegezugspannung an der Unterseite der Betondecke im Fugenbereich bei Belastung am Plattenrand	N/mm ²
h_{II}	äquivalente Dicke des Ersatzsystems	mm
E_A	E-Modul Asphalt	N/mm ²
M_{II}	Biegemoment	Nmm
W_{II}	Widerstandsmoment	mm ³
κ	E-Modul-Verhältnis Asphalt : Beton	-
I	Trägheitsmoment	mm ⁴
e_o, e_u	Abstand zur Schwerachse (von oben, von unten)	mm
σ_x	Biege(zug)spannungen	N/mm ²

Formelzeichen in Kapitel 4.3, Verfahren zur Berechnung der Spannungen infolge Temperatureinwirkung

Zeichen	Erklärung	Einheit
$\varepsilon_s, \varepsilon_c$	Dehnung des Betonstahls bzw. des Betons	-
σ_s, σ_c	Spannung des Betonstahls bzw. des Betons	N/mm ²
F	Zugkraft	N
A_s	Fläche des Betonstahls	mm ²
E_s	E-Modul Betonstahl	N/mm ²
A_c	Fläche des Betons	mm ²
ρ	Bewehrungsgrad	-
α_e	E-Modul-Verhältnis Betonstahl : Beton	-
A_i	Ideelle Querschnittsfläche des Stahlbetons	mm ²
f_{ct}	Biegezugfestigkeit Beton	N/mm ²
σ_{sr}	Stahlspannung im Riss	N/mm ²

Formelzeichen in Kapitel 4.4, Berechnung der Spannungen nach erfolgter Erhärtung infolge Temperaturbelastung

Zeichen	Erklärung	Einheit
N_T	Normalkraft infolge Temperatureinwirkung	N
ΔT	Gleichmäßige Erwärmung bzw. Abkühlung	K
α_T	Temperaturausdehnungskoeffizient	$\frac{1}{K}$
b	Breite der betrachteten Betondecke	mm
σ_T	Normalspannung infolge gleichmäßige Erwärmung bzw. Abkühlung	N/mm ²
t	Länge der Verbundstörung	mm
L	Plattenlänge bzw. Querrissabstand	mm
σ_{cR}	Betonspannung infolge Reibung auf der Unterlage	N/mm ²
μ_R	Reibbeiwert zwischen Betondecke und Unterlage	-
γ_C	Wichte des Betons	N/mm ³
γ_A	Wichte des Asphalts	N/mm ³
s_R	Bewegungslänge	mm
h_{ADS}	Dicke Asphaltdeckschicht	mm
h_c	Dicke Betondecke	mm
h_{AZS}	Dicke Asphaltzwischen-schicht	mm
η	Ausnutzungsgrad	%
l_{krit}	Kritische Plattenlänge	mm

r_a	Radius der äquivalenten Kreisplatte	mm
$w_{\Delta t}$	Verformung infolge Temperaturgradient	mm
Δt	Temperaturgradient	K/mm
w_g	Verformung infolge Eigengewicht	mm
P	Belastung der Kreisplatte infolge Eigengewicht	N/mm
μ	Querdehnzahl, Poissonzahl	-
K	Biegesteifigkeit der Kreisplatte	Nmm
σ_w	Ungestörte Wölbspannung	N/mm ²
σ_w'	gestörte Wölbspannung	N/mm ²
σ_w''	reduzierte Wölbspannung	N/mm ²
L	Elastische Plattenlänge	mm
a'	Auflagerbreite	mm
W	Einsenkung	mm
$\varphi, \varphi_{\Delta t}, \varphi_g$	Verdrehung, Verdrehung infolge Temperatur, Verdrehung infolge Eigengewicht	-
K	Bettungsmodul	N/mm ³

Formelzeichen in Kapitel 4.5: Berechnung der Spannungen infolge Schwinden des Betons

Zeichen	Erklärung	Einheit
ε_{cs}	Gesamtschwinddehnung	-
ε_{cd}	Trocknungsschwinddehnung	-
ε_{ca}	Autogene Schwinddehnung	-
k_h	Faktor zur Berücksichtigung der Querschnittsdicke	-
ε_{cd0}	Grundwert der unbehinderten Trocknungsschwinddehnung	-
β_{as}	Zeitfaktor der autogenen Schwinddehnung	-
t	Betonalter	d
$\varepsilon_{ca}(\infty)$	Endschwindmaß für autogenes Schwinden	-
$\beta_{ds}(t, t_s)$	Zeitfaktor der Trocknungsschwinddehnung	
t_s	Alter des Betons am Ende der Nachbehandlung	d
h_0	Wirksame Querschnittsdicke	mm
A_c	Fläche des Betonquerschnitts	mm ²
U	Umfangslänge, der dem Trocknen ausgesetzten Querschnittsflächen	mm
N_{cs}	Normalkraft in der Bewehrung infolge Schwinden	N
E_s	E-Modul Bewehrungsstahl	N/mm ²
A_s	Fläche des Betonstahls	mm ²
E_c	E-Modul Beton	N/mm ²
N_{cc}	Normalkraft im Beton infolge Schwinden	N

Formelzeichen in Kapitel 4.7: Anzusetzende Materialparameter für Beton und Betonstahl

<i>Zeichen</i>	<i>Erklärung</i>	<i>Einheit</i>
$E_{cm,i}$	Anzusetzender mittlerer E-Modul Beton	N/mm ²
f_{ck}	Charakteristische Zugfestigkeit Beton	N/mm ²
$f_{ctm,i}$	Anzusetzende mittlerer Zugfestigkeit Beton	N/mm ²
$f_{ct(BZ)}$	Charakteristische Biegezugfestigkeit Beton	N/mm ²
$\gamma_{c,fat}$	Ermüdungsfaktor Beton nach RDO Beton	-
$\gamma_{q,i}$	Querverteilungsfaktor nach RDO Beton	-
B_n	Anzahl der äquivalenten Bezugsachslasten im Nutzungszeitraum	-
m_b	Anpassungsfaktor nach RDO Beton	-
f_{yk}	Charakteristische Streckgrenze des Bewehrungsstahls	N/mm ²
f_{yk}	Charakteristische Streckgrenze des Bewehrungsstahls	N/mm ²
f_{ys}	Bei der Bemessung anzusetzenden maximale Zugspannung im Betonstahl	N/mm ²

Formelzeichen in Kapitel 5: Untersuchungen zum Schichtenverbund zwischen Asphalt und Beton

<i>Zeichen</i>	<i>Erklärung</i>	<i>Einheit</i>
F	Abscherkraft	N
d	Durchmesser	mm
τ	Schubspannung	N/mm ²
α	Steigerungsrate Schubspannung	mm ²
ΔN	Betrag der Laststeigerung	N

Kurzfassung

Die vorliegende Arbeit beschreibt eine Kompositbauweise aus durchgehend bewehrtem Beton und Asphalt für die Befestigung höchstbelasteter Autobahnen anhand von analytischen Berechnungen, FE-Simulationen sowie Laborversuchen. Eine durchgehend bewehrte Betondecke übernimmt die Sicherstellung der Substanzparameter wie Tragfähigkeit und Dauerhaftigkeit, während eine dünne Asphaltüberbauung für die Einhaltung der Oberflächeneigenschaften wie Griffigkeit und geringe Lärmemissionen verantwortlich ist.

Mit einer Literaturstudie wird der Stand der Wissenschaft und Technik dieser Bauweise anhand von Forschungsberichten und ausländischen Bemessungsverfahren herausgearbeitet.

Der erste Schwerpunkt der Arbeit liegt auf Spannungsberechnungen zur Dimensionierung von durchgehend bewehrten Betondecken im Verkehrswegebau infolge Verkehrsbelastung sowie unterschiedlichen Temperatureinwirkungen. Hierzu wurden Querrissabstände zwischen 0,8 m und 1,8 m bei einer maximalen Rissöffnungsweite von 0,5 mm sowie ein fester Bewehrungsgrad als Basis der Analysen festgelegt. Anhand von Finite-Elemente-Modellen erfolgt die Berechnung von Beton- und Stahlzugspannungen in der durchgehend bewehrten Betondecke für unterschiedliche Nullspannungstemperaturen sowie milden und strengen winterlichen Temperatureinwirkungen. Hieraus wird ein Diagramm abgeleitet, aus dem sich die Rissabstände bei bekannter Nullspannungstemperatur und der minimal zu erwartenden Deckentemperatur ablesen lassen.

Der zweite Schwerpunkt der Arbeit liegt auf Untersuchungen des Verbunds von dünnen Asphaltdeckschichten auf der Betondecke. Nach Auswertung der einschlägigen Richtlinien wurden Laborversuche zum Schichtenverbund durchgeführt. Neben dem im Richtlinienwerk verankerten Abscherversuch nach Leutner wurde ein dynamischer Versuchsaufbau entwickelt, der die Belastungen im Oberbau realitätsnäher abbildet. Die Auswertung der Laborversuche ergibt, dass unterschiedliche Asphaltdeckschichtmischgutsorten unterschiedliche Verbundeigenschaften zu Beton aufweisen. Die Prognose der Dauerfestigkeiten für zwei bevorzugte Deckschichtmischgutsorten zeigt, dass die auftretenden Schubspannungen dauerhaft abgetragen werden können.

Im letzten Teil der Arbeit wird anhand der Ergebnisse der Forschungsarbeit sowie aufgrund von Erfahrungen aus der Baupraxis, ein Konzept für die Realisierung der untersuchten Kompositbauweise an einer deutschen Autobahn vorgestellt.

Diese Arbeit wurde mit Unterstützung eines parallelen Forschungsvorhabens (FE 09.0172/2011/HRB) des Bundesministeriums für Verkehr und digitale Infrastruktur am Lehrstuhl und Prüfamnt für Verkehrswegebau der TU München erarbeitet.

1 Einleitung

1.1 Historisches

Die Geschichte des Straßenbaus, insbesondere die Befestigung von Straßen, kann bis in die Antike zurückverfolgt werden. Die Ausdehnung des Römischen Reiches war verbunden mit der Errichtung eines umfangreichen Straßennetzes, das dem Austausch von Waren und Gütern, aber auch militärischen Zwecken diente. Die Straßenbautechnik bei den Römern war bereits weit ausgereift. So wurden die Straßen bereits rd. 300 Jahre v.Chr. mehrlagig hergestellt und die Oberfläche mit einem Steinpflaster oder mit dem „antiken Beton“ dem opus caementitium befestigt. Die Befestigung der Römerstraßen war überaus dauerhaft, so dass heute noch Reste davon, unter anderem in Bayern, gut erkennbar vorhanden sind und z.T. noch als Feldwege genutzt werden.

Im Mittelalter ging – wie so viele technische Erkenntnisse der Römer – auch das Wissen um die Straßenbefestigung weitgehend verloren.

Erst zu Beginn des 18. Jahrhunderts geriet die Befestigung von Straßen mit der Gründung der École nationale des ponts et chaussées durch Ludwig den XIV. wieder ins Bewusstsein. In allen Teilen Europas wurden nun Versuche unternommen, die Straßen dauerhafter und wirtschaftlicher zu befestigen. In Deutschland wurden zuerst repräsentative „Chausseen“ mit Pflaster befestigt. Mit dem zunehmenden Verkehr und den ansteigenden Radlasten wurde die wirtschaftliche Befestigung eines großen Straßennetzes immer dringender. Bereits im Jahr 1888 wurde in Breslau die erste Straße in Deutschland mit Beton befestigt. Die um die Jahrhundertwende errichteten Betonfahrbahnen wurden bereits zweilagig mit Ober- und Unterbeton und einer Gesamtdicke von rd. 20 cm hergestellt. Zur Vermeidung von wilden Rissen wurden Dehnungsfugen hergestellt, die durch Robert Kieserling 1904/06 sogar patentiert wurden (Eisenmann und Leykauf 2003). Parallel dazu erfolgte die Straßenbefestigung auch durch den Einsatz von Teer als Bindemittel.

Maßgeblich für die Weiterentwicklung der Betonbauweise in Deutschland war der Bau der Reichsautobahnen in den 1930-er Jahren. Die Befestigung erfolgte hierbei durch eine Betondecke mit Dicken von 22 cm bis 25 cm. Zur Ableitung von Zwangsspannungen wurden alle 10 m bis 20 m Raumfugen angeordnet. Der Beton erhielt eine schwache Flächenbewehrung von

2,5 kg/m². Bis zu Beginn des Zweiten Weltkriegs waren in Deutschland rd. 63 Mio. m² Straßenfläche mit einer Betondecke befestigt (Eisenmann und Leykauf 2003).

1.2 Entwicklung der Bauweise durchgehend bewehrte Betondecke

Die ersten Betondecken wurden aufgrund fehlender Maschinenteknik noch mit relativ kleinen Plattenabmessungen hergestellt. Durch die zunehmende Vergrößerung der Plattenabmessungen traten jedoch Risse im Beton – vor allem in Querrichtung – auf. Durch eindringendes Wasser entwickelten sich hieraus schnell Schäden. Eine Vorreiterrolle bei der Entwicklung durchgehend bewehrter Betondecken spielten die USA. Um die Risse im Beton klein zu halten, wurde 1921 in der Nähe von Washington D.C erstmals eine durchgehend bewehrte Betondecke mit freier Rissbildung hergestellt. Der Bewehrungsgehalt betrug 0,5 % bei Plattenlängen von 61 m und 97,5 m (Meier 2005). Die ersten durchgehend bewehrten Betondecken mit größeren Längen folgten 1938 in Indiana sowie 1949 in Illinois, Kalifornien und New Jersey. Mit dem Bau des Interstate Highway Netzes in den 1960-er bis 1980-er Jahren wurden mehr als 16.000 km zweistreifige Betonfahrbahn mit durchgehender Bewehrung gebaut (Soojun et al. 2012). In den USA wurden bisher mehr als 45.000 km durchgehend bewehrte Betondecken in 35 Bundesstaaten errichtet. Texas hat hiervon einen Anteil von gut 40 % und damit die meisten Erfahrungen mit dem Bau von durchgehend bewehrten Betondecken. Neben den Projekten in USA wurden in Canada ebenfalls einige wenige Versuchsstrecken mit durchgehender Bewehrung erstellt.

Auch in Australien wird die Bauweise mit durchgehender Bewehrung seit vielen Jahren erfolgreich angewandt. Es wurden dort rd. 320 km Richtungsfahrbahn mit durchgehender Bewehrung erstellt. In Asien wurden bisher Versuchsstrecken in Japan (45 km), Südkorea (64 km) und in Malaysia (160 km) realisiert. Basis hierfür waren jeweils das US-amerikanische Regelwerk und die örtlichen Erfahrungen.

In Europa wird die Bauweise erstmals 1948 in Belgien erfolgreich erprobt. Nach einer, auf den US-amerikanischen Erfahrungen basierenden Versuchsphase, lässt sich nach (Beeldens et al. 2005) die Entwicklung der Betondeckenbauweise in Belgien in die nachfolgend dargestellten drei Konzepte unterteilen. Die nachfolgende Tabelle enthält hierzu einen Vergleich der wesentlichen Konstruktionsparameter:

Tabelle 1-1: Übersicht der Entwicklung der Betondeckenbauweise in Belgien nach (Beeldens et al. 2005)

	1. Konzept	2. Konzept	Aktuelles Konzept
Beton			
Deckendicke:	20 cm	20 cm	23 cm
Betondruckfestigkeit:	72 N/mm ²	60 N/mm ²	70 N/mm ²
Längsbewehrung			
Durchmesser:	18 mm	16 mm	20 mm
Abstand:	150 mm	150 mm	180 mm
Bewehrungsgrad:	0,85 %	0,67 %	0,76 %
Lage:	- 6 cm	mittig	mittig
Material:	BSt 500	BSt 500	BSt 500
Querbewehrung			
Durchmesser:	12 mm	12 mm	12 mm
Abstand:	600 mm	600 mm	600 mm
Bewehrungsgrad:	0,09 %	0,09 %	0,09 %
Unterlage			
Asphaltzwischenschicht:	6 cm	--	6 cm
Tragschicht aus Magerbeton:	20 cm	20 cm	20 cm
Längsscheinfugen:	Fahrstreifenweise geschnitten und vergossen		
Querscheinfugen:	Keine		

Weitere positive Erfahrungen in Europa liegen auch aus Schweden (1 km), Frankreich, Großbritannien (134 km), Niederlande, Polen, Schweiz (5km), Italien (20 km), Spanien (172 km), und Portugal (27 km) vor. In Deutschland wurden bisher vier Versuchsstrecken mit durchgehend bewehrter Betondecke erstellt. Eine Beschreibung dieser Maßnahmen ist in Kap. 6.1 enthalten.

1.3 Überbauung von Betondecken mit Asphalt

In den vergangenen Jahrzehnten wurden auch in Deutschland im Zuge von Sanierungsmaßnahmen bestehende Betondecken mit Asphalt überbaut. Hierbei können jedoch zwei Problemfelder auftreten, die in dieser Arbeit vertieft untersucht werden. Zum einen ist dies die Reflexionsrissbildung im Asphalt im Bereich der Querscheinfugen der Betondecke in Plattenbauweise. Um hier Ausbrüche und Abplatzungen des Asphalts zu vermeiden, werden

heute die Querscheinfugen in den Asphalt übernommen. Hierbei treten jedoch regelmäßig Ausbrüche auf, sobald die beiden Fugen nicht exakt übereinander zu liegen kommen. Um diese Fugenproblematik zu vermeiden, kann die Betondecke mit durchgehender Längsbewehrung ausgeführt werden, da hierbei keine Querscheinfugen erforderlich sind.

Zum anderen ist als zweites Problemfeld der Verbund zwischen der Asphaltdeckschicht und der darunter liegenden Betondecke zu nennen. Nur wenn es gelingt, hier einen guten Haftverbund herzustellen, kann eine dauerhafte und verkehrssichere Straßenoberfläche geschaffen werden.

Bei der Überbauung bestehender Betondecken sind grundsätzlich die nachfolgend genannten zwei Ausführungsvarianten zu unterscheiden:

Zur Erhöhung der Tragfähigkeit wurden bestehende Betonfahrbahnen mit Asphalttrag- oder Asphaltbinderschichten sowie einer Asphaltdeckschicht überbaut. Eingesetzt wurde diese Sanierungsmethode in den alten Bundesländern vor allem bei der grundhaften Erneuerung von Vorkriegsautobahnen in den 1950er und 1960er Jahren (Neußner 1995) sowie in den 1990er Jahren auf den Betonfahrbahnen in den neuen Bundesländern. Um Reflexionsrisse aus der alten Betondecke in den Asphaltschichten zu vermeiden, wurden die Betonplatten meist entspannt. Die entspannte Betondecke wird hierbei aber noch zur Lastabtragung genutzt.

Im Gegensatz hierzu wird in dieser Forschungsarbeit nur die dünne Überbauung von Betondecken mit einer Asphaltdeckschicht in Anlehnung an das geltende Regelwerk vertieft untersucht. Im Fokus steht hierbei die sofortige Überbauung der durchgehend bewehrten Betondecke als integraler Bestandteil der erstmaligen Herstellung des Straßenoberbaus, da hierdurch Kosteneinsparungen beim verwendeten Deckenbeton zu erwarten sind. Hierzu liegen allerdings in Deutschland nur Erfahrungen aus den vier in Kap. 6.1 näher beschriebenen Versuchsstrecken vor. Prinzipiell kann die Bauweise allerdings auch zur Sanierung von alten Betondecken, beispielsweise zur Wiederherstellung der Griffigkeit eingesetzt werden. Zusammenfassend ist für Deutschland eine dünne Überbauung mit Asphalt für über 100 km Richtungsfahrbahn dokumentiert. Größtenteils wurden hierbei die Fugen aus der Betondecke in Plattenbauweise in die Asphaltüberbauung übernommen. Eine Liste der dokumentierten Strecken findet sich im Anhang A.2.

Die Überbauung von Betondecken mit Asphalt wird auch in vielen Ländern Europas erfolgreich durchgeführt. Zu nennen sind hier insbesondere die Niederlande. Dort werden vielfach durchgehend bewehrte Betondecken mit offenporigem Asphalt zur Lärmreduzierung überbaut.

1.4 Wirkungsweise der durchgehend bewehrten Betondecke mit dünner Asphaltüberbauung

Im deutschen Regelwerk ist der Aufbau des Straßenoberbaus in den RStO 2012 (Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen (2012)) geregelt. Hierin ist der in dieser Arbeit untersuchte Kompositaufbau nicht enthalten. Die durchgehend bewehrte Betondecke übernimmt hierbei die Sicherstellung der Substanzparametern wie Tragfähigkeit und Dauerhaftigkeit, während die dünne Asphaltüberbauung für die Einhaltung der Oberflächeneigenschaften wie Griffigkeit und geringe Lärmemissionen verantwortlich ist. Dennoch können die Oberflächeneigenschaften flexibel angepasst werden, entsprechend dem zukünftigen Stand der Asphalttechnik.

Zu berücksichtigen ist jedoch, dass bereits die Bauweise „durchgehend bewehrte Betondecke“ an sich noch keine standardisierte Bauweise für Straßenverkehrsflächen in Deutschland darstellt. Internationale Erfahrungen, Versuchsstrecken in Deutschland sowie der Einsatz von durchgehend bewehrten Betondecken im Eisenbahnoberbau liefern die Basis für diese Forschungsarbeit.

1.5 Nachhaltigkeit und Ökobilanz der Kompositbauweise

Der konkrete Nachweis der Nachhaltigkeit der Kompositbauweise gegenüber den konventionellen Asphalt- und Betonbauweisen anhand der drei Säulen „Ökologie“, „Ökonomie“ und „sozialer Aspekte“ gelingt hinsichtlich einer bestimmten Bauweise für Straßenbefestigung nur teilweise. Daher wird im Folgenden auf die Nachhaltigkeit der Kompositbauweise im Sinne der Wirtschaftsethik, nämlich anhand einer Ökobilanzierung vertieft eingegangen.

In einem Forschungsvorhaben der TU München – Lehrstuhl für Baustoffkunde und Werkstoffprüfung (Lowke et al. 2010) wurde eine Ökobilanzierung für den Neubau eines 1 km langen Autobahnabschnitts mit RQ 31 nach RAA (Richtlinien für die Anlage von Autobahnen (2008/2014)) mit 12 m befestigter Fahrbahnbreite und einem 85 cm dickem Oberbau erstellt. Untersucht wurden Ausführungsvarianten in Betonbauweise mit Waschbetonoberfläche oder Kunstrasen, Asphaltkonstruktionen mit offenporiger Asphaltdeckschicht und mit Gussasphalt sowie eine Kompositbauweise mit offenporiger Asphaltdeckschicht. Betrachtet wurde sowohl die Herstellung, Erhaltung und Nutzung des Autobahnabschnitts.

Ein Vergleich der Bauweisen bei der Herstellung der Straße zeigt, dass die Betonbauweise beim Treibhauspotential um bis zu 166 % höhere Umweltwirkungen besitzt, als die Asphaltbauweisen. Beim Ozonabbaupotential hat die Betonbauweise nur ein Drittel der Wirkungen der Asphaltbauweisen. Beim photochemischen Ozonbildungspotential, beim Versauerungs- und beim Eutrophierungspotential liegen beide Bauweisen gleichauf. Aufgrund der größeren Deckendicke bei der Kompositbauweise besitzt diese die größten negativen Umweltwirkungen (Lowke et al. 2010).

Bei der Betrachtung der Umweltwirkungen wurde ein Nutzungszeitraum von 30 Jahren zugrunde gelegt.

Bei der Betonbauweise wurden folgende bauliche Sanierungsmaßnahmen innerhalb des Nutzungszeitraums angesetzt:

- 2 x Fugensanierung
- 3 % der Platten heben und festlegen
- 3 % der Platten ersetzen
- 20 % Ecken und Kanten sanieren

Bei der Asphaltbauweise mit Gussasphalt wurde eine zweimalige Erneuerung der Deck- und Binderschicht angesetzt. Bei der Asphaltbauweise mit offenporigem Asphalt wurde der Austausch der Deckschicht alle 7 Jahre und eine einmalige Erneuerung der Binderschicht angesetzt. Bei der Kompositbauweise wurde eine dreimalige Erneuerung der Deckschicht in 30 Jahren angesetzt. Nachfolgend ist exemplarisch das Treibhauspotential für die unterschiedlichen Bauweisen für die Herstellungs- und die Erhaltungsphase dargestellt.

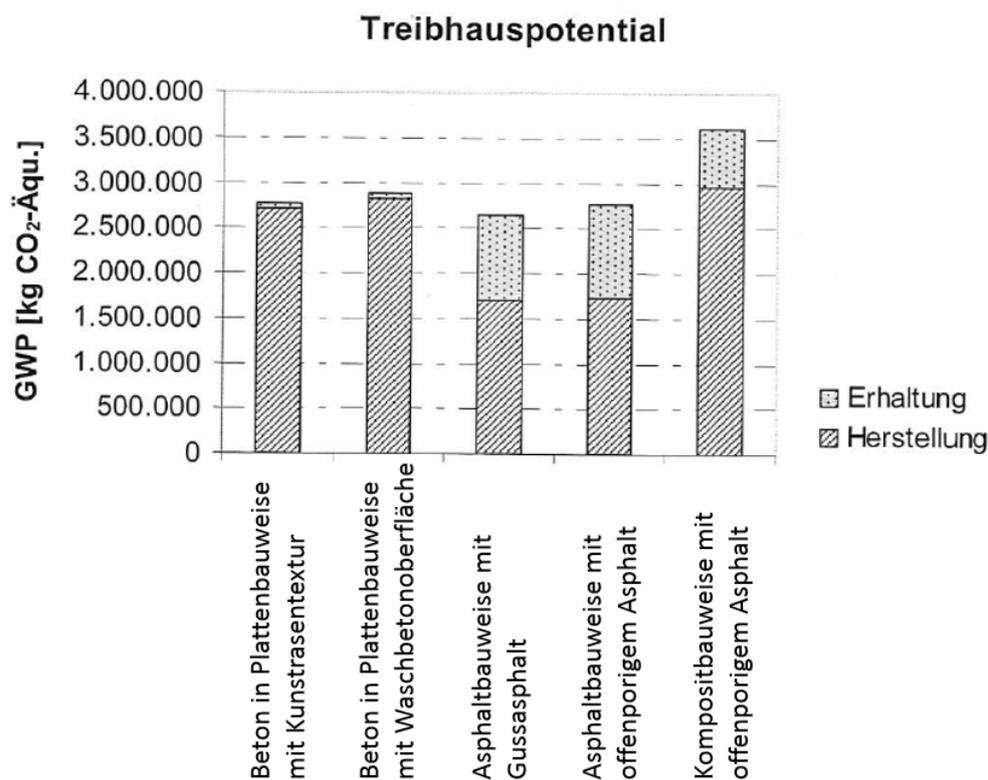


Abbildung 1-1: Treibhauspotential unterschiedlicher Fahrbahnbefestigungen

Berücksichtigt man bei der Ökobilanzierung allerdings die Umweltauswirkungen infolge Verkehrsbelastung (betrachtetes Verkehrsszenario: DTV: 52.000 Kfz/Tag, SV-Anteil 19 %) so relativieren sich die Werte insgesamt. Die in der Nutzungsphase verkehrsbedingt entstehenden Umweltwirkungen sind um das $5 \cdot 10^3$ -fache größer, als in der Herstellungs- und Erhaltungsphase. Die im oben dargestellten Schaubild gezeigten Unterschiede sind in der Gesamtbetrachtung des Treibhauspotentials faktisch ohne Bedeutung. Das größte Einsparpotential liegt in der Reduzierung des Kraftstoffverbrauchs, da dieser für den weitaus größten Anteil am Treibhauspotential verantwortlich ist. Die potentiellen Umweltwirkungen sind hier um ein Vielfaches höher als die potentiellen Umweltwirkungen aus der Herstellung und Erhaltung der Fahrbahnen.

Bei der Kompositbauweise soll durch eine Verlängerung der Lebensdauer in Kombination mit reduziertem Erhaltungsaufwand den Folgen einer Verknappung der Ressourcen sowie einer Reduzierung der für den Verkehrswegebau zur Verfügung stehenden öffentlichen Mittel entgegengewirkt werden.

Eine häufig geäußerte Kritik an der vorgestellten Bauweise mit durchgehend bewehrter Betondecke betrifft den Rückbau des Fahrbahnoberbaus in Kompositbauweise. Nach Erreichen

seiner Lebensdauer kann in einem ersten Arbeitsgang der Asphaltbelag von der durchgehend bewehrten Betondecke abgefräst werden. Das hierbei gewonnene Asphaltgranulat stellt einen hochwertigen Baustoff dar, der bei der Herstellung von Asphaltmischgut wieder verwertet werden kann. Hierdurch kann das in der alten Asphaltdeckschicht enthaltene Bitumen wieder nutzbar gemacht werden. Entsprechende technische Regelungen hierzu finden sich z.B. im M WA, Ausgabe 2009/2013 (Merkblatt für die Wiederverwendung von Asphalt (2009/2013)).

Wesentlich schwieriger gestaltete sich in der Vergangenheit der Abbruch der durchgehend bewehrten Betondecke. Wird die durchgehend bewehrte Betondecke lediglich mit Baggern und Meißeln zerkleinert, ist die Trennung des Betonaufbruchs von der engliegenden Bewehrung zeit- und kostenintensiv. Ein in den USA entwickeltes Baugerät erlaubt hier eine schnelle und kostengünstige Zerkleinerung der durchgehend bewehrten Betondecke. Durch das Aufbringen einer pulsierenden Last von rd. 9 kN mit einer Frequenz von 44 Hz wird der Beton in Resonanz versetzt, dabei aufgelockert und die durchgehende Bewehrung vom Beton getrennt. Die Bewehrung kann mit einem Bagger aufgenommen und als Schrott wieder dem Wertstoffkreislauf zugeführt werden. Da lediglich der Beton in Resonanz versetzt wird, wird die darunter liegende Schicht (z.B. Asphaltzwischenenschicht) nicht zerstört (Resonant Machines). Nachfolgende Abbildung zeigt eine, mit dem Resonanzverfahren aufgebrochene durchgehend bewehrte Betondecke.



Abbildung 1-2: aufgebrochene durchgehend bewehrte Betondecke (Resonant Machines).

Der aufgebrochene Beton kann vor Ort belassen, verteilt und anschließend verdichtet werden. Diese dann ungebundene Tragschicht stellt eine sehr gute Unterlage für die Herstellung einer

neuen Betondecke dar. Alternativ kann das gebrochene Betonmaterial auch für die Herstellung von hydraulisch gebundenen Tragschichten oder Verfestigungen entsprechend den (Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton (2007/2013)) eingesetzt werden. Energie- und kostenintensive Transporte können dadurch entfallen. Ferner werden die natürlichen Ressourcen geschont, da kein neues Gesteinsmaterial gewonnen und angeliefert werden muss.

2 Stand der Wissenschaft und Technik zu durchgehend bewehrten Betonfahrbahndecken

2.1 Allgemein

Wie in Kap. 1.2 erläutert, werden durchgehend bewehrte Betondecken weltweit erfolgreich als Straßenoberbau eingesetzt. Exemplarisch wird im Folgenden daher auf den Stand der Technik sowie die Berechnungsverfahren in den Ländern USA, Niederlande und Deutschland kurz eingegangen.

2.2 Ausländische Berechnungsverfahren

2.2.1 Stand der Technik in USA

In den Vereinigten Staaten von Amerika liegen seit vielen Jahren Richtlinien und Vorschriften zum Bau von durchgehend bewehrten Betondecken vor. Aufgrund der Struktur der USA ist jedoch jeder Bundesstaat dort für die Anwendung der Straßenbaurichtlinien selbst verantwortlich. Einige Bundesstaaten wandeln die gesamtstaatlichen Richtlinien, zugeschnitten auf ihre Bedürfnisse ab, oder schaffen ein eigenes Regelwerk.

Die American Association of State Highways and Transportation Officials (AASHTO) brachte erstmals 1986 Richtlinien für den Bau von durchgehend bewehrten Fahrbahndecken heraus. Die aktuelle Fassung dieser Richtlinien wurde 2009 im Entwurf veröffentlicht (Continuously reinforced concrete Pavement Design & Construction Guidelines (Draft 2009)). Ziel des Entwurfsvorgangs ist die Festlegung der benötigten Menge an Längsbewehrung unter Berücksichtigung der Rissweite, des Rissabstands und der Stahlspannung. Die Bestimmung der Dicke der Betondecke erfolgt analog dem Verfahren zur Bemessung von unbewehrten Betondecken mit verdübelten Querscheinfugen (Research Series No. 8 Division of Applied Research Associates 2001). Hieran schließt sich die Ermittlung der benötigten Bewehrung an.

Der Abbau der Spannungen in der Betondecke infolge Temperatur- und Verkehrsbelastung sowie weiterer Einflüsse erfolgt nicht nur über die Bestimmung der hierfür erforderlichen Deckendicke, sondern auch über die Steuerung anderer wichtiger Einflussparameter wie

- Gute Verzahnung an den zwangsläufig auftretenden Rissen
- Durch den Einbau einer erosionsstabilen Unterlage zur Vermeidung von Hohllagen
- Eine gute Befestigung der Schultern der Betondecke z.B. durch Anordnung von Asphalttrandstreifen
- Gezielte Beeinflussung der Betoneigenschaften (z.B. niedriger E-Modul des Betons)

Die eingebauten Deckendicken variieren in den USA zwischen 8 Inches (203 mm) und 15 Inches (381 mm) in Abhängigkeit zahlreicher Einflussfaktoren wie Verkehrsbelastung, Entwässerung, Randbefestigung usw.

In den USA werden die nachfolgend genannten Betonfestigkeiten beim Betondeckenbau angewandt:

Tabelle 2-1: Betonanforderungen USA

Bundesstaat	Zeitpunkt der Druckfestigkeitsbestimmung	Druckfestigkeit (psi)	Druckfestigkeit (N/mm ² bzw. MPa)
Illinois	14-Tage-Festigkeit	3.500	24,1
Oklahoma	28-Tage-Festigkeit	3.000	20,7
Oregon	28-Tage-Festigkeit	4.000	27,6
South Dakota	28-Tage-Festigkeit	4.000	27,6
Virginia	28-Tage-Festigkeit	3.000	20,7

Vergleicht man diese Anforderungswerte mit den deutschen Vorgaben der Tabelle 4 der TL Beton-StB 07 (Technische Lieferbedingungen für Baustoffe und Baustoffgemische für Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton (2007/2013)) eines Straßenbaubetons C30/37 fällt auf, dass die in den USA geforderten Betonfestigkeiten deutlich unter den deutschen Werten liegen.

Da die Betondruckfestigkeiten entsprechend Tabelle 3.1 der DIN EN 1992-1-1 (Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (2011)) in direktem Zusammenhang mit den jeweiligen E-Moduln des Betons stehen, weisen die in den USA verwendeten Betone einen deutlich geringeren E-Modul auf, als dies in Deutschland der Fall ist.

Als Unterlage für die Betondecke kommen in den USA meist eine Asphalttragschicht oder eine Asphaltzwichenschicht auf hydraulisch gebundener Tragschicht zum Einsatz. Hintergrund sind schlechte Langzeiterfahrungen bei hydraulisch gebundenen Schichten infolge Erosion. Der Untergrund wird meist stabilisiert oder verfestigt.

Die Bestimmung der erforderlichen Längsbewehrung erfolgt unter Optimierung des Spannungsfelds der Einflussfaktoren Rissweite, Rissabstand und zulässiger Stahlspannung. In den USA werden hierbei Rissabstände von 1,1 m bis zu 2,4 m angestrebt. Die maximale Rissweite beträgt 1,0 mm, sollte aber nach Möglichkeit auf 0,5 mm begrenzt werden. Der Ausnutzungsgrad der maximal zulässigen Stahlspannung wird auf 75 % der Streckgrenze beschränkt. Nach (Continuously reinforced concrete Pavement Design & Construction Guidelines (Draft 2009)) kann die konzeptionelle Bemessung der Längsbewehrung entsprechend dem nachfolgenden Schaubild erfolgen.

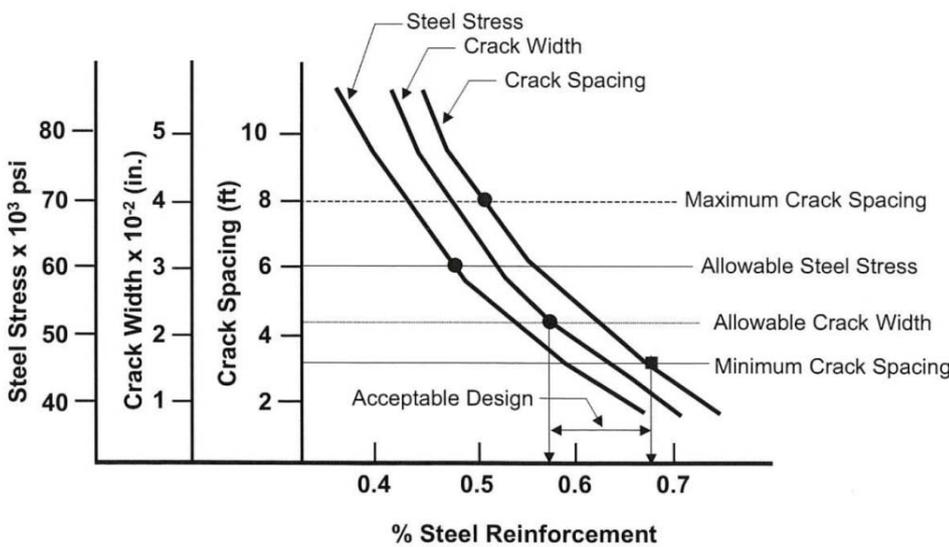


Abbildung 2-1: Schaubild zur Ermittlung der erforderlichen Längsbewehrung

Der Abstand der Längsbewehrung errechnet sich hierbei entsprechend nachfolgender Formel:

$$S = \frac{\phi \cdot \pi}{4 \cdot D \cdot \rho_s} \cdot 100 \tag{2.1}$$

Der Mindestbewehrungsgrad für die Längsbewehrung [%] wird in den USA entsprechend nachfolgender Formel ermittelt:

$$\rho_s = \frac{f_{ct}}{f_{yk} - \frac{E_s}{E_c} * f_{ct}} \cdot 100 \quad 2.2$$

In kalten Gegenden mit tiefsten monatlichen Durchschnittstemperaturen unter -12°C wird ein Mindestbewehrungsgrad von 0,7 % vorgeschlagen.

Die Verankerungsbedingungen von geripptem Betonstahl in Beton werden maßgeblich vom Umfang der Längsbewehrung und damit vom Durchmesser des Bewehrungsstabes bestimmt. Eine ausführliche Darstellung dieses Sachverhalts ist Kap. 4.3.2 zu entnehmen. Zur Berücksichtigung dieses Sachverhalts sehen die US-amerikanischen Richtlinien einen Verhältniswert R_b zwischen der Oberfläche des Betonstahls zum entsprechenden Betonvolumen vor.

$$R_b = \frac{\phi \cdot \pi}{S \cdot D} \quad 2.3$$

(Zollinger et al. 1999) empfiehlt hier für Betondecken, die im Sommer errichtet werden, einen Mindestwert von $1,2 \text{ m}^2/\text{m}^3$ und für Betondecken, die im Frühjahr und Herbst errichtet werden, einen Mindestwert von $1,6 \text{ m}^2/\text{m}^3$. Durch Ansatz unterschiedlicher Werte in Abhängigkeit der Jahreszeit wird den unterschiedlichen Nullspannungstemperaturen in den Betondecken Rechnung getragen.

Hinsichtlich der Führung der Längsbewehrung sind in den USA folgende Randbedingungen einzuhalten:

- Stababstand zwischen 102 mm und 230 mm
- Stabdurchmesser zwischen 12,7 mm und 22,2 mm
- Streckgrenze 414 N/mm^2 (Grade 60)
- Betondeckung mind. 90 mm, Maximale Tiefe: Deckenmitte
- Längsbewehrungsstoß Übergreifungslänge: $25 \times$ Stabdurchmesser; innerhalb von 60 cm darf nur $1/3$ der Gesamtbewehrung gestoßen werden.

Ferner wird in den USA eine Querbewehrung zur Auflagerung der Längsbewehrung, zur Vermeidung von unkontrollierten Längsrissen und als Anker unter den Längsfugen angeordnet. Der Bewehrungsgrad in Querrichtung variiert zwischen 0,05 % und 0,1 %, wobei der Abstand der

Querbewehrung zwischen 0,3 m und 0,9 m liegt. Die Streckgrenze der Querbewehrung liegt bei 275 N/mm² (Grade 40). Längsscheinfugen werden in den USA erst ab einer Deckenbreite von 7,30 m geschnitten. Bei einigen Strecken wurde auf die Querbewehrung verzichtet und die Längsbewehrung über Trichter am Fertiger eingezogen. Aufgrund der Fehleranfälligkeit beim Einbau kommt dieses Verfahren allerdings selten oder nicht mehr zur Anwendung.

Die Auflagerung der Bewehrung erfolgt in den USA entweder durch Gitterträger oder durch einzelne Abstandshalter in Verbindung mit der Querbewehrung mit einem maximalen Befestigungsabstand von 0,9 m in Querrichtung und 1,2 m in Längsrichtung.

In der Vergangenheit wurde in den USA die Dicke der durchgehend bewehrten Betondecke lediglich abgeschätzt. Hierzu wurde in einem ersten Schritte eine Betondecke in Plattenbauweise dimensioniert und die hieraus gewonnene Deckendicke pauschal um 20% abgemindert, um die erhöhte Tragfähigkeit der durchgehenden Bewehrung zu berücksichtigen. In einigen Fällen führte dies jedoch zu einer Unterdimensionierung der durchgehend bewehrten Betondecke, mit der Folge erhöhter Unterhaltungsaufwendungen und Erneuerungskosten (Federal Highway Administration 1990).

Für die Dimensionierung von durchgehend bewehrten Betondecken stehen in den USA einige Rechenprogramme zur Verfügung. Im Folgenden wird kurz auf das häufig verwendete Programm HIPERPAV III eingegangen.

Zur Vorhersage des Verhaltens von Betondecken in Plattenbauweise sowie für durchgehend bewehrte Betondecken für die Frühphase der Erhärtung (bis zu 72 Stunden nach Betonage) und für die erste Zeit der Liegedauer (rd. 1 Jahr nach Betonage) steht in den USA das Programmsystem HIPERPAV III zur Verfügung. Kernbestandteil des Programms ist die Prognose der Rissentwicklung zu unterschiedlichen Zeitpunkten der Erhärtung und der Liegedauer. Das Programmsystem ermöglicht es dem Planer des Betondeckensystems, den Aufbau, die verwendeten Materialien und den Zeitpunkt der Bauausführung so zu optimieren, dass die Betondecke ein gutes Langzeitverhalten aufweist (Ruiz et al.). Die Optimierung des Betondeckensystems erfolgt in einem iterativen Prozess, indem das Programm kritische Randbedingungen identifiziert. Durch Anpassung der Eingangsdaten kann der Planer eine Optimierung erreichen. Ferner kann HIPERPAV III auch zur Schadensanalyse heran gezogen werden, wenn die bekannten Randbedingungen eingegeben und damit die auftretenden Spannungen in der Betondecke berechnet werden (Ruiz et al.).

Die nachfolgende Abbildung stellt den iterativen Planungsansatz des Programms HIPERPAV III dar.

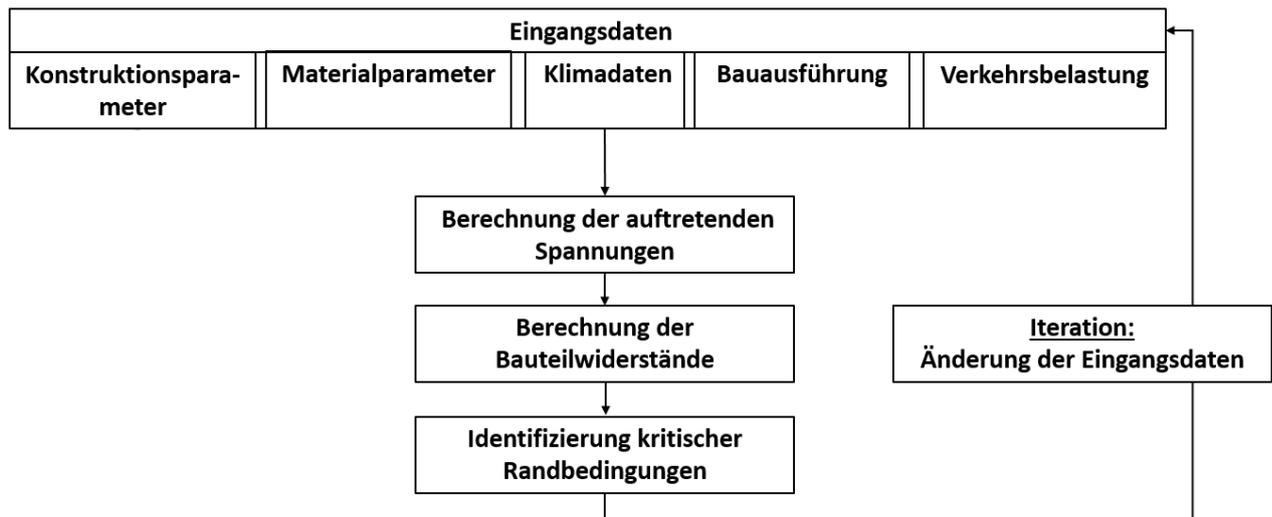


Abbildung 2-2: Planungsablauf Programm HIPERPAV III

Die Eingabemöglichkeiten in das Programm sind sehr detailliert und vielseitig. Somit wird es möglich, für jede Baumaßnahme die Randbedingungen exakt abzubilden und damit die Spannungen in der Betondecke zu berechnen.

Zahlreiche Länder, darunter Canada, Süd-Korea oder auch Polen haben bisher kein eigenes Regelwerk für die Konstruktion von durchgehend bewehrten Betondecken entwickelt und orientieren sich an den US-amerikanischen Vorschriften.

In Europa finden sich Bemessungsvorschriften für durchgehend bewehrte Betondecken in den Niederlanden und in Belgien.

2.2.2 Niederlande

In den Niederlanden ist die Ausführung und Bemessung von durchgehend bewehrten Betondecken in den „Doorgaand gewapende betonverhardingen“ von 2001 (Doorgaand gewapende betonverhardingen 2001) beschrieben.

Die konstruktive Durchbildung der durchgehend bewehrten Betondecke nach Niederländischem Regelwerk erfolgt entsprechend den nachfolgend genannten Grundsätzen.

Die Regeldicke der durchgehend bewehrten Betondecke beträgt 25 cm, in der Breite werden alle 3,75 m Längsscheifugen angeordnet. Die Auflagerung der Betondecke erfolgt auf einer Asphaltzwischen-schicht mit einer Dicke von 5 cm. Diese Schicht übernimmt folgende wichtige Aufgaben:

- Unerodierbare Unterlage für die Betondecke
- Ebene Auflagerfläche für die Längs- und Querbewehrung.
- Sicherung einer gleichmäßigen Dicke der Betondecke durch ebene und profilgerechte Lage der Asphalttschicht
- Sicherung einer gleichmäßigen Reibung der Betondecke um ein regelmäßiges Rissraster sicher zu stellen

Hierunter wird eine hydraulisch gebundene Tragschicht von 25 cm Dicke sowie eine Sandunterlage mit einer Dicke von 50 cm eingebaut.

Als Längsbewehrung wird Stabstahl mit einem Durchmesser von 16 mm bis 20 mm und einem Stababstand von 150 mm bis 200 mm eingesetzt. Der Längsbewehrungsgrad liegt i.d.R. zwischen 0,6 % und 0,7 %, der Querbewehrungsgrad bei 0,05 % bis 0,1 %. Die Querbewehrung besteht meist aus Gitterträgern mit einem Obergurtdurchmesser von 12 mm und einem Abstand von 700 mm. Sie dient gleichzeitig zur Auflagerung der Längsbewehrung. Der Winkel zwischen Längs- und Querbewehrung beträgt 60°. Sowohl Längs- als auch Querbewehrung bestehen aus geripptem Baustahl BSt 500 S entsprechend den auch in Deutschland geltenden europäischen Normen.

Der Zusammenhang zwischen Bewehrungsgrad und Rissbildung ist im Vorschriftenwerk (Doorgaand gewapende betonverhardingen 2001) entsprechend dem nachfolgenden Harmonogramm wieder gegeben.

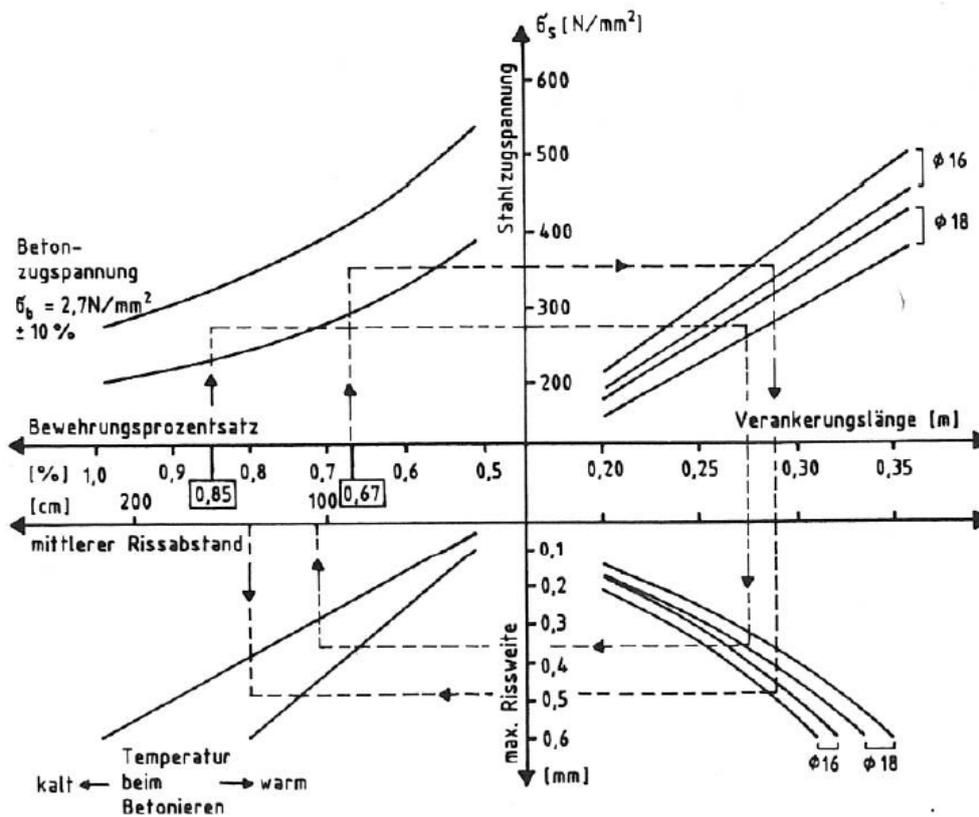


Abbildung 2-3: Niederländisches Harmonogramm zur Ermittlung der Längsbewehrung nach (Meier 2005)

Die Verankerung der durchgehend bewehrten Betondecke erfolgt mit 4 Endspornen im Untergrund. Alternativ können die zwangsläufig auftretenden Bewegungen am Ende der Betondecke auch durch eine Raumfuge mit Fugenprofil entsprechend der nachfolgenden Abbildung schadlos aufgenommen werden (Houben 2010).

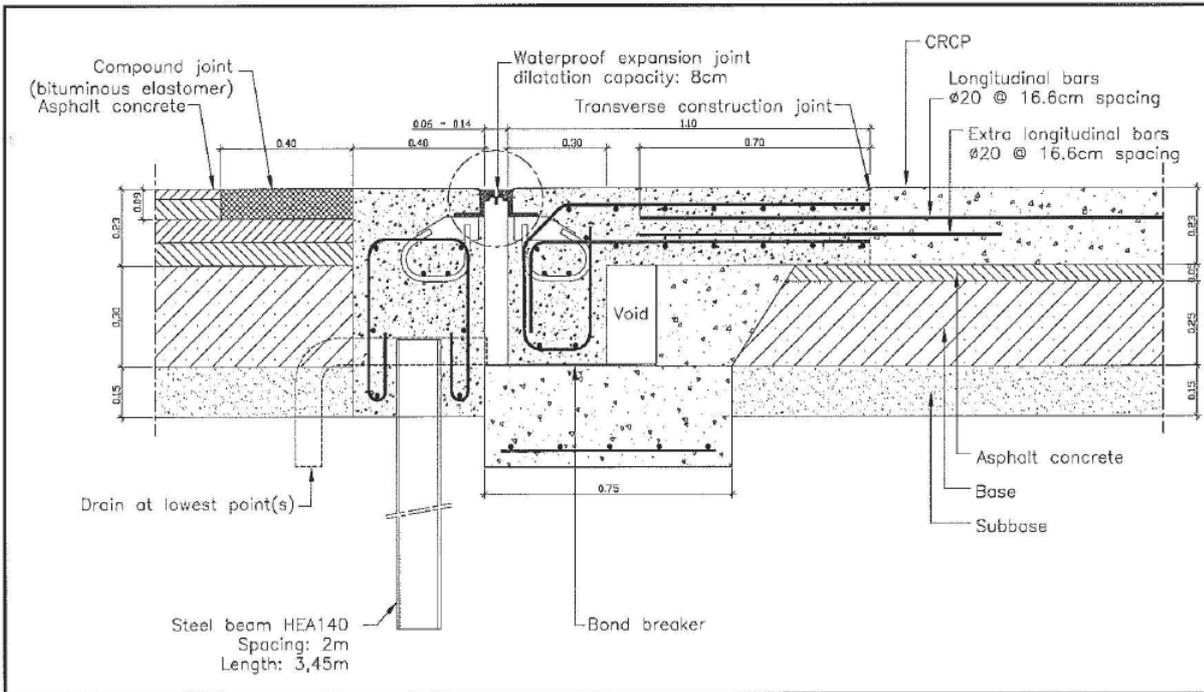


Abbildung 2-4: Endausbildung mit Raumfuge und Fugenprofil (Houben 2010)

Ferner steht in den Niederlanden das Programmsystem VENCON 2.0 zur Bemessung von Betondecken in Plattenbauweise sowie von durchgehend bewehrten Betondecken zur Verfügung. Es besitzt sehr vielfältige Eingabemöglichkeiten und erlaubt daher eine maßgeschneiderte Bemessung von Betondecken in Abhängigkeit der bekannten Einflussparameter. Bereits Mitte der 1990er Jahre stand VENCON 1.0 zur Verfügung. Ein umfangreiches Upgrade – VENCON 2.0 - wurde 2004 erarbeitet und steht seit 2005 dem Anwender zur Verfügung. Nachfolgende Abbildung gibt das Flussdiagramm des Programms VENC OB 2.0 in Anlehnung an (Houben 2006)

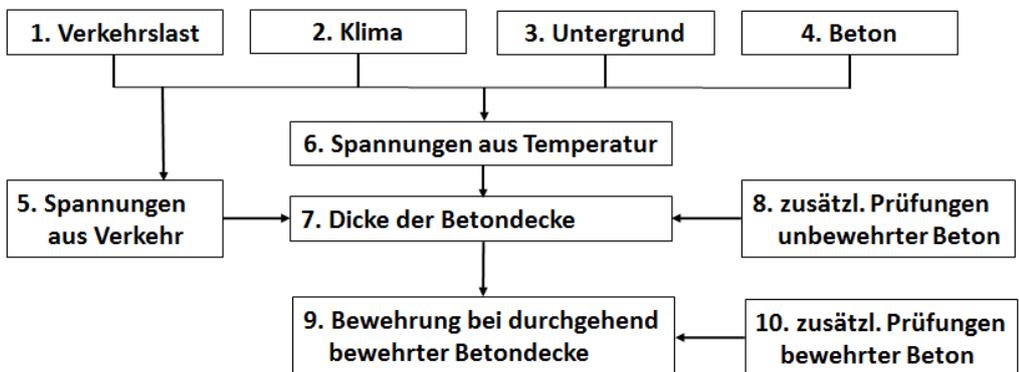


Abbildung 2-5: Flussdiagramm VENCON 2.0

In Bezug auf diese Forschungsarbeit sind insbesondere die Materialparameter des in den Niederlanden verwendeten Betons von besonderer Bedeutung.

Nach (Houben 2006) können entsprechend dem Niederländischen Vorschriftenwerk für durchgehend bewehrte Betondecken grundsätzlich die Betonsorten C28/35 und C35/45 eingesetzt werden. Für Autobahnen und Flugbetriebsflächen ist jedoch stets ein Beton der Festigkeitsklasse C35/45 zu verwenden, für den folgende Materialparameter angesetzt werden:

Tabelle 2-2: Eingangswerte zu Betonfestigkeiten in VENCON 2.0

Charakteristische Würfeldruckfestigkeit nach 28 Tagen	45 N/mm ²
Betonzugfestigkeit nach 28 Tagen	4,01 N/mm ²
Biegezugfestigkeit bei einer Deckendicke h von:	
h = 180 mm	5,69 N/mm ²
h = 210 mm	5,57 N/mm ²
h = 240 mm	5,45 N/mm ²
h = 270 mm	5,33 N/mm ²
E-Modul des jungen Betons	33.500 N/mm ²
Querdehnzahl	0,15-0,20
Wärmeausdehnungskoeffizient	1,0 bis 1,2 * 10 ⁻⁵

Die Berechnung der Verkehrslastspannungen erfolgt mit den überarbeiteten Westergaard-Formeln für eine Topflast nach (Kaplan 1985). Um die Lastübertragung zwischen den einzelnen „Platten“ abzubilden, werden folgende Wirksamkeitsindizes bei der Bemessung der durchgehend bewehrten Betondecke zugrunde gelegt:

Tabelle 2-3: Wirksamkeitsindizes VENCON bei durchgehend bewehrter Betondecke

	Wirksamkeitsindex
Freier Plattenrand:	
Ungebundene Tragschichten:	20 %
Gebundene Tragschichten:	30 %
Längsfuge:	
nicht profilierte Längspressfuge mit Dübel:	50 %
Längsscheinfugen mit durchgehender Querbewehrung:	70 %
Querriss in durchgehend bewehrter Betondecke	90 %

Die Berechnung der Spannungen infolge Temperatur berücksichtigt nur einen positiven Temperaturgradienten der zu einer Aufwölbung der einzelnen „Platten“ führt. Es wird die „Wölbspannung“ als Biegezugspannung an der Unterseite der Betonplatte entlang des freien Plattenrands und entlang des Querrisses berechnet. Die winterliche Abkühlung der Betondecke mit einem Aufschüsseln der Platten wird nicht berücksichtigt. Dies erscheint angesichts der milden Witterung in den Niederlanden mit geringem Frost an wenigen Wintertagen angemessen.

Die Berechnung der Spannungen in der durchgehend bewehrten Betondecke erfolgt hierbei an den zwei charakteristischen Stellen:

- Radlast kurz vor Überrollung des Querrisses
- Radlast entlang der Längsfuge

Als Maximalspannung werden hierfür die beiden Anteile aus Verkehrslast und Temperatur superponiert. Zu beachten ist allerdings, dass vorgegebene Anwendungsgrenzen eingehalten werden. Die Bemessung der Betondecke basiert dann auf dem Nachweis der Ermüdungsfestigkeit für die beiden genannten Stellen nach der linearen Schadenshypothese nach Palmgren-Miner.

Basis für die Ermittlung der erforderlichen Bewehrung ist die Begrenzung der Rissweite auf maximal 0,4 mm in der durchgehend bewehrten Betondecke aufgrund der Temperatureinwirkung und des Schwindens des Betons. Als Temperatureinwirkung wird in den Niederlanden eine

lineare Abkühlung um 25 K zugrunde gelegt. Dieser Wert liegt deutlich unterhalb der in Bayern ermittelten Temperaturschwankungen von bis zu 50 K. Details hierzu können Kap. 4.9.3 entnommen werden.

Die Anordnung der durchgehenden Bewehrung erfolgt meist in der Mitte der Betondecke und aus geripptem Stabstahl mit Durchmesser 16 mm oder 20 mm. Um zu große Rissweiten zu verhindern, beträgt der Mindestbewehrungsgrad der Längsbewehrung bei einem Beton C35/45 0,47%. Die nachfolgende Abbildung aus (Houben 2010) zeigt den Zusammenhang zwischen der erwarteten Rissweite und dem Bewehrungsgrad für eine Längsbewehrung mit Durchmesser 16 mm. Die unterschiedlichen Kurven ergeben sich bei exzentrisch angeordneter Bewehrung. Liegt die Bewehrung in der Mitte der Betondecke so ist $e = 0$. Die anderen angegebenen Werte e bezeichnen den Abstand der Längsbewehrung von der Mitte der Betondecke nach oben.

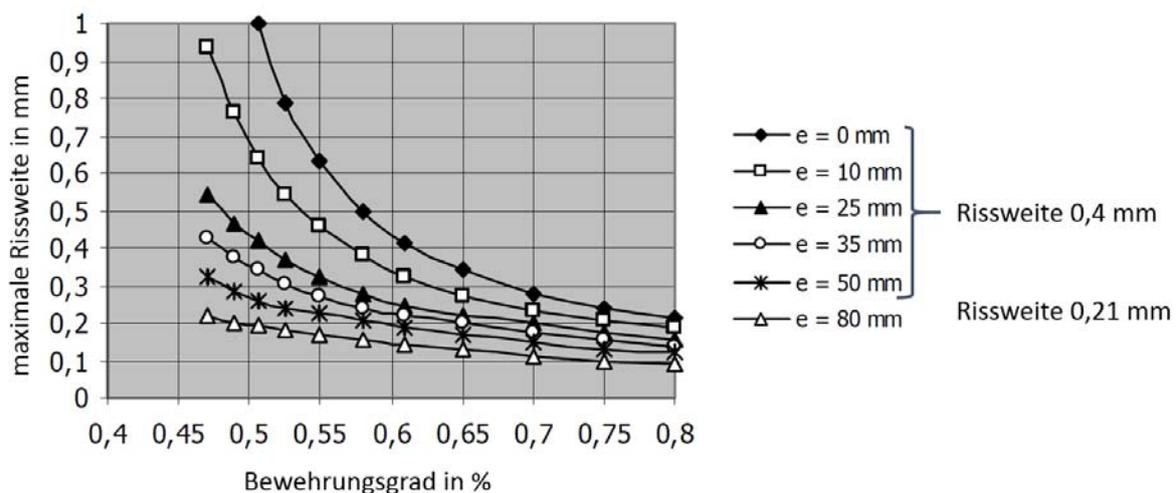


Abbildung 2-6: Zusammenhang Rissweite, Bewehrungsgrad und Lage der Bewehrung

Die durchgehend bewehrte Betondecke kann nach (Houben 2010) mit Dickenreduzierungen gegenüber der gefugten Plattenbauweise zwischen 5 mm und 20 mm in Abhängigkeit der gewählten Parameter ausgeführt werden. Dieser Einsparung bei der Betonmenge stehen die Ausgaben für die durchgehende Bewehrung gegenüber. Aus rein wirtschaftlichen Gesichtspunkten unterliegt hier die durchgehend bewehrte Betondecke.

An lärmkritischen Bereichen wird in den Niederlanden häufig offenporiger Asphalt auf durchgehend bewehrten Betondecken eingebaut, da hier keine Reflexionsrissbildung an den Plattenfugen auftreten kann. Das Übernehmen der Plattenfugen in den offenporigen Asphalt scheidet ebenfalls aus, da durch die vergossenen Fugen der Wasserablauf im Asphalt behindert

und somit langfristig Schäden auftreten würden. Die hierdurch entstehenden Vorteile gleichen nach (Houben 2010) die höheren Baukosten für die durchgehende Bewehrung aus.

2.3 Vorliegende Forschungsberichte in Deutschland

2.3.1 Allgemeines

Beim Bau von durchgehend bewehrten Betondecken steht im Vordergrund, dass durch den Einbau einer durchgehenden Längsbewehrung die Anordnung von verdübelten Querscheinfugen nicht mehr erforderlich ist. Hierdurch können auf lange Sicht erhebliche Erhaltungskosten eingespart werden, da eine Fugenpflege dann nicht mehr erforderlich ist.

Die durchgehende Längsbewehrung dient somit „nur“ zur Aufnahme der Längskräfte infolge Temperatur und Schwinden; die Längsbewehrung wird nicht zur Abtragung von Verkehrslasten herangezogen. Durch den Einbau der Längsbewehrung sollten die infolge Zwang auftretenden Risse gleichmäßig in Längsrichtung verteilt werden. Die Rissbreite ist hierbei auf einen Wert von 0,5 mm zu begrenzen, um ein Eindringen von tausalzbelastetem Wasser in den Beton und damit einhergehender Bewehrungskorrosion zu verhindern. Ferner soll durch eine geringe Rissbreite im Beton die Entstehung von Reflexionsrissen an der darüber angeordneten Asphaltsschicht vermieden werden.

In Deutschland wurden auf Basis von Forschungsarbeiten bisher vier Versuchsstrecken mit durchgehend bewehrter Betondecke errichtet. Eine detaillierte Beschreibung dieser Strecken ist in Kap. 6.1 zu finden. Darüber hinaus liegen in Deutschland nur wenige Forschungsberichte vor, die im Folgenden kurz beschrieben werden.

2.3.2 Durchgehend bewehrte Betondecke

Die Inhalte des Forschungsberichts (Leykauf et al. 2006) und die Dissertation von (Meier 2005) werden im Folgenden gemeinsam betrachtet, da diese in engem zeitlichen Zusammenhang am Lehrstuhl und am Prüfamf für Bau von Landverkehrswegen der TU München entstanden sind.

Im Zuge des Forschungsvorhabens wurden am Prüfamts Versuche hinsichtlich der Rissbildung an einer durchgehend bewehrten Fahrbahndecke durchgeführt. Hierzu wurden drei Plattenstreifen hergestellt und dabei die Längsbewehrung variiert. Die Versuchsparameter können der nachfolgenden Tabelle entnommen werden.

Tabelle 2-4: Zusammenstellung durchgehend bewehrte Versuchsplatten TU München

	Plattenstreifen 1	Plattenstreifen 2	Plattenstreifen 3
Beton	C 30/37		
Deckendicke h	240 mm		
Bewehrungsgrad	0,75 %	0,75 %	0,76 %
Durchmesser Längsbewehrung	20 mm	20 mm	16 mm
Stababstand Längsbewehrung	175 mm	175 mm	110 mm
Höhenlage Längsbewehrung unter FOK	$0,38 * h = 90$ mm	$0,50 * h = 120$ mm	$0,50 * h = 120$ mm
Plattenlänge	7,20 m		
Plattenbreite	875 mm	875 mm	896 mm

Zur Auflagerung der Längsbewehrung wurden Gitterträger mit einem Obergurt (\varnothing 16 mm) verwendet, die im Abstand von 0,6 m und in einem Winkel von 60° zur Längsbewehrung verlegt wurden.

Nach der Betonage wurden die eingelegten Stäbe der Längsbewehrung mit einer Zugkraft beaufschlagt, um eine entsprechende Abkühlung der Betondecke zu simulieren. Die hierdurch entstehenden Querrisse wurden hinsichtlich ihrer Rissweite und des Rissabstands aufgezeichnet. Hierbei zeigten sich mittlere Rissabstände von 1,1 m bis 1,9 m in Abhängigkeit der verwendeten Längsbewehrung. Die gemessenen Rissweiten lagen zwischen 0,2 mm und 0,4 mm und damit unterhalb der angestrebten maximalen Rissweite von 0,5 mm. Die Auswertung zeigte, dass die Rissweite und der Rissabstand im Wesentlichen vom Längsbewehrungsgrad abhängig sind. Ein signifikanter Einfluss des Durchmessers oder der Höhenlage der Längsbewehrung auf das Rissbild konnte nicht nachgewiesen werden.

Die durchgeführten Einsenkungsmessungen an den Rissen zeigten einen ausgezeichneten Wirksamkeitsindex zur Querkraftübertragung von 98 % bis 100 %.

Um die Dehnungen in der Längsbewehrung im Rissbereich zu bestimmen, wurden Dehnmessstreifen eingebaut. Die Stahldehnung außerhalb eines Risses betrug 10 % bis 14 % der Stahldehnung im Rissbereich. Die Messungen zeigten, dass in weniger als 40 cm Abstand vom Riss der Verbund zwischen Beton und Bewehrung wieder voll erreicht wird.

Parallel zum Forschungsvorhaben wurde eine Dissertation zur durchgehend bewehrten Betondecke erarbeitet (Meier 2005). Hierin vergleicht Meier die Beanspruchungen in einer durchgehend bewehrten Betondecke mit den Spannungen in einer unbewehrten Betondecke, die in Plattenbauweise hergestellt wird. Anhand der Analyse der Einsenkungen am Riss bzw. an der Querscheinfuge zeigte sich, dass die durchgehend bewehrte Betondecke bei einem Rissabstand von rd. 1,1 m ein ähnlich gutes Langzeitverhalten erwarten lässt, wie die im Regelwerk verankerte Plattenbauweise. Der Vergleich erfolgte am unverformten System unter Verkehrslast im Dauerfestigkeitsbereich des Betons. Hinsichtlich der Deckendicke kann die durchgehend bewehrte Betondecke rd. 20 % dünner ausgeführt werden als bei der Plattenbauweise. Hierbei sind die Ausnutzungsgrade der einzelnen Schichten (Betondecke und HGT) in etwa gleich groß. Grundsätzlich wäre eine weitere Abminderung der Deckendicke um weitere 20 % möglich, was aber zu deutlich höheren Ausnutzungsgraden, insbesondere in der HGT führen würde. Positiv gegenüber der Plattenbauweise mit Querscheinfugen wirkt sich bei der durchgehend bewehrten Betondecke der geringere Rissabstand aus, denn dadurch kann lt. Meier von einer größeren Dauerhaftigkeit des Verbunds zwischen HGT und Betondecke ausgegangen werden, weil die Beanspruchungen an der Schichtgrenze geringer ausfallen.

Abschließend empfiehlt (Meier 2005) den nachfolgend dargestellten Fahrbahnaufbau mit durchgehend bewehrter Betondecke für eine Bundesautobahn der Bauklasse SV entsprechend den Regelungen der RStO 01 (Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen (2001)).

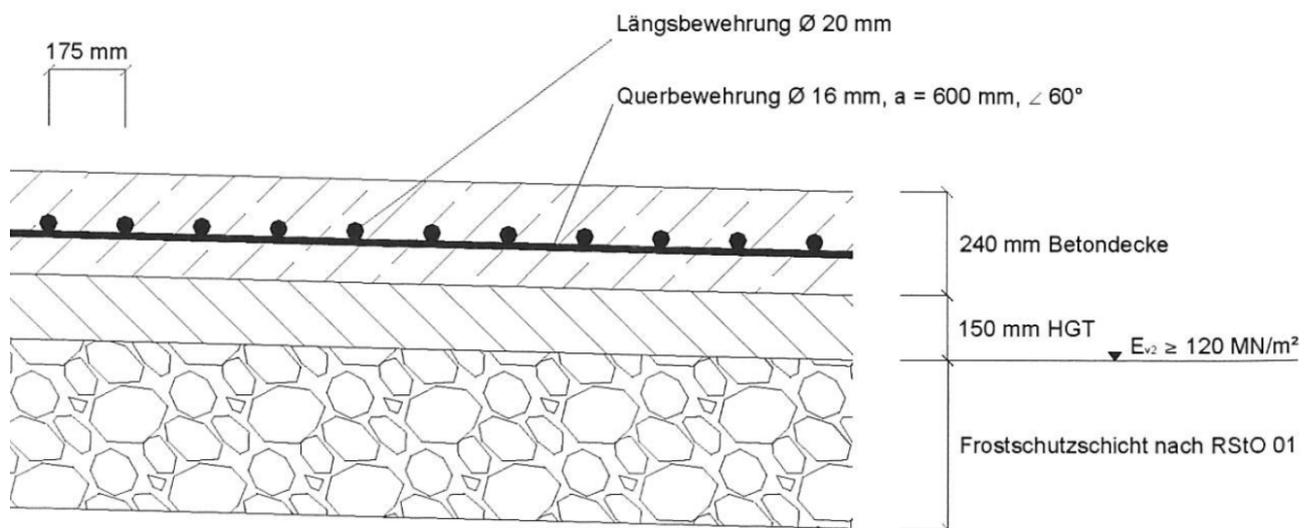


Abbildung 2-7: Vorschlag (Meier 2005) für durchgehend bewehrte Betondecke

2.3.3 Optimierung der Bauweise „Durchgehend Bewehrte Betonfahrbahndecke“

Die an der TU Dresden angefertigte Diplomarbeit von (Höller 2009) gibt einen sehr guten Überblick zur Ausführung durchgehend bewehrter Betonfahrbahndecken in Europa und weltweit. Der Vergleich von 17 Streckenabschnitten mit durchgehend bewehrter Betondecke in Belgien, den Niederlanden, Deutschland, der Schweiz, Canada und Polen zeigt folgendes Gesamtbild:

- Die Betondruckfestigkeiten lagen auf allen Strecken über 50 N/mm^2 , wobei Schichtdicken von 20 cm bis 27 cm ausgeführt wurden. Allerdings bleibt bei (Höller 2009) unklar, zu welchen Zeitpunkten die Betondruckfestigkeiten jeweils ermittelt wurden.
- Die Bewehrungsgrade der Längsbewehrung liegen zwischen 0,6 % und 0,7 %.
- Ein gutes Langzeitverhalten weisen insbesondere die Strecken mit hydraulisch gebundener Tragschicht und darüber liegender Asphaltzwischen-schicht auf. Strecken ohne Asphaltzwischen-schicht weisen Schäden in Form von Plattenpumpen, Erosion und Betonausbrüchen auf.
- Bei der Bauausführung ist besonders auf die Ebenheit und die profilgerechte Lage der gebundenen Tragschichten zu achten. Ferner sollte der Betondeckeneinbau auf kühlere Temperaturen begrenzt werden.

- Durch die Überbauung der durchgehend bewehrten Betondecke mit einer Asphaltdeckschicht können die Lärm- und Griffigkeitsanforderungen deutlich verbessert werden.

2.3.4 Forschungsbericht „Bemessung kontinuierlich bewehrter Betondecken“

Ziele des von (Pfeiffer et al. 2005) bearbeiteten Forschungsprojekts waren die Entwicklung eines Bemessungsverfahrens nach Grenzzuständen für durchgehend bewehrte Betondecken und eines darauf basierenden EDV-gestützten Berechnungsprogramms. Die Forschungsergebnisse lassen sich wie nachfolgend dargestellt zusammenfassen:

- Die Bewehrung wird mittig in der Betondecke verlegt und erhält dadurch keine oder nur geringe Momente aus Verkehrsbelastung.
- Der anzustrebende Abstand der Querrisse sollte zwischen 1,2 m und 3 m liegen.
- Eine direkte Auflagerung von durchgehend bewehrten Betondecken auf einer hydraulisch gebundenen Tragschicht sollte wegen ungleichmäßiger Verbundlösung vermieden werden.
- Asphaltsschichten unter bewehrten Betondecken sollten eine Dicke von ca. 5 cm aufweisen und eben eingebaut werden, um Dickenschwankungen in der Betondecke zu vermeiden.
- Die Querbewehrung dient nur der Auflagerung der Längsbewehrung. Sie sollte im Winkel von 60° zur Fahrbahnachse verlegt werden, um Risse oberhalb der Querbewehrung zu vermeiden.
- Bei zukünftigen Projekten sollte eine größere Spaltzugfestigkeit des Betons gefordert werden.

Diese Ergebnisse sind in die Programmierung des Programmsystems STAKO-KONT 1.0 eingeflossen. Die Kalibrierung des Programms erfolgte anhand der niederländischen und französischen Erfahrungen. Das Programm STAKO-KONT wird von der Villaret Ingenieurgesellschaft mbH vertrieben. Leider sind dem Verfasser keine weiteren Informationen über die Hintergründe der Berechnung sowie die erforderlichen Eingabedaten zugänglich.

Abschließend werden von (Pfeiffer et al. 2005) nachfolgend genannte Anforderungen an die Baupraxis formuliert:

- Die durchgehend bewehrte Betondecke ist mit gleichbleibender Dicke herzustellen.
- Der eingesetzte Straßenbaubeton muss die in der Berechnung angesetzten Kennwerte wie z.B. Spaltzugfestigkeit zielsicher einhalten. Jede Über- oder Unterschreitung ist zu vermeiden. Der Variationskoeffizient der Deckendicke darf 2,5 %, der Variationskoeffizient der Spaltzugfestigkeit 10 % nicht überschreiten.
- Die Schichtenfolge und die Dicke des frostsicheren Oberbaus sind entsprechend den RStO 01 (Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen (2001)) zu wählen.
- Längsfugen sind entsprechend den ZTV Beton-StB 07/13 (Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton (2007/2013)) und ZTV Fug-StB 01 (Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Fugen in Verkehrsflächen (2001)) anzuordnen und einzubauen.
- Es sind Zemente mit niedriger Nacherhärtung einzusetzen.
- Die Dicke und die Spaltzugfestigkeit der eingebauten Betondecke sind anhand von Bohrkernen nachzuweisen.
- Die Längsbewehrung ist endlos zu verschweißen oder mit versetzten Überlappungsstößen an der Querbewehrung einzubauen.

3 Stand der Wissenschaft und Technik zu dünnen Asphaltsschichten auf Betonfahrbahndecken

3.1 Allgemeines, Abgrenzung zur dicken Überbauung

Gerade im Bereich der Fahrbahnsanierungen werden Asphaltsschichten auch in Deutschland seit Jahrzehnten erfolgreich auf Betondecken eingebaut. Allerdings sind diese Bauweisen nicht im Regelwerk verankert. Wie bereits aus dem Titel dieser Forschungsarbeit hervorgeht, werden hier nur dünne Asphaltsschichten auf Betondecken untersucht. Daher werden in der nachfolgenden Auswertung von Forschungsergebnissen auch nur Projekte näher vorgestellt, bei denen eine Asphaltdeckschicht auf Betondecke gebaut wurde. Der Begriff „Dünne Asphaltdeckschicht“ wird daher folgendermaßen definiert:

„Dünn“ im Sinne dieser Forschungsarbeit sind normale Asphaltsschichten mit Dicken von 10 mm bis max. 50 mm und offenporige, auch mehrlagige Asphaltsschichten mit Dicken von max. 80 mm. Konzepte und Maßnahmen, bei denen eine vorhandene Betondecke mit Asphaltbinder- oder Asphalttragschichten – ggf. unter vorherigen Entspannung – überbaut werden, bleiben daher außer Betracht.

3.2 Bestehendes deutsches Regelwerk

3.2.1 Allgemeines

Der Einbau von Asphaltsschichten auf Beton ist im deutschen Regelwerk lediglich in den ZTV BEA-StB 09/13 (Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für die bauliche Erhaltung von Verkehrsflächenbefestigungen - Asphaltbauweisen (2009 / 2013)) enthalten. Gleichwohl wird seit jeher Asphalt als Schutz- und Deckschicht auf Betonbrücken eingesetzt. Allerdings wird hier zwischen Beton und Asphalt eine Grundierung, Versiegelung, ggf. Kratzspachtelung und eine Abdichtung eingebaut. Daher sind die Regelungen des konstruktiven Ingenieurbaus auch nicht direkt auf die Kompositbauweise anwendbar. In der Vergangenheit wurde beim Einbau von Asphaltsschichten auf Beton gelegentlich eine Blasenbildung aufgrund von Wasserdampfansammlung unterhalb der Asphaltsschicht beobachtet. Das gleiche Phänomen ist auch aus dem konstruktiven Ingenieurbau bekannt.

Daher sollten bei der Kompositbauweise die in den ZTV-Ing Teil 3, Abschnitt 4 genannten Anforderungen an den Beton hinsichtlich der noch vorhandenen Restfeuchte eingehalten werden.

Die Bestimmung der Betonrestfeuchte kann mit der Carbit-Methode unter Einsatz des CM-Geräts erfolgen. Vor diesem Hintergrund sollte die Restfeuchte der Betondecke vor einer Überbauung mit Asphalt unter 3 Gew.-% liegen. Liegt die Restfeuchte zwischen 3,0 und 7,0 Gew.-%, ist zu prüfen, ob die Fläche (schon) überbaut werden kann. Liegt die Restfeuchte über 7 Gew.-% ist eine Überbauung i.d.R. nicht möglich.

Bei den Asphaltbauweisen sind Anforderungen an den Schichtenverbund in den einschlägigen Regelwerken ZTV Asphalt-StB 07/13 (Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Verkehrsflächenbefestigungen aus Asphalt (2007/2013)) sowie den ZTV BEA-StB 09/13 (Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für die bauliche Erhaltung von Verkehrsflächenbefestigungen - Asphaltbauweisen (2009 / 2013)) enthalten. Die zugehörigen Prüfverfahren sind in den zugehörigen TP Asphalt-StB näher beschrieben.

3.2.2 ZTV Asphalt-StB 07/13

Die ZTV Asphalt-StB 07/13 (Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Verkehrsflächenbefestigungen aus Asphalt (2007/2013)) regeln die grundsätzlichen Anforderungen an die Herstellung von Verkehrsflächenbefestigungen aus Asphalt im Straßenbau. Allerdings gelten diese Regelungen nur für die Asphaltbauweisen, kombinierte Bauweisen fallen nicht unter den Geltungsbereich der ZTV Asphalt-StB 07/13. Dennoch können die darin enthaltenen Regelungen zumindest teilweise auf die Kompositbauweise übertragen werden.

In den ZTV Asphalt-StB 07/13 (Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Verkehrsflächenbefestigungen aus Asphalt (2007/2013)) sind unter Ziff. 3.3.1. Regelungen zur Herstellung eines ausreichenden Verbunds zwischen Asphaltsschichten enthalten. Um eine ausreichende Verklebung zwischen den Schichten zu erreichen, erfolgt ein Ansprühen mit einer Bitumenemulsion. In den hochrangigen Belastungsklassen Bk100 bis Bk3,2 nach den RStO 12 (Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen (2012)) wird hierfür eine polymermodifizierte Bitumenemulsion C60BP1-S und in den niederrangigen Belastungsklassen Bk1,8 bis Bk0,3 eine lösungsmittelhaltige Bitumenemulsion C40BF1-S eingesetzt. Die Dosierung der Bitumenemulsion zur Herstellung eines ausreichenden Schichtenverbunds ist von der Rauigkeit der Unterlage abhängig. Auch hier sehen die ZTV Asphalt-StB 07/13 (Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Verkehrsflächenbefestigungen aus Asphalt (2007/2013)) in den Tabellen 7 und 8 entsprechende Regelungen vor, die sich allerdings nur auf Unterlagen aus Asphalt (Asphalttragschichten,

Asphaltbinderschichten) beziehen. Detaillierte Regelungen zur Überbauung von Betonschichten fehlen in den ZTV Asphalt-StB 07/13.

Eine Besonderheit stellen Fahrbahnaufbauten mit einer Deckschicht aus Gussasphalt dar. Entsprechend Ziff. 3.3.1 der ZTV Asphalt-StB 07/13 erfolgt kein Ansprühen der Unterlage beim Einbau einer Gussasphaltdeckschicht. Dies beruht auf den besonderen Eigenschaften des Gussasphalts der sich beim Einbau aufgrund seiner Konsistenz dicht lagert und nicht weiter verdichtet werden muss. Bei Neubaumaßnahmen verschmilzt der Gussasphalt aufgrund der Einbautemperatur innig mit der Unterlage (Bull-Wasser et al. 2011). Wird hier auch noch angesprüht, so ergäbe sich eine Anreicherung von Bindemittel, wodurch eine „Schmierschicht“ entstehen könnte.

Ferner regeln die ZTV Asphalt-StB 07/13 unter Ziff. 4.2.3 Anforderungswerte an den Schichtenverbund. Die genannten Anforderungswerte beziehen sich allerdings lediglich auf den Schichtenverbund zwischen Asphaltsschichten. Anforderungswerte für den Verbund zwischen Asphaltdeckschichten und Betondecken sind im deutschen Regelwerk nicht verankert. Für die Schichtgrenze zwischen Asphaltdeck- und Asphaltbinderschicht muss am Bohrkern mit Durchmesser 150 mm eine Scherkraft von mind. 15,0 kN, für die Schichtgrenze zwischen allen anderen Schichten und Lagen eine Scherkraft von mind. 12,0 kN erreicht werden. Das entsprechende Prüfverfahren ist in den TP Asphalt-StB Teil 80 Ausgabe 2012 (Technische Prüfvorschriften für Asphalt, Teil 80, Abscherversuch (2012)) geregelt.

3.2.2.1 TP Asphalt-StB Teil 80 Ausgabe 2012

In Teil 80 – Ausgabe 2012 (Technische Prüfvorschriften für Asphalt, Teil 80, Abscherversuch (2012)) wird die Durchführung des Abscherversuchs zur Beurteilung des Schichtenverbunds entsprechend den ZTV Asphalt-StB 07/13 detailliert geregelt. Die Ermittlung der Abscherfestigkeit erfolgt durch einen momentenfreien Abschervorgang an den Schichtgrenzen der einzelnen Asphaltsschichten bzw. bei der Kompositbauweise an der Schichtgrenze Asphaltdeckschicht – Betondecke. Der Abschervorgang erfolgt mit konstanter Vorschubgeschwindigkeit bis zum Bruch, wobei der Scherweg in Abhängigkeit der aufgebrauchten Kraft kontinuierlich aufgezeichnet wird. Die maximal aufgebrauchte Scherkraft und der zugehörige Scherweg dienen der Beurteilung des Schichtenverbunds.

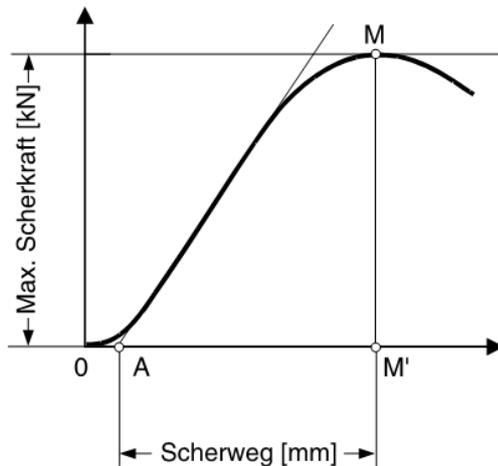


Abbildung 3-1: Auswertung der statischen Abscherversuche nach TP Asphalt-StB, Teil 80

An Bohrkernen aus offenporigem Asphalt kann gemäß Ziff. 4.2.3 der ZTV Asphalt-StB 07/13 (Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Verkehrsflächenbefestigungen aus Asphalt (2007/2013)) die Prüfung des Schichtenverbunds nicht durch Abscheren nach den TP Asphalt-StB Teil 80, Ausgabe 2012 (Technische Prüfvorschriften für Asphalt, Teil 80, Abscherversuch (2012)) erfolgen. Im deutschen Regelwerk sind somit keine Regelungen zum Schichtenverbund bei offenporigen Asphaltdeckschichten enthalten. Nach (Bull-Wasser et al. 2011) sei dies für die Baupraxis unkritisch, da eine Überprüfung des Schichtenverbunds aufgrund der starken Verklebung der Deckschicht aus offenporigem Asphalt infolge der Abdichtung nicht erforderlich sei.

Entsprechend Ziff. 2 der TP Asphalt-StB Teil 80 Ausgabe 2012 (Technische Prüfvorschriften für Asphalt, Teil 80, Abscherversuch (2012)) können nur Schichten mit einer Mindestdicke von 20 mm geprüft werden. Ursache hierfür ist die zu kleine Lasteinleitungsfläche bei geringeren Schichtdicken. Bei der Prüfung von Bohrkernen mit Durchmesser 150 mm muss die erforderliche Prüflast von mind. 15 kN auf einer projizierten horizontalen Lasteinleitungsfläche von 150 mm x Schichtdicke als Druckspannung in den Probekörper eingeleitet werden. Bei einer Deckschichtdicke von 25 mm führt dies zu einer Druckbeanspruchung des Bohrkerns von rd. 4,0 N/mm². Die Schichtdicke eines Dünnschichtbelags in Heißbauweise beträgt allerdings nur rd. 1,5 cm. Wodurch sich bei der Prüfung des Schichtenverbunds nach TP Asphalt-StB Teil 80 Ausgabe 2012 eine Druckspannung im Asphalt von rd. 6,7 N/mm² ergäbe. Dieser Wert kann bereits oberhalb der maximal aufnehmbaren Druckspannung liegen. In diesem Fall tritt ein Druckversagen des Asphalts auf, bevor der Schichtenverbund versagt.

Um auch bei dünnen Asphaltdeckschichten in Heiß- und Kaltbauweise dennoch den Schichtenverbund beurteilen zu können, erfolgt hier die Prüfung der Haftzugfestigkeit

entsprechend Teil 81 der TP Asphalt, Ausgabe 2009 (Technische Prüfvorschriften für Asphalt, Teil 81, Haftzugfestigkeit von dünnen Asphaltdeckschichten (2009)).

3.2.3 ZTV BEA-StB 09/13

Die ZTV BEA-StB 09/13 (Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für die bauliche Erhaltung von Verkehrsflächenbefestigungen - Asphaltbauweisen (2009 / 2013)) sind gemäß Ziff. 1.1 für die Instandsetzung von Verkehrsflächenbefestigungen mit Asphalt anzuwenden. Gleichwohl können einige der genannten Instandsetzungsverfahren auch auf Betondecken eingesetzt werden, wenn ein ausreichender Verbund zwischen den Schichten erreicht werden kann. Für die Herstellung einer Fahrbahndecke in Kompositbauweise kommt insbesondere das Verfahren „Dünne Asphaltdeckschichten in Heißbauweise auf Versiegelung (DSH-V)“ in Frage.

Unter Ziff. 3.2.3 ist in den ZTV BEA-StB 09/13 auch die Überbauung von vorhandenen Betondecken mit Asphaltdeckschichten in den Belastungsklassen Bk100 und Bk32 entsprechend den RStO 12 (Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen (2012)) geregelt. Hiernach ist zur Sicherung eines ausreichenden Schichtenverbunds und zur Sicherstellung einer horizontalen Verschieblichkeit eine bitumenhaltige Zwischenschicht anzuordnen. Die Herstellung der Zwischenschicht erfolgt durch Anspritzen der Unterlage mit 2,0 bis 3,0 kg/m² polymermodifizierten Bitumen und einem anschließenden Abstreuen mit 5,0 bis 10,0 kg/m² vorbitumierter Lieferkörnung 8/11. Dieser Aufbau wird auch als SAMI-Schicht (Stress Absorbing Membran Interlayer) bezeichnet. Mit dieser spannungsabbauenden Zwischenschicht soll ein Durchschlagen der Quer- und Längsscheinfugen sowie von Rissen aus der Betondecke in die Asphaltdeckschicht zuverlässig vermieden werden. Diese Bauweise mit SAMI-Schicht erfordert jedoch eine Überbauung mit größeren Schichtdicken, um die Spurrinnenbildung zu reduzieren. In der vorliegenden Forschungsarbeit wird daher die Bauweise mit SAMI-Schicht lediglich bei der Kompositvariante mit offenporiger Asphaltdeckschicht weiter verfolgt. Die Überbauung der Betondecke mit den anderen Asphaltmischgutsorten erfolgt ohne die Anordnung einer SAMI-Schicht.

An das Mischgut für die dünnen Asphaltdeckschichten in Heißbauweise stellen die ZTV BEA-StB 09/13 unter Ziff. 3.4.3.3.1. die Anforderung, dass ausschließlich polymermodifiziertes Bitumen der Sorte 45/80-50 A verwendet wird.

Prinzipiell ist auch die Anwendung von Oberflächenbehandlungen auf Betondecken denkbar. In Ziff. 3.4.1.2 der ZTV BEA-StB 09/13 ist allerdings geregelt, dass Oberflächenbehandlungen vorwiegend bei den Belastungsklassen Bk0,3 bis Bk1,8 entsprechend den RStO 12 (Richtlinien

für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen (2012)) eingesetzt werden. Da die Kompositbauweise aus wirtschaftlichen Gründen insbesondere auf höchstbelasteten Strecken eingesetzt werden wird, werden Oberflächenbehandlungen auf untergeordneten Straßen in der Forschungsarbeit nicht weiter verfolgt.

Entsprechend Ziff. 3.4.2.2 der ZTV BEA-StB 09/13 (Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für die bauliche Erhaltung von Verkehrsflächenbefestigungen - Asphaltbauweisen (2009 / 2013)) können dünne Asphaltdeckschichten in Kaltbauweise auf vorhandenen Befestigungen aller Art eingebaut werden. Diese Bauweise wird in der Forschungsarbeit nicht weiter verfolgt, da bisher keine Forschungsergebnisse hinsichtlich der Lärmreduzierung von dünnen Asphaltdeckschichten im Kalteinbau vorliegen.

Hinsichtlich der Anwendung bei der Kompositbauweise erscheint vor allem die Herstellung von dünnen Asphaltdeckschichten in Heißbauweise auf Versiegelung (DSH-V) zielführend, da diese Art der Oberflächenausbildung eine Reduzierung der Lärmemissionen im Neubauzustand von 5 bis 6 dB(A) (Schmerbeck 2009) gegenüber dem Standardbelag nach den RLS 90 (Richtlinien für den Lärmschutz an Straßen (1990 / 2011)) erwarten lässt. Diese Lärmreduzierung ist jedoch (noch) nicht durch ein entsprechendes Statuspapier geregelt.

Die Bauweise „dünne Asphaltdeckschichten in Heißbauweise auf Versiegelung“ unterscheidet sich vom herkömmlichen Asphaltdeckenbau hinsichtlich der Menge und des Aufbringens der Versiegelung. Diese wird in heißem Zustand entsprechend Ziff. 3.4.3.4 der ZTV BEA-StB 09/13 (Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für die bauliche Erhaltung von Verkehrsflächenbefestigungen - Asphaltbauweisen (2009 / 2013)) durch einen Straßenfertiger mit integrierter Sprühvorrichtung aufgebracht. Ferner werden strengere Anforderungen hinsichtlich der Witterung beim Einbau gestellt. Aufgrund der sehr geringen Schichtdicke müssen beim Einbau höhere Luft- und Untergrundtemperaturen vorherrschen, um ein zu schnelles Auskühlen der Schicht vor Abschluss der Verdichtung zu verhindern.

Ferner regeln die ZTV BEA-StB 09/13 (Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für die bauliche Erhaltung von Verkehrsflächenbefestigungen - Asphaltbauweisen (2009 / 2013)) unter Ziff. 4.2.3 Anforderungswerte an die Haftzugfestigkeit. Die Prüfung einer ausreichenden Haftzugfestigkeit erfolgt gemäß TP Asphalt-StB Teil 81, Ausgabe 2009 (Technische Prüfvorschriften für Asphalt, Teil 81, Haftzugfestigkeit von dünnen Asphaltdeckschichten (2009)). Die Schichtgrenze zwischen der dünnen Asphaltdeckschicht in Heißbauweise auf Versiegelung und der Unterlage muss eine Haftzugfestigkeit von mind. 1,0 N/mm² aufweisen.

3.2.3.1 TP Asphalt-StB Teil 81, Ausgabe 2009

Die TP Asphalt-StB Teil 81, Ausgabe 2009 (Technische Prüfvorschriften für Asphalt, Teil 81, Haftzugfestigkeit von dünnen Asphaltdeckschichten (2009)) beschreiben ein Verfahren zur Ermittlung der Haftzugfestigkeit zwischen dünnen Asphaltdeckschichten in Heiß- oder Kaltbauweise und ihrer Unterlage. Die Prüfung erfolgt hier mittels eines auf den Asphalt aufgeklebten Prüfstempels kraftgeregelt, der bis zum Abreißen gezogen wird. Anschließend erfolgt die Beurteilung des Haftverbunds. Maßgebend hierbei ist zum einen die maximal aufgebrachte Zugspannung, zum andern die Lage der Bruchfläche am Bohrkern.

3.2.4 M BEB 2009

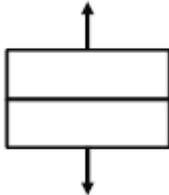
Das M BEB 2009 (Merkblatt für die Bauliche Erhaltung von Verkehrsflächen aus Beton (2009)) enthält ebenfalls Regelungen zum Überbauen von Betondecke mit Asphalt. Unter Ziff. 8.3 wird erläutert, dass Betondecken zur Verbesserung der Griffigkeit und zur Lärminderung mit einer Splitt-Mastix-Asphaltdeckschicht überbaut werden können. Um einen ausreichenden Schichtenverbund herzustellen, sieht das Merkblatt den Einbau einer Haftbrücke aus Haftkleber oder Bitumenemulsion vor. Im Anschluss erfolgt ein Absplitten, um eine Beschädigung der Haftbrücke durch den Baustellenverkehr zu verhindern. Erfahrungsgemäß liegt die Auftragsmenge an Haftkleber oder Bitumenemulsion zwischen 0,4 kg/m² und 0,7 kg/m². Das Merkblatt empfiehlt wegen der spezifischen Oberflächenstruktur der Betondecke, die Auftragsmenge anhand von Probeflächen zu bestimmen. Zur Vermeidung von Blasenbildung sollte keine wasserhaltige Bitumenemulsion verwendet werden, da das Wasser bei der anschließenden Heißüberbauung verdampft. Die Asphaltüberbauung erfolgt entsprechend den Regelungen der ZTV Asphalt-StB 07/13 (Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Verkehrsflächenbefestigungen aus Asphalt (2007/2013)) mit Splitt-Mastix-Asphalt 8S oder 11S. Hierbei sollte ein Mindesthohlraumgehalt von 3 Vol.% erreicht werden, um eine Dampfdruckentspannung des Betons zu ermöglichen. Haftbrücken mit sehr hoher Dehnfähigkeit können die Dampfdruckentspannung des Betons behindern und sind daher zu vermeiden. Ferner empfiehlt das Merkblatt, die Querscheinfugen auch in die Asphaltdeckschicht zu übernehmen und zu vergießen, hinsichtlich der Längsscheinfugen wird anhand einer Einzelfallbetrachtung festgelegt, ob diese in die Asphaltdeckschicht übernommen werden.

3.3 Allgemeines zum Schichtenverbund

Die Straßenoberfläche erfährt vielfältige Belastungen. Neben den jahres- und tageszeitlichen Temperaturschwankungen erfolgte die wesentliche vertikale Belastung durch die Auflast der Fahrzeuge. Als Kontaktfläche dient hier die elliptische bzw. kreisförmige Aufstandsfläche der Fahrzeugreifen. Die maximale Belastung des Oberbaus infolge einer Achslast ergibt sich aus § 34 der StVZO (Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung 05.11.2013) wonach in Deutschland die maximale Achslast auf 11,5 t beschränkt ist. Hierdurch entstehen im Straßenoberbau sowohl vertikal gerichtete Druckspannungen als auch horizontal gerichtete Schubspannungen. Ein guter Verbund zwischen der dünnen Asphaltdecksicht und der darunter liegenden Betondecke ist daher für eine dauerhafte Fahrbahn unerlässlich. Gerade der Fahrbahnaufbau der Kompositbauweise stellt hohe Anforderungen an die Deckschicht. Sie ist besonders hohen Belastungen, vergleichbar der Belastung zwischen Hammer und Amboss (Bull-Wasser et al. 2011), ausgesetzt. Um Verformung oder Zertrümmerung der Asphaltdeckschicht auf Beton vorzubeugen, ist ein guter Verbund erforderlich.

Nach dem heutigen Stand der Technik kommen vier grundsätzliche Versuchstypen zur Ermittlung des Schichtenverbunds zum Einsatz (Raab und Partl 1999).

Tabelle 3-1: Varianten zur Prüfung des Abscherwiderstands

1. Keilspaltversuch	
2. Haftzug- / Abziehversuch	
3. Torsionsversuch	

4. Abscherversuch	

Der direkte, aber statische Scherversuch nach Leutner ist im deutschen Regelwerk in den TP Asphalt-StB Teil 80, Ausgabe 2012 (Technische Prüfvorschriften für Asphalt, Teil 80, Abscherversuch (2012)) geregelt. Entsprechend einer Untersuchung (Grätz und Stöckert 2001), die vom Bundesverkehrsministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen herausgegeben wurde, bildet das dort geregelte Prüfverfahren die tatsächlichen Beanspruchungen im Oberbau infolge Verkehrslast am besten ab.

Andererseits treten Verkehrslastspannungen nicht statisch, sondern dynamisch auf. Hierbei sind die dynamischen Belastungen allerdings deutlich geringer, als die im statischen Versuch aufgebrachte Schubbeanspruchung. An der TU Dresden wurde daher im Rahmen eines Forschungsvorhabens (sh. Kap. 3.4.2.3) ein dynamisches Prüfverfahren entwickelt (Wellner und Ascher 2007).

Ein guter Schichtenverbund ist Grundlage für eine dauerhaft tragfähige Fahrbahndeckenkonstruktion. Zum einen trägt ein guter Verbund zwischen den einzelnen Schichten im Asphaltstraßenbau wesentlich zur Tragfähigkeit bei. Entsprechend (Eisenmann 1984) wird deutlich, dass bei einem fehlenden Verbund zwischen Deck- und Binderschicht die Biegezugspannungen in der Asphalttragschicht um 30 % zunehmen. Zum anderen hat ein mangelhafter Schichtenverbund auch Auswirkungen auf die Entwicklung von Spurrinnen im Asphaltoberbau. Nach (Eisenmann und Neumann 1993) sind bei einem schlechten Verbund bis zu 40 % größere Spurrinntiefen zu erwarten, gegenüber einem Fahrbahnaufbau mit intaktem Verbundverhalten.

Ist der Verbund zwischen den einzelnen Schichten gestört, so entstehen an der Deckschicht Risse und Verdrückungen. Ferner bildet sich in Bereichen mit regelmäßigen Brems- und Anfahrvorgängen z.B. vor Lichtsignalanlagen eine typische Waschbrettstruktur. Ferner kommt es zu einem Verschieben der Asphaltdeckschicht in Längsrichtung. In fortgeschrittenen Stadien sind

dann aufgrund von Frostsprengung auch Abplatzungen und schollenartige Ausbrüche der Deckschicht zu verzeichnen.

3.4 Stand der Wissenschaft und Technik zum Schichtenverbund

3.4.1 Allgemeines

Die Erforschung des Schichtenverbunds im Asphaltstraßenbau wird schon einige Jahrzehnte vorangetrieben. Grundlegende Arbeiten hierfür wurden unter anderem von (Weber 1991) und (Neumann 1991) am hiesigen Prüfamts erarbeitet. Ferner enthalten zahlreiche Forschungsberichte und Veröffentlichungen umfangreiche Ausführungen zum Schichtenverbund im Asphaltstraßenbau. Demnach wird der Schichtenverbund durch die drei wesentlichen Parameter

- Verklebung
- Verzahnung
- Reibung

maßgeblich bestimmt.

3.4.2 Schichtenverbund zwischen Asphaltsschichten

Zum Schichtenverbund zwischen Asphaltdeck-, Asphaltbinder- und Asphalttragschichten liegen umfangreiche Forschungsberichte und Veröffentlichungen vor. Im Folgenden soll auf drei besonders bedeutsame und richtungsweisende Arbeiten eingegangen werden, auf deren Ergebnisse entweder das geltende Regelwerk zurück geht, oder auf die im Zuge dieser Forschungsarbeit bei den durchgeführten Abscherversuchen besonders Bezug genommen wird.

3.4.2.1 Auswirkungen unterschiedlicher Verbundsysteme auf die mechanischen Eigenschaften eines mehrschichtigen Asphaltpaketes (Leutner et al. 2004)

Das durch die Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen „Otto von Guericke“ e.V. (AiF) geförderte Forschungsvorhaben der Technischen Universität Braunschweig vom November 2004 behandelt umfangreich den Schichtenverbund zwischen Asphaltsschichten im Straßenbau. Bei den durchgeführten Laborversuchen wurden die Auswirkungen von unterschiedlichen Vorspritzmitteln und verschiedenen Herstellmethoden auf den Schichtenverbund und das Verformungsverhalten von Asphaltssystemen untersucht.

Die Ergebnisse der Forschungsarbeit können nur begrenzt auf die Kompositbauweise übertragen werden, da der Verbund zwischen Beton und Asphalt nicht untersucht wurde. Folgende Ergebnisse sind jedoch auch hinsichtlich der Kompositbauweise von Interesse:

- Wird Splitt-Mastix-Asphalt 0/8 mit PmB 45 A als Deckschichtasphalt verwendet, üben die verwendeten Vorspritzmittel auf der frischen Oberfläche eines Asphaltbinders 0/16 S mit PmB 45 A einen nur tendenziellen Einfluss auf den Schichtenverbund aus.
- Die Verwendung von 150 g/m² Bitumenemulsion U 60 K hat tendenziell einen ungünstigen Einfluss auf den Schichtenverbund – unabhängig von dem in diesen Untersuchungen verwendeten Deckschichtasphalt.
- Die Verwendung von 150 g/m² Bitumenemulsion U 60 K – C2 begünstigt tendenziell den Schichtenverbund. Beim Asphaltbeton ist diese Tendenz deutlicher als beim Splitt-Mastix-Asphalt.

3.4.2.2 Ein Beitrag zur Festlegung von Grenzwerten für den Schichtenverbund im Asphaltstraßenbau (Stöckert 2002)

Die vorliegende Forschungsarbeit befasst sich ausführlich mit der Bestimmung der Verbundfestigkeit nach dem Verfahren Leutner. In einer umfangreichen Ringuntersuchung wurden Abscherversuche nach Leutner bei 14 anerkannten Prüfinstituten durchgeführt. Hierzu wurden im Labor hergestellte Asphaltprobekörper verwendet. Ferner wurden aus 31 Baustellen vor Verkehrsfreigabe rd. 500 Bohrkerne entnommen und hinsichtlich ihres Schichtenverbunds untersucht. Da hierbei nur Systemaufbauten aus Asphalt untersucht wurden, können die Ergebnisse lediglich hinsichtlich des Prüfverfahrens nach Leutner auf die Kompositbauweise angewandt werden. Die Untersuchung zeigt, dass das Prüfverfahren nach Leutner sehr gut geeignet ist, um den Schichtenverbund zu beurteilen. Ferner werden in der Untersuchung folgende Mindestanforderungen an den Schichtenverbund nach Leutner definiert:

- Schichtgrenze Asphaltdeckschicht – Asphaltbinderschicht:
25,0 kN bei Bohrerndurchmesser 150 mm bzw. 1,41 N/mm²
- Schichtgrenze Asphaltbinderschicht – Asphalttragschicht
20,0 kN bei Bohrerndurchmesser 150 mm bzw. 1,13 N/mm²

Die in Kap 3.2.2.1 bereits genannten Anforderungswerte der TP Asphalt-StB Teil 80, Ausgabe 2012 (Technische Prüfvorschriften für Asphalt, Teil 80, Abscherversuch (2012)) wurden nach Abschluss der Forschungsarbeit von (Stöckert 2002) festgelegt. Beim Vergleich der

entsprechenden Werte fällt auf, dass die derzeit geltenden Grenzwerte mit 15,0 kN (0,85 N/mm²) bzw. 12,0 kN (0,68 N/mm²) deutlich unter den, in der Forschungsarbeit vorgeschlagenen, Mindestanforderungen liegen.

3.4.2.3 Untersuchungen zur Wirksamkeit des Haftverbundes und dessen Auswirkung auf die Lebensdauer von Asphaltbefestigungen (Wellner und Ascher. 2007)

Die Technische Universität Dresden hat im Auftrag des Deutschen Asphaltinstituts einen umfangreichen Forschungsbericht zum Haftverbund zwischen Asphaltsschichten vorgelegt. Neben der in den TP Asphalt Teil 80, Ausgabe 2012 (Technische Prüfvorschriften für Asphalt, Teil 80, Abscherversuch (2012)) geregelten statischen Bestimmung der Abscherfestigkeit wird hier erstmals die Scherfestigkeit bei dynamischer Belastung vertieft untersucht.

Im Zuge der Forschungsarbeit wurden unterschiedlich aufgebaute Probekörper im Labor mit dem Walzsektorverdichter hergestellt und daraus Bohrkerne gewonnen. Hinsichtlich des Schichtenaufbaus wurden folgende Varianten untersucht:

- Splitt-Mastix-Asphalt SMA 0/8 S auf Asphaltbinder ABi 0/16S mit Variation der verwendeten Bitumenemulsion und der Auftragsmenge
- Asphaltbinderschicht ABi 0/16S auf Asphalttragschicht ATS 0/22CS mit Variation der verwendeten Bitumenemulsion und der Auftragsmenge
- Monolithische Probekörper aus SMA, ABi und ATS als Referenz

Die Bohrkerne wurden im Anschluss in einer von der TU Dresden entwickelten Prüfvorrichtung bei unterschiedlichen Temperaturen neben einer Schubbeanspruchung auch einer gleichzeitig wirkenden Normalkraft ausgesetzt.

Die Bohrkerne wurden in die Prüfvorrichtung eingebaut und mit einer Abscherkraft sowie einer Normalkraft belastet. Insgesamt wurden die Bohrkerne

- 9 verschiedenen Scherwegen (0,005 mm bis 0,1 mm)
- 6 Prüffrequenzen (1 Hz bis 15 Hz)
- 6 verschiedenen Normalspannungen (0 N/mm² bis 1,07 N/mm²)
- 5 verschiedenen Prüftemperaturen (- 10°C bis + 50°C)

ausgesetzt, wobei bei jeder Belastungsstufe bzw. Belastungsart 25 Lastwechsel aufgebracht wurden.

Im Ergebnis zeigten die dynamischen Versuche, dass

40 3 Stand der Wissenschaft und Technik zu dünnen Asphaltsschichten auf Betonfahrbahndecken

- der Verbund bei höheren Temperaturen geringer ist, als bei niedrigeren. Ursache hierfür ist die geringere Steifigkeit des Bindemittels bei höheren Prüftemperaturen
- die verwendete Bitumenemulsion und die aufgetragene Emulsionsmenge keinen einheitlichen Einfluss auf den Verbund der Schichten haben.
- eine hohe wirkende Normalspannung die Reibung/Verzahnung der Schichten aktiviert. Daher konnte z.B. auch ein, in der ersten Versuchsreihe gebrochener, Bohrkern unter Normalkraft noch erhebliche Scherkräfte ertragen. Bei hohen Prüftemperaturen verklebten die gelösten Schichten wieder miteinander.

Ferner wurden die Bohrkern auch in Anlehnung an die (damals noch nicht vorhandene) TP Asphalt-StB Teil 80 Ausgabe 2012 (Technische Prüfvorschriften für Asphalt, Teil 80, Abscherversuch (2012)) statisch abgeschert. Anhand der Ergebnisse lässt sich, laut Forschungsbericht, allerdings keine Korrelation zwischen der statischen und der dynamischen Untersuchungsmethode erkennen.

Im theoretischen Teil der Untersuchung werden die Radialspannungen in der Verbundfuge auf Basis der Versuchsergebnisse für folgende Fälle berechnet:

- Voller Verbund (theoretischer Wert)
- Guter Verbund (Verklebung wirksam)
- Schlechter Verbund (keine Verklebung, nur Reibung)

Im Forschungsbericht wird sodann auf Basis dieser Werte eine Ermüdungsberechnung entsprechend den RDO Asphalt 09 (Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung des Oberbaus von Verkehrsflächen mit Asphaltdeckschicht (2009)) durchgeführt. Der Schichtenaufbau 1 besteht hierbei aus einer dreischichtigen Standardbefestigung in Asphaltbauweise nach Tafel 1, Zeile 1, Bkl. SV der RStO 01 (Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen (2001)). Für den Schichtenaufbau 2 wurde ebenfalls eine dreischichtige Standardbefestigung in Asphaltbauweise in Anlehnung an Tafel 1, Zeile 3.2, Bkl III der RStO 01 gewählt.

Die Ergebnisse sind in nachfolgender Tabelle dargestellt:

Tabelle 3-2: Ergebnisse Abscherversuche TU Dresden

	Schichtenaufbau 1		Schichtenaufbau 2	
	Achsübergänge	%	Achsübergänge	%
Voller Verbund	255.000.000	100	420.000	100
Guter Verbund	108.000.000	42	230.000	55
Schlechter Verbund	88.000.000	35	197.000	47

Die Berechnungen zeigen den großen Unterschied zwischen dem theoretisch angenommenen vollen Verbund und dem anhand von Versuchsergebnissen abgeschätzten guten/schlechten Verbund hinsichtlich der Dauerhaftigkeit der gesamten Asphaltkonstruktion. Es fällt jedoch auch auf, dass zwischen gutem und schlechtem Verbund ein deutlich geringerer Unterschied hinsichtlich der Dauerhaftigkeit zu erwarten ist, als zwischen vollem und gutem Verbund.

Darüber hinaus wird derzeit an der TU Braunschweig eine Forschungsarbeit mit dem Thema „Zyklische Schersteifigkeits- und Scherermüdungsprüfung zur Bewertung und Optimierung des Schichtenverbundes in Straßenbefestigungen aus Asphalt“ (Wistuba und Büchler, nicht abgeschlossen) bearbeitet, deren Ergebnisse aber noch nicht vorliegen.

3.4.3 Schichtenverbund zwischen Asphalt und Beton

Zum Verbund zwischen Betondecken mit dünner Asphaltüberbauung liegen hingegen im Wesentlichen zwei Forschungsberichte vor, deren Ergebnisse im Folgenden kurz dargestellt werden.

3.4.3.1 Versuchsstrecke an der BAB A 93 im Inntal (Leykauf und Birmann 2001a)

Im Oktober 1995 wurde auf einem 2,4 km langen Abschnitt der BAB A 93 zwischen Rosenheim und Kufstein eine Betondecke aus Unterbeton mit Recycling-Baustoffen errichtet. Auf rd. einem Kilometer wurde 25 Tage nach dem Betoneinbau eine 3 cm dicke Splitt-Mastix-Deckschicht aufgebracht. Um einen ausreichenden Verbund herzustellen, erhielt die Betonfahrbahn eine Bearbeitung mit dem Stahlbesen quer zur Fahrtrichtung. Im Anschluss erfolgte der Auftrag eines Nachbehandlungsmittels. Vor Einbau des Splitt-Mastix-Asphalts wurden 0,5 kg/m² polymermodifizierte Bitumenemulsion U60K zur Sicherstellung des Schichtenverbunds aufgespritzt. Anschließend wurden die Querfugen der Betondecke auch im Splitt-Mastix-Asphalt geschnitten und vergossen. Die Längsfugen wurden nicht geschnitten. Aufgrund der dann

42 3 Stand der Wissenschaft und Technik zu dünnen Asphaltsschichten auf Betonfahrbahndecken

einsetzenden schlechten Witterung konnte die Asphaltüberbauung nicht mehr fertig gestellt werden. Die restliche Strecke wurde im darauffolgenden Frühjahr mit Splitt-Mastix-Asphalt überbaut.

Der Aufbau des Versuchsabschnitts ist in nachfolgender Darstellung wieder gegeben:

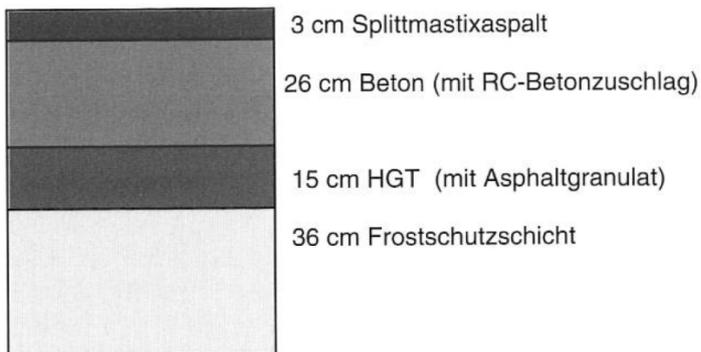


Abbildung 3-2: Fahrbahnaufbau A 93

Anschließend wurden an den Fugen die Rissöffnungsweiten und Einsenkungen gemessen sowie die Verwölbung der Fahrbahnplatten messtechnisch aufgenommen. Nach zweijähriger Liegedauer ergaben sich für die Strecke keine Spurrinnen, die über das übliche Maß des Asphaltstraßenbaus hinaus gingen.

Im Bereich der Asphaltüberbauung und auch im Bereich einer direkt befahrenen Betondecke (Vergleichsabschnitt) wurden Temperatursensoren eingebaut. „Die Temperaturmessungen zeigten, dass durch die dünne Asphaltüberdeckung bei Erwärmung oder Abkühlung die Temperaturspitzen an der Oberseite der Betondecke abgebaut werden.“ (Leykauf und Birmann 2001a).

Um das Verbundverhalten zwischen Beton und Asphalt näher zu untersuchen, wurden Probekörper bestehend aus Asphalt- und Betondecke für Zug, bzw. Schubversuche entnommen. Im Ergebnis lagen die aufnehmbaren Schubspannungswerte in der Schichtgrenze Beton/Asphalt in etwa in gleicher Größe, wie sie auch bei der reinen Asphaltbauweise auftreten.

Zusammenfassend kommt der Forschungsbericht zu folgenden Ergebnissen (Leykauf und Birmann 2001a):

„Die Überbauung einer Betondecke mit einer dünnen Asphaltdecke hat folgende Vorteile:

- Verbesserung der Oberflächeneigenschaften (Lärmemissionen, Griffigkeit, Ebenheit)
- Vergleichmäßigung der Temperatur und Abbau von Temperaturspitzen in der Betondecke, was zu einer geringeren Temperaturbeanspruchung, Fugenatmung und Verwölbung führt.“

Weitere Forschungsergebnisse sowie die Auswertung der Temperaturmessungen können dem Forschungsbericht entnommen werden.

Eine Ortseinsicht im Sommer 2014 zeigte den guten Erhaltungszustand dieser Teststrecke auch nach einer Liegedauer von über 18 Jahren. Es waren weder Abplatzungen noch deutliche Netzrisse oder Spurrinnen zu erkennen.

3.4.3.2 Versuchsstrecken an der BAB A 81 bei Heilbronn und der BAB A 27 bei Bremerhaven (Eisenmann und Birmann 1993)

Bereits 1989 wurde das Prüfamf für Bau von Landverkehrswegen der TU München beauftragt, die Überbauung von Betonfahrbahndecken mit einer dünnen Asphaltdeckschicht vertieft zu untersuchen. Kernpunkt der Untersuchung war das Verhalten der dünnen Asphaltdeckschicht im Bereich der Quertugen der Betondecke. Durch das Zwischenschalten einer SAMI-Schicht sollten die temperaturbedingten Längenänderungen der Betondecke in den Fugen schadlos aufgenommen werden. Die auftretenden Spannungsspitzen sollten durch die SAMI-Schicht aufgenommen und damit ein Durchschlagen von Reflexionsrissen vermieden werden.

Im Zuge des Forschungsvorhabens wurden auf der Autobahn A 81 bei Heilbronn und auf der Autobahn A 27 bei Bremerhaven Versuchsstrecken errichtet. Ziel der Überbauung der vorhandenen Betondecken war die Wiederherstellung der erforderlichen Gebrauchseigenschaften. Um die Tragfähigkeit der bestehenden Betondecken zu bestimmen, wurden vor Beginn der Überbauung Einsenkungsmessungen an den Betondecken durchgeführt. Hinsichtlich der Verkehrsbelastung unterscheiden sich die Strecken deutlich voneinander. Während die A 81 in den Jahr 1990 bis 1992 mit rd. 84.500 Kfz/Tag (DTV_{SV} rd. 14.300) hoch belastet ist, weist die A 27 mit einem DTV von rd. 22.400 Kfz/Tag (DTV_{SV} rd. 3.950) eine moderate Verkehrsbelastung auf. Hinsichtlich des maßgeblichen Schwerverkehrs weist die Versuchsstrecke auf der A 81 bei Heilbronn mehr als die 3,5-fache Schwerverkehrsbelastung der A 27 Bremerhaven auf.

An der A 81 wurde im Herbst 1990 mit der Überbauung begonnen. Hierfür wurde die vorhandene Betondecke mit $3,0 \text{ kg/m}^2$ angespritzt und im Anschluss mit bindemittelumhüllten Splitt 8/11 in einer Menge von rd. 20 kg/m^2 abgestreut und mit Gummiradwalzen angedrückt. Nach Aushärtung wurde der überschüssige Splitt abgekehrt. Danach erfolgte der Einbau der 4 cm dicken

44 3 Stand der Wissenschaft und Technik zu dünnen Asphaltsschichten auf Betonfahrbahndecken

Deckschicht aus Splitt-Mastix-Asphalt 0/11S mit Bindemittel B 80 und Gummigranulat zur Elastifizierung entsprechend dem damals geltenden Regelwerk. Die Einbaufläche betrug auf der 3-streifigen Richtungsfahrbahn in etwa 35.000 m².

Zwei Jahre nach Fertigstellung der Baumaßnahmen wurde die Versuchsstrecke begangen. Hierbei zeigten sich im stark belasteten rechten Fahrstreifen Spurrinnen mit einer Tiefe von bis zu 14 mm bei einer maximalen theoretischen Wassertiefe von 8 mm. Ferner wurde die Entwicklung der Reflexionsrisse im Bereich der überbauten Querscheinfugen aufgenommen. Es zeigte sich, dass nach 2 Jahren Verkehrsbelastung der Anteil der festgestellten Reflexionsrisse im Bereich der Querscheinfugen im 2. Überholfahrstreifen 29 %, im Überholfahrstreifen 35 %, im Lastfahrstreifen 32 % und im Standstreifen 27 % betrug. Messungen der relativen vertikalen Fugenbewegungen am Splitt-Mastix-Asphalt zeigten, dass die Bewegung im Mittel 0,2 mm betrug.

Auf der A 27 kamen, entsprechend den Vorgaben der Niedersächsischen Straßenbauverwaltung, bei Herstellung der SAMI-Schicht Bitumen von drei verschiedenen Herstellern zum Einsatz. Die Betondecke wurde mit 2,5 kg/m² mit Heißbitumen bei einer Temperatur von 180° C bis 195° C angespritzt. Im Anschluss wurden 8 kg/m² bitumenumhüllter Edelsplitt 8/11 aufgebracht, aber nicht angewalzt. Danach erfolgte der Einbau einer 4 cm dicken Splitt-Mastix-Deckschicht 0/11 S mit Bindemittel B 65 entsprechend dem damals geltenden Regelwerk.

Nach rd. zweieinhalb Jahren Verkehrsbelastung wurden, wie bei der A 81, die Spurrinnentiefen aufgenommen. Die Spurrinnentiefe lag auf der A 27 je nach verwendetem Bindemittel für die SAMI-Schicht zwischen 5 mm und 8,5 mm. Ferner zeigte diese Versuchsstrecke insgesamt nur drei Querrisse im Bereich der Querscheinfugen, was einem Rissanteil von weniger als 1 % entspricht. Nach Angaben der zuständigen Autobahnmeisterei wurden im Winter 1992/93 insgesamt 10 Querrisse festgestellt, die sich offensichtlich durch Erwärmung und Verkehrsbelastung wieder geschlossen hatten.

Aus beiden Versuchsstrecken wurden Probekörper entnommen und im Prüfamnt hinsichtlich der

- thermisch induzierten Spannungen,
- der einachsialen Zugfestigkeit,
- aufnehmbaren Verbundspannung zwischen Beton und Asphalt

untersucht.

Die Ergebnisse der Zugversuche zeigten eine starke Zunahme der thermisch induzierten Zugspannungen im Splitt-Mastix-Asphalt unter 0°C. Das bedeutet, dass für die Beanspruchung einer mit Splitt-Mastix-Asphalt überbauten Betondecke Temperaturen unterhalb von 0 °C

maßgebend für die Reflexionsrissbildung sind. Temperaturmessungen an der A 81 bei Heilbronn und an der A 27 Bremerhaven zeigten, dass an der A 81 Frostperioden mit tieferen Temperaturen und längerer Dauer wesentlich häufiger auftraten, als an der A 27 Bremerhaven.

Die Ermittlung der aufnehmbaren Schubspannungen in der Verbundfuge erfolgte mit einem am Prüfam Bau von Landverkehrswegen entwickelten Versuchsaufbau. Ziel der Versuche war es zu überprüfen, welche Spannungen in der SAMI-Schicht und in der Splitt-Mastix-Deckschicht in Abhängigkeit der Temperatur schadlos aufgenommen werden können, bevor sich ein Reflexionsriss bildet. Durch diesen Versuchsaufbau sollte der Spannungszustand bei Öffnung der Fuge in der Betondecke simuliert werden.

Der Versuchsaufbau ist nachfolgend wiedergegeben.

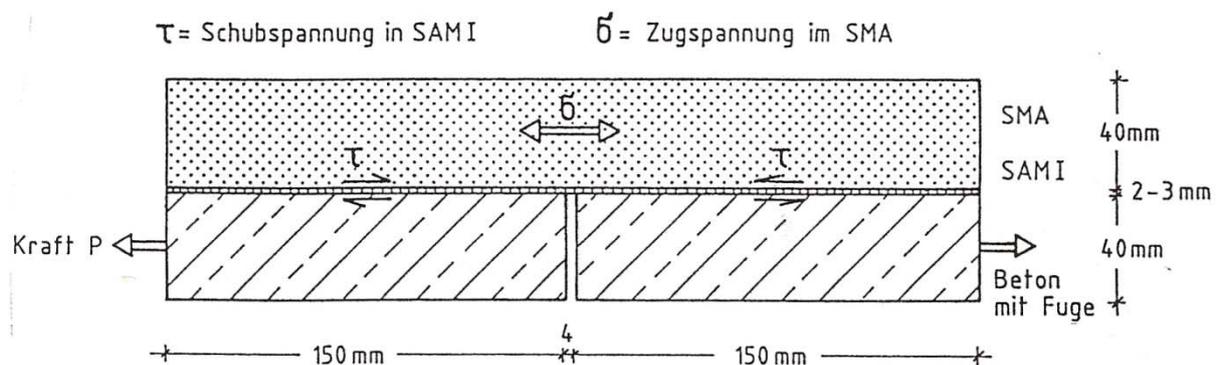


Abbildung 3-3: Versuchsaufbau Schubspannungsermittlung

Hinsichtlich der aufnehmbaren Schubspannung in den Verbundfugen der SAMI-Schicht waren keine Unterschiede hinsichtlich der 4 verwendeten Bitumen zu erkennen. Bei den im Deckschichtmischgut verwendeten Bitumensorten kann festgehalten werden, dass bei Verwendung von weicherem Bitumen die Zugspannungen in der Deckschicht kleiner werden, damit aber eine Reduzierung der Standfestigkeit einhergeht. Dies wird besonders deutlich an den Spurrinnenbildung auf der Versuchsstrecke A 81, bei der das weichere Bitumen B 80 verwendet wurde.

Abschließend kommt der Forschungsbericht unter anderem zum Ergebnis, dass vor Aufbringen einer Asphaltdeckschicht auf einer vorhandenen Betondecke die vertikalen Fugenbewegungen auf einen Wert von 0,05 mm bis max. 0,07 mm beschränkt werden müssen, da nur dann zu erwarten ist, dass auch nach mehrjähriger Liegedauer keine Reflexionsrisse über den Querfugen zu erwarten sind.

Basierend auf dem Forschungsbericht und Erfahrungen aus der Praxis wurden bei den in den nachfolgenden Jahren durchgeführten Baumaßnahmen die Querscheinfugen regelmäßig auch in die Deckschicht übernommen und vergossen.

Beim oben dargestellten Versuchsaufbau werden allerdings nur im engeren Bereich rund um die geschnittene Fuge die Zugspannungen in die SAMI-Schicht eingeleitet. Neben der Schubspannung in der SAMI-Schicht spielt bei diesem Versuchsaufbau auch die aufnehmbare Zugspannung des Splitt-Mastix-Asphalts eine überragende Rolle. Bei Versuchen, in denen ein Zugbruch in der Splitt-Mastix-Deckschicht auftrat, konnten die aufnehmbaren Schubspannungen in der Verbundfuge nicht ermittelt, sondern lediglich abgeschätzt werden. Ferner ergaben die Versuche, dass die aufnehmbare einachsiale Zugspannung im Splitt-Mastix-Asphalt wohl größer ist, da durch die Umlenkung der Kräfte im Splitt-Mastix-Asphalt Spannungsspitzen im Material entstehen, die jedoch messtechnisch nicht erfasst werden konnten.

Da der oben beschriebene Versuchsaufbau hinsichtlich der auftretenden Spannungen an geschnittenen Querscheinfugen mit relativ großen Dehnwegen optimiert wurde, aber die aufnehmbaren Schubspannungen in der Trennschicht zwischen Beton und Asphalt nur bedingt abbilden kann, wird in dieser Forschungsarbeit zur Kompositbauweise ein anderer Versuchsaufbau zur Ermittlung der aufnehmbaren Schubspannungen in der Grenzfläche Beton – Asphalt in Anlehnung an die TP Asphalt Teil 80, Ausgabe 2012 (Technische Prüfvorschriften für Asphalt, Teil 80, Abscherversuch (2012)) zum Einsatz kommen.

4 Dimensionierung von durchgehend bewehrten Betonfahrbahndecken

4.1 Allgemeines

Für die Berechnung von Spannungen in Betondecken stehen unterschiedliche Verfahren zur Verfügung. Nach (Mais 1973) kann hierbei in theoretische, halbtheoretische und empirische Rechenverfahren unterschieden werden.

Ferner sind die Berechnungsverfahren hinsichtlich der berechenbaren Einwirkungen zu unterscheiden. Für die Berechnung von Spannungen aus Verkehrslast stehen nach (Eisenmann und Leykauf 2003) folgende Rechenverfahren zur Verfügung:

- Halbraumtheorie
- Bettungsmodultheorie
- Mehrschichtentheorie
- (dreidimensionales) Finite Elemente Modell

Des Weiteren treten beim Bau von durchgehend bewehrten Betonfahrbahndecken zusätzlich erhebliche Zwangsspannungen infolge des Schwindens des Betons sowie infolge tages- und jahreszeitlichen Temperaturänderungen auf.

4.2 Verfahren zur Berechnung der Verkehrslastspannungen

4.2.1 Halbraumtheorie nach Boussinesq / Odemark

Das Verfahren zur Berechnung von Spannungen in einem Halbraum wurde bereits im 19. Jahrhundert durch (Boussinesq 1885) entwickelt. Das Verfahren erlaubt die Berechnung der in der Lastachse auftretenden Spannungen σ_z und σ_r sowie der maximal wirkenden Hauptschubspannung $\max \tau_Q$ für einen elastisch-isotropen Halbraum. Die Berechnung der senkrechten Druckspannungen σ_z in Abhängigkeit der betrachteten Tiefe z erfolgt hierbei entsprechend nachfolgender Formel:

$$\sigma_z = p * \left[1 - \frac{z^3}{(a^2 + z^2)^{1,5}} \right] \quad 4.1$$

Wobei folgende Werte anzusetzen sind:

p = Kontaktdruck [N/mm²]

a = Belastungskreishalbmesser [mm]

z = betrachtete Tiefe [mm]

In nachfolgender Abbildung nach (Eisenmann und Leykauf 2003) sind für Querdehnzahlen von $\mu = 0,3$ und $\mu = 0,5$ die in der Lastachse auftretenden Spannungen σ_z , σ_r sowie $\max \tau_Q$ unter einer Topflast aufgetragen.

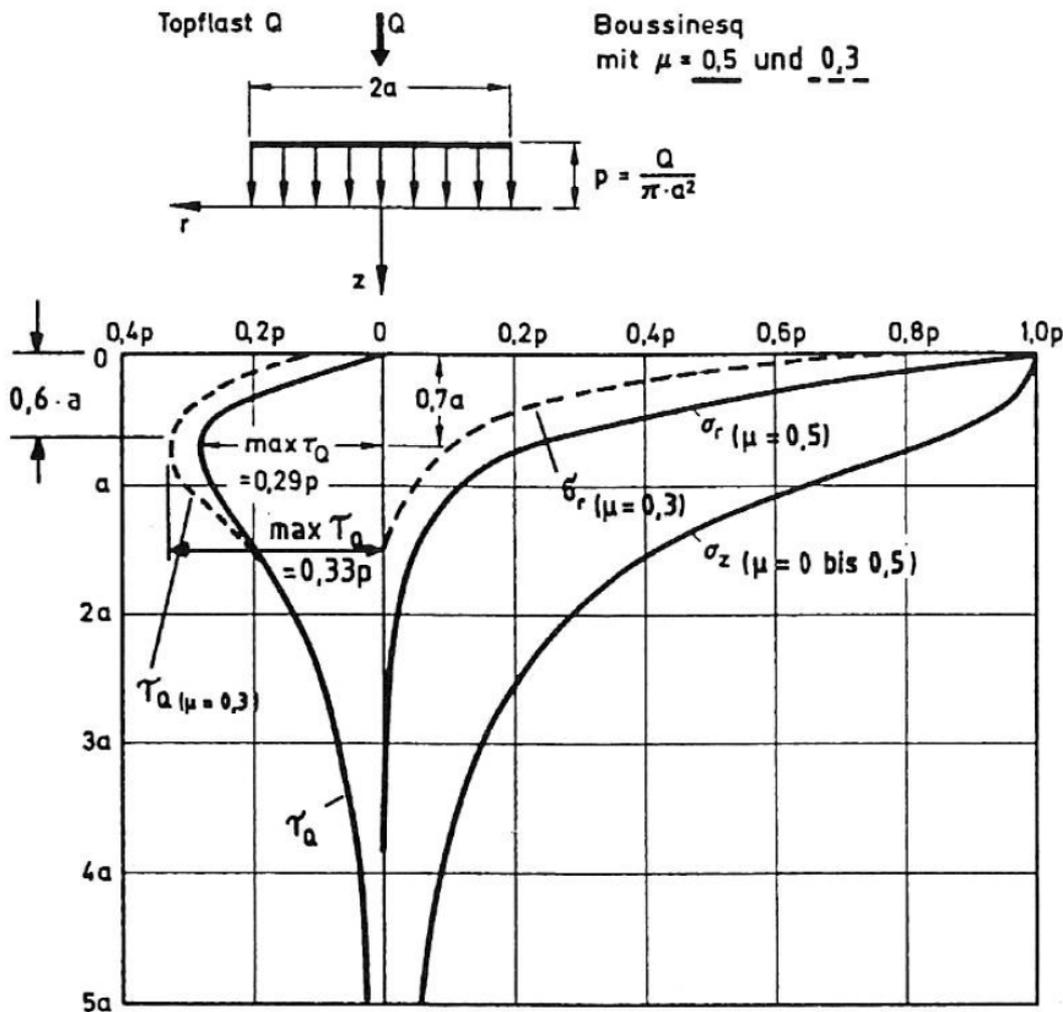


Abbildung 4-1: Spannungen im Halbraum nach (Eisenmann und Leykauf 2003)

Das Verfahren Boussinesq kann auch bei der Mehrschichtentheorie angewandt werden, wenn die einzelnen Schichten in einen äquivalenten Halbraum umgerechnet werden. Eine entsprechende Äquivalenztheorie hierfür hat (Odemark 1949) entwickelt. Hierbei werden die einzelnen Schichten des Fahrbahnaufbaus mit unterschiedlichen Steifigkeiten in einen

äquivalenten Halbraum umgerechnet. Die äquivalente Schichtdicke im Halbraum berechnet sich hierfür nach folgender Formel (Eisenmann und Leykauf 2003):

$$h_i^* = c * h_i * \sqrt[3]{\frac{E_i}{E_u}} \quad 4.2$$

Mit $c = 0,9$ für nicht gebundene Schichten oder Asphalttragschichten

$c = 0,83$ für Betondecken und hydraulisch gebundene Schichten.

Ferner sind bei dieser Schichtumwandlung folgende Anwendungsgrenzen zu beachten:

- Für Druckspannung σ_{z1} an der Unterseite der ersten Schicht:

$$\frac{E_2}{E_3} < 10 \text{ und } h_2 < 200 \text{ mm}$$

- Für Druckspannung σ_{z2} an der Unterseite der zweiten Schicht und Druckspannung im Untergrund:

$$\frac{E_2}{E_3} > 2$$

Sollten Nachbarlasten berücksichtigt werden, so steht hierfür ergänzend das umfangreiche Tafelwerk nach (Ahlvin und Ulery 1962) zur Verfügung.

4.2.2 Bettungsmodultheorie nach Westergaard / Eisenmann

Das von (Westergaard 1926) veröffentlichte Verfahren basiert auf der Überlegung von (Hertz 1884), einer in horizontaler Richtung unendlich ausgedehnten dünnen Platte, die auf einer Flüssigkeit schwimmt. Bei der Berechnung wird daher angenommen, dass die Platte auf Federn aufgelagert ist, die durch das Bettungsmodul beschrieben werden kann. Neben dem Lastfall Plattenmitte gibt Westergaard auch Berechnungsansätze für die Lastfälle Plattenrand sowie Plattenecke an. Nachfolgende Darstellung nach (Eisenmann und Leykauf 2003) gibt einen guten Überblick über die Lastfälle und die zugehörigen Berechnungsformeln.

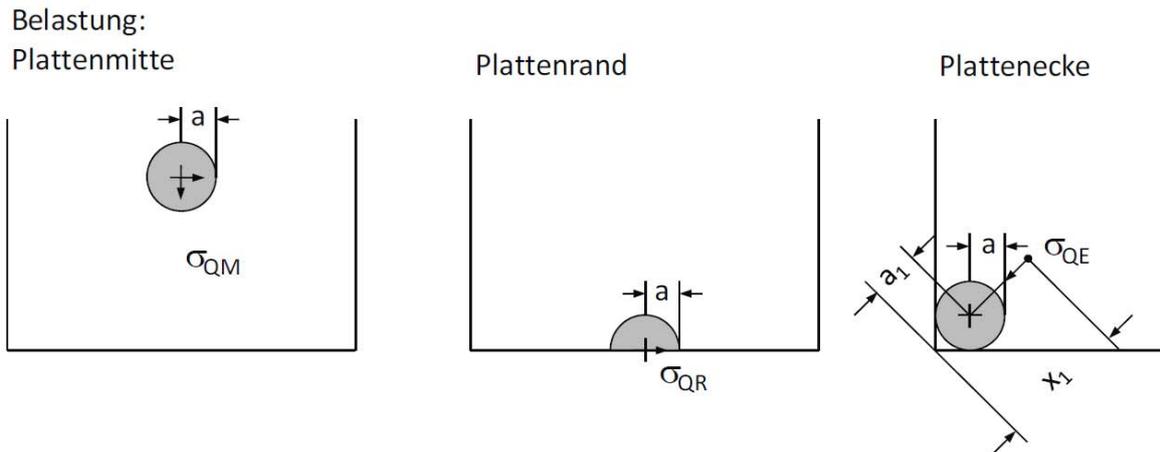


Abbildung 4-2: Lastfälle-Verfahren Westergaard nach (Eisenmann und Leykauf 2003)

Die Berechnung der Spannungen für die einzelnen Lastfälle Plattenmitte, Plattenrand sowie Plattenecke erfolgen entsprechend (Gotthard 1987) nach folgenden Formeln:

Lastfall Plattenmitte

$$\sigma_{QM} = \frac{0,275 \cdot Q}{h_c^2} \cdot (1 + \mu) \cdot \left[\log \left(\frac{E_c \cdot h_c^3}{k \cdot b^4} \right) - 0,436 \right] \quad 4.3$$

Lastfall Plattenrand

$$\sigma_{QR} = \frac{0,529 \cdot Q}{h_c^2} \cdot (1 + 0,54 \cdot \mu) \cdot \left[\log \left(\frac{E_c \cdot h_c^3}{k \cdot b^4} \right) + \log \left(\frac{b}{1 - \mu^2} \right) - 2,484 \right] \quad 4.4$$

Lastfall Plattenecke

$$\sigma_{QE} = \frac{3 \cdot Q}{h_c^2} \cdot \left[1 - \left(\frac{12 \cdot (1 - \mu^2) \cdot k}{E_c \cdot h_c^3} \right)^{0,3} \cdot (a \cdot \sqrt{2})^{1,2} \right] \quad 4.5$$

Wobei hierbei folgende Konventionen gelten:

h_c = Dicke der Betondecke [mm]

a = Belastungskreishalbmesser berechnet zu:

$$a = \sqrt{\frac{Q}{\pi \cdot p}} \quad 4.6$$

p = Kontaktdruck [N/mm²]

Q = Radlast [N]

Um den abweichenden Spannungsverlauf in der Platte zu berücksichtigen, wird der fiktive Belastungskreishalbmesser b eingeführt, der vom realen Belastungskreishalbmesser a und der Plattendicke h_c abhängt.

b = fiktiver Belastungskreishalbmesser

$$b = \sqrt{1,6 \cdot a^2 + h_c^2} - 0,675 \cdot h_c; \quad \text{wenn } a < 1,724 \cdot h_c \quad 4.7$$

$$b = a; \quad \text{wenn } a > 1,724 \cdot h_c \quad 4.8$$

k = Bettungsmodul [N/mm³]

μ = Querdehnzahl des Betons

Ferner stehen nach Westergaard auch Formeln zur Berechnung der Einsenkungen für die drei Lastfälle Plattenmitte, Plattenrand und Plattenecke zur Verfügung, auf die im Folgenden jedoch nicht weiter eingegangen wird.

Sollen nun die Spannungen nicht nur für einen elastisch-isotropen Halbraum berechnet werden, sondern für ein geschichtetes System, so kann auch hier analog dem Verfahren nach Odemark das beispielsweise dreischichtige System bestehend aus Betondecke, Tragschicht und Untergrund durch eine Ersatzdicke h^* ersetzt werden (Eisenmann und Leykauf 2003).

$$h^* = 0,83 \cdot h_1 \cdot \sqrt[3]{\frac{E_1}{E_u}} + c \cdot h_2 \cdot \sqrt[3]{\frac{E_2}{E_u}} \quad 4.9$$

Mit:

$c = 0,83$ für Betondecken und hydraulisch gebundene Schichten

$c = 0,9$ für bitumengebundene oder ungebundene Schichten.

Das Bettungsmodul errechnet sich dann entsprechend nachfolgender Formel:

$$k = \frac{E_u}{h^*} \quad 4.10$$

Eine weitere Möglichkeit zur Ermittlung von Biegezugspannungen, insbesondere bei mehreren zu berücksichtigenden Lasten, bieten die Tafelwerke von (Ahlvin und Ulery 1962), die auf den Gleichungen von Westergaard beruhen.

Die Berechnung der Spannungen für den Lastfall Plattenrand liefert bei der Betrachtung der Überrollung eines Querrisses bzw. einer Querscheinfuge zu große Werte, da vor allem Querkräfte infolge der durchgehenden Längsbewehrung sowie der Rissverzahnung auf die nachfolgende Platte mit übertragen werden. Diese abmindernde Wirkung kann durch die Definition eines Wirksamkeitsindex nach (Eisenmann und Leykauf 2003) berücksichtigt werden:

$$W = \frac{2 * y_{nb}}{y_{nb} + y_b} \quad 4.11$$

Mit:

y_{nb} : Einsenkung des nicht belasteten Plattenrands

y_b : Einsenkung des belasteten Plattenrands.

Die Querkraftübertragung ist in etwa halb so groß wie der Wirksamkeitsindex. Die Spannung im Fugenbereich lässt sich nach (Eid 2012) berechnen zu:

$$\sigma_{QF} = \sigma_{QR} * \left(1 - \frac{W}{200}\right) \quad 4.12$$

Entsprechend (Eisenmann und Leykauf 2003) weisen verdübelte Querscheinfugen auch nach über 30-jähriger Liegedauer noch einen Wirksamkeitsindex von mehr als 80 % auf. Bei durchgehend bewehrten Betondecken liegt der Wirksamkeitsindex noch deutlich höher, da aufgrund der geringen Rissöffnungsweiten eine deutlich bessere Rissverzahnung möglich ist. Nach US-amerikanischen Untersuchungen (Gotthard 1987) ist hier von einem Wirksamkeitsindex zwischen 90 % und 100 % auszugehen. (Meier 2005) geht bei seinen Berechnungen zu durchgehend bewehrten Betondecken ebenfalls von einem Wirksamkeitsindex von 95 % aus.

4.2.3 Mehrschichtentheorie

Bei den bereits genannten Berechnungsverfahren wird die mittragende Wirkung der unterhalb der Betondecke liegenden gebundenen Schichten nicht ausreichend berücksichtigt. Basierend auf der Äquivalenztheorie von (Odemark 1949) und dem Bettungsmodulverfahren nach (Westergaard 1926) entwickelte (Eisenmann 1973) ein vereinfachtes Verfahren zur Berechnung von Betondecken mit darunter liegenden gebundenen Schichten. Eisenmann unterscheidet hierbei, ob die Schichten im vollen Verbund wirken oder nicht. Nachfolgend wird nur das System mit Verbund näher beschrieben, da bei der durchgehend bewehrten Betondecke auf einer Asphaltzwischenenschicht ein Verbund vorhanden ist. Dies bestätigen auch die entnommenen Bohrkern der Versuchsstrecken an den Autobahnen A 5 (Darmstadt) und A 94 (Forstinning – Pastetten). Dort herrschte augenscheinlich voller Verbund zwischen der Betondecke und der darunter angeordneten Asphalttragschicht.

Ein Deckensystem mit Verbund zeigt nach (Eisenmann und Leykauf 2003) ein ähnliches Tragverhalten wie ein Plattenbalken im konstruktiven Ingenieurbau. Die Betondecke steht hierbei für die Platte und die darunter liegende gebundene Tragschicht für den Steg. Nachfolgende Abbildung verdeutlicht die Modellbildung:

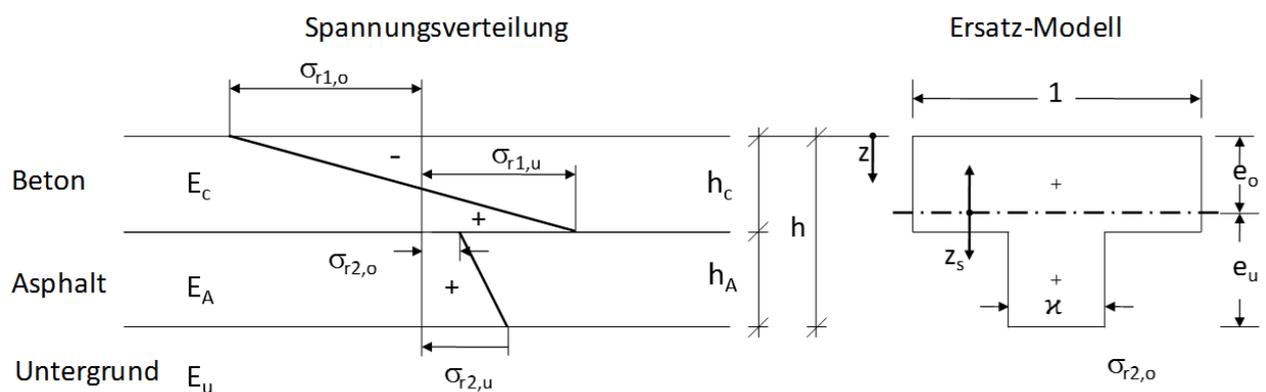


Abbildung 4-3: Ersatzsystem für Zweischichtenmodell nach (Eisenmann und Leykauf 2003)

Bei den Berechnungen im äquivalenten Zweischichtsystem wird daher davon ausgegangen, dass an den Schichtgrenzen gleiche Verformungen auftreten. Die Berücksichtigung der unterschiedlichen Steifigkeiten der einzelnen Schichten erfolgt über eine Schichtumwandlung und spiegelt sich im Breitenverhältnis Platte – Steg des Plattenbalkens wieder.

Die Dicke h_{II} des Ersatzsystems errechnet sich hierbei nach (Eisenmann und Leykauf 2003) zu:

$$h_{II} = h_c + 0,9 \cdot h_A \cdot \sqrt[3]{\frac{E_A}{E_c}} \quad 4.13$$

Im nächsten Berechnungsschritt wird dann das Biegemoment M_{II} für das Ersatzsystem nach dem Verfahren Westergaard berechnet. Hierbei werden die Ersatzdicke h^* und das Bettungsmodul k entsprechend Kap. 4.2.2 berechnet.

Die Berechnung der Spannungen an den Schichtgrenzen erfolgt nun mit dem Ersatzsystem Plattenbalken über das Widerstandsmoment

$$M_{II} = \sigma \cdot W_{II} = \sigma \cdot \frac{h_{II}^2}{6} \quad 4.14$$

Die Breite des Steges ergibt sich aus dem E-Modul-Verhältnis:

$$\kappa = \frac{E_A}{E_c} \quad 4.15$$

Das Trägheitsmoment I des Plattenbalkens beträgt:

$$I = \sum (I_i + F_i \cdot z_s^2) \quad 4.16$$

Die Lage der Schwerpunktsachse ergibt sich zu

$$e_o = \frac{\sum F_i \cdot x_i}{\sum F_i} = \frac{h}{2} \cdot \frac{E_A \cdot h_A}{E_c \cdot h_c + E_A \cdot h_A} + \frac{h_c}{2} \quad 4.17$$

$$e_u = h - e_o \quad 4.18$$

Die Biegespannungen an den Schichtgrenzen werden mittels des Biegemoments M_{II} nach Westergaard (Gotthard 1987) und den mechanischen Zusammenhängen am Plattenbalken einzeln errechnet:

$$\sigma_{r1,o} = \frac{M_{II}}{I} \cdot e_o \quad 4.19$$

$$\sigma_{r1,u} = \frac{M_{II}}{I} \cdot (h_c - e_o) \quad 4.20$$

$$\sigma_{r2,o} = \kappa \cdot \frac{M_{II}}{I} \cdot (h_c - e_o) \quad 4.21$$

$$\sigma_{r2,u} = \kappa \cdot \frac{M_{II}}{I} \cdot e_u \quad 4.22$$

Für die Berechnung von Spannungen nach der Mehrschichtentheorie steht seit 1979 das Programmsystem BISAR (Bitumen Stress Analysis in Roads) der (Shell International Oil Products B.V. 1998) zur Verfügung. Die Berechnungen werden hierbei ebenfalls nach der Mehrschichtentheorie durchgeführt. Daher kann das Programm auch für Betondecken angewandt werden, wenn die Materialparameter entsprechend angepasst werden. Allerdings sind für die Berechnung entsprechende Vereinfachungen erforderlich, die in Kap. 5.2.3 näher erläutert sind.

4.3 Verfahren zur Berechnung der Spannungen infolge Temperatureinwirkung

In durchgehend bewehrten Betondecken treten neben den Spannungen aus Verkehrslast auch erhebliche Spannungen infolge Schwinden des Betons und Temperaturänderungen auf. Diese Zwangsspannungen werden durch Eigenspannungen infolge behinderter Verformung überlagert.

4.3.1 Spannungsaufbau während der Betonerhärtung

Nach (Breitenbücher 1988) liegt bei linear-elastischen Baustoffen mit zeitlich unveränderlichem E-Modul und vollständiger Verformungsbehinderung der spannungsfreie Zustand immer bei gleicher Temperatur vor. Die Nullspannungstemperatur ist damit als Konstante anzusehen. Bei visko-elastischen Baustoffen (z.B. Asphalt) oder bei Baustoffen mit zeitlich veränderlichem E-Modul (z.B. junger Beton) liegen die spannungsfreien Zustände jedoch bei unterschiedlichen

Temperaturen vor. Dieser Effekt führt zum Aufbau von Zwangs- und Eigenspannungen in der durchgehend bewehrten Betondecke während der Frühphase der Erhärtung.

Nach Betonage der durchgehend bewehrten Betondecke tritt, infolge der fortschreitenden Hydratation des Betons, eine Erwärmung des Systems auf. Gleichzeitig schwindet der Beton infolge Austrocknen der Oberfläche. Da der Beton kurz nach der Betonage nur eine geringe Druckfestigkeit aufweist, werden diese Zwangsspannungen durch Kriechen abgebaut. Verlangsamt sich der Hydratationsprozess wieder, kommt es zu einer langsamen Abkühlung des Betons mit einer einhergehenden Verkürzung. Hierdurch treten in der durchgehend bewehrten Betondecke Spannungen auf, die als Eigenspannungen in das Tragsystem eingepreßt werden. Nachfolgende Abbildung nach (Bosold und Grünewald 2014) und (Breitenbücher 1988) zeigt die Entwicklung der Temperatur und der Eigenspannungen im Betondeckensystem:

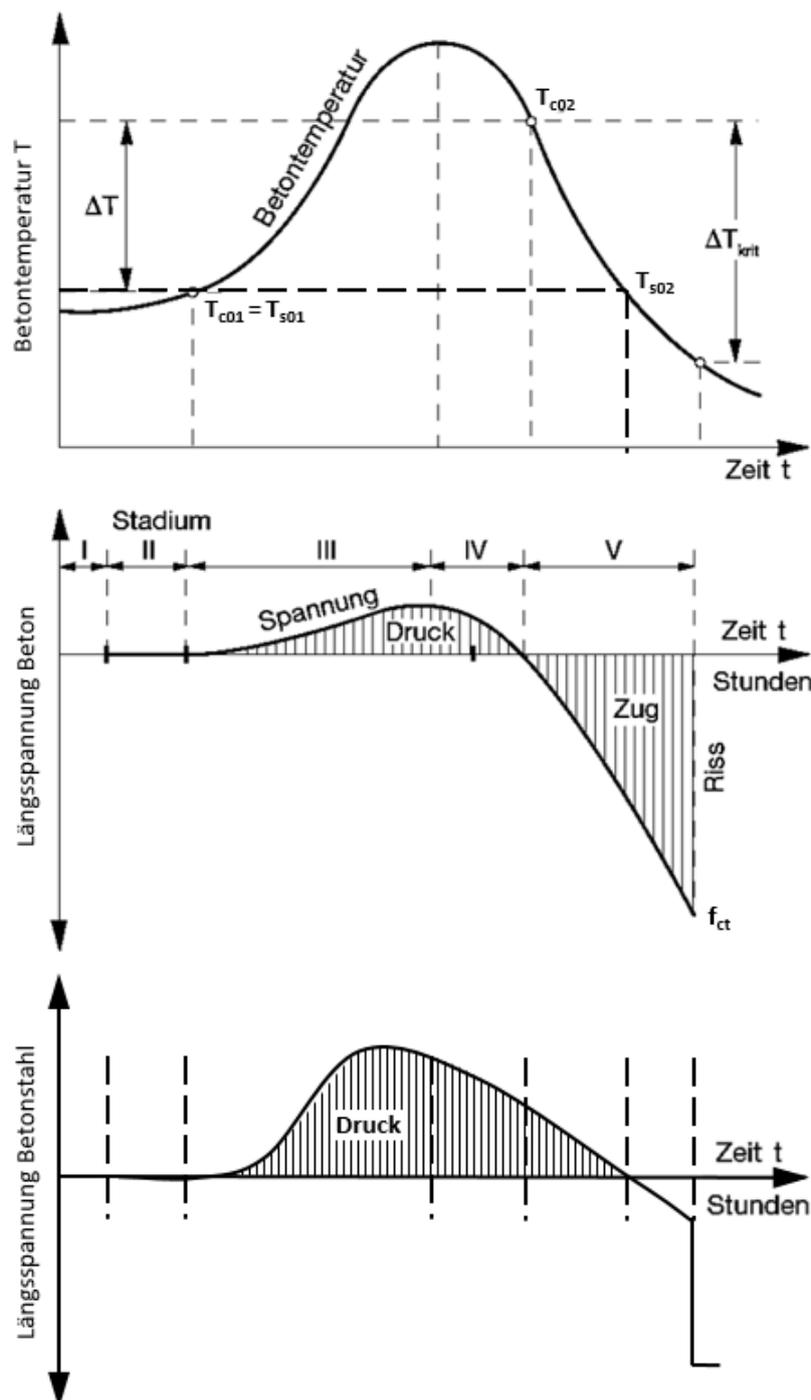


Abbildung 4-4: Spannungsaufbau während der Erhärtung der Betondecke nach (Bosold und Grünwald 2014) und (Breitenbücher 1988)

Stadium I wird als Ruhezeit bezeichnet, in der die Hydratation im Wesentlichen noch nicht eingesetzt hat und daher noch keine Erhöhung der Betontemperatur auftritt. Die Dauer kann mit rd. 2 bis 3 Stunden angegeben werden.

Im Stadium II bis ca. 6 Stunden nach Zugabe des Anmachwassers tritt ein Temperaturanstieg infolge einsetzender Hydratation auf. Der Beton ist allerdings noch vollkommen plastisch, so dass hierdurch keine Spannungen in der Betondecke entstehen. Die Temperatur am Ende des Stadiums II wird als 1. Nullspannungstemperatur des Betons T_{c01} bezeichnet. Nimmt man an, dass ab diesem Zeitpunkt der Betonstahl aufgrund seiner gerippten Oberflächen mit dem Beton in festem Verbund steht und damit fixiert wird, so weist der Betonstahl die gleiche Nullspannungstemperatur T_{s01} auf.

Im Stadium III nimmt die Temperatur in der Betondecke infolge der fortschreitenden Hydratation weiter zu. Gleichzeitig nimmt jedoch auch die Betondruckfestigkeit sowie der E-Modul des Betons zu, wodurch Druckspannungen entstehen, welche jedoch noch zu einem erheblichen Teil durch Relaxation abgebaut werden. Hierbei tritt die höchste Temperatur T_{max} rund 6 bis 9 Stunden nach der Zugabe des Anmachwassers auf.

Im Stadium IV schwächt sich die Hydratation ab, wodurch auch die Temperaturen zurückgehen und sich die Betondecke abkühlt und verkürzt. Hierdurch nehmen die im Stadium III aufgebauten Druckspannungen rasch bis auf 0 ab. Ferner erfolgt ein zusätzlicher Abbau der Betondruckspannungen durch das große Relaxationsvermögen des jungen Betons. Allerdings steigt der E-Modul des Betons gegenüber dem Stadium III deutlich an. Zum Abbau der Spannungen ist daher eine geringere Temperaturdifferenz erforderlich als zum Aufbau der gleichen Spannung bei einem geringeren E-Modul (Bosold und Grünewald 2014). Am Ende des Stadiums IV ist die gesamte aufgebaute Druckspannung in der Betondecke abgebaut. Die hierbei erreichte Temperatur wird als 2. Nullspannungstemperatur des Betons T_{c02} bezeichnet. In der weiteren Arbeit wird diese 2. Nullspannungstemperatur vereinfacht nur als „Nullspannungstemperatur“ bezeichnet. In Abhängigkeit des Betonalters und der Abkühlgeschwindigkeit liegt T_{c02} unterschiedlich weit über T_{c01} . Nach (Bosold und Grünewald 2014) endet Stadium IV 9 bis 11 Stunden nach Zugabe des Anmachwassers.

Im Stadium V nehmen mit der weiteren Abkühlung der Betondecke auch die Zugspannungen im Beton zu. Auch der Betonstahl kühlt entsprechend ab, so dass dieser wieder spannungsfrei ist, wenn die erste Nullspannungstemperatur T_{s01} erreicht wird. Durch Relaxation des Betons werden weiter Spannungen abgebaut, aber in deutlich geringerem Umfang als im Stadium III, da aufgrund des fortgeschrittenen Betonalters das Relaxationsvermögen abnimmt. Da der Betonstahl nicht relaxationsfähig ist, werden im Bewehrungsstahl Druckspannungen aufgebaut (Breitenbücher 1988). Wenn die Zugfestigkeit des Betons überschritten ist, tritt der erste Riss in der durchgehend bewehrten Betondecke auf. Gleichzeitig steigt die Zugspannung im Bewehrungsstahl sprunghaft an. Die hierbei vorherrschende Temperatur wird allgemein als Risstemperatur T_{Riss} bezeichnet

und kann zur Beurteilung der Rissneigung unterschiedlicher Betonrezepturen herangezogen werden (Breitenbücher 1988). Die zugehörige Verteilung der Spannungen im „Verbundsystem“ Beton/Betonstahl ist dem nachfolgenden Kapitel zu entnehmen.

Die bei der Hydratation freiwerdende Wärmemenge hängt im Wesentlichen von der chemischen Zusammensetzung des Zements ab. Für die Entwicklung von Zugspannungen in der durchgehend bewehrten Betondecke ist aber vor allem die zeitliche Abgabe der Hydratationswärme entscheidend. Wesentlichen Einfluss hierauf haben die Mahlfineinheit des Zements, die evtl. vorhandenen Zumahlstoffe, der Wasser/Zement-Wert sowie die Frischbeton- und Umgebungstemperatur (Breitenbücher 1988).

Ergänzend zur Entwicklung der Zwangsspannungen infolge der Betonerhärtung entstehen weitere Spannungen in der Betondecke aufgrund der Reibung auf der Unterlage. Nachfolgende Abbildung aus (Goris und Hegger 2010) zeigt die Entwicklung der Reibung zwischen der durchgehend bewehrten Betondecke während der Hydratation.

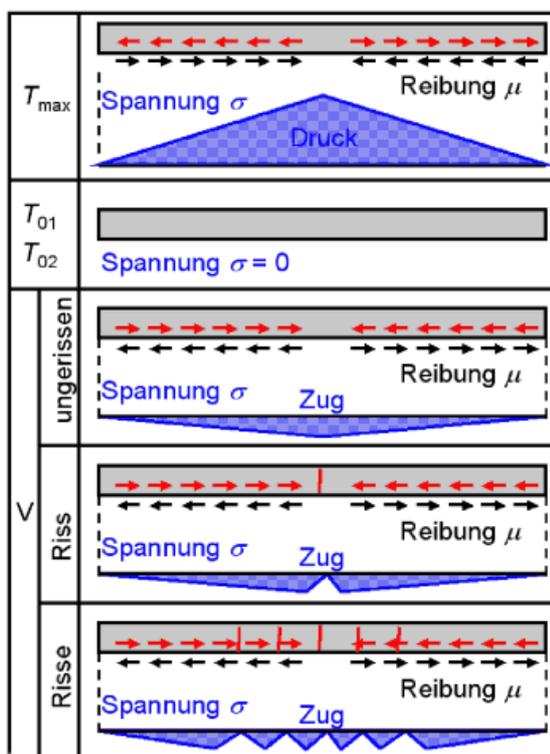


Abbildung 4-5: Reibspannungen während der Erhärtung der Betondecke (Goris und Hegger 2010)

Wie obige Abbildung zeigt, treten die größten Reibspannungen zwischen Betondecke und Unterlage am Ende des Stadiums III bei der Betontemperatur T_{\max} auf, da hier die Betonausdehnung am größten ist. Durch die Abkühlung zieht sich die Betondecke wieder

zusammen, so dass bei der 2. Nullspannungstemperatur T_{c02} keine zusätzlichen Spannungen in der Betondecke entstehen. Die Betondecke ist bei dieser Betontemperatur wieder spannungsfrei. Die im Folgenden entstehenden Zugspannungen führen zu einer Verkürzung der Betondecke, die wiederum durch die Reibung behindert wird. Der erste Riss wird unter Vernachlässigung von bau- und materialbedingten Inhomogenitäten in der Plattenmitte auftreten, da hier aufgrund der Reibung die Zugspannungen im Beton am größten sind.

Besonders ungünstige Bedingungen für die Rissentwicklung treten somit auf, wenn am späten Vormittag eines heißen Sommerstages betoniert wird. Zu einer hohen Frischbeton- und Lufttemperatur kommt noch eine weitere Erhöhung der Temperatur in der Betondecke infolge Sonneneinstrahlung sowie durch die freigesetzte Hydratationswärme hinzu. Dies führt zu einer Erhöhung der Nullspannungstemperatur in der Betondecke. In der darauf folgenden Nacht, kühlt sich die Betondecke ab, es kommt zu einer Verkürzung bei gleichzeitig ansteigendem E-Modul der Betondecke und aufgrund des hierdurch entstehenden Zwangs zu einer Rissbildung.

Gleichzeitig treten an der Oberfläche der Betondecke Schwindspannungen infolge Austrocknen der Oberfläche auf, die zu einer weiteren Erhöhung der Zugspannung an der Oberseite der Betondecke führen. Des Weiteren ist zu berücksichtigen, dass aufgrund der auftretenden Sonneneinstrahlung die Betonoberfläche eine wesentlich höhere Temperatur bei der Erhärtung des Betons aufweist als die Unterseite. Zusammenfassend ergibt sich nach (Eisenmann und Leykauf 2003) somit nachfolgend dargestellt qualitative Spannungsverteilung im Querschnitt der Betondecke:

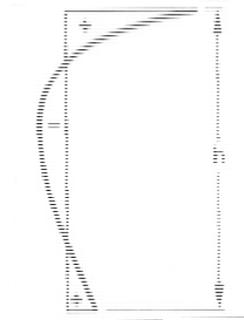


Abbildung 4-6: Schwind- und Temperaturspannungen in junger Betondecke (Eisenmann und Leykauf 2003)

Die Nullspannungstemperatur wird durch folgende Faktoren maßgeblich beeinflusst:

- Luft- und Untergrundtemperatur bei der Betonage der durchgehend bewehrten Betondecke
- Frischbetontemperatur
- Betonrezeptur (Zementeigenschaften, Art und Größe der Gesteinskörnung)
- Feuchteänderung / Nachbehandlung

Die Ermittlung der Nullspannungstemperatur an einer bestehenden Betondecke, beispielweise durch Messungen, ist allerdings kaum möglich (Breitenbücher 1988).

4.3.2 Verbundlösung zwischen Beton und Betonstahl

Risse im Beton entstehen, wenn die – nur geringe – Zugfestigkeit des Betons infolge Lasteinwirkung überschritten wird. Die Lasteinwirkung kann hierbei aus einer äußerlich aufgetragenen (Verkehrs-) Last und/oder innerer oder äußerer Zwangseinwirkung bestehen.

Das optimale Zusammenwirken von Beton und Betonstahl wird nur erreicht, wenn beide Werkstoffe in Verbund zueinander stehen und somit gemeinsam wirken können. Nur durch einen guten Verbund kann ein schlaff bewehrtes Bauteil Zugkräfte aufnehmen, die oberhalb der reinen Betonzugfestigkeit liegen. Um einen möglichst guten Verbund zu erreichen, wird die Oberfläche des Bewehrungsstahls durch Rippen optimiert. Die heutige Rippenform wurde in den 1950er Jahren entwickelt. Im Jahr 1972 wurde der Betonrippenstahl erstmals umfassend durch die DIN 488 (Betonstahl (2009)) geregelt. Bis dahin war für jeden verwendeten Betonstahl eine eigene bauaufsichtlich Zulassung erforderlich (Rußwurm und Martin 1992). Beim Verbund zwischen zwei Werkstoffen erfolgt die Kraftübertragung analog dem in Kap. 3.4.1 beschriebenen Schichtenverbund zwischen Beton und Asphalt auch hier durch die drei wirkenden Mechanismen (Zilch und Zehetmaier 2010)

- Haftung
- Reibung
- Verzahnung

Der reine Haftverbund zwischen Beton und Bewehrungsstahl ist nach (Zilch und Zehetmaier 2010) nur gering belastbar und kann daher bei den weiteren Betrachtungen außer Acht gelassen werden. Maßgebliche Kräfte können daher nur bei einer Relativverschiebung zwischen Beton und Bewehrungsstahl aktiviert werden. Entscheidend zur Kraftübertragung tragen hier die Rippen an der Bewehrungsstahloberfläche bei. Daher wird im Betonbau nahezu ausschließlich gerippter

Betonstahl entsprechend DIN 488 (Betonstahl (2009)) eingesetzt. Eine Ausnahme bildet hier lediglich die nicht profilierten Spanndrähte bei der Herstellung von vorgespannten Konstruktionen, die im Folgenden nicht weiter betrachtet werden.

Tritt nun eine Relativverschiebung zwischen Beton und Betonstahl auf, so entsteht ein dreiaxialer Druckspannungszustand im Beton, da sich die einzelnen Rippen gegen den Beton abstützen (Zilch und Zehetmaier 2010). Nachfolgende Abbildung zeigt diesen Spannungszustand.

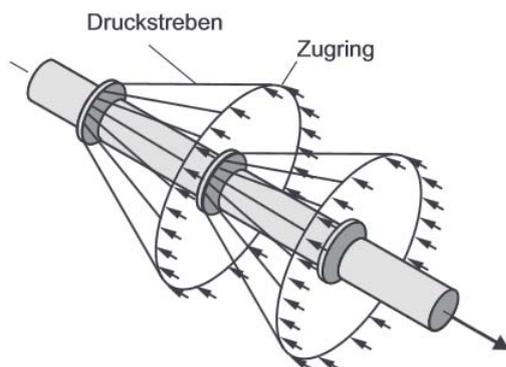


Abbildung 4-7: dreiaxialer Spannungszustand nach (Zilch und Zehetmaier 2010)

Solange die eingeleitete Zugspannung kleiner als die Betonzugfestigkeit ist, tritt kein Riss und damit auch keine relative Verschiebung zwischen Beton und Betonstahl auf. Für diesen Spannungszustand bis zur Bildung des ersten Risses gelten somit folgende Beziehungen:

$$\varepsilon_s = \varepsilon_c \quad 4.23$$

Für die zugehörigen Spannungen gilt somit

$$\sigma_s = \frac{F}{A_s} = E_s * \varepsilon_s \quad 4.24$$

und

$$\sigma_c = \frac{F}{A_c} = E_c * \varepsilon_c \quad 4.25$$

Die geometrischen Randbedingungen sowie die Materialkennwerte lassen sich wie folgt zusammenfassen:

Bewehrungsgrad:

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} \quad 4.26$$

Verhältnis der E-Moduln:

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_c} \quad 4.27$$

Ideelle Querschnittsfläche des Stahlbetons: $A_i = A_c + (\alpha_e - 1)A_s$ 4.28

Setzt man nun die Dehnungen von Beton und Betonstahl gleich, so kann nach der Betonspannung beim Auftreten des ersten Risses nach (Leonhardt 1976) aufgelöst werden.

$$\sigma_c = \frac{F}{A_c + (\alpha_e - 1) * A_s} = \frac{F}{A_i} > f_{ct} \quad 4.29$$

Ist nun der erste Riss aufgetreten, fällt die Mitwirkung des Betons auf Zug weg, und der Bewehrungsstahl muss die gesamte Zugkraft allein aufnehmen.

Im Riss gelten dann folgende Zusammenhänge:

$$\sigma_c = 0 \quad 4.30$$

Die Stahlspannung nimmt hierbei sprunghaft zu von

$$\sigma_s^1 = \alpha_e * \sigma_c * f_{ct} \quad 4.31$$

auf folgende Stahlspannung im Riss

$$\sigma_{sr} = \frac{F_{cr}}{A_s} \quad 4.32$$

Setzt man nun die aufnehmbare Betonzugfestigkeit ein, so erhält man folgende Beziehung:

$$\sigma_{sr} = \frac{f_{ct} * A_i}{A_s} = \frac{f_{ct}}{\rho} * [1 + (\alpha_e - 1)] \approx \frac{f_{ct}}{\rho} \quad 4.33$$

Aus dieser Beziehung ist zu erkennen, dass die Zunahme der Stahlspannung bei der Rissbildung umso größer ist, je kleiner der Bewehrungsgrad und je größer die Betonzugfestigkeit ist.

In Anlehnung an (Leonhardt 1976) können diese Zusammenhänge entsprechend nachfolgender Abbildung übersichtlich dargestellt werden:

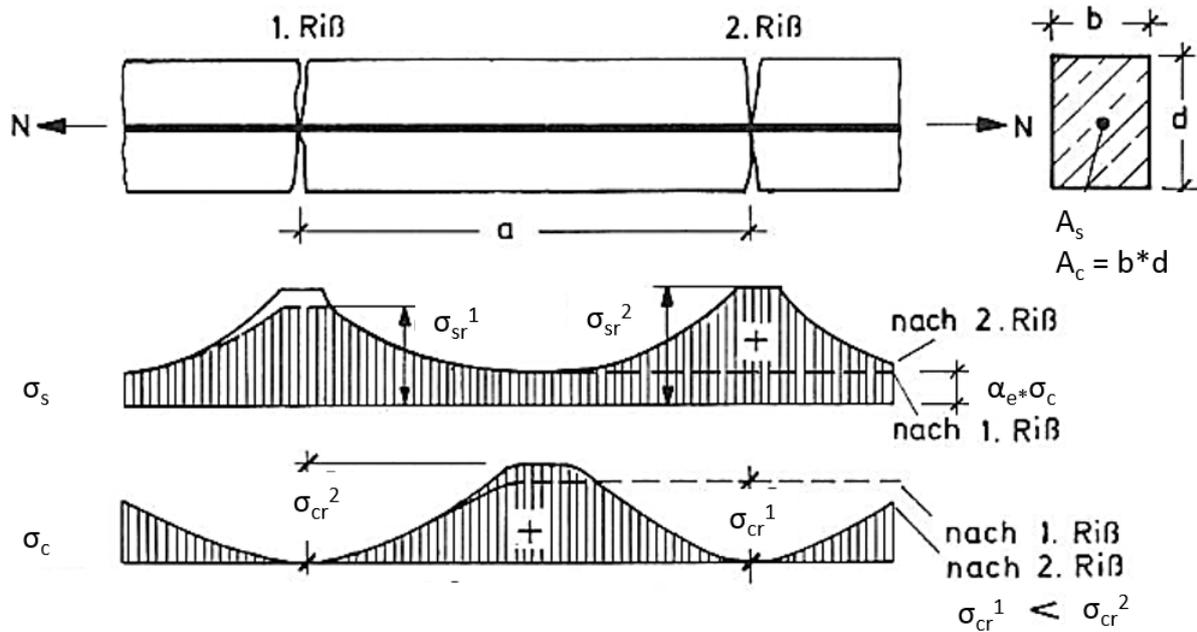


Abbildung 4-8: Zusammenhang Stahl- und Betonspannung bei der Rissbildung

Treten nun im Beton weitere Risse z.B. infolge Zwang auf, so können sich die Druckstreben nicht mehr gegen den Beton abstützen und müssen daher über Zugspannungen abgetragen werden. Hierbei wird regelmäßig die Betonzugspannung überschritten, wodurch sich ein Ausbruchkegel bildet. Hierdurch tritt, räumlich beschränkt, eine Verbundstörung zwischen Beton und Betonstahl auf. Nachfolgende Abbildung nach (Zilch und Zehetmaier 2010) zeigt diesen Zusammenhang deutlich:

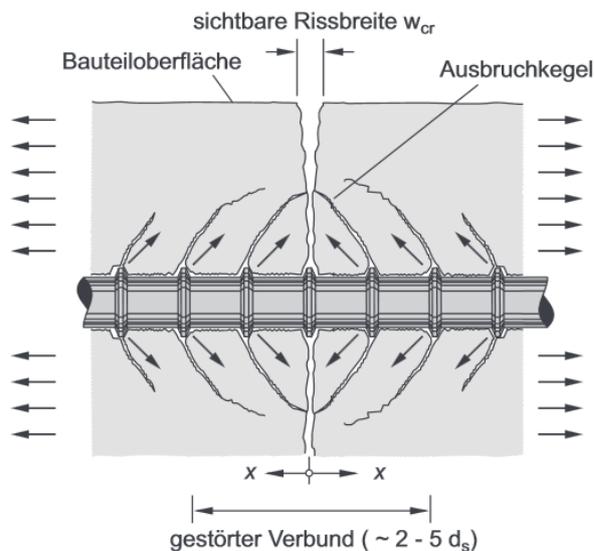


Abbildung 4-9: gestörter Verbund zwischen Beton und Betonstahl nach (Zilch und Zehetmaier 2010)

Die Länge dieser Verbundlösung s_R ist laut (Zilch und Zehetmaier 2010) abhängig vom Durchmesser der (Längs-) Bewehrung und liegt zwischen den 2 bis 5-fachen des Durchmessers. Die „alte“ DIN 1045, Stand 1988 (Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung (1988)) sieht hier, ebenso wie (Schießl 1994) vereinfachend eine Länge der Verbundstörung von 50 mm vor. In der aktuell geltenden DIN EN 1992-1-1 (Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (2011)) sind hingegen keine festen Werte für die Länge der Verbundstörung angegeben. Bei den im Folgenden beschriebenen Berechnungen wird daher – auf der sicheren Seite liegend – die maximale Länge der Verbundstörung von $5 d_s$ angesetzt.

Nach dem Auftreten der ersten Risse ist der Verbund zwischen Beton und Betonstahl aber noch auf größeren Längen intakt. Zwischen den Rissen trägt der Beton somit auch zur Ableitung von Zugspannungen bei. Nachfolgende Abbildung in Anlehnung an (Leonhardt 1976) zeigt diesen Effekt über die Rissentwicklung des Betons. Das Mitwirken des Betons auf Zug zwischen den Rissen wird in der Literatur auch als „Tension Stiffening“ bezeichnet (Meier 2005).

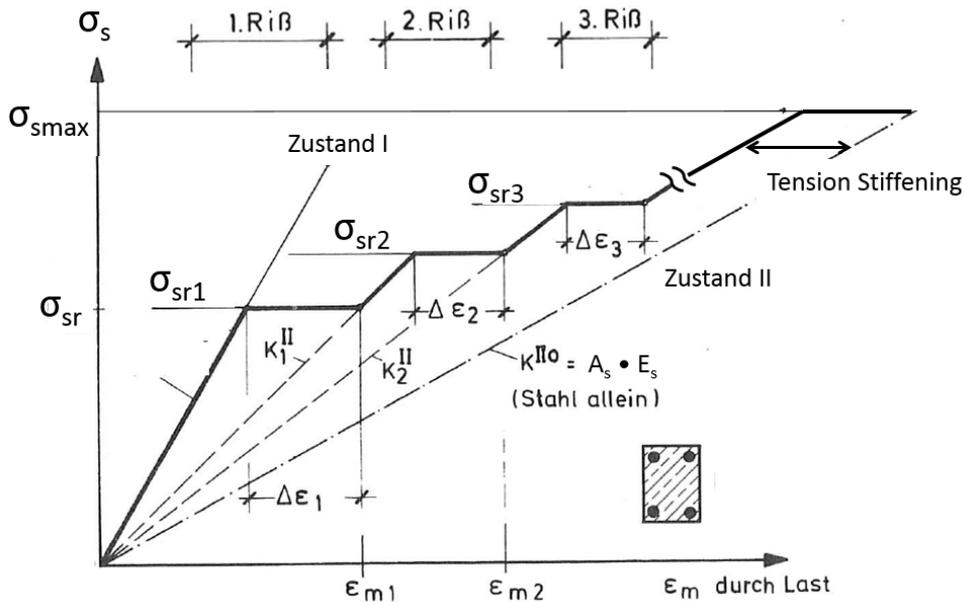


Abbildung 4-10: Mittragende Wirkung des Betons zwischen Rissen (nach Leonhardt 1976)

Nach einer ausreichenden Betonerhärtung verhält sich die durchgehend bewehrte Betondecke zunächst entsprechend dem Hook'schen Gesetz linear elastisch (im Bild Zustand I). Die Dehnungen im Beton und im Betonstahl sind gleich. Nach Auftreten des ersten Risses nehmen die Dehnungen überproportional zu, ohne dass eine größere Laststeigerung auftritt. Nach (Baumgart 2013) ist bei Erreichen einer Spannung von $\sigma_s \sim 1,3 * \sigma_{sr}$ die Rissbildung weitgehend abgeschlossen und die durchgehend bewehrte Betondecke zeigt aufgrund der zunehmenden Lösung des Verbunds zwischen Beton und Betonstahl wieder annähernd linear elastisches Verhalten bis zum Erreichen der Fließgrenze des Stahls (f_{yk}). Dieser Zustand der abgeschlossenen Rissbildung wird als Zustand II bezeichnet. Oberhalb der Fließgrenze des Betonstahls (f_{yk}) treten dann sehr große Verformungen infolge Fließens des Betonstahls auf, obwohl die aufgebrachten Laststeigerungen gering sind.

4.4 Berechnung der Spannungen nach erfolgter Erhärtung infolge Temperaturbelastung

4.4.1 Gleichmäßige Erwärmung / Abkühlung

Für den – rein theoretischen – Fall einer angenommenen gleichmäßigen Erwärmung bzw. Abkühlung um ΔT der durchgehend bewehrten Betondecke ergeben sich folgende Kräfte bzw. Spannungen infolge Temperatureinwirkung:

$$N_T = \Delta T * \alpha_T * E_c * b * h \quad 4.34$$

wobei

b = Breite der Betondecke [mm]

h = Dicke der Betondecke [mm]

Für einen 1 mm breiten Streifen der Betondecke ergeben sich somit folgende Spannungen

$$\sigma_T = \Delta T * \alpha_T * E_c \quad 4.35$$

Bei einer entsprechenden Abkühlung übersteigt die auftretende Spannung σ_T die maximale Zugfestigkeit des Betons f_{ct} und es treten Risse auf. Wie dargelegt, überträgt im Rissbereich ausschließlich der Betonstahl die entstehenden Zugkräfte in den nächsten Betonquerschnitt. Nach (Eisenmann und Leykauf 2003) lässt sich dieser Zusammenhang anhand der nachfolgenden Abbildung verdeutlichen.

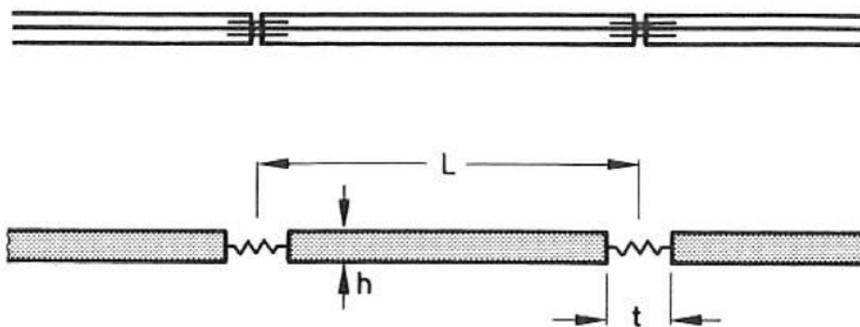


Abbildung 4-11: Prinzipskizze elastisch gekoppelte Platten (Eisenmann und Leykauf 2003)

Basis dieser Überlegungen von (Eisenmann und Leykauf 2003) ist die Bauweise für durchgehend bewehrte Betondecken mit gesteuerter Rissbildung. Hierzu wurde die durchgehend bewehrte

Betondecke alle 4 m durch die Anordnung von Scheinfugen geschwächt, so dass hier die Rissbildung einsetzt. Um weitere Risse zwischen den Scheinfugen vermeiden zu können, muss die durchgehende Bewehrung in der Fuge wie eine Feder wirken, die eine Verkürzung und damit ein Öffnen der Fugen bei Abkühlung zulässt. Um dies zu erreichen, muss der Verbund zwischen Beton und Betonstahl im Fugenbereich auf einer Länge von 60 cm bis 80 cm unterbunden werden. Hierzu kann entweder eine Bewehrung aus Rundstahl mit einer Bitumenbeschichtung verwendet, oder ein Kunststoffhüllrohr aufgesteckt werden.

Bei einer Abkühlung des Gesamtsystems können sich nun die einzelnen Betonplatten ohne Einleitung größerer Längskräfte verkürzen wodurch das Entstehen weiterer Risse zwischen den Fugen verhindert wird.

Überträgt man nun diese Überlegungen auf die in dieser Arbeit zu untersuchende durchgehend bewehrte Betondecke mit freier Rissbildung, so ist die beschriebene Verbundlösung zwischen Beton und Betonstahl zu berücksichtigen, denn nur hierdurch kann der Stahl analog zur obigen Abbildung als Feder wirken.

Erfährt das dargestellte System nun eine Abkühlung um ΔT , so ergibt sich nach (Eisenmann und Leykauf 2003) folgende Gleichgewichtsbedingung für die Verformungen, wobei davon ausgegangen wird, dass sich das Gesamtsystem in Längsrichtung nicht verschiebt:

Längenänderung der Stahlfeder	=	Unbehinderte Verkürzung der Betonplatte	-	Verlängerung der Betonplatte durch die Stahlzugkraft	
$\frac{\sigma_s}{E_s} * t$	=	$\Delta T * \alpha_T * L$	-	$\frac{\sigma_c}{E_c} * (L - t)$	4.36

Stellt man nun das Kräftegleichgewicht im Riss (unter Vernachlässigung der Reibung der gebundenen Schichten auf der Unterlage) auf, erhält man folgende Beziehung:

$$\sigma_c * h_c * b = \sigma_s * A_s \quad 4.37$$

Löst man nun die beiden Formeln nach den Beton- bzw. Stahlzugspannungen auf, erhält man in Anlehnung an (Eisenmann und Leykauf 2003) folgende Beziehungen:

$$\sigma_c = \frac{A_s * \Delta T * \alpha_T * E_c * E_s}{A_s * E_s * \left(1 - \frac{t}{L}\right) + \frac{t}{L} * E_c * h_c * b} \quad 4.38$$

$$\sigma_s = \frac{\Delta T * \alpha_T * E_c * E_s * h_c}{A_s * E_s * \left(1 - \frac{t}{L}\right) + \frac{t}{L} * E_c * h_c * b} \quad 4.39$$

Nachfolgend wird nun untersucht, ob die oben genannte Vernachlässigung der Reibung zwischen der gebundenen Schichten und dem Untergrund gerechtfertigt ist, oder ob die Reibung einen maßgeblichen Beitrag zu den Betonzugspannungen liefert.

Reibkräfte zwischen dem Deckensystem und der Unterlage können prinzipiell nur auftreten, wenn es zu entsprechenden Verschiebungen kommt. Bei der durchgehend bewehrten Betondecke ist bei einer ausreichenden Verankerung der Betondecke im Untergrund z.B. durch Endsporne sowie bei einem hier betrachteten langen Abschnitt davon auszugehen, dass das System an sich keine Bewegungen erfährt. Bewegungen können daher folglich nur an den Rissen und den benachbarten Betonabschnitten auftreten. Da sich das Gesamtsystem nicht bewegt, liegt der Bewegungsnullpunkt in der Mitte des betrachteten Betonabschnitts. Die maximale Reibspannung wird nach oben durch die Spannung infolge Temperaturerhöhung begrenzt, da ansonsten eine Bewegung des betrachteten Betonabschnitts erfolgen würde.

In Anlehnung an (Eisenmann und Leykauf 2003) kann die Reibung zwischen Betondecke und Unterlage entsprechend nachfolgender Darstellung berechnet werden:

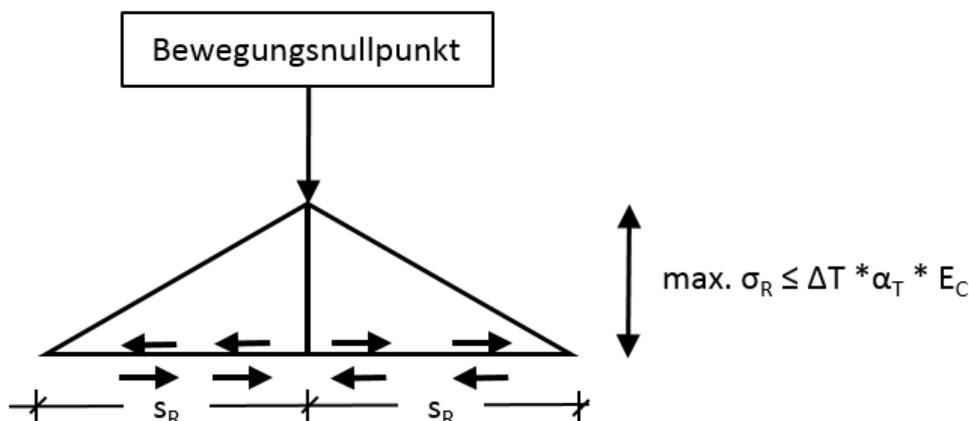


Abbildung 4-12: Betonzugspannung infolge Reibung

Die an der Unterseite der Betondecke angreifende Reibspannung muss über den Beton- bzw. Betonstahlquerschnitt aufgenommen und abgetragen werden. Daher erhält man nachfolgende Beziehung für die im Beton entstehende Zugspannung infolge Reibung:

$$\sigma_{cR} = \frac{F_R}{A_c} = \frac{b * \mu_R * s_R * ((\gamma_C * h_C) + \gamma_A * (h_{ADS} + h_{AZS}))}{h_C * b} \quad 4.40$$

Wobei:

μ_R = Reibbeiwert zwischen Betondecke und Unterlage

γ_C = Wichte des Betons

γ_A = Wichte des Asphalts

b = Breite der Betondecke

h_{ADS} = Dicke der Asphaltdeckschicht

h_C = Dicke der Betondecke

h_{AZS} = Dicke der Asphaltzwischenenschicht

s_R = Bewegungslänge

Wie der obigen Abbildung zu entnehmen ist, liegt der Bewegungsnullpunkt demnach genau zwischen zwei Rissen in der durchgehend bewehrten Betondecke. Geht man nun von einem gewünschten Rissabstand zwischen 0,8 m und 1,8 m aus, so ergeben sich zusätzliche, vom Beton aufzunehmende, Zugspannungen infolge Reibung von rd. 0,03 N/mm² bzw. 0,06 N/mm², wenn man die weiteren Werte wie folgt annimmt:

$$\gamma_C = \gamma_A = 24 \cdot 10^{-6} \text{ N/mm}^3$$

$$\mu_R = 2$$

Die in der Betondecke auftretenden Zugspannungen infolge Reibung müssen im Rissbereich allerdings vollständig durch die Längsbewehrung aufgenommen werden. Wie Abbildung 4-12 zu entnehmen ist, verteilen sich die Reibspannungen dreiecksförmig. Die hieraus resultierenden Spannungen in der Längsbewehrung lassen sich somit analog zu (Meier 2005) berechnen zu:

$$\sigma_{sR} = \frac{\mu * s_R * ((\gamma_C * h_C) + \gamma_A * (h_{ADS} + h_{AZS}))}{2 * \rho * h_C} \quad 4.41$$

Mit den bereits genannten Werten sowie einem Bewehrungsgrad ρ von 0,75 % errechnen sich die aus Reibung zusätzlich auftretenden Stahlspannungen für einen Rissabstand von 0,8 m zu 1,9 N/mm² bzw. für den maximalen Rissabstand von 1,8 m zu 3,84 N/mm².

Die nachfolgende Auswertung zeigt das Verhältnis der Spannungen infolge Reibung. Um einen besseren Vergleich der auftretenden Spannungen im Stahl und im Beton zu ermöglichen, werden in den Auswertungen die Spannungen nicht als Absolutwerte angegeben sondern es wird der Ausnutzungsgrad η wie folgt definiert:

$$\eta = \frac{\text{vorhandene Spannung}}{\text{maximal aufnehmbarer Spannung}} * 100 \% \quad 4.42$$

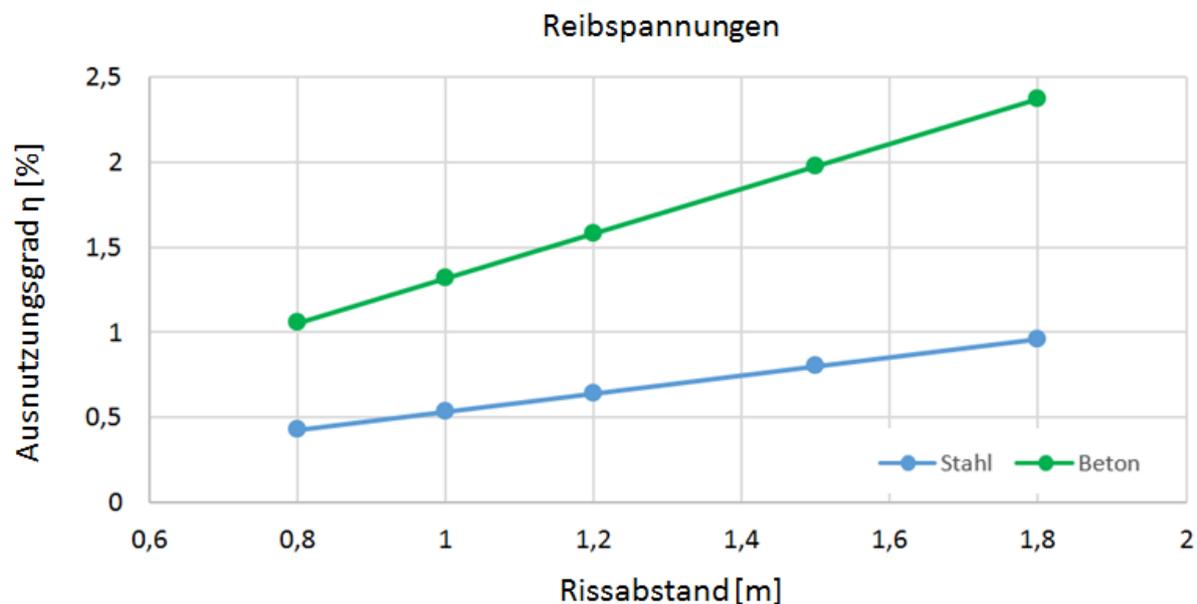


Abbildung 4-13: Ausnutzungsgrade Reibspannungen

Angesichts der geringen Spannungsanteile, die die Reibung des Oberbaus auf der Unterlage verursacht, können diese bei den weiteren Betrachtungen unberücksichtigt bleiben.

Ergänzend zur winterlichen Abkühlung sind auch die im Sommer entstehenden Druckspannungen der Betondecke zu untersuchen. Diese sind unabhängig vom untersuchten Rissabstand, da die Risse wegen der Ausdehnung des Betons überdrückt sind.

Die in der durchgehend bewehrten Betondecke entstehende Druckkraft lässt sich mittels Formel 4.35 und den bereits genannten Materialparametern bei einem Temperaturunterschied zwischen der Nullspannungstemperatur von 20°C und der maximalen sommerlichen Temperatur von 43°C

(sh. Kap. 4.4.2) und einem E-Modul des Betons von 30.000 N/mm^2 berechnen zu $6,9 \text{ N/mm}^2$. Dieser Wert liegt weit unterhalb der maximalen Betondruckfestigkeit.

Weiterhin ist zu untersuchen, ob bei sommerlicher Erwärmung ein vertikales Ausknicken der durchgehend bewehrten Betondecke auftreten kann. Entsprechend den Erläuterungen von (Eisenmann und Leykauf 2003) können zwei grundsätzlich unterschiedliche Knickfiguren nach Euler in Abhängigkeit der Exzentrizität der Lasteinleitung auftreten. Bei der im Regelwerk verankerten Betondecke in Plattenbauweise wird durch das Schneiden der Fugen der Querschnitt zur Lastübertragung im oberen Bereich der Betondecke reduziert. Hierdurch tritt die resultierende Druckkraft unterhalb der Nulllinie auf, wodurch eine positive Exzentrizität entsteht. Für diesen Fall lässt sich die Knicklänge und –spannung am System in Abhängigkeit der realen Plattenlänge l zur kritischen Plattenlänge $l_{\text{krit I}}$ (sh. Kap. 4.4.2) entsprechend Eulerfall II oder Eulerfall III berechnen.

Bei der durchgehend bewehrten Betondecke wird der Querschnitt nicht durch Fugen geschwächt. Ob nun eine positive oder negative Exzentrizität vorhanden ist, hängt beispielsweise von Zufälligkeiten der Bauausführung oder von nicht zu vermeidenden Qualitätsschwankungen im Beton ab. Entsprechend nachfolgender Abbildung aus (Eisenmann und Leykauf 2003) liegt daher Eulerfall I vor. Daher ist die Berechnung einer Knicklänge nicht möglich.

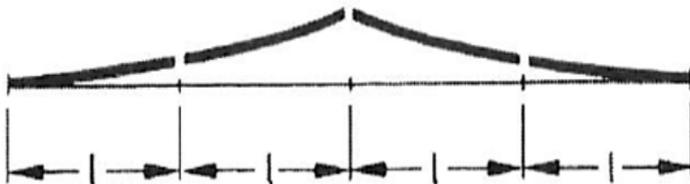


Abbildung 4-14: Knicklänge der durchgehend bewehrten Betondecke

Bei sehr homogener Bauausführung können somit sehr große Knicklängen entstehen, wodurch ein Ausweichen bei geringer Belastung auftreten kann.

Dieser, nach oben gerichteten, Auslenkung des Deckensystems wirkt zum einen das Eigengewicht, zum anderen die durchgehende Bewehrung entgegen. Durch den innigen Verbund der Bewehrung mit dem Beton entsteht somit ein rückstellendes Moment in der Betondecke. Gleichwohl ist z.B. an der BAB A 93 im Inntal ein Ausknicken einer durchgehend bewehrten Betondecke beobachtet worden. Allerdings lag hier die Deckendicke deutlich unterhalb von 200 mm , da diese auf einem Brückenbauwerk eingebaut war. Es zeigte sich weiter, dass hier kein Ausknicken in Form eines Blow-ups aufgetreten ist, sondern durch das rückstellende Moment der Bewehrung eine gleichmäßige Aufwölbung über mehrere Platten auftrat. Hierdurch war die

Gefährdung des fließenden Verkehrs deutlich geringer, als bei den beobachteten Blow-ups an Betondecken in Plattenbauweise.

4.4.2 Ungleichmäßige Erwärmung / Abkühlung

Im Sommer wird die Betondecke durch die Sonneneinstrahlung an der Oberfläche aufgeheizt. Mit zunehmender Sonnenscheindauer erwärmt sich nach und nach der Beton über die gesamte Konstruktionsdicke. Aufgrund der verzögerten Wärmeleitung entsteht jedoch immer ein positiver Temperaturgradient. Untersuchungen des Prüfamts zum Bau von Landverkehrswegen aus den vergangenen 50 Jahren, z.B. (Lechner 1996), (Eid 2012) zeigen, dass sich in Betondecken im süddeutschen Raum ein größter positiver Temperaturgradient je nach Deckendicke von 0,06 K/mm bis 0,08 K/mm einstellt.

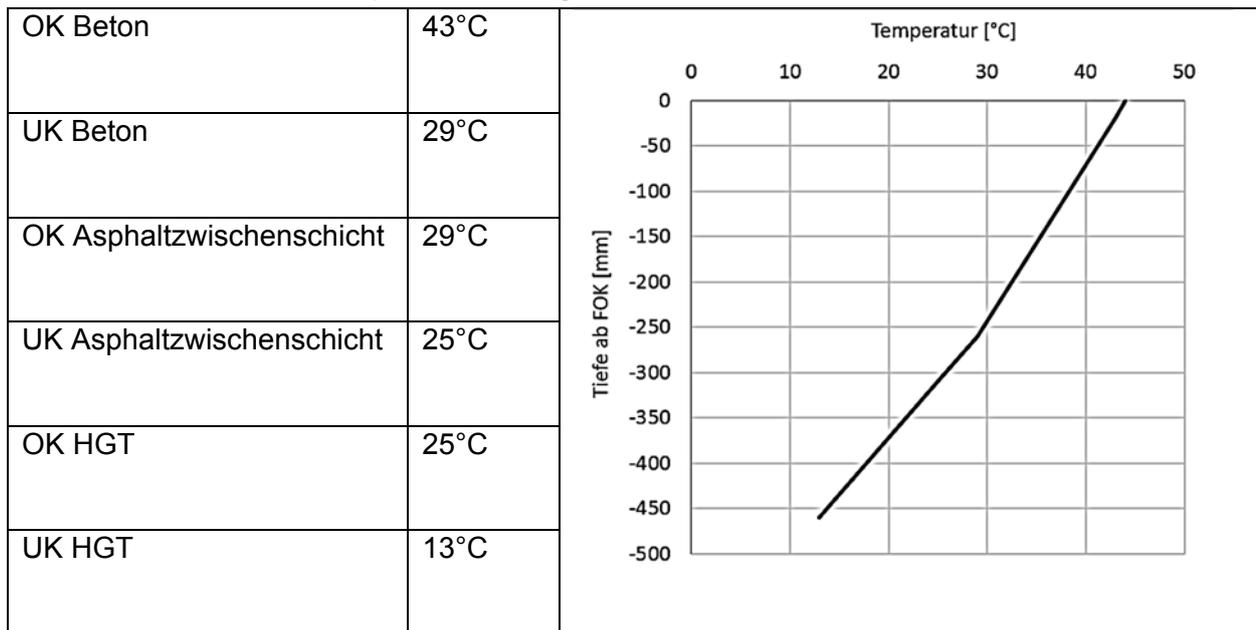
Bei dieser sommerlichen Einwirkung dehnt sich der Beton an der warmen Oberseite stärker aus, als an der kühleren Unterseite. Dadurch versucht sich die Betondecke hochzuwölben. Dieser Hochwölbung wirkt das Eigengewicht entgegen, wodurch auf der Plattenunterseite eine Zugspannung auftritt. Diese Spannung wird Wölbspannung bezeichnet (Eisenmann und Leykauf 2003). Wird hier die Zugspannung des Betons überschritten, so tritt ein Riss im Beton auf, der durch die durchgehende Bewehrung in seiner Rissbreite beschränkt werden muss.

Bei der Kompositbauweise ist jedoch eine Besonderheit zu berücksichtigen. Durch die Überbauung der (weißen) Betondecke mit einer (schwarzen) Asphaltdeckschicht verändert sich die Oberflächentemperatur des Betons. Zwar wird der Beton durch die Asphaltschicht gewissermaßen „wärmegeklämt“, sodass hier keine extremen Temperaturänderungen auftreten, zum andern erwärmt sich die schwarze Asphaltoberfläche wegen Adsorption der Wärmestrahlung jedoch stärker als eine teilweise strahlungsreflektierende helle Betonoberfläche.

Die nachfolgend dargestellte Temperaturverteilung basiert auf Messwerten aus den heißesten Sommertagen im Jahr 2013. Die Daten wurden an einer Betondecke mit Überbauung aus einem Dünnschichtbelag in Heißbauweise mit einer Dicke von rd. 2 cm gemessen. Allerdings sind dort nur Temperaturfühler in der Betondecke verbaut. Die Temperaturänderungen in den darunter liegenden gebundenen Schichten (Asphalzwischenschicht und hydraulisch gebundene Tragschicht) wurden anhand von Temperaturgradienten aus der Literatur (Eisenmann und Leykauf 2003) abgeschätzt.

Für den Lastfall einer sommerlichen Erwärmung wird die nachfolgende Temperaturverteilung im Fahrbahnaufbau angenommen:

Tabelle 4-1: sommerliche Temperaturverteilung



Hieraus ergibt sich ein Temperaturgradient von 0,0583 K/mm. Dies stimmt gut mit den Annahmen von (Lechner 1996) überein, der für eine 240 mm bis 270 mm dicke Betondecke einen Temperaturgradienten von 0,07 K/mm angibt. Die weiteren Berechnungen erfolgen daher mit dem ungünstigeren Berechnungswert von 0,07 K/mm nach Lechner für den bemessungsrelevanten Fall einer 5 %-igen Auftretenswahrscheinlichkeit während der Nutzungsdauer der Betondecke.

Die Wölbspannungen können nach (Eisenmann und Leykauf 2003) berechnet werden. Bei der hier betrachteten Erwärmung von oben stellen sich in Abhängigkeit der Plattengeometrie, folgende Verformungen bzw. Spannungen in der Betondecke ein:

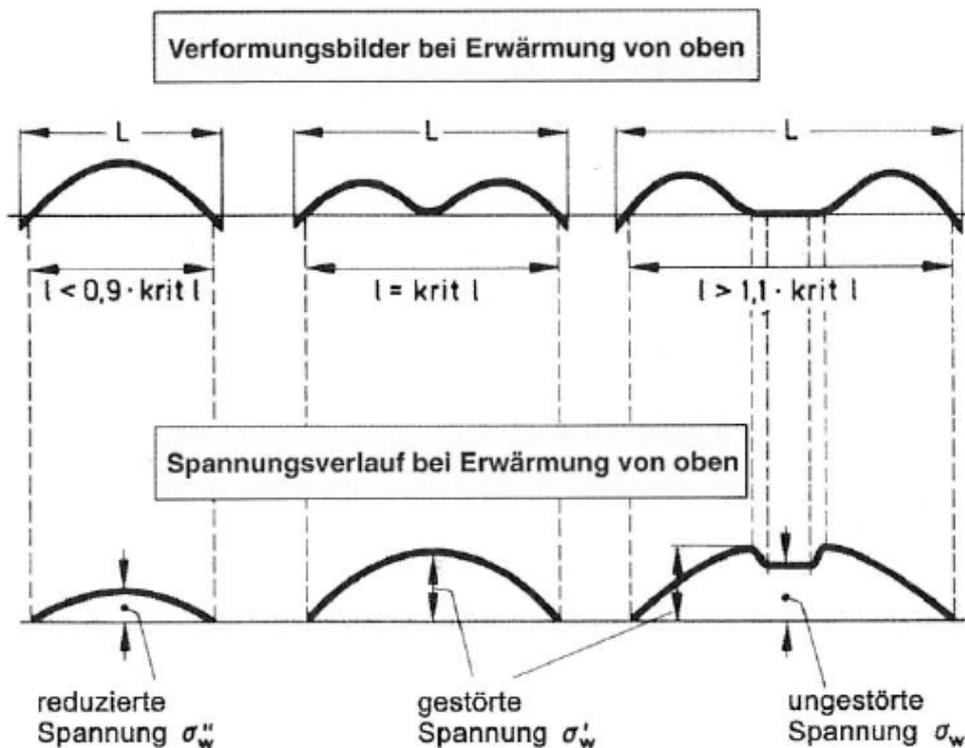


Abbildung 4-15: Verformung infolge Erwärmung von oben (Eisenmann und Leykauf 2003)

Die Rissabstände der durchgehend bewehrten Betondecke liegen nach (Höller 2010) idealerweise zwischen 0,7 m und 2,5 m, wobei ein Abstand von rd. 1,5 m angestrebt wird. Die ausgeführten Versuchsstrecken zeigen ebenfalls Rissabstände in diesem Bereich, so dass die Berechnung der Wölbspannungen für eine Plattenlänge von 1,5 m bei einer Plattenbreite von 4,25 m entsprechend ZTV Beton-StB 07/13 (Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton (2007/2013)) erfolgt.

Infolge der Erwärmung der Betondecke dehnt sich diese an der Oberseite aus, wodurch sich die Betonplatte in der Mitte nach oben wölbt. Dieser Aufwölbung entgegengerichtet ist das Eigengewicht der Betondecke, wodurch Biegezugspannungen im System entstehen.

Für die nachfolgenden Berechnungen wird bei der Kompositbauweise für das Eigengewicht folgender Aufbau zugrunde gelegt:

35 mm SMA-Asphaltdeckschicht (h_{ADS})

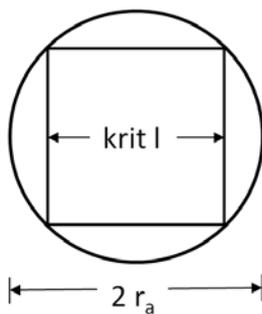
240 mm durchgehend bewehrte Betondecke (h_c)

50 mm Asphaltzwischenenschicht (h_{AZS})

da diese Schichten in vollem Verbund stehen. Vereinfachend wird für alle Schichten ein spezifisches Gewicht von $2,4 \text{ g/cm}^3$ bzw. $24 \cdot 10^{-6} \text{ N/mm}^3$ angesetzt. Wobei vereinfachend davon ausgegangen wird, dass sich die beiden Asphaltsschichten aufgrund ihres Relaxationsverhaltens nicht an der Lastabtragung beteiligen und daher lediglich beim Eigengewichtsansatz zu berücksichtigen sind.

Um die kritische Plattenlänge $krit\ l$ ermitteln zu können, werden die Verformungen infolge Temperatureinwirkung und Eigengewicht an einer Platte berechnet und dann gleich gesetzt.

Die Verformung infolge Eigengewicht lässt sich für beliebige rechteckige Platten (gelenkige Lagerung an zwei gegenüberliegenden Seiten) entsprechend der Plattentheorie nur sehr aufwändig mittels Plattendifferenzialgleichungen berechnen. Zur vereinfachten Berechnung wird im Folgenden eine Kreisplatte betrachtet, der eine quadratische Platte mit der Seitenlänge $krit\ l$ nach (Eisenmann und Leykauf 2003) einbeschrieben ist.



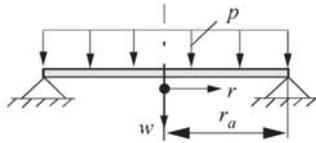
$$krit\ l = \frac{1}{\sqrt{2}} * 2 * r_a$$

Abbildung 4-16: Kreisplatte und äquivalente quadratische Platte

Die Verformung der quadratischen Platte (Seitenlänge $krit\ l$) infolge einer einseitigen Erwärmung von oben berechnet sich nach (Eisenmann 1965) entsprechend:

$$w_{\Delta t} = \frac{\Delta t * \alpha_T * r_a^2}{2} \quad 4.43$$

Nach (Raecke 2006) berechnet sich die maximale Durchbiegung einer Kreisplatte mit konstanter Flächenlast und gelenkiger Randlagerung zu:



$$w_g = w(r = 0) = \frac{p r_a^4}{64 K} * \frac{5 + \mu}{1 + \mu} \quad 4.44$$

Mit der Biegesteifigkeit K der Platte entsprechend:

$$K = \frac{E_c * h^3}{12 * (1 - \mu^2)} \quad 4.45$$

Für das betrachtete Kompositsystem in vollem Verbund beträgt die maximale Durchbiegung somit:

$$w_g = \frac{(1 - \mu^2) * (5 + \mu)}{1 + \mu} * \frac{12 * ((\gamma_C * h_C) + \gamma_A * (h_{ADS} + h_{AZS})) * r_a^4}{64 * E_C * h_C^3} \quad 4.46$$

Betrachtet man nun den mittleren Fall aus Abbildung 4-15 so erkennt man, dass die kritische Plattenlänge l_{krit} auftritt, wenn die Verformung aus Erwärmung zuzüglich der Verformung aus Eigengewicht 0 ergeben:

$$w_g + w_{\Delta t} = 0 \quad 4.47$$

Setzt man nun ein und löst nach r_a auf, erhält man:

$$r_a = \sqrt{\frac{8 * \Delta t * \alpha_T * E_c * h_c^3}{3 * ((\gamma_C * h_C) + \gamma_A * (h_{ADS} + h_{AZS}))} * \frac{1 + \mu}{(1 - \mu^2) * (5 + \mu)}} \quad 4.48$$

Setzt man nun die geometrische Beziehung aus Abbildung 4-16 ein,

$$l_{krit} = \frac{1}{\sqrt{2}} * 2 * r_a \quad 4.49$$

so erhält man die kritische Länge der äquivalenten Kreisplatte l_{krit} zu:

$$k_{rit} l = \sqrt{2} * \sqrt{\frac{8 * \Delta t * \alpha_T * E_C * h_C^3}{3 * ((\gamma_C * h_C) + \gamma_A * (h_{ADS} + h_{AZS}))}} * \frac{1 + \mu}{(1 - \mu^2) * (5 + \mu)} \quad 4.50$$

Die kritische Plattenlänge $k_{rit} l$ bei der untersuchten Kompositbauweise lässt sich mit folgenden Parametern

Tabelle 4-2: Parameter Kompositbauweise

Δt	= 0,07 K/mm
α_T	= 10×10^{-6}
h_{ADS}	35 mm
h_C	240 mm
h_{AZS}	50 mm
$\gamma_C = \gamma_A$	$24 \times 10^{-6} \text{ N/mm}^3$
μ	= 0,17

berechnen zu:

$$k_{rit} l = 39,26 * \sqrt{E_C} \quad 4.51$$

Nachfolgende Abbildung zeigt den Zusammenhang zwischen der kritischen Plattenlänge $k_{rit} l$ bei unterschiedlichen E-Moduln des Betons (20.000 N/mm^2 bis 45.000 N/mm^2)

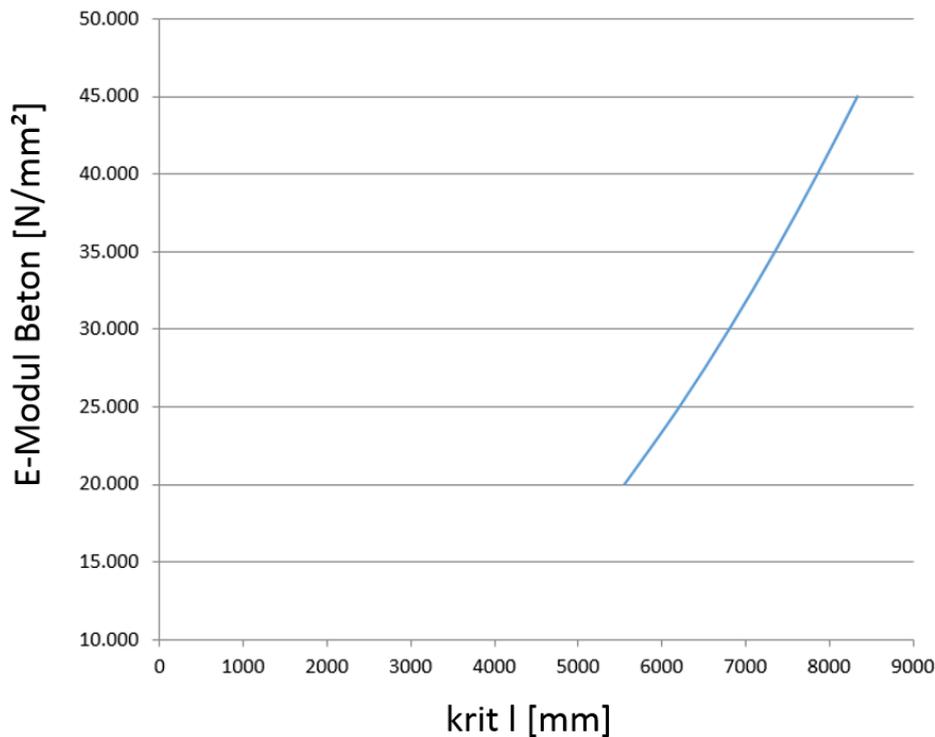


Abbildung 4-17: krit l der Kompositbauweise in Abhängigkeit des E-Moduls des Betons

Die obige Auswertung zeigt deutlich, dass die kritische Länge in Fahrbahnlängsrichtung deutlich über den zu erwartenden Rissabständen liegt. In Fahrbahnquerrichtung liegt der Scheinfugenabstand nach ZTV Beton-StB 07/13 (Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton (2007/2013)) in Abhängigkeit des verwendeten Regelquerschnitts zwischen 2,50 m und 4,25 m. Bei allen betrachteten E-Moduln liegt die kritische Plattenlänge krit l oberhalb des maximalen Scheinfugenabstands von 4,25 m, was bei der folgenden Berechnung der reduzierten Wölbspannungen für Plattenlängen $l < 0,9 \text{ krit l}$ zu berücksichtigen ist.

Nach (Eisenmann und Leykauf 2003) berechnet sich die ungestörte Wölbspannung zu

$$\sigma_w = \frac{h_c * \Delta t * \alpha_T * E_c}{(1 - \mu) * 2} \quad 4.52$$

Bei Plattenlängen $l \sim \text{krit l}$ entspricht der Verlauf der Krümmung infolge Erwärmung nicht exakt dem Verlauf der entgegengesetzten Krümmung infolge Eigengewicht. Daher erhält man entsprechend (Eisenmann und Leykauf 2003) eine um 20 % erhöhte Biegezugspannung.

$$\sigma_w' = 1,2 * \sigma_w \quad 4.53$$

Bei der untersuchten Kompositbauweise mit Rissabständen zwischen 0,8 m und 1,8 m tritt diese erhöhte Biegezugspannung jedoch faktisch nicht auf.

Für Plattenlängen $l < 0,9 \text{ krit } l$ tritt die reduzierte Wölbspannung auf, die entsprechend (Eisenmann und Leykauf 2003) nach folgender Formel berechnet werden kann:

$$\sigma_w'' = \left(\frac{L - \frac{2}{3} * a'}{0,9 * \text{krit } l} \right)^2 * \sigma_w \quad 4.54$$

Bei der Betrachtung der Kompositbauweise in Fahrbahnlängsrichtung treten infolge der winterlichen Temperatureinwirkungen Risse auf. Der Berechnung der reduzierten Wölbspannungen infolge sommerlicher Temperatureinwirkungen werden daher folgende Rissabstände zugrunde gelegt, die nach (Höller 2010) im angestrebten Bereich für durchgehend bewehrte Betondecken liegen:

Tabelle 4-3: Rissabstände zur Berechnung der reduzierten Wölbspannung

800 mm
1000 mm
1200 mm
1500 mm
1800 mm

Ferner wird der in Querrichtung relevante Querscheinfugenabstand von 4250 mm in die Betrachtung mit einbezogen. Grundlagen der Berechnung sind die in Tabelle 4-2 genannten Werte sowie ein fester E-Modul des Betons von 30.000 N/mm². Die ebenfalls untersuchte Variation des E-Moduls des Betons hat auf die Wölbspannungen nur einen Einfluss von weniger als einem Prozent und kann daher vernachlässigt werden.

Der für die Berechnung benötigte Parameter a' gibt dabei die Auflagerungsbreite der Betondecke an, die zur Abschätzung der Wölbspannungen wie folgt am Balkenmodell abgeschätzt werden kann (Eisenmann und Leykauf 2003):

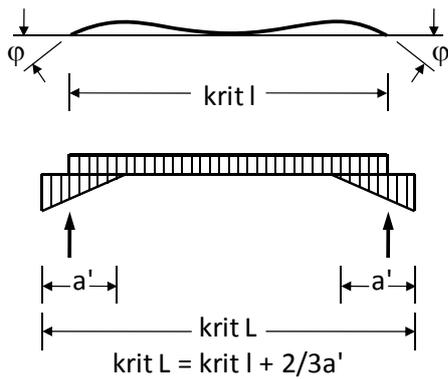


Abbildung 4-18: Ermittlung der Auflager der Betondecke (Eisenmann und Leykauf 2003)

Die Verdrehung an den Plattenenden lassen sich berechnen mit

$$\varphi = \varphi_{\Delta t} - \varphi_g = \frac{w}{a'} \quad 4.55$$

mit

$$\varphi_{\Delta t} = \frac{\text{krit } l * \alpha_T * \Delta t}{2} \quad 4.56$$

und

$$\varphi_g = \frac{((\gamma_C * h_C) + \gamma_A * (h_{ADS} + h_{AZS})) * \text{krit } l^3}{2 * E_C * h_C^3} \quad 4.57$$

Die Reaktionen an der Auflagerung bei einer elastischen Bettung k lassen sich in Anlehnung an (Eisenmann und Leykauf 2003) berechnen zu:

$$\frac{((\gamma_C * h_C) + \gamma_A * (h_{ADS} + h_{AZS})) * \text{krit } l}{2} = \frac{a' * w * k}{2} \quad 4.58$$

Durch Einsetzen der Beziehung aus Gleichung 4.55 errechnet sich die Auflagerbreite a' zu:

$$a' = \sqrt{\frac{((\gamma_C * h_C) + \gamma_A * (h_{ADS} + h_{AZS})) * \text{krit } l}{\varphi * k}} \quad 4.59$$

Hieraus werden die Wölbspannungen infolge Erwärmung von oben für die Kompositbauweise berechnet. In Fahrbahnlängsrichtung werden hierbei die Rissabstände der Tabelle 4-3 sowie ein einheitlicher E-Modul des Betons von 30.000 N/mm² zugrunde gelegt.

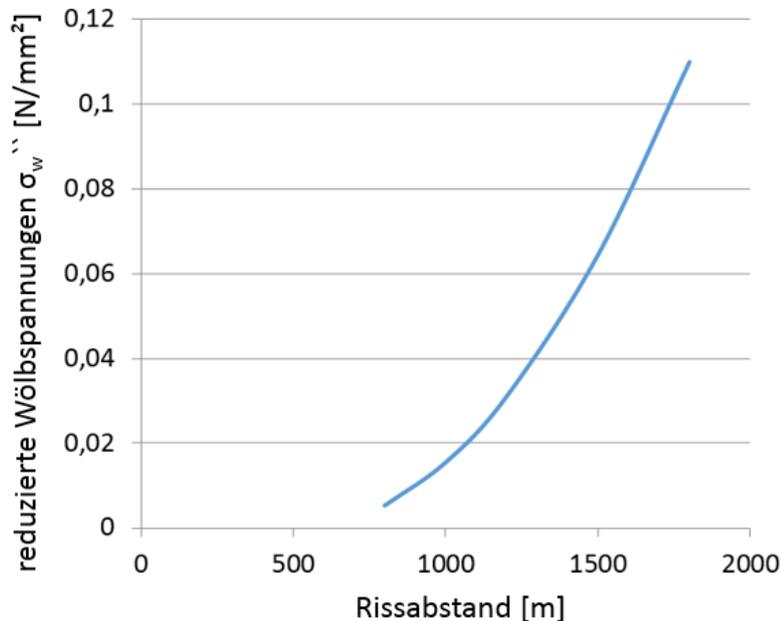


Abbildung 4-19: Wölbspannungen in Fahrbahnlängsrichtung in Abhängigkeit des Rissabstands

Die obige Auswertung zeigt, dass die reduzierten Wölbspannungen in Fahrbahnlängsrichtung auch bei einem angenommenen Querrissabstand von 1,8 m sehr gering (rd. 0,11 N/mm²) sind. Beim geringsten berechneten Querrissabstand von 0,8 m reduzieren sich die Wölbspannungen weiter auf rd. 0,005 N/mm².

Maßgebliche Anteile liefert die reduzierte Wölbspannung hingegen bei Betrachtung der Platten quer zur Fahrbahnachse. Hier beträgt die Plattenbreite je nach verwendeten Regelquerschnitt bis zu 4,25 m. Diese „Plattenlänge“ liegt zwar nach wie vor unterhalb von 90 % der kritischen Plattenlänge, aber die Berechnung der reduzierten Wölbspannung σ_w'' liefert einen Spannungsanteil von ca. 0,94 N/mm². Dieser Wert ist bei den untersuchten „Plattenbreiten“ von 0,8 m bis zu 1,8 m nahezu unabhängig davon, ob die Wölbspannung in Plattenmitte oder am Plattenrand berechnet wird. Ursache hierfür ist die balkenartige Tragwirkung dieser Plattengeometrien (sh. auch Meier 2005).

Um die Wölbspannungen in Querrichtung ebenfalls möglichst klein zu halten, ist der maximale Abstand zwischen den Längsschein- bzw. Längspressfugen auf 4,25 m zu begrenzen. Kleinere Abstände sind hierbei von Vorteil. Durch die Querbewehrung werden jedoch auch evtl. auftretende Längsrisse außerhalb der Längsscheinfugen zuverlässig fixiert und damit die

Rissweiten klein gehalten. Schäden, die die Dauerhaftigkeit der durchgehend bewehrten Betondecke infolge von Wölbspannungen beeinträchtigen, sind daher nicht zu erwarten.

Bei einer Abkühlung der durchgehend bewehrten Betondecke treten ebenfalls Wölbspannungen auf. Nach (Eisenmann und Leykauf 2003) beträgt der größte negative Temperaturgradient rd. 0,035 K/mm. Die dadurch hervorgerufenen Biegezugspannungen an der Betonoberseite sind somit nur etwa halb so groß als bei der Erwärmung von oben. Legt man ferner eine elastische Bettung der Betondecke zugrunde, so reduzieren sich die Wölbspannungen durch die Einsenkung in Plattenmitte weiter. Wölbspannungen, die durch eine Abkühlung von oben entstehen, sind daher beim betrachteten System der durchgehend bewehrten Betondecke sehr klein und können vernachlässigt werden.

Den obigen Ausführungen liegt zugrunde, dass an den Rissen keine Momente, sondern in begrenztem Maß Querkräfte sowie Zugkräfte in die Nachbarelemente übertragen werden. Bei der durchgehend bewehrten Betondecke sind die Rissbreiten deutlich geringer als die der herkömmlichen Plattenbauweise. Daher zeigt die stärkere Verzahnung der Gesteinskörnungen einen größeren Einfluss, wodurch zumindest teilweise auch Momente in die benachbarten Platten übertragen werden. Hierdurch nimmt die kritische Plattenlänge l_{krit} zu, während die Wölbspannungen abnehmen.

4.5 Berechnung der Spannungen infolge Schwinden des Betons

Neben den temperaturbedingten Spannungen in der durchgehend bewehrten Betondecke treten weitere zu berücksichtigende Spannungen infolge Schwinden und Quellen des Betons auf. Ursache hierfür ist die Änderung des Feuchtegehalts in den Poren des Zementsteins. Durch Austrocknung des Betons entsteht eine Volumenabnahme, die zur Verkürzung und ggf. zu Rissen führt. Dieser Vorgang wird als Schwinden bezeichnet. Entsteht durch eine Feuchtzufuhr eine Volumenvergrößerung, so wird dies als Quellen bezeichnet (Verein Deutscher Zementwerke e.V. 2002). Da an der durchgehenden Längsbewehrung kein Schwinden oder Quellen auftreten kann und gleichzeitig die Verformungen behindert werden, entstehen hierdurch (Zug-) Spannungen im System, die vom Beton und dem Bewehrungsstahl aufgenommen werden müssen.

Das Schwinden kann in folgende vier Arten unterschieden werden:

Plastisches Schwinden / Frühschwinden:

Während der beginnenden Erhärtung des Betons kommt es zu einer Volumenverringerng durch Austrocknen der Betonoberfläche infolge von äußeren Umwelteinflüssen wie Sonneneinstrahlung oder Wind. Hierdurch können Risse in der Betonoberfläche auftreten. Durch eine gute Nachbehandlung der Betonoberfläche z.B. durch Annässen oder das Aufbringen eines Nachbehandlungsmittels kann das plastische Schwinden vermieden werden (Eickschen und Siebel 1998b). Wird keine Nachbehandlung durchgeführt, kann das plastische Schwinden zu einer Verkürzung bis zu 4 mm/m und damit zu großen oberflächlichen Rissen im Beton führen (Verein Deutscher Zementwerke e.V. 2002).

Chemisches Schwinden / autogenes Schwinden:

Während der Hydratation des Betons wird ein Teil des Anmachwassers chemisch in die Hydratationsprodukte eingebunden. Dieses chemisch gebundene Wasser weist ein rd. 25% geringeres Volumen auf, als das freie Wasser (HeidelbergCement AG 2011). Bei einer vollständigen Hydratation des Betons (w/z -Wert $\geq 0,40$) beträgt diese Volumenänderung des Betons rd. 8 %. Nach (Verein Deutscher Zementwerke e.V. 2002) können durch das chemische Schwinden von Normalbetonen Verformungen bis zu 0,1 mm/m entstehen. Da durchgehend bewehrte Betondecken in ihrer Verformung behindert sind, wird die Rissbildung durch das chemische Schwinden gefördert, da dieses zu einem sehr frühen Zeitpunkt und damit einhergehender niedriger Betonzugfestigkeit über den gesamten Querschnitt auftritt.

Carbonatisierungsschwinden:

Durch die Reaktion des Kohlendioxids der Luft mit dem Zementstein geht eine irreversible Volumenverringerng einher, die zu Netzzissen an der Betonoberfläche führen kann. Bei durchgehend bewehrten Betondecken ist der Einfluss der Carbonatisierung aufgrund der häufigen Feuchtebelastung allerdings auf eine schmale Randzone entlang der Oberfläche beschränkt, so dass dieser Schwindverformungsanteil vernachlässigt werden kann. Zudem wird bei der Kompositbauweise die Carbonatisierung der Betonoberfläche durch die Asphaltüberbauung weiter verringert.

Trocknungsschwinden

Durch Austrocknen des Festbetons tritt eine Volumenverringerng ein, da chemisch nicht gebundenes Wasser über die Kapillarporen an der Oberfläche verdunsten kann. Das Trocknungsschwinden hängt somit stark von den Umgebungsbedingungen und den Bauteilabmessungen ab.

Neben dem Zementstein hat auch die im Beton verwendete Gesteinskörnung einen wesentlichen Einfluss auf das feuchtebedingte Schwinden. Während der reine Zementstein bei abgeschlossener Austrocknung eine Schwindmaß von rd. 3 mm/m erreicht, reduziert sich dieser Wert bei einem Normalbeton mit einer nicht schwindenden Quarzitgesteinskörnung bei vollständiger Austrocknung auf rd. 0,6 mm/m (Verein Deutscher Zementwerke e.V. 2002). Bei Betonfahrbahnen unter freier Bewitterung beträgt das Trocknungsschwinden in etwa die Hälfte des unter Laborbedingungen ermittelten Werts, da die Umgebungsfeuchte höher ist. Ferner wirken sich die Wiederbefeuchtungszyklen günstig aus (Eickschen und Siebel 1998b).

In der DIN EN 1992-1-1 (Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (2011)) werden nur das Trocknungsschwinden und das autogene Schwinden berücksichtigt. Die Gesamtschwinddehnung berechnet sich demnach zu:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad 4.60$$

Der Endwert der Trocknungsschwinddehnung $\varepsilon_{cd}(\infty)$ berechnet sich zu

$$\varepsilon_{cd}(\infty) = k_h * \varepsilon_{cd,0} \quad 4.61$$

Wobei k_h ein Formfaktor ist, der von der wirksamen Querschnittsdicke abhängt. Für die in dieser Arbeit betrachtete durchgehend bewehrte Betondecke mit einer Breite von 14,5 m und einer Dicke von 240 mm beträgt k_h 0,75. Der Grundwert der unbehinderten Trocknungsschwinddehnung $\varepsilon_{cd,0}$ ist zum einen abhängig von der Betonfestigkeit und zum andern von der relativen Luftfeuchte. Die entsprechenden Werte können der Tab. 3.2 der DIN 1992-1-1 entnommen werden.

Die zeitabhängige Entwicklung des Trocknungsschwindens $\varepsilon_{cd}(t)$ berechnet sich zu:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) * k_h \varepsilon_{cd,0} \quad 4.62$$

mit

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{t - t_s}{(t - t_s) + 0,04 \sqrt{h_0^3}} \quad 4.63$$

mit

$$h_0 = \frac{2 * A_c}{u} \quad 4.64$$

Die autogene Schwinddehnung ε_{ca} ist zum einen anhängig vom Alter des Betons und zum anderen von der Betonfestigkeit. Sie berechnet sich zu:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) * \varepsilon_{ca}(\infty) \quad 4.65$$

Der Zeitfaktor der autogenen Schwinddehnung berechnet sich zu:

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{-0,2*\sqrt{t}} \quad 4.66$$

Wobei für t das Betonalter in Tagen einzusetzen ist.

Das Endschwindmaß für das autogene Schwinden berechnet sich zu:

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 * (f_{ck} - 10) * 10^{-6} \quad 4.67$$

Eine vertiefte Untersuchung der Schwinddehnung an Straßenbaubetonen hat (Eickschen und Siebel 1998a) und (Eickschen und Siebel 1998b) vorgelegt. Hierbei wurden der Einfluss des Zements sowie der verwendeten Gesteinskörnung auf das Schwind- und Quellverhalten von Straßenbaubetonen unter verschiedenen Laborbedingungen hinsichtlich der Probenlagerung untersucht. Im Ergebnis zeigte sich, dass das Gesamtschwinden (Trocknungsschwinden und autogenes Schwinden) unter Laborbedingungen (20 °C, 65 % Luftfeuchte) ein Jahr nach Betonage zwischen 0,5 ‰ und 0,7 ‰ lag. Bei Verwendung von gebrochener Gesteinskörnung war ein geringeres Schwindmaß zu verzeichnen. Ein statistisch signifikanter Zusammenhang zwischen den Eigenschaften des Zements und dem Schwinden konnte nicht gefunden werden.

Die Auswirkungen dieser Schwindverkürzung führen zu entsprechenden Spannungen in der durchgehend bewehrten Betondecke. Würden Beton und Betonstahl nicht in Verbund stehen, so würde sich der Beton um ε_{cs} ($\varepsilon_{cs} < 0$) verkürzen, aber spannungslos bleiben. Da beide jedoch im Verbund wirken, erhält die Längsbewehrung eine Druckspannung von:

$$\sigma_s = \frac{N_{cs}}{A_s} = \varepsilon_{cs} * E_s \quad 4.68$$

Hierdurch entsteht im Beton eine entsprechende Zugspannung

$$\sigma_c = -\frac{N_{cs}}{A_c} = -\frac{\varepsilon_{cs} * E_s * A_s}{A_c} \quad 4.69$$

An statisch bestimmten Systemen entstehen durch das Schwinden Druckspannungen in der Bewehrung und Zugspannungen im Beton, aber keine Auflagerreaktionen. Da die durchgehend bewehrte Betondecke sich in Mittelteil nicht verkürzen kann, entstehen durch Schwinden zusätzliche Spannungen im Beton und im Betonstahl, die bei den nachfolgenden Berechnungen zu berücksichtigen sind.

Neben dem Schwinden kann auch eine Volumenvergrößerung des Betons infolge von Wassereinlagerung in den Zementstein eintreten. Dies wird als Quellen des Betons bezeichnet (HeidelbergCement AG 2011). Im vorliegenden Fall muss dies jedoch nicht vertieft untersucht werden, da durch die Volumenzunahme nur Druckspannungen in der durchgehend bewehrten Betondecke entstehen, die einer Rissbildung entgegen wirken. Auf der sicheren Seite liegend, wird daher der Einfluss infolge Quellen des Betons vernachlässigt.

4.6 Zusammenfassung Berechnungstheorie

Wie dargestellt, treten an durchgehend bewehrten Betondecken Spannungen infolge Verkehrslast, aber auch infolge von Erwärmung und Abkühlung sowie Eigenspannungen auf. Nachfolgende Abbildung nach (Freudenstein 2014a) gibt einen guten Überblick über die möglichen Einwirkungen auf eine Betondecke.

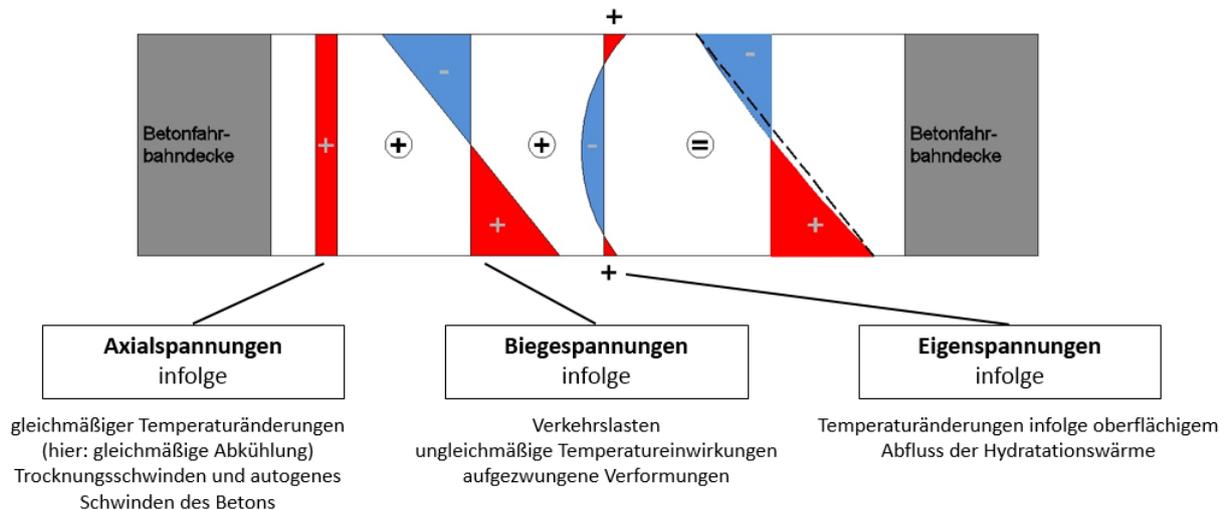


Abbildung 4-20: Überlagerung der auftretenden Spannungen in einer Betondecke

Die obigen Berechnungen zu den auftretenden Spannungen in der durchgehend bewehrten Betondecke zeigen, dass der Einfluss der Reibung der Betondecke auf der Unterlage nur sehr geringe Spannungsanteile im Beton und im Betonstahl zur Gesamtbelastung beisteuert. Bei den weiteren Berechnungen, insbesondere der Finite-Elemente-Modellierung kann daher der Reibungsanteil unberücksichtigt bleiben.

Ferner zeigen die formelbasierenden Berechnungen, dass die auftretenden Wölbspennungen in Fahrbahnlängsrichtung bei einer Erwärmung der Betondecke beim betrachteten System der durchgehend bewehrten Betondecke sehr gering sind. Dies gilt gleichermaßen für eine Erwärmung und eine Abkühlung von oben. Ursache hierfür sind die zugrunde gelegten engen Querrissabstände. Nennenswerte Wölbspennungsanteile liefert lediglich die Berechnung quer zur Fahrbahn.

4.7 Anzusetzende Materialparameter für Beton und Betonstahl

4.7.1 Allgemeines

Sowohl bei den beschriebenen formelbasierenden Berechnungsverfahren als auch bei den im Nachfolgenden beschriebenen edv-gestützten Berechnungen ist die Kenntnis der Materialparameter und der maximal aufnehmbaren Spannungen elementar, um abschätzen zu

können, ob die jeweiligen Baustoffe die auftretenden Belastungen schadlos aufnehmen können, oder ob an einzelnen Stellen eine Materialüberlastung auftritt.

Als Besonderheit im Straßenbau – im Gegensatz zum konstruktiven Ingenieurbau - ist hierbei jedoch die unterschiedliche Sicherheitsphilosophie zu berücksichtigen.

Im konstruktiven Ingenieurbau steht der Gedanke der Gewährleistung der Standsicherheit an erster Stelle, da bei einem Versagen die Sicherheit beeinträchtigt und Gefahr für Leib und Leben von Personen bestehen kann. Ausdruck findet dieses Sicherheitskonzept in den entsprechenden Sicherheits- und Kombinationsbeiwerten auf der Baustoffseite sowie bei den berechneten Einwirkungen z.B. aus Verkehrslast und Temperatur. Ferner werden der Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) und der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) definiert. Bei den Berechnungen zum GZT steht die Standsicherheit des Bauwerks im Vordergrund. Ein Versagen kann durch Überbeanspruchung oder durch den Verlust der Lagesicherheit eintreten und führt dann zu einem Einsturz des Bauwerks. Ursache des Versagens kann sowohl eine einmalige Belastung als auch die Ermüdung von Beton oder Betonstahl sein (Zilch und Zehetmaier 2010).

Der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit beschreibt hingegen einen Zustand, bei dem ein bestimmungsgemäßer Gebrauch des Bauwerks nicht mehr gegeben ist, aber keine unmittelbare Gefahr besteht.

Bei der Dimensionierung von Betonfahrbahnen kann somit das Sicherheitskonzept des Grenzzustands der Tragfähigkeit gänzlich vernachlässigt werden, da bei einem Versagen i.d.R. keine unmittelbare Gefahr für die Verkehrsteilnehmer besteht. Im Gegensatz können die Ansätze der Bemessung für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit z.B. hinsichtlich der Begrenzung der Rissweite vom konstruktiven Ingenieurbau auch auf den Verkehrswegebau übertragen werden.

Ferner ist jedoch zu bedenken, dass der Dimensionierung der durchgehend bewehrten Betondecke eine theoretische Lebensdauer von 50 Jahren zugrunde gelegt wird. Die anzusetzenden Lebensdauern im konstruktiven Ingenieurbau liegen jedoch zwischen 70 Jahren (Überbauten) und 110 Jahren (Unterbauten) entsprechend ABBV (Ablösungsbeträge-Berechnungsverordnung, Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung 2010). Daher können bei durchgehend bewehrten Betonfahrbahndecken maximale Rissweiten von 0,5 mm zugelassen werden, wohingegen im konstruktiven Ingenieurbau die Rissweite auf max. 0,3 mm entsprechend Tab. 7.1N der DIN EN 1992-1-1 (Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (2011)) begrenzt ist.

Ferner wird die Bewehrung im Straßenbau ausschließlich zur Begrenzung der Rissweite in der neutralen Achse eingelegt und nicht zur Abtragung von Verkehrslasten herangezogen. Hierdurch ergibt sich eine Betondeckung von rd. 100 mm, die deutlich über den Mindestwerten der Tab. 4.4N der DIN EN 1992-1-1 (Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (2011)) liegt.

4.7.2 Materialparameter Beton

Um die Bauausführung möglichst einfach zu gestalten, sollte bei der durchgehend bewehrten Betondecke mit dünner Asphaltüberbauung ein standardisierter Straßenbaubeton entsprechend den ZTV Beton-StB 07/13 (Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton (2007/2013)) i.V.m. den TL Beton-StB 07/13 (Technische Lieferbedingungen für Baustoffe und Baustoffgemische für Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton (2007/2013)) eingesetzt werden. Da bei der Kompositbauweise die Betondecke nicht planmäßig vom öffentlichen Verkehr befahren wird, brauchen keine Anforderungen hinsichtlich der Oberflächeneigenschaft (Polierfähigkeit, Vollbruchflächigkeit der Gesteinskörnung) gestellt werden. Den Berechnungen wird daher ein Unterbeton entsprechend den genannten Richtlinien zugrunde gelegt.

Tabelle 4-4: Anforderungen an den Deckenbeton C30/37

Expositionsklasse:		XF4, XD3
Feuchtigkeitsklasse		WS
Betondruckfestigkeit (28 Tage)	charakteristische Zylinderdruckfestigkeit	30 N/mm ²
	charakteristische Würfel- druckfestigkeit	37 N/mm ²
Betonbiegezugfestigkeit $f_{ct(BZ)}$ (28 Tage) in Anlehnung an DIN EN 12390, Teil 5 (2-Punkt Lasteintragung)		4,5 N/mm ²

Gesteinskörnung (auch Rundkorn)	0/32
Bestandteile < 0,25 mm	450 kg/m ³
Zementart	CEM I 42,5 N
Mindestzementgehalt	340 kg/m ³
max. w/z-Wert	0,45
Mindestluftporengehalt des Frischbeton	4,0 Vol. %

Entsprechend obiger Tabelle werden im deutschen Regelwerk lediglich Anforderungen an die Biegezugfestigkeit des Straßenbetons gestellt. Für die theoretischen Betrachtungen zur Rissbildung und Verbundlösung wird jedoch die von Beton aufnehmbare Zugfestigkeit maßgebend. Diese kann mit dem einachsialen zentrischen Biegezugversuch (Leonhardt 1976) ermittelt werden. Allerdings verursacht dies einen erheblichen versuchstechnischen Untersuchungsaufwand.

Ferner hat der angenommene E-Modul des verwendeten Straßenbaubetons erheblichen Einfluss auf die auftretenden Spannungen im Beton und im Betonstahl. Nachfolgend werden daher die anzusetzenden Materialparameter anhand der einschlägigen Fachliteratur festgelegt.

4.7.2.1 E-Modul des Straßenbaubetons

Der E-Modul des Betons lässt sich entsprechend nachfolgender Formel der DIN EN 1992-1-1 (Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (2011)) berechnen:

$$E_{cm,1} = 22.000 * \left(\frac{f_{ck} + 8}{10} \right)^{0,3} \quad 4.70$$

Nach (HeidelbergCement AG 2011) kann der E-Modul des Betons entsprechend nachfolgender Formel berechnet werden:

$$E_{cm,2} = E_{com} * \left(0,8 + \frac{0,2 * (f_{ck} + 8)}{88} \right) \quad 4.71$$

Wobei für einen Beton C30/37 folgender Wert für E_{com} = 31.900 N/mm² anzunehmen ist.

Nach (Eisenmann und Leykauf 2003) wird für den E-Modul des verwendeten Straßenbaubetons ein Wert $E_{cm,3} = 30.000 \text{ N/mm}^2$ angenommen. In Abhängigkeit der verwendeten Zuschlagsstoffe kann dieser Wert jedoch stark variieren. Ferner ist der E-Modul bei einer Biegebeanspruchung etwas kleiner anzusetzen als bei reiner Druckbeanspruchung.

Ferner geben die RDO Beton, Ausgabe 2009 (Richtlinie für die rechnerische Dimensionierung von Betondecken im Oberbau von Verkehrsflächen (2009)) in Tabelle A4.2 einen E-Modul für Straßenbaubeton von 41.000 N/mm^2 an. Bei Berechnung von Spannungen infolge ungleichmäßiger Temperatureinwirkung ist dieser Wert entsprechend Anhang 4 um den Faktor $\gamma_{tot} = 0,67$ abzumindern. Der sich hieraus ergebende Wert $E_{cm,4}$ wurde ebenfalls in nachfolgende Tabelle aufgenommen.

Nachfolgende Tabelle gibt einen Überblick über die E-Moduln von Straßenbaubeton C30/37:

Tabelle 4-5: E-Moduln des Betons:

$E_{cm,1}$	$E_{cm,2}$	$E_{cm,3}$	$E_{cm,4}$	Mittelwert E_{cm}
32.837 n/mm^2	28.275 N/mm^2	30.000 N/mm^2	27.470 N/mm^2	29.646 N/mm^2

Für die weiteren Berechnungen mit einem Straßenbaubeton entsprechend ZTV Beton-StB 07/13 (Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton (2007/2013)) i.V.m TL Beton-StB 07/13 (Technische Lieferbedingungen für Baustoffe und Baustoffgemische für Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton (2007/2013)) wird daher ein E-Modul von 30.000 N/mm^2 angenommen.

Bisher unveröffentlichte Untersuchungen der Bundesanstalt für Straßenwesen zeigen allerdings, dass die aus Bohrkernen ermittelten statischen E-Moduln deutlich höher liegen, als die o.g. Werte. Grund hierfür ist im Wesentlichen die Nacherhärtung der Betone bei einer langen Liegedauer. Im Durchschnitt wurde nach über 30-jähriger Liegedauer ein E-Modul von rd. 42.000 N/mm^2 ermittelt, wobei Höchstwerte von knapp 50.000 N/mm^2 auftraten. Für eine Worst-Case-Abschätzung werden daher die Beton- und Stahlzugspannungen bei den FE-Simulationen mit einem E-Modul von 45.000 N/mm^2 ergänzend untersucht.

4.7.2.2 Betonzugfestigkeit

Gemäß (HeidelbergCement AG 2011) lässt sich die zentrische Zugfestigkeit f_{ctm} von Beton in einer ersten Näherung anhand der Biegezugfestigkeit $f_{ct(BZ)}$ entsprechend nachfolgender Formel abschätzen:

$$f_{ctm,1} = \frac{f_{ct(BZ)}}{2} \quad 4.72$$

Ferner kann die Zugfestigkeit auch in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit f_{ck} berechnet werden:

$$f_{ctm,2} = \frac{f_{ck}}{14} \quad 4.73$$

Die DIN EN 1992-1-1 (Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (2011)) enthält ebenfalls eine Formel zur Berechnung der zentrischen Zugfestigkeit $f_{ctm,3}$ für Beton \leq C50/60. Demnach beträgt:

$$f_{ctm,3} = 0,3 * f_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad 4.74$$

Nachfolgende Tabelle gibt einen Überblick über die berechneten zentrischen Zugfestigkeiten des Betons C30/37:

Tabelle 4-6: zentrische Zugfestigkeit des Betons C30/37:

$f_{ctm,1}$	$f_{ctm,2}$	$f_{ctm,3}$	Mittelwert f_{ctm}
2,25 N/mm ²	2,14 N/mm ²	2,90 N/mm ²	2,43 N/mm²

Bei den weiteren Berechnungen und FE-Simulationen wird daher von einer zentrischen Betonzugfestigkeit von 2,4 (N/mm²) ausgegangen.

Wie dargelegt, wird für eine Worst-Case-Betrachtung ein E-Modul des Betons von 45.000 N/mm² aufgrund der Nacherhärtung herangezogen. Mit zunehmender Liegedauer des Betons nimmt allerdings nicht nur der E-Modul zu, sondern auch die Betonzugfestigkeit. Leider konnten aus der bereits erwähnten Untersuchung der Bundesanstalt für Straßenwesen keine Werte für die

zentrische Zugfestigkeit an den entnommenen Bohrkernen abgeleitet werden. An Bohrkernen wurde allerdings die Zylinderdruckfestigkeit bestimmt. Im Mittel lag die Druckfestigkeit f_{ck} hierbei bei $80,7 \text{ N/mm}^2$. Hieraus lässt sich entsprechend Tab. 3-1 der DIN EN 1992-1-1 (Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (2011)) die zentrische Zugfestigkeit für Betone $> \text{C50/60}$ anhand nachfolgender Formel ermitteln:

$$f_{ctm} = 2,12 * \ln \left[1 + \left(\frac{f_{ck} + 8}{10} \right) \right] \quad 4.75$$

Im vorliegenden Fall errechnet sich somit eine zentrische Zugfestigkeit von $4,85 \text{ N/mm}^2$.

Für die Worst-Case-Betrachtung wird daher bei der FE-Modellierung ergänzend eine zentrische Zugfestigkeit von $4,9 \text{ N/mm}^2$ bei einem angenommenen E-Modul von 45.000 N/mm^2 angesetzt.

4.7.2.3 Zeitliche Entwicklung der Betonfestigkeiten.

Die genannten Werte für den E-Modul und die Zugfestigkeit des Betons sind jedoch, vor allem in der Frühphase der Erhärtung und damit zum Zeitpunkt der Erstrissbildung, nicht konstant, sondern verändern sich, entsprechend nachfolgender Abbildung infolge der fortschreitenden Hydratation des Betons.

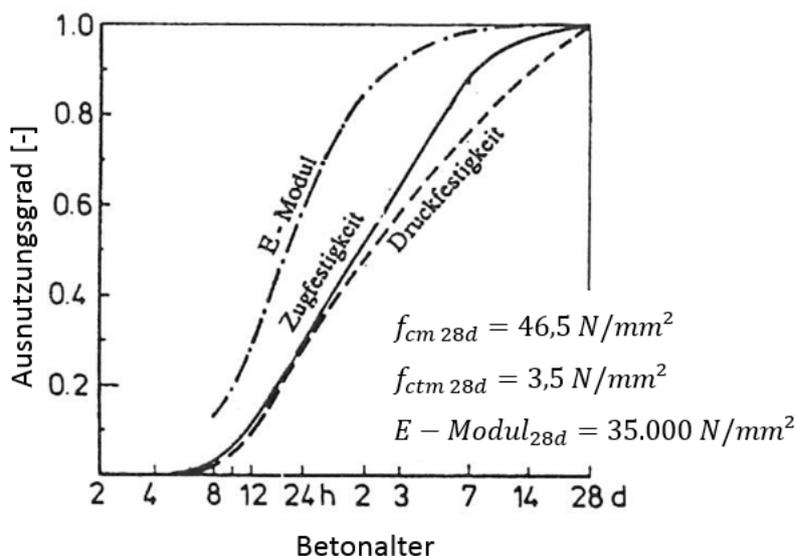


Abbildung 4-21: Entwicklung der Betonfestigkeiten in der Frühphase der Erhärtung nach (Breitenbücher 1988)

Um die Werte anschaulich darstellen und vergleichen zu können, sind auf der Ordinate jeweils die Ausnutzungsgrade der Betonzug- und druckfestigkeit sowie des E-Moduls angegeben. Die sich daraus ergebenden Zwangs- und Eigenspannungen wurden bereits unter Kap. 4.3.1 umfassend dargestellt.

4.7.2.4 Schwindmaß des Straßenbetons.

Wie unter Kap. 4.5 erläutert, treten auch im Straßenbeton Schwindverkürzungen auf. Bei der durchgehend bewehrten Betondecke führen diese Verkürzungen zu einer Erhöhung der Spannungen im Beton und im Bewehrungsstahl. Um das Schwinden bei der Spannungsberechnung berücksichtigen zu können, ist entscheidend welches Schwindmaß der jeweilige Straßenbeton aufweist.

Langzeitmessungen an einer Autobahn nach 12 Jahren Liegedauer ergaben ein Schwindmaß von 0,2 mm/m, wobei die Nullmessung bereits einen Tag nach der Betonage und damit bei hohem Ausgangsfeuchtegehalt durchgeführt wurde. (Springenschmid 1984). Untersuchungen des Prüfamts für Bau von Landverkehrswegen der TU München zeigen ebenfalls Schwinddehnungen von 0,1 mm/m bis 0,2 mm/m (Leykauf und Mitarbeiter 1988).

Entsprechend den in Kap. 4.5 aufgeführten Formeln der DIN EN 1992-1-1 (Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (2011)) lässt sich das Endschwindmaß in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit berechnen.

Nachfolgende Abbildungen geben die Trocknungsschwinddehnung $\varepsilon_{ca}(t)$ sowie die autogene Schwinddehnung $\varepsilon_{ca}(t)$ nach DIN EN 1992-1-1 in Abhängigkeit des Betonalters und der Betondruckfestigkeit wieder.

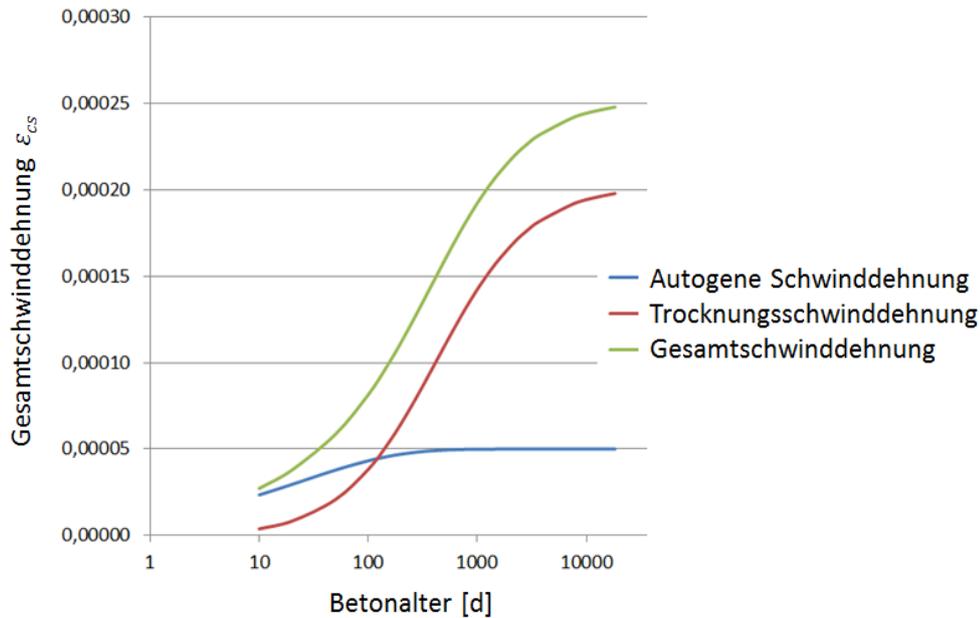


Abbildung 4-22: Schwinddehnung nach DIN EN 1992-1-1 für Beton C30/37

Entsprechend obiger Abbildung entsteht bei vollständiger Austrocknung eines Standardbetons C30/37 eine maximale Schwinddehnung von 0,25 mm/m. Aufgrund der ständigen Wiederbefeuchtung einer Betondecke liegen die zu erwartenden Schwinddehnungen im Straßenbau etwas darunter, was auch die genannten Messungen bestätigen. Für die weiteren Berechnungen an FE-Modellen wird daher für einen Standard-Straßenbaubeton C30/37 eine maximale Schwindverkürzung von 0,2 mm/m angesetzt.

Da die zu erwartenden autogene Schwinddehnung auch von der Betondruckfestigkeit abhängt, zeigt nachfolgende Abbildung die zu erwartenden maximalen Schwinddehnungen für den nacherhärteten Beton mit einer Druckfestigkeit von rd. 80 N/mm².

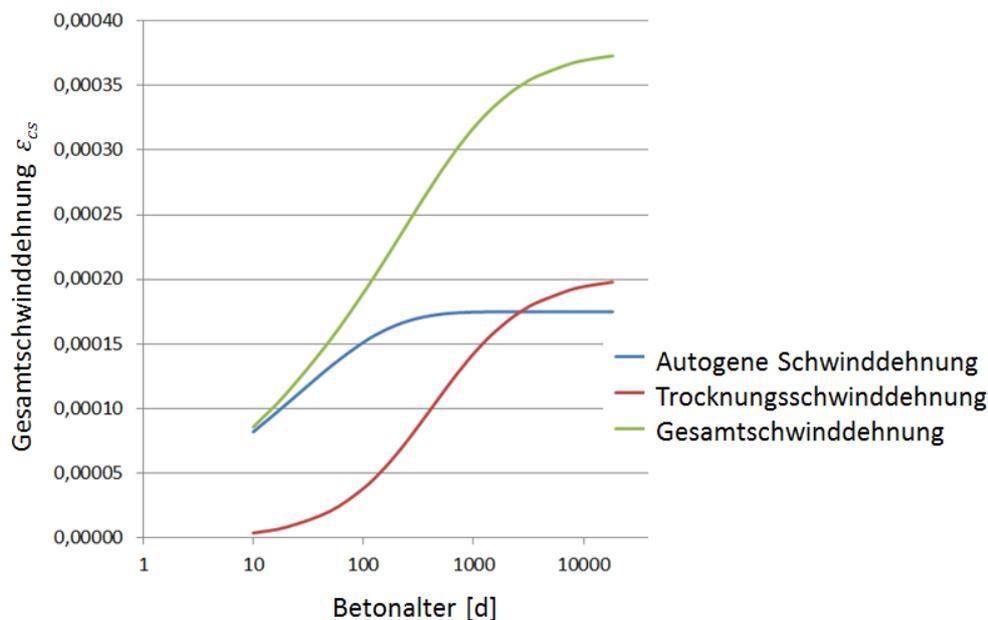


Abbildung 4-23: Schwinddehnung nach DIN 1992-1-1 für nacherhärteten Beton

Entsprechend obiger Abbildung entsteht bei vollständiger Austrocknung eines nacherhärteten Betons eine maximale Schwinddehnung von 0,37 mm/m. Wie erläutert, liegen die realen Schwinddehnungen etwas niedriger. Für die weiteren Berechnungen an FE-Modellen wird daher eine maximale Schwindverkürzung von 0,3 mm/m für den nacherhärteten Beton angesetzt.

4.7.2.5 Ermüdung des Straßenbaubetons

Die Bemessung von durchgehend bewehrten Betondecken kann jedoch nicht allein auf Basis der dargestellten statischen Festigkeit erfolgen. Die Belastung des Straßenaufbaus erfolgt zum einen durch temperaturbedingte Spannungsänderungen, welche in größeren zeitlichen Abständen auftreten können, sowie durch kurzzeitige Spannungsänderungen infolge der Verkehrslast. Bei den durchzuführenden Berechnungen ist daher neben der statischen Festigkeit auch die Dauerfestigkeit des verwendeten Betons zu berücksichtigen. Die Ermittlung von Dauerfestigkeiten im Zuge von Versuchen ist in Deutschland in der DIN 50 100 (Dauerschwingversuche Begriffe-Zeichen-Durchführung-Auswertung (1978)) geregelt. Die Dauerfestigkeit einer Probe ist dort als größter Spannungsaussschlag definiert, um den eine gegebene Mittelspannung „unendlich oft“ schwingt, ohne dass es zum Bruch oder unzulässigen Verformungen kommt.

Zur Erfassung der Ermüdung des Betons existiert eine Vielzahl von Modellen, die umfangreich bei (Eid 2012) beschrieben sind. Hervorzuheben ist allerdings, dass derzeit noch keine

Dauerfestigkeit von Beton im Zuge von Versuchen nachgewiesen werden konnte. Ursache hierfür sind u.a. die langen Versuchsdauern zum Aufbringen von mehr als $5 * 10^6$ Lastwechseln, sowie die erforderliche Anzahl an Probekörpern.

Die für den Betonstraßenbau am häufigsten angewandten Ermüdungsmodelle sind in den RDO Beton 09 (Richtlinie für die rechnerische Dimensionierung von Betondecken im Oberbau von Verkehrsflächen (2009)) sowie in (Eisenmann und Leykauf 2003) beschrieben.

Nach den RDO Beton 09 erfolgt der Ermüdungsnachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit über die Definition des Ermüdungsfaktors $\gamma_{c,fat}$ der in Abhängigkeit der Lastwechselzahl ermittelt wird.

$$\gamma_{c,fat} = 0,15 * \log(\gamma_{q,i} * B_n) + 0,748 * e^{-0,1365} \quad 4.76$$

Mit

$\gamma_{q,i}$: Querverteilungsfaktor für den Nachweis an der Längsfuge (0,008 – 0,4 je nach Plattenbreite) bzw. Querfuge (0,6 – 0,9 je nach Plattenbreite)

B_n : Anzahl der äquivalenten Bezugsachslasten während der normativen Nutzungsdauer

Dieser Ermüdungsfaktor wird über den Anpassungsfaktor

$$m_b = \frac{1}{\gamma_{c,fat}} \quad 4.77$$

zur Ermittlung der Berechnungsfestigkeit f_{ct} in Abhängigkeit des Grundwerts der Berechnungsfestigkeit eingesetzt. Die Berechnungsfestigkeit ermittelt sich somit zu:

$$f_{ct} = \frac{f_{ctm}}{0,15 * \log(\gamma_{q,i} * B_n) + 0,748 * e^{-0,1365}} \quad 4.78$$

Die zweite und ebenfalls häufig angewandte Möglichkeit zur Ermittlung der Dauerfestigkeit nach (Eisenmann und Leykauf 2003) basiert auf der Ermittlung der Dauerfestigkeiten nach dem Wöhlerverfahren (sh. auch Kap. 5.3.3.4).

Entsprechend DIN 50100 (Dauerschwingversuche Begriffe-Zeichen-Durchführung-Auswertung (1978)) erfolgt die Auswertung von Dauerschwingversuchen in Deutschland meist durch das Dauerfestigkeitsschaubild von Smith.

Nachfolgende Abbildung aus (Eisenmann und Leykauf 2003) zeigt das Smithsche Schaubild für Beton:

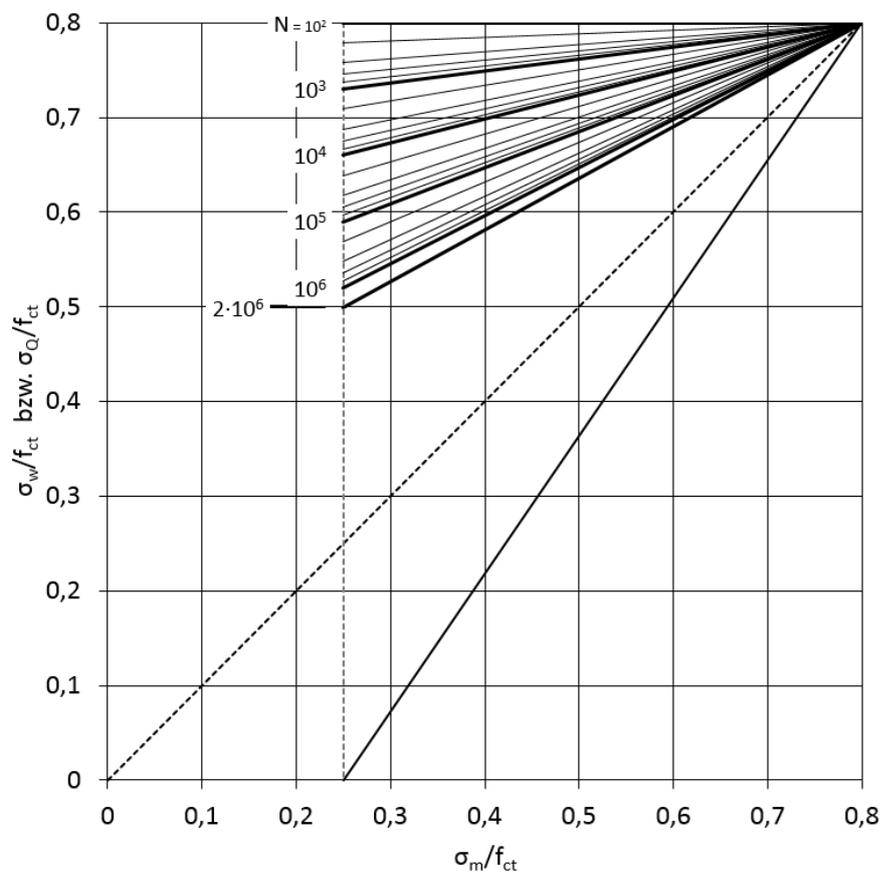


Abbildung 4-24: Smithsches Schaubild für Beton, erweitert auf 2 Mio. Lastwechsel nach (Eisenmann und Leykauf 2003)

Gemäß obiger Abbildung kann die Dauerfestigkeit von Beton für die über mehrerer Stunden entstehende Biegezugspannung infolge ungleichmäßiger Erwärmung/Abkühlung und gleichzeitig kurzfristig einwirkender Verkehrsbelastung abgeschätzt werden. Obwohl das Schaubild nur Belastungshäufigkeiten von $2 \cdot 10^6$ Lastwechseln abbildet, können hieraus dennoch realistische Berechnungsansätze abgeleitet werden, da mit zunehmender Liegedauer auch die Betonfestigkeit im Zuge der Nacherhärtung zunimmt.

Als maximaler Verhältniswert zwischen $\frac{\sigma_w}{f_{ct}}$ bzw. $\frac{\sigma_Q}{f_{ct}}$ und $\frac{\sigma_m}{f_{ct}}$ wird jeweils 0,8 gesetzt, da die Dauerstandfestigkeit von Beton bei Biegezugbeanspruchung unter längerer Einwirkung (z.B. Temperatur) rd. 80 % der statischen Biegezugfestigkeit beträgt (Eisenmann und Leykauf 2003).

Alternativ kann die Berechnung der maximal zulässigen Verkehrslastspannungen bei bekannter zu ertragender Lastwechselzahl und gleichzeitig wirkender Biegezugspannung infolge

Temperatureinwirkung auch nach folgender Formel entsprechend (Eisenmann und Leykauf 2003) ermittelt werden:

$$zul \sigma_Q = f_{ct} * \left[(\log n - 2) \cdot \left(\frac{0,0875 * \sigma_w}{f_{ct}} - 0,07 \right) + 0,8 \right] - \sigma_w \quad 4.79$$

4.7.3 Materialparameter Betonstahl

Bei der zu untersuchenden durchgehend bewehrten Betondecke soll als Bewehrung handelsüblicher Betonrippenstahl entsprechend DIN 488 (Betonstahl (2009)) eingesetzt werden. Hierdurch wird eine einfache und preiswerte Bewehrungsführung mit Standardelementen bei der Baudurchführung ermöglicht.

Entsprechend DIN 488 hat der verwendete Betonstahl nachfolgende Anforderungen zu erfüllen:

Tabelle 4-7: Anforderungen an Betonstahl nach DIN 488

Grundsätzliche Anforderungen:		
	Duktilität:	Normal
	Streckgrenze f_{yk}	500 N/mm ²
	Stahldehnung unter Höchstlast ϵ_{uk}	25 ‰
	E-Modul [N/mm ²]:	210.000
	Querdehnzahl μ [-] :	0,3
	Temperaturdehnzahl α_T [1/K]	$1,2 * 10^{-5}$

Das Spannungs-Dehnungsverhalten von Betonstahl mit normaler Duktilität ist durch nachfolgenden Zusammenhang gekennzeichnet:

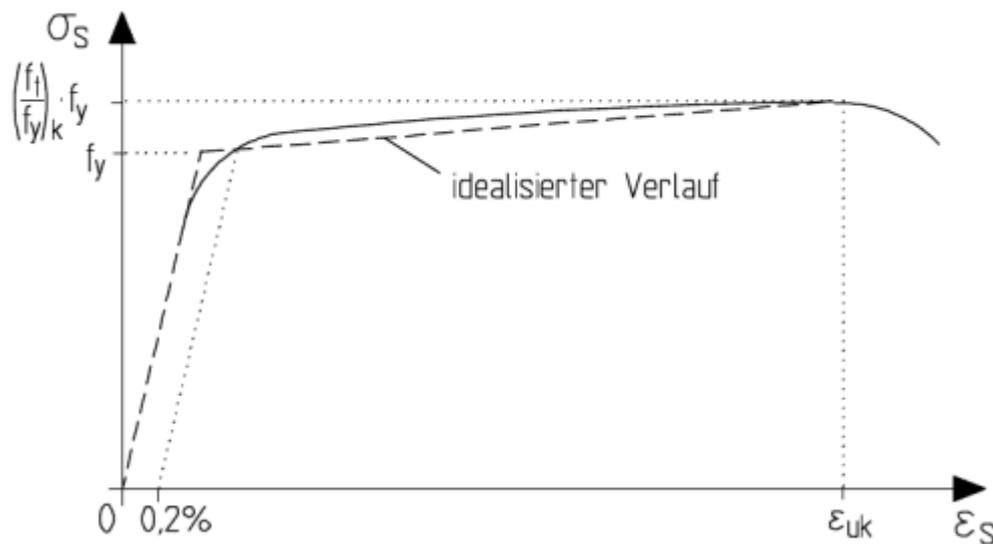


Abbildung 4-25: Spannungs-Dehnungslinie des Betonstahls (Goris und Hegger 2010)

Angesichts der geplanten Nutzungsdauer der durchgehend bewehrten Betondecke kann bei der Bemessung allerdings nicht die o.g. Fließgrenze von 500 N/mm^2 herangezogen werden, da der Bewehrungsstahl einer anhaltenden wechselnden Beanspruchung durch Verkehr, aber vor allem infolge Temperaturbelastung, ausgesetzt ist. Die Bemessung der durchgehenden Bewehrung erfolgt daher analog Ziff. 7 der DIN EN 1992-1-1 (Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (2011)) für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit. Demnach sind die Zugspannungen in der Bewehrung auf einen Wert unterhalb der Streckgrenze zu begrenzen, um nicht-elastische Dehnungen und unzulässig große Rissweiten zu vermeiden. Dies kann erreicht werden, wenn die Zugspannung unter der charakteristischen Einwirkungskombination den Wert von

$$f_{ys} = k_3 * f_{yk} \quad 4.80$$

nicht überschreitet. Wobei entsprechend dem Nationalen Anhang zum Eurocode 2 (Nationaler Anhang - national festgelegte Parameter - Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau (2013)) k_3 mit dem Wert von 0,8 angenommen werden darf. Für die Bemessung wird daher eine maximal zulässige Betonstahlspannung von

$$f_{ys} = 0,8 * f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2 \quad 4.81$$

angesetzt.

4.8 EDV-gestützte Berechnungen

Zur Berechnung von durchgehend bewehrten Betondecken steht in Deutschland das Programmsystem STAKO-KONT der Villaret Ingenieurgesellschaft mbH zur Verfügung. Die dahinter stehenden Rechenverfahren sind dem Verfasser allerdings nicht bekannt. Eine Lizenz für Vergleichsrechnungen stand ebenfalls nicht zur Verfügung, so dass dieses Berechnungsverfahren im Folgenden nicht weiter beschrieben werden kann.

In den USA erfolgt die Dimensionierung von durchgehend bewehrten Betondecken mit dem Programm HIPERPAV (sh. Kap. 2.2.1)

In den Niederlanden erfolgt die Berechnung von durchgehend bewehrten Betondecken mit dem Programmsystem VENCON II, das bereits in Kap. 2.2.2 ausführlich beschrieben wurde. Ferner steht in den Niederlanden das beschriebene Harmonogramm zur Verfügung, das den Zusammenhang zwischen Bewehrungsgrad und zu erwartender Rissbreite wieder gibt.

Ferner können die Spannungen entsprechend der Mehrschichtentheorie mit dem Programmsystem BISAR der (Shell International Oil Products B.V. 1998) berechnet werden.

4.9 Berechnung mit Finite-Elemente-Modellen

4.9.1 Allgemeines

Die Methode der finiten Elemente wird in vielen natur- und ingenieurwissenschaftlichen Bereichen für komplexe Berechnungen von Spannungen und Verformungen eingesetzt. Die Grundgleichungen zur Berechnung von Deformationen, Spannungen usw. sind nach (Mathiak 2010) gewöhnliche oder partielle Differentialgleichungen, deren Lösung gewissen Randbedingungen genügen muss. Allerdings lassen sich diese Differentialgleichungssystem nicht immer analytisch lösen, so dass hierfür auf Näherungsverfahren zurückgegriffen werden muss. Ein mögliches Näherungsverfahren ist die Finite-Elemente-Methode (FEM).

Das zu berechnende System wird bei der dreidimensional angewandten FE-Methode in räumliche Elemente (z.B. Tetraeder) zerlegt. Innerhalb eines Elementbereichs wird dann ein

Näherungsansatz aus Polynomen gewählt, wobei physikalische Randbedingungen sowie Stetigkeitsanforderungen an den Elementübergängen zu berücksichtigen sind. Hieraus wird für jedes Element eine Steifigkeitsmatrix aufgestellt und daraus der Elementlastvektor abgeleitet. In einem nächsten Schritt werden die einzelnen Elemente wieder zum Gesamtsystem zusammengesetzt. Die lokalen Knotenpunktvariablen werden hierbei miteinander vernetzt. Die Lösung dieses, oft sehr großen Gleichungssystems, erfolgt meist durch iterative Verfahren. Als Ergebnis liefert die Berechnung die Verschiebungen und Verdrehungen an den einzelnen Knoten (Mathiak 2010). Aus den Verschiebungsgrößen werden dann über die Steifigkeitsbedingungen die Spannungen im Element rückgerechnet. Die Spannungen an den Elementgrenzen weisen daher Sprünge auf. Um eine ausreichende Genauigkeit der Berechnungsergebnisse zu gewährleisten, müssen daher die Elemente klein genug gewählt werden.

Bei der Auswertung der Berechnungen werden die Spannungen innerhalb des finiten Elements wieder gegeben. Sie sind daher in Elementmitte genauer als am Elementrand. Die Knotenpunktschnittgrößen werden durch Mittelung der Schnittgrößen aus den benachbarten Elementen berechnet und sind damit genauer als die Schnittgrößen in den einzelnen Elementen (Schneider et al. 2006).

4.9.2 Berechnung der Verbundlösung zwischen Beton und Betonstahl

Um die Zusammenhänge an einem (Quer-) Riss in der durchgehend bewehrten Betondecke richtig erfassen zu können, wurde in einem ersten Schritt ein stark vereinfachtes 3-D Modell zur Berechnung der Spannungen und Dehnungen / Verformungen mit dem Programmsystem ANSYS erstellt. Das Modell besteht aus zwei Betonbalken mit einer variablen Breite b (11 cm, 17,5 cm und 26,9 cm) und einer konstanten Höhe von $h = 24$ cm entsprechend einer 24 cm dicken Betondecke und einer konstanten Länge von 150 cm. Mittig hierin ist ein Bewehrungsstahl mit variablem Durchmesser (16 mm, 20 mm, 25 mm) eingebettet, der beide Betonelemente koppelt. Die Breite der Elemente wird variiert, um bei unterschiedlichen Durchmessern der Längsbewehrung den gleichen Bewehrungsgrad abbilden zu können. Nachfolgende Skizze zeigt das Berechnungsmodell schematisch.

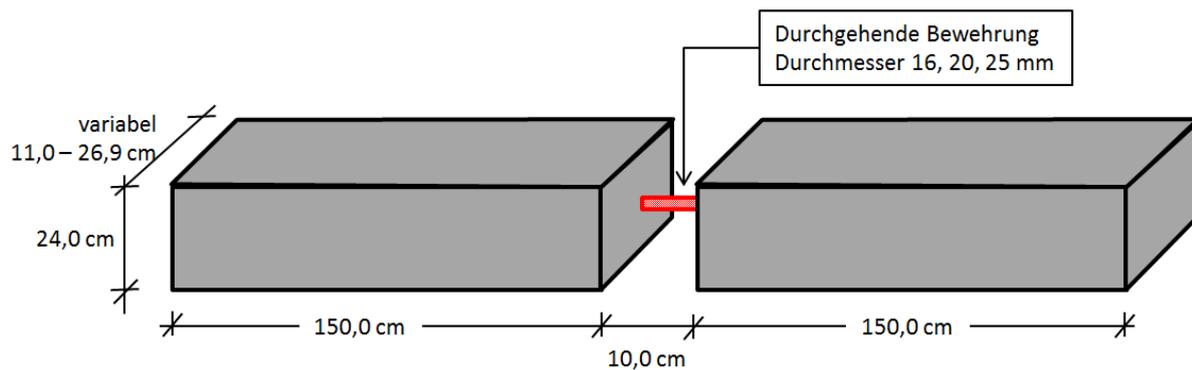


Abbildung 4-26: Skizze kleines FE-Modell

Der Abstand zwischen beiden Betonelementen beträgt 10,0 cm. Jeweils an den Enden der Betonbalken wird ein 5,0 cm langes „weiches“ elastisches Füllmaterial (in der Abb. nicht dargestellt) angeordnet, das den gestörten Verbund zwischen Beton und Betonstahl nachbildet. Als Last wird nun an einem Balkenende eine Zugkraft aufgebracht, die zu einer Öffnung von 0,3 mm bzw. 0,5 mm zwischen den beiden Enden des Füllmaterials führt. Der größere Wert entspricht der anzusetzenden maximalen Rissöffnungsweite an durchgehend bewehrten Betondecken, bei der angesichts der großen Betondeckung keine Gefahr besteht, dass Korrosion an der durchgehenden Längsbewehrung auftritt. Der kleinere Wert entspricht der nach DIN EN 1992-1-1 (Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (2011)) maximal zulässigen Rissweite im konstruktiven Ingenieurbau. Folgende grundlegende Materialparameter liegen dem Modell zugrunde:

Tabelle 4-8: Eingangswerte kleines FE-Modell

E-Modul Beton	30.000 N/mm ²
Querdehnzahl Beton:	0,16
E-Modul Stahl:	210.000 N/mm ²
Querdehnzahl Stahl:	0,2

An diesem kleinen Modell durchgeführte Berechnungen zeigen, dass der Betonstahl zwischen den beiden Balkenenden wie eine Hook'sche Feder wirkt und die Zugspannungen gleichmäßig

in den Beton eingeleitet werden. Nachfolgende Abbildung zeigt exemplarisch die Spannungsverteilung des Betons im Berechnungssystem.

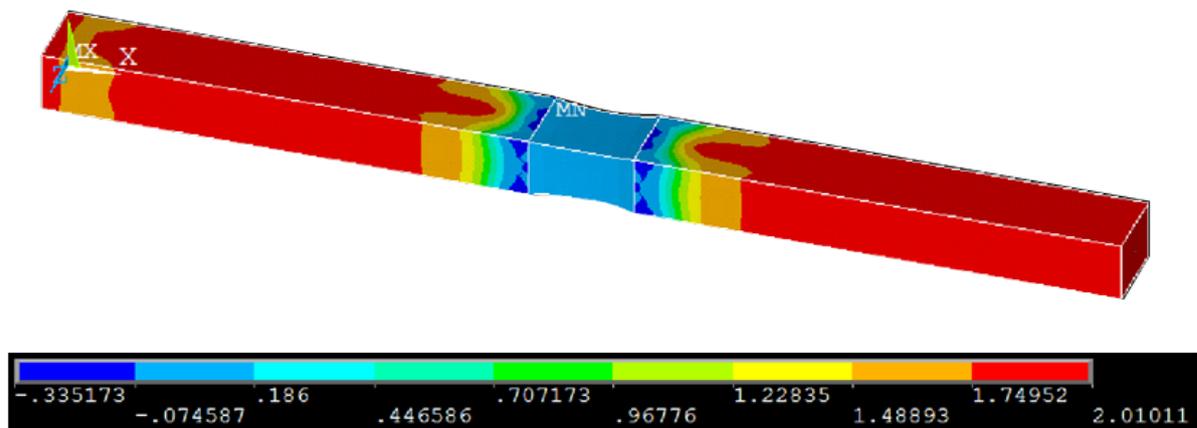


Abbildung 4-27: beispielhafte Betonspannungen am kleinen FE-Modell

Bei den betrachteten Zugspannungen im Gesamtmodell besteht folgender grundsätzlicher Zusammenhang: Nach Aufbringen einer Längszugkraft muss diese durch den bewehrten Betonquerschnitt aufgenommen werden. Die Spannungen verteilen sich hierbei theoretisch auf die einzelnen Baustoffe Beton und Betonstahl im Verhältnis der jeweiligen E-Moduls, wenn die Verbundlösung zwischen Beton und Betonstahl vernachlässigt wird. Für die Erzeugung einer größeren Rissweite ist aufgrund der Elastizitätstheorie eine größere Kraft aufzubringen wodurch höhere Zugspannungen im Gesamtsystem zu erwarten sind.

In Abhängigkeit der im Modell eingebetteten durchgehenden Bewehrung wurden folgende Spannungen ermittelt:

Tabelle 4-9: untersuchte Varianten am kleinen FE-Modell

Durchmesser Längsbewehrung [mm]	Bewehrungsgrad [%]	Maximale Betonzugspannung [N/mm ²]	Maximale Stahlspannung [N/mm ²]
Erzwungene Rissöffnungsweite [mm]			
16 mm, Rissöffnung 0,3 mm	0,48	0,9	176,5
16 mm, Rissöffnung 0,5 mm	0,48	1,6	294,1

16 mm, Rissöffnung 0,3 mm	0,76	1,5	154,3
16 mm, Rissöffnung 0,5 mm	0,76	2,4	257,1
20 mm, Rissöffnung 0,3 mm	0,76	1,2	148,8
20 mm, Rissöffnung 0,5 mm	0,76	2,0	256,0
25 mm, Rissöffnung 0,3 mm	0,76	1,2	140,7
25 mm, Rissöffnung 0,5 mm	0,76	2,0	234,5
25 mm, Rissöffnung 0,3 mm	1,17	1,5	122,1
25 mm, Rissöffnung 0,5 mm	1,17	2,4	203,5

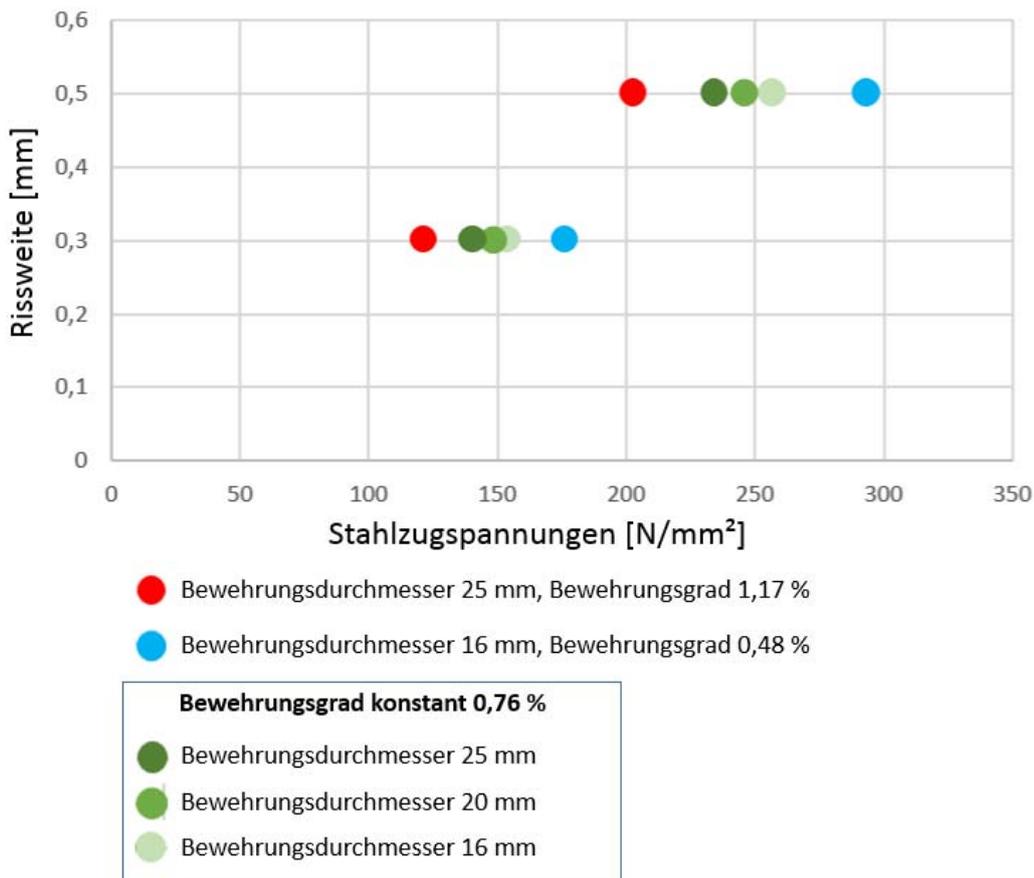


Abbildung 4-28: Stahlzugspannungen bei variiertem Längsbewehrungsgrad und Rissweite

Die grafische Auswertung zeigt, dass der Bewehrungsgrad die Spannungen im Betonstahl unmittelbar beeinflusst. So hat ein niedrigerer Bewehrungsgrad höhere Stahlspannungen zur

Folge. Belässt man bei der Berechnung der Spannungen am FE-Modell den Bewehrungsgrad gleich und variiert den Bewehrungsdurchmesser, so zeigt sich der Einfluss der Verbundstörung zwischen Beton und Betonstahl. Kleinere Bewehrungsdurchmesser sind aufgrund ihrer verhältnismäßig größeren (Verbund-) Oberfläche in der Lage, die Spannungen besser in den Beton einzuleiten. Damit erhöhen sich die Spannungen im Betonstahl.

Betrachtet man nun die Auswertung zu den auftretenden Betonzugspannungen im Gesamtsystem zeigen sich folgende Zusammenhänge:

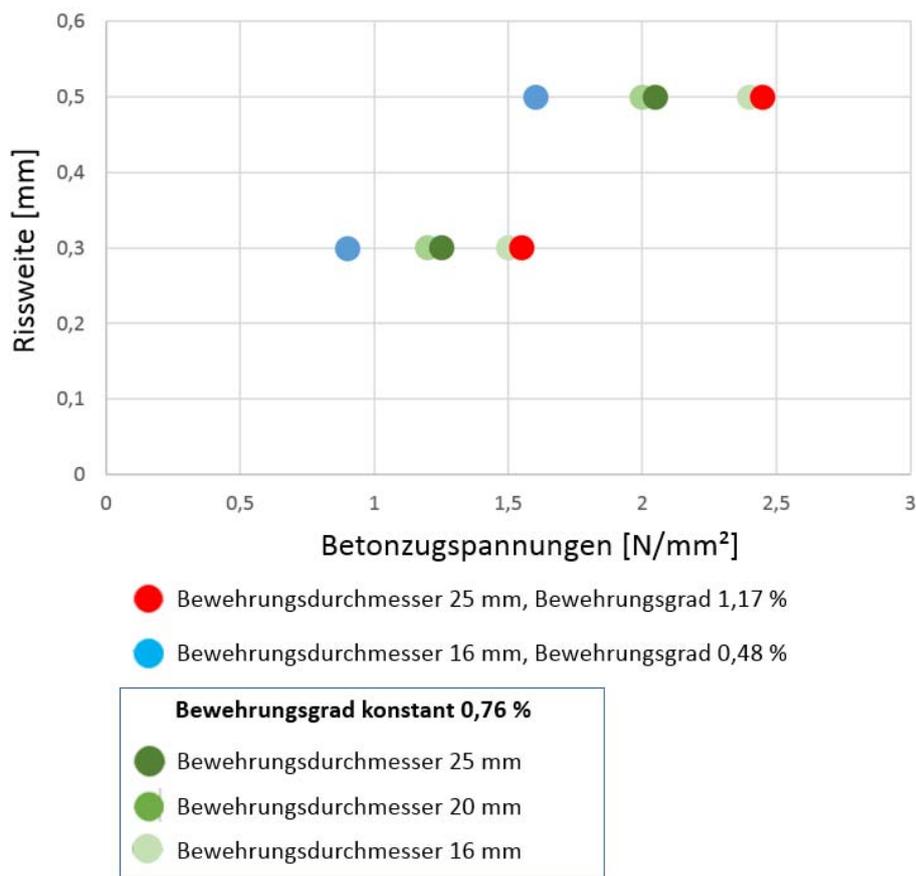


Abbildung 4-29: Betonzugspannungen bei variiertem Längsbewehrungsgrad und Rissweite

Die ermittelten Zugspannungen im Beton, außerhalb des simulierten Risses, liegen jeweils im Bereich der maximal aufnehmbaren Betonzugspannung von rd. 2,4 N/mm². Bei Anordnung einer dickeren Bewehrung steigen die Zugspannungen im Beton an. Bei einem gewählten Bewehrungsdurchmesser von 25 mm sind sowohl bei einem Bewehrungsgrad von 1,17 % als auch bei konstant gewählten Bewehrungsgrad von 0,76 % die Betonzugspannungen am größten. Dies ist damit zu begründen, dass die dicken Betonstahlstäbe größere Kräfte aufnehmen können und diese über die Mantelfläche dann in den Beton als Zugspannung einleiten. Auf den ersten

Blick überraschend sind die Betonzugspannungen in etwa gleicher Größe bei einem gewählten Betonstahldurchmesser von 16 mm. Allerdings ist hier zu beachten, dass der Bewehrungsgrad hier bei nur 0,76 % liegt. Erwartungsgemäß treten die geringsten Zugspannungen im Beton beim niedrigen Bewehrungsgrad von 0,48 % und einem Betonstahldurchmesser von 16 mm auf.

Diese theoretischen Betrachtungen werden im Folgenden zur Abschätzung des Einflusses der oben beschriebenen Verbundstörung zwischen dem Beton und dem Betonstahl herangezogen. Allerdings ist zu beachten, dass eine zusätzlich wirkende Verkehrslast oder Verformung die Spannungen im System weiter erhöhen kann. Diese Einflüsse müssen daher an einem größeren System abgeschätzt werden, das die Beanspruchung realitätsnäher wieder gibt. Das kleine Modell kann allerdings weiterhin zur Abschätzung des Einflusses der Verbundlösung zwischen Beton und Betonstahl genutzt werden.

4.9.3 FE-Modelle durchgehend bewehrte Betondecke

4.9.3.1 Modellbildung

Bei durchgehend bewehrten Betondecken stellt sich in einem längeren Zeitraum nach der Betonage ein Rissbild ein, das u.a. von den Temperatur- und Verkehrslasteinwirkungen sowie vom Schwinden des Betons bestimmt wird. Die Rissabstände liegen hierbei idealerweise zwischen 0,7 m und 2,5 m (Höller 2010) wobei ein Abstand von rd. 1,5 m angestrebt wird. Bei den sich dann ergebenden „Plattenabmessungen“ (Breite je nach Regelquerschnitt bis zu 4,25 m, Länge 1,5 m) findet eine Systemumlagerung hin zur einachsialen Tragwirkung statt (Meier 2005). Die Bauweise mit durchgehender Bewehrung unterscheidet sich hinsichtlich ihrer Tragwirkung somit wesentlich von der heute üblichen Bauweise mit unbewehrten und verdübelten Platten.

Die Entwicklung eines FE-Modells für die durchgehend bewehrte Betondecke erfolgte schrittweise von einem kleinen Modell zu einem größeren Gesamtsystem. Verwendet wurde hierzu das Programmsystem ANSYS.

Zunächst wurde ein einfaches Basismodell mit den Abmessungen 1,5 m x 1,5 m erarbeitet, um die Berechnungszeiten in der ersten Orientierungsphase zu begrenzen. Die Festlegung dieser Modellgröße erfolgte anhand der Auswertung der Literaturquellen (z.B. Meier 2005, Ren et al. 2014) sowie der ausgeführten Strecken an der BAB A 94 bei Forstinning und der BAB A 5 bei Darmstadt. Ein Rissabstand von rd. 1,5 m zwischen den sich einstellenden Querrissen wird als optimal angesehen, da hierbei die Rissweite im angestrebten Bereich unterhalb 0,5 mm bleibt.

Durch Variation der Material- und Konstruktionsparameter der Basismodelle wurden vertiefte Erkenntnisse hinsichtlich der Modellierung der Längs- und Querbewehrung gewonnen. Grundsätzlich kann die Bewehrung in ANSYS entweder diskret als Einzelstäbe oder indirekt über die Angabe eines Bewehrungsgrades in den Beton eingelegt werden. Bei den ersten Simulationen wurde schnell deutlich, dass die durchgehende Bewehrung mit der trivialen Definition eines Bewehrungsgrades nicht ausreichend realitätsgenau abgebildet werden kann.

Der Straßenaufbau wurde bei allen FE-Modellen durch ein sogenanntes "Multilayersystem" abgebildet. Dies bedeutet, dass das Trag- und Verformungsverhalten der unterhalb der Betondecke angeordneten Asphaltzwischen-schicht und der hydraulisch gebundenen Tragschicht nicht über Winkler'sche Senkfedern, sondern über einzelne, übereinander gelegte homogene, linearelastisch-isotrope Schichten gemäß der Mehrschichtentheorie dargestellt wird. Lediglich die Frostschuttschicht und der Untergrund werden vereinfacht durch den Bettungsmodul gekennzeichnet.

Folgender Schichtenaufbau liegt der FE-Modellierung zugrunde:

Tabelle 4-10: Schichtenaufbau für FE-Modellierung

durchgehend bewehrte Betondecke		
	Dicke	240 mm
	E-Modul [N/mm ²]	variabel 30.000, 45.000
	Querdehnzahl μ [-]	0,2
	Temperaturdehnzahl α_T [1/K]	$1,0 * 10^{-5}$
Asphaltzwischen-schicht		
	Dicke [cm]	5
	E-Modul [N/mm ²]	5.000
	Querdehnzahl μ [-]	0,35
	Temperaturdehnzahl α_T [1/K]	$1,0 * 10^{-5}$

Hydraulisch gebundene Tragschicht (HGT)		
	Dicke [cm]	15
	E-Modul [N/mm ²]	5.000
	Querdehnzahl μ [-]	0,15
	Temperaturdehnzahl α_T [1/K]	$1,0 * 10^{-5}$
Untergrund		
	Bettungsmodul [N/mm ³]	0,1

Die bei der Kompositbauweise einzusetzende dünne Asphaltdeckschicht (1,5 cm bis 3,5 cm) wurde bei den Tragfähigkeitsberechnungen nicht angesetzt, da diese Schicht während der Lebensdauer der durchgehend bewehrten Betondecke mehrmals erneuert werden muss. Hierdurch kann auch auf aktuelle Entwicklungen im Asphaltstraßenbau eingegangen und neuartige Bauweisen eingesetzt werden. Da hierfür die anzusetzenden Materialparameter allerdings nicht bekannt sein können, wurde die geringe mittragende Wirkung der Asphaltdecke bei der Kompositbauweise, auf der sicheren Seite liegend, nicht berücksichtigt.

Zwischen der Asphaltzwischenenschicht und der durchgehend bewehrten Betondecke wird voller Verbund angenommen.

Anhand des kleinen Basismodells wurden erste orientierende Berechnungen durchgeführt, um die Funktionstüchtigkeit des Modells zu testen. Durch Erweiterung des Basismodells konnte in einem nächsten Schritt das Berechnungsmodell, bestehend aus 12 Basismodellen, entwickelt werden. Ferner zeigte sich, dass die fest vorgegebene Plattengeometrie von 1,5 m x 1,5 m zu starr für die weiter durchzuführenden Berechnungen ist. Das Berechnungsmodell wurde daher auch dahingehend umgearbeitet, dass auch andere Rissabstände simuliert werden können, die von der vorgegebenen Größe des Basismodells von 1,5 m abweichen. Um den Rechenaufwand und den damit einhergehenden Zeitbedarf zu beschränken, wurde die Anzahl der Platten (2 Elemente in der Breite, 6 Elemente in der Länge) allerdings nicht mehr verändert.

Durch Vergleichsrechnungen konnte nachgewiesen werden, dass beim 12-teiligen Berechnungsmodell unter Verkehrsbelastung in Systemmitte nur vernachlässigbar geringe Kräfte an Anfang und Ende des Modells auftreten. Somit wird erreicht, dass beim Berechnungsmodell nur mehr zu vernachlässigende Kräfte in Längsrichtung in die anschließenden Segmente übertragen werden. Die im Berechnungsmodell unterstellte Systemlänge ist damit hinreichend lange, um die Kräfte, Spannungen und Verformungen realistisch abbilden zu können.

Beim Berechnungsmodell wurde das Multilayersystem beibehalten. Die unterhalb der Betondecke angeordneten gebundenen Schichten (Asphalzwischenschicht, hydraulisch gebundene Tragschicht und Untergrund) werden hierbei durchgehend über das Gesamtsystem simuliert.

Die Bewehrung wurde sowohl in Längs- als auch in Querrichtung durchgehend im gesamten Berechnungsmodell simuliert. Für die Längsbewehrung wurden ein Stabdurchmesser von 20 mm und ein Stababstand von 175 mm gewählt. Hieraus ergibt sich ein Bewehrungsgrad von 0,75 %. Die Anordnung der Längsbewehrung erfolgt mittig in der neutralen Zone. Sie dient – im Gegensatz zum konstruktiven Ingenieurbau – nicht der Abtragung von Verkehrslasten und / oder Eigengewicht. Die Längsbewehrung dient vorrangig der Aufnahme der Zwangsbeanspruchungen infolge Schwinden des Betons sowie infolge Temperatureinwirkung. Zur Auflagerung der Längsbewehrung sowie zur Vermeidung von klaffenden Längsrissen in der durchgehend bewehrten Betondecke wird eine Querbewehrung angeordnet. Sie wird im Winkel von 60° gedreht zur Fahrbahnachse und einem Abstand von 60 cm eingebaut. Hierdurch sollen Querrisse oberhalb der Querbewehrung vermieden werden. Die Herstellung der Querbewehrung erfolgt aus vorgefertigten Gitterträgern.

Diese Bewehrungsführung wird auch von (Meier 2005) für die Realisierung von durchgehend bewehrten Betondecken vorgeschlagen. Ferner wurde diese Bewehrungsführung bei den Versuchsstrecken an der BAB A 5 bei Darmstadt und bei der BAB A 94 mit großem Erfolg eingesetzt.

Die Durchmesser der Längs- und Querbewehrung wurden entsprechend DIN 488 (Betonstahl (2009)) gewählt. Hierdurch wird sichergestellt, dass bei einer späteren Realisierung der Kompositbauweise auch im Handel verfügbare Stähle eingebaut werden können und keine Sonderprodukte erforderlich sind.

In nachfolgender Tabelle ist die Bewehrungsführung dargestellt, die der FE-Modellierung zugrunde gelegt wurde.

Tabelle 4-11: Bewehrung für FE-Modellierung

Längsbewehrung:		
	Abstand:	17,5 cm
	Durchmesser:	20 mm
	Bewehrungsgrad:	0,75 %
	Einbaurichtung:	Längs der Fahrbahnachse

Querbewehrung:		
	Abstand:	600 mm
	Durchmesser Obergurt:	16 mm
	Bewehrungsgrad:	0,14 %
	Einbaurichtung:	60° gedreht zur Fahrbahnachse

Um die Querkraftübertragung zwischen den einzelnen Platten entsprechend der Realität abbilden zu können, wurden die Platten untereinander gekoppelt. Hierbei wurde die Kopplung so abgebildet, dass rd. 50% der Querkräfte von der einen auf die andere Platte übertragen werden. Dies entspricht dem in Kap. 4.2.2 beschriebenen Wirksamkeitsindex von 0,95.

Die sich mit der Zeit einstellenden Schwindverformungen (sh. Kap. 4.5) werden bei den FE-Berechnungen als aufgezwungene Verformung in Längsrichtung berücksichtigt. Entsprechend Kap. 4.7.2.4 wird hierbei für einen Standardbeton C30/37 eine Schwindverformung von 0,2 ‰ und für einen nacherhärteten Beton von 0,3 ‰ angesetzt. Vergleichsrechnungen für die infolge Schwindens entstehenden Zugspannungen im Betonstahl zeigten eine gute Übereinstimmung mit den Berechnungsergebnisse an den FE-Modellen.

Nach erfolgter Modellbildung wurden Berechnungen zur Kalibrierung des FE-Modells durchgeführt. Hierzu wurden die Ergebnisse von (Meier 2005) herangezogen sowie ergänzende Handrechnungen nach den unter Kap. 4.2 und Kap. 4.4 beschriebenen Verfahren durchgeführt. Hierbei zeigte sich eine gute Übereinstimmung der Berechnungsergebnisse mit den FE-Modellen.

Nach erfolgter Modellbildung ist die Festlegung der aufzubringenden Lasten ein weiterer Schritt, um die Spannungen im Beton und im Bewehrungsstahl ermitteln zu können. Die Berechnungen der Spannungen aus Verkehrslast und aus Temperatur erfolgten hierzu jeweils an den gleichen Modellen, um die Einflüsse der temperaturbedingten Verformungen auf den Gesamtspannungszustand berücksichtigen zu können.

Nachfolgende Tabelle gibt einen Überblick über die mittels FE-Simulation untersuchten Lastfälle.

Tabelle 4-12: Übersicht untersuchte Lastfälle

Nullspannungs- temperatur	E-Modul Beton [N/mm ²]		Verkehrslast Sommerliche Temperatureinwirkung	Verkehrslast Winterliche Temperatureinwirkung	
	30.000	45.000		gemäßigt	streng
20°C	X	X	X	X	X
25°C	X	X		X	X
35 °C	X	X		X	X

Für jeden Lastfall wurden die Spannungen in Abhängigkeit der Rissabstände 0,8 m, 1,0 m, 1,2 m, 1,5 m und 1,8m berechnet und vergleichend gegenüber gestellt.

4.9.3.2 Verkehrslast

Als Verkehrslast wurde eine Belastung von 50 kN (Kontaktdruck 0,7 N/mm²) mit einem Einzelrad aufgebracht und über das Modell veränderlich angeordnet. Je nach betrachtetem Temperaturlastfall treten die größten Zugspannungen im Beton und im Bewehrungsstahl entweder in Plattenmitte (Lastfall sommerliche Temperaturen) oder auf einem Querriss (Lastfall winterliche Temperaturen) auf. Nachfolgende Betrachtungen berücksichtigen jeweils die Lastkombination, die am ungünstigsten wirkt und somit zu den größten Zugspannungen im Beton und im Bewehrungsstahl führt.

4.9.3.3 Sommerliche Temperaturbeanspruchung

Neben der Verkehrslast wurde ein sommerlicher Temperaturlastfall vertieft untersucht, der zu einer Erwärmung der durchgehend bewehrten Betondecke von oben und damit zu einer Aufwölbung der „Platten“ zwischen den Querrissen führt. Basis hierfür waren, wie schon in Ziff. 4.4.2 aufgeführt, Ergebnisse von Temperaturmessungen im südbayerischen Raum im Sommer 2013 auf einer mit Asphalt überbauten Betondecke. Für die Berechnungen mit FE-Modellen wurde folgende Temperaturverteilung zugrunde gelegt:

Tabelle 4-13: sommerliche Temperaturbelastung

OK Beton	43°C	
UK Beton	29°C	
OK Asphaltzwischen-schicht	29°C	
UK Asphaltzwischen-schicht	25°C	
OK HGT	25°C	
UK HGT	13°C	

Hierbei zeigte sich, dass aufgrund der geringen Rissabstände (untersuchten Bereich 80 cm bis 180 cm) nur geringe Aufwölbungen und damit verbunden geringe Wölbspannungen in Fahrbahnlängsrichtung auftreten. Daher wurden die sommerlichen Temperaturlastfälle lediglich mit der ungünstigsten Nullspannungstemperatur von 20°C berechnet. Je nach Modellgröße schwanken die Biegezugspannungen an der Unterseite der Betondecke zwischen 0,75 N/mm² und 0,6 N/mm² am verformten System unter Verkehrslast. Diese Werte liegen allerdings deutlich unterhalb der maximal zulässigen Biegezugspannung des Betons, auch unter Berücksichtigung der Dauerhaftigkeit entsprechend dem Schaubild nach Smith. Die Stahlspannungen in der durchgehenden Längsbewehrung liegen je nach gewähltem Rissabstand zwischen 35 N/mm² und 40 N/mm² und damit weit unterhalb der aufnehmbaren Stahlzugspannung von 400 N/mm².

Für die Bemessung der durchgehend bewehrten Betondecke wurde im Anschluss die winterliche Temperatureinwirkung vertieft untersucht.

4.9.3.4 Winterliche Temperaturbeanspruchung bei strengen Wintern

Insbesondere bei der Betrachtung der maßgeblichen Zugspannungen im Beton und im Betonstahl kommt der Temperatur, bei der die durchgehend bewehrte Betondecke quasi spannungsfrei ist (Nullspannungstemperatur) eine besondere Bedeutung zu. Die theoretischen Erläuterungen hierzu sind Kap. 4.3.1 zu entnehmen.

Nachfolgende Abbildung zeigt das verformte Berechnungsmodell bei winterlicher Temperaturbelastung und die zugehörigen Verformungen. Auf die Darstellung einer zusätzlich einwirkenden Verkehrslast an der ungünstigsten Stelle auf dem Riss wurde aus Gründen der Übersichtlichkeit verzichtet.

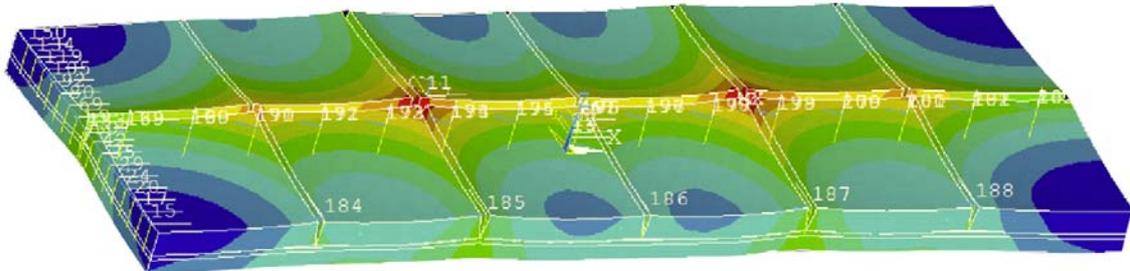
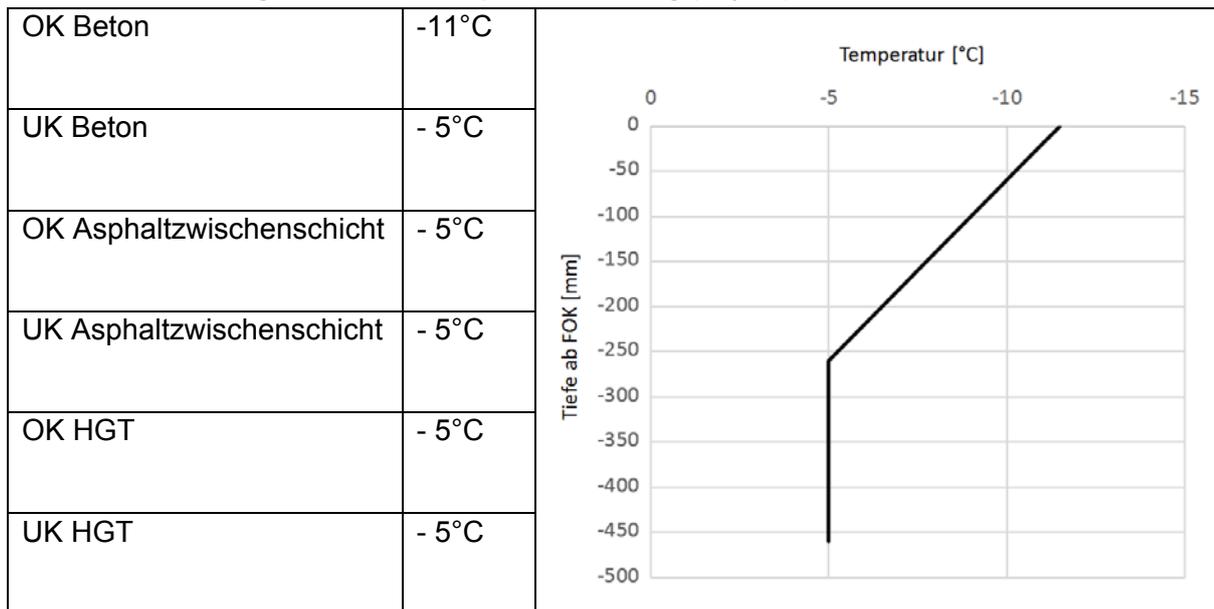


Abbildung 4-30: verformtes Berechnungsmodell infolge winterlicher Temperatureinwirkung.

Die Einprägung der Nullspannungstemperatur in die Betondecke erfolgt in der Frühphase der Erhärtung der Betondecke innerhalb des ersten Tages nach der Betonage. Ursachen hierfür sind im Wesentlichen die Entwicklung der Hydratationswärme in der durchgehend bewehrten Betondecke und die sich daran anschließende Abkühlung mit dem Aufbau von Zwangsspannungen. Ferner wird die Nullspannungstemperatur maßgeblich durch die Temperaturverhältnisse beim Einbau der Betondecke beeinflusst (sh. Kap. 4.3.1). Zur Abschätzung des Einflusses der Nullspannungstemperatur auf die Zugspannungen im Beton und im Betonstahl wurden bei den FE-Berechnungen die angesetzten Nullspannungstemperaturen variiert. Die Berechnungen wurden durchgeführt für Nullspannungstemperaturen von 20°C, 25°C sowie 35°C.

Als Temperaturbelastung wurde die in der nachfolgenden Tabelle dargestellte winterliche Verteilung über den Querschnitt für strenge Witterungsverhältnisse angenommen.

Tabelle 4-14: strenge winterliche Temperaturverteilung (Bayern)



Grundlage für diese Temperaturverteilung sind die Untersuchungen von (Lechner 1996), die auf Messungen an Betondecken im Winter im Münchner Raum beruhen. Der winterliche Temperaturgradient in der Betondecke wurde mit 0,025 K/mm angesetzt. Die Temperaturen in der Asphaltzwichenschicht und der hydraulisch gebundenen Tragschicht wurden vereinfachend konstant und auf der sicheren Seite liegend mit -5°C angenommen.

Neben der Temperaturbelastung wurde, wie bereits beschrieben, eine Verkehrslast durch ein Einzelrad mit einer Belastung von 50 kN (Kontaktdruck 0,7 N/mm²) an der ungünstigsten Laststelle (bei winterlicher Temperaturverteilung in unmittelbarer Nähe zum Querriss) auf das verformte System aufgebracht. Ferner wurde das Schwindverhalten der Betondecke bei den FE-Modellierungen berücksichtigt. Für einen Standardbeton C30/37 wurde eine Schwindverkürzung von 0,2 mm/m zugrunde gelegt (sh. auch Kap. 4.7.2.4).

Die nachfolgenden Auswertungen basieren auf den Berechnungsergebnissen der FE-Modellierung. Um einen besseren Vergleich der auftretenden Spannungen im Stahl und im Beton zu ermöglichen, werden in den Auswertungen die Spannungen nicht als Absolutwerte angegeben, sondern es wird der Ausnutzungsgrad η wie folgt definiert:

$$\eta = \frac{\text{vorhandene Spannung}}{\text{maximal aufnehmbarer Spannung}} * 100 \%$$

4.82

Die maximal aufnehmbaren Spannungen können Kap. 4.7 entnommen werden. Durch den Vergleich der Ausnutzungsgrade können die Ergebnisse der FE-Berechnungen übersichtlich in Abbildungen dargestellt werden.

Einem ersten Rechenlauf wurde eine über den Querschnitt konstante Nullspannungstemperatur von 20°C und strenger winterlicher Temperatureinwirkung zugrunde gelegt. Dies entspricht etwa einem Betoneinbau im zeitigen Frühjahr oder im Spätherbst. Als E-Modul des Betons wurde der Standardwert von 30.000 N/mm² den Berechnungen zugrunde gelegt. Die Berechnungen erfolgten für folgende Rissabstände 0,8 m, 1,0 m, 1,2 m, 1,5 m, und 1,8 m. In der nachfolgenden Abbildung sind die Ausnutzungsgrade für den Beton sowie den Betonstahl dargestellt:

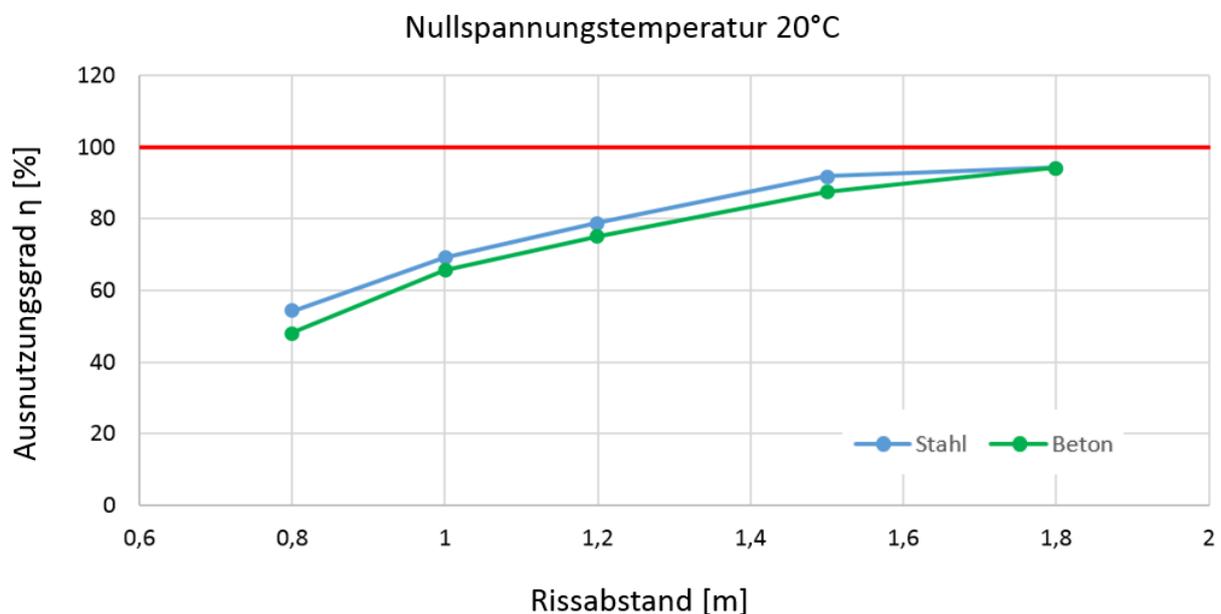


Abbildung 4-31: Ausnutzungsgrade bei Nullspannungstemperatur 20 °C bei strenger winterlicher Temperatureinwirkung (Bayern)

Die Auswertung zeigt, dass die Ausnutzungsgrade für den Beton und den Betonstahl nahe zusammen liegen und somit ein wirtschaftlich optimiertes System vorliegt. Bei den untersuchten Rissabständen bis zu 1,8 m werden weder die maximal aufnehmbare Betonzugspannung noch die maximale Stahlzugspannung überschritten. Es ist daher zu erwarten, dass bei einer angenommenen Nullspannungstemperatur von 20 °C der sich einstellende Rissabstand größer als 1,8 m liegen wird.

Nachfolgende Abbildung zeigt die Ausnutzungsgrade im betrachteten Deckensystem bei einer angenommenen Nullspannungstemperatur von 25°C bei ansonsten gleichen Randbedingungen.

Diese Nullspannungstemperatur wird in etwa erreicht, wenn der Beton bei mäßig warmer Witterung eingebaut wird.

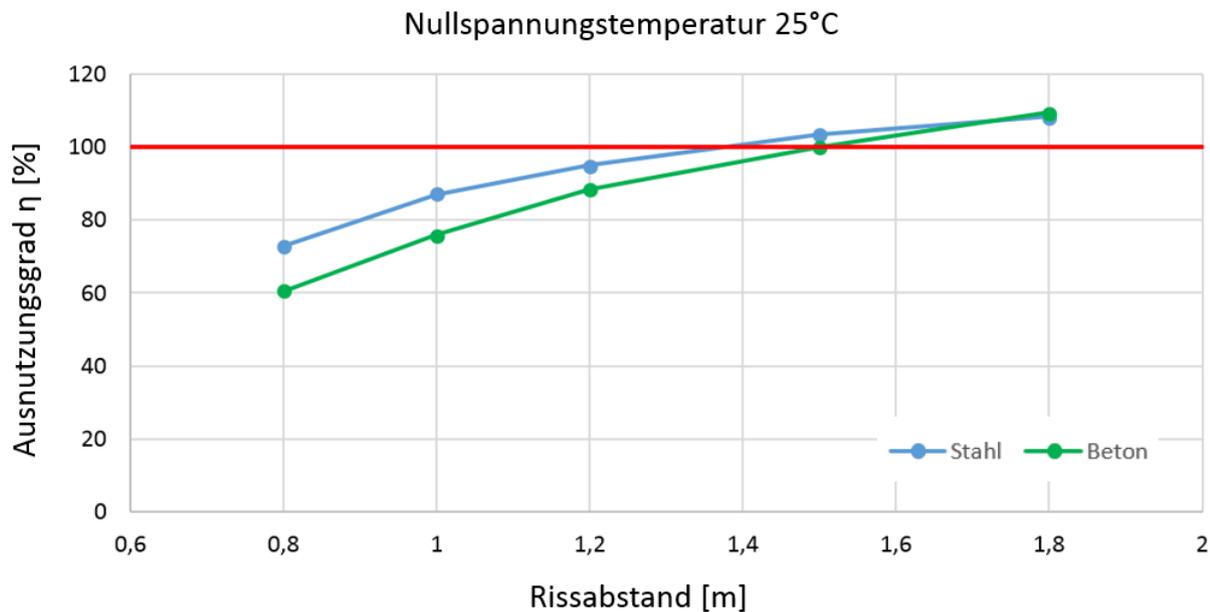


Abbildung 4-32: Ausnutzungsgrade bei Nullspannungstemperatur 25 °C bei strenger winterlicher Temperatureinwirkung (Bayern)

Des Weiteren wurde als Extremfall eine Nullspannungstemperatur von 35°C näher untersucht. Dieser Lastfall stellt eine ungünstigste Situation dar. Entsprechend Ziff. 3.3.1.8. der ZTV Beton-StB 07/13 (Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton (2007/2013)) muss die Frischbetontemperatur auf der Baustelle ab einer Außenlufttemperatur von + 25°C laufend kontrolliert werden. Die Frischbetontemperatur darf während der Bauarbeiten nicht über 30°C ansteigen. Wie erläutert, nimmt die Betontemperatur aufgrund der einsetzenden Hydratation um einige Grad zu. Ferner kann die Betontemperatur wegen einwirkender Sonneneinstrahlung trotz Aufbringens eines Nachbehandlungsmittels mit erhöhtem Helligkeitsbezugswert ebenfalls noch etwas ansteigen. Allerdings ist zu beachten, dass entsprechend Ziff. 3.3.3.1. der ZTV Beton-StB 07/13 bei Lufttemperaturen > 25°C die Betondecke mindestens dreimal im Abstand von 2 bis 3 Stunden anzunässen ist, um die Temperatur zu reduzieren und ein Austrocknen zu verhindern. Daher erscheint der Ansatz einer Nullspannungstemperatur von 35°C als Extremfall für die Bemessung zielführend.

Nachfolgende Abbildung zeigt, analog den vorhergehenden Abbildungen, die Ausnutzungsgrade für Beton und Betonstahl bei einer Nullspannungstemperatur von 35°C bei ansonsten gleichen Randbedingungen.

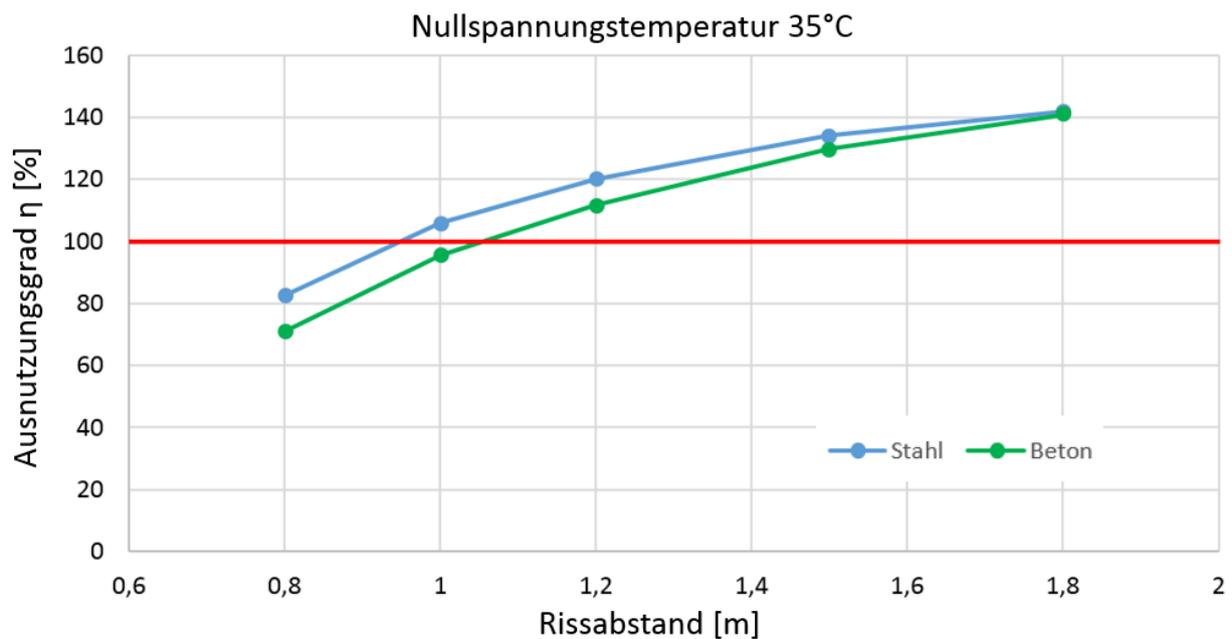


Abbildung 4-33: Ausnutzungsgrade bei Nullspannungstemperatur 35 °C bei strenger winterlicher Temperatureinwirkung (Bayern)

In Abbildung 4-32 und Abbildung 4-33 überschreitet der Ausnutzungsgrad η den Wert von 100 %. Beim Betonstahl bedeutet dies, dass die maximal angesetzte Zugspannung überschritten wird. Allerdings tritt hierbei kein schlagartiges Versagen des Betonstahls mit Bruch der Bewehrung auf. In einem eng begrenzten Maß kann daher auch eine Überschreitung der angesetzten maximal zulässigen Stahlzugspannung bis zur Fließgrenze zugelassen werden.

Wird der maximale Ausnutzungsgrad von 100 % beim verwendeten Straßenbeton überschritten, so treten dort Zugspannungen über der Zugfestigkeit des Betons auf. In diesem Fall tritt ein zusätzlicher Riss in der Betondecke auf, der entsprechend den Ausführungen in Kap. 4.3.2 zu einer Reduzierung der Betonspannung auf Null und zu einem sprunghaften Anstieg der Stahlspannung im Rissbereich führt. Der Abstand zwischen den Rissen verringert sich dadurch entsprechen.

Die obigen Abbildungen zeigen zweierlei:

Zum einen liegen die Kurven für den Ausnutzungsgrad des Betons und des Betonstahl eng beisammen. Das bedeutet, dass beim angesetzten Bewehrungsgrad von 0,75 % die beiden Hauptbaustoffe Beton C30/37 mit einem E-Modul von 30.000 N/mm² und einem Bewehrungsstahl mit Durchmesser 20 mm und einem Abstand von 175 mm wirtschaftlich aufeinander abgestimmt sind. Bei anderen Bewehrungsgraden weichen die Ausnutzungsgrade stärker voneinander ab. Nachfolgende Abbildung zeigt den Betrag der Differenzen der Ausnutzungsgrade von Beton und

Betonstahl für die drei Bewehrungsgrade von 0,47 % (Durchmesser 16 mm, Abstand 175 mm), 0,75 % (Standardfall: Durchmesser 20 mm, Abstand 175 mm) sowie 1,16 % (Durchmesser 25 mm, Abstand 175 mm) in Abhängigkeit der Nullspannungstemperatur.

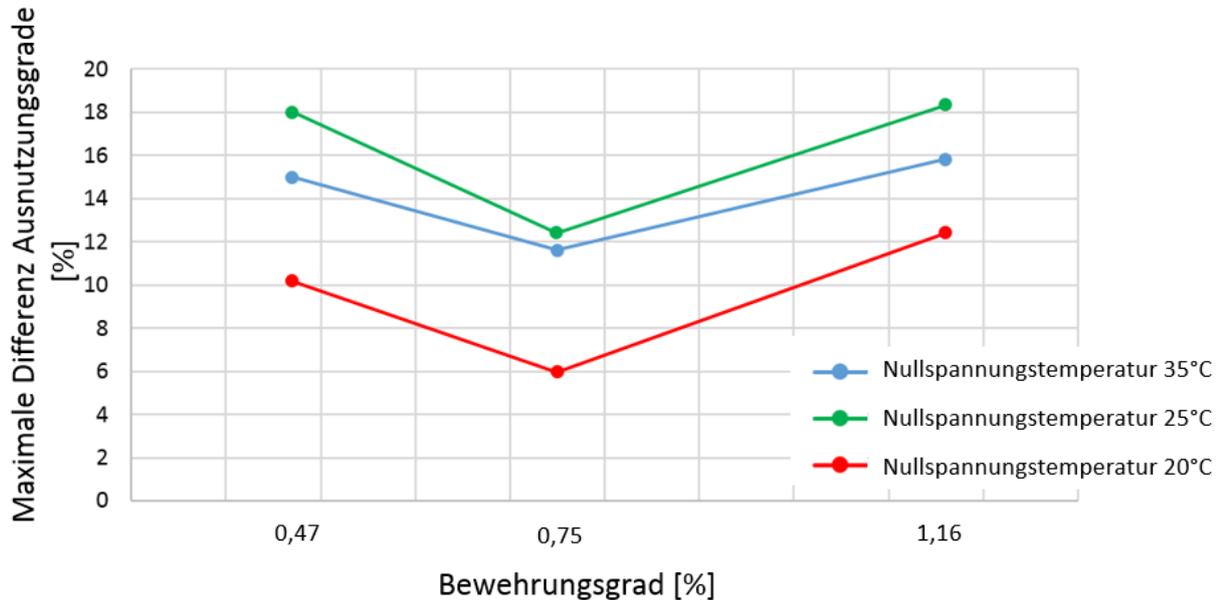


Abbildung 4-34: Differenz Ausnutzungsgrade unterschiedlicher Bewehrungsgrade.

Für die untersuchten bayerischen Temperaturverhältnisse erweist sich der Bewehrungsgrad von 0,75 % bei einem Straßenbeton C30/37 mit einem E-Modul von 30.000 N/mm² als gut aufeinander abgestimmt, da hier die Differenz bei den Ausnutzungsgraden am geringsten ist. Bei Verwendung eines sehr hohen Bewehrungsgrads von 1,16 % versagt der Beton wesentlich früher, als eine Überschreitung der angesetzten maximal zulässigen Stahlspannung eintritt. Die Bewehrung ist somit überdimensioniert, das Gesamtsystem unwirtschaftlicher. Bei einem geringen Bewehrungsgrad von 0,47 % zeigt sich, dass der Ausnutzungsgrad des Bewehrungsstahls höher liegt, als der Ausnutzungsgrad des Betons.

Darüber hinaus wird deutlich, wie stark die Beanspruchung der durchgehend bewehrten Betondecke von der Witterung beim Einbau bzw. von der sich einstellenden Nullspannungstemperatur anhängt. Wird die Betondecke bei kühler Witterung z.B. im Herbst mit einer Nullspannungstemperatur von 20 °C hergestellt, so werden die Rissabstände im Bereich von 2,0 m liegen, obwohl die am FE-Modell errechnete Rissweite unter dem angesetzten Maximalwert von 0,5 mm liegt. Erfolgt die Herstellung der durchgehend bewehrten Betondecke allerdings bei heißer hochsommerlicher Witterung im Bereich der in den ZTV Beton-StB 07/13 (Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton (2007/2013)) maximal zulässigen

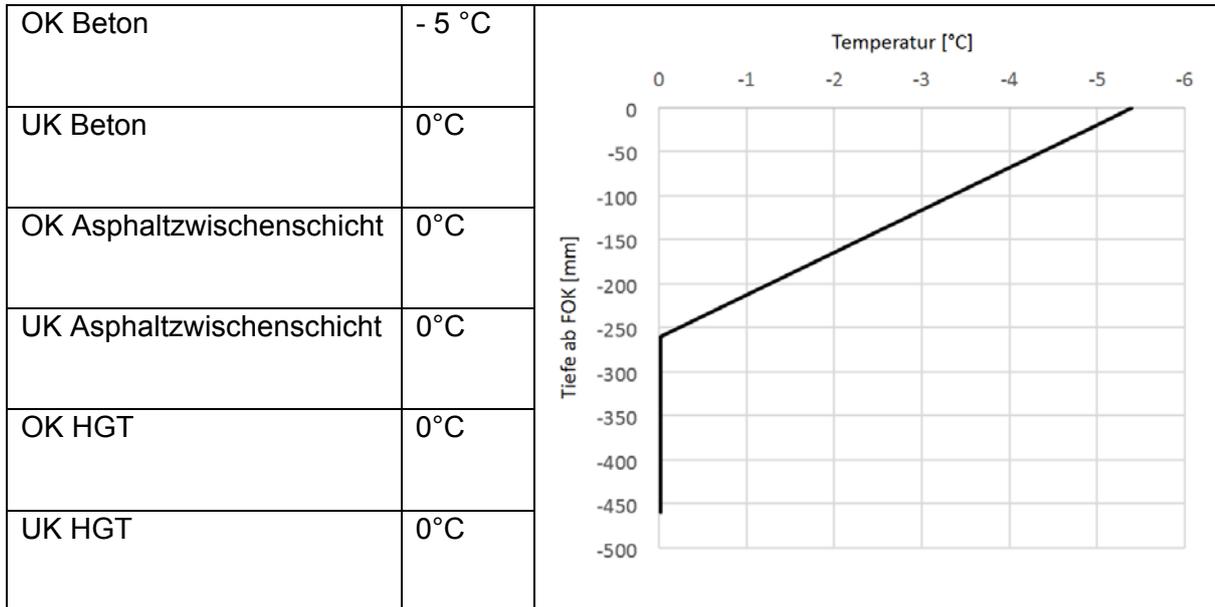
Temperaturen, so wird sich ein Rissabstand von rd. 1,0 m einstellen, da hier sowohl der Ausnutzungsgrad des Betonstahls als auch der Ausnutzungsgrad des Betons den Maximalwert von 100 % überschreitet. Die Berechnungen zeigen, dass auch in diesem Fall der Maximalwert für die Rissöffnungsweite von 0,5 mm nicht überschritten wird.

Wird die durchgehend bewehrte Betondecke bei moderaten sommerlichen Verhältnissen und einer Nullspannungstemperatur von 25 °C hergestellt, beträgt der zu erwartende Rissabstand rd. 1,5 m. Dieser Rissabstand wird als ideal angesehen, da hierbei Ausbrüche an der Betondecke, sog. Punctch-Outs, trotz der statistischen Streuung der Rissabstände nicht mehr zu erwarten sind.

4.9.3.5 Winterliche Temperaturbeanspruchung bei milden Wintern

Um den Einfluss der winterlichen Temperaturextrema abschätzen zu können, wurden ergänzende Simulationen mit einer milden winterlichen Temperaturverteilung durchgeführt, wie sie in Nordwestdeutschland, den Niederlanden oder Belgien auftreten können. Die nachfolgend angesetzte Temperaturverteilung wurde lediglich anhand von allgemein zugänglichen Klimadaten (Lufttemperaturen und deren Häufigkeiten) abgeschätzt. Ein Abgleich mit real gemessenen Temperaturen in Straßenaufbauten war leider nicht möglich. Auch hier wurden aus Vereinfachungsgründen die Temperaturen in der Asphaltzwischen- und der hydraulisch gebundenen Tragschicht konstant mit 0°C angenommen.

Tabelle 4-15: milde winterliche Temperaturverteilung



Die vergleichende Betrachtung zu den strengen winterlichen Verhältnissen zeigt, dass bei höheren winterlichen Temperaturen in der Betondecke entsprechend geringere Ausnutzungsgrade auftreten. Im Einzelnen:

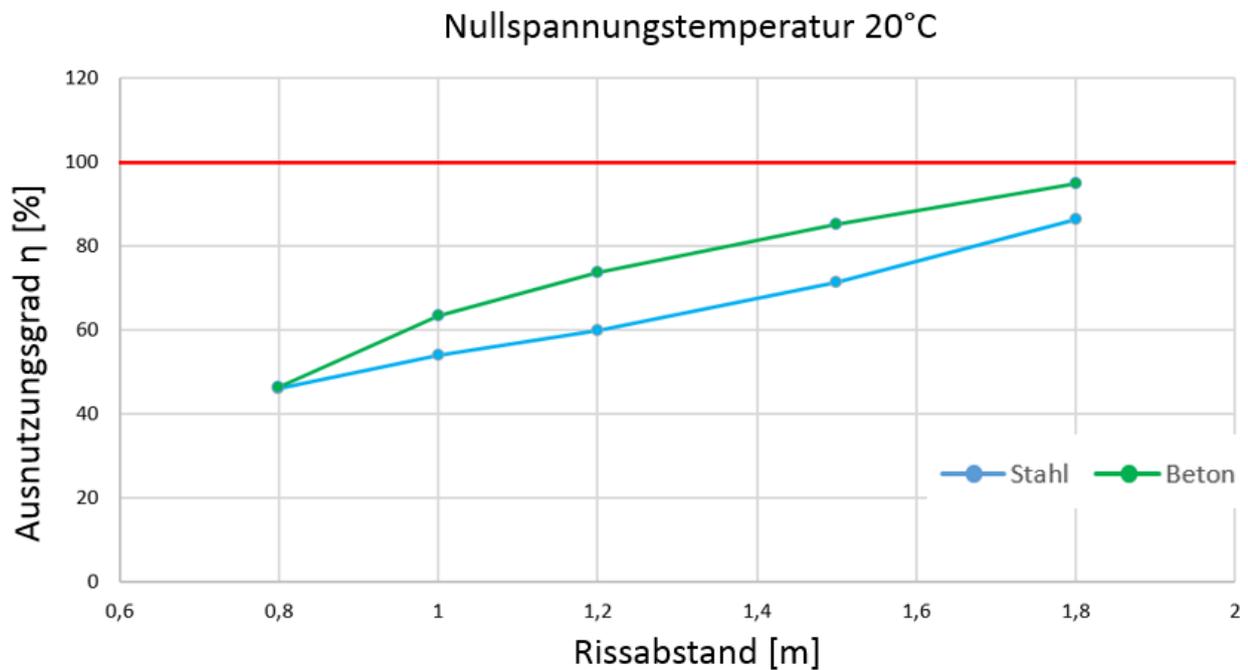


Abbildung 4-35: Ausnutzungsgrade bei Nullspannungstemperatur 20 °C (milder Winter)

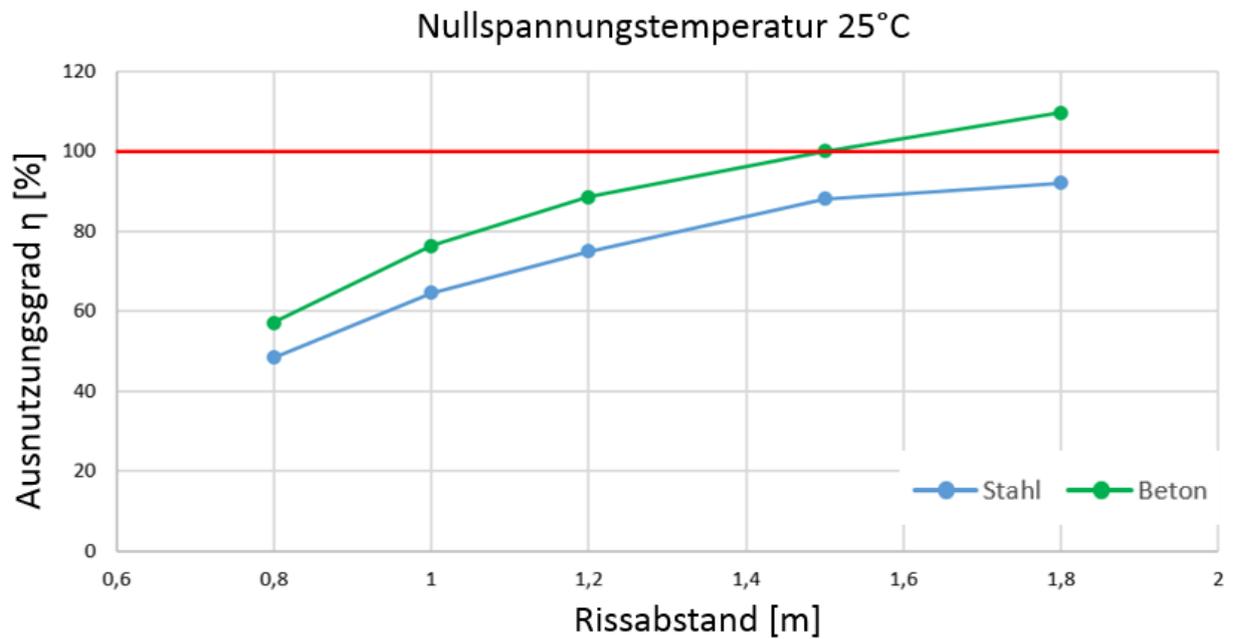


Abbildung 4-36: Ausnutzungsgrade bei Nullspannungstemperatur 25 °C (milder Winter)

Im Vergleich mit strengen winterlichen Temperaturverhältnissen ergeben sich bei Nullspannungstemperaturen von 20 °C bzw. 25°C und milden winterlichen Temperaturen nur geringe Unterschiede. Während sich bei einer Nullspannungstemperatur von 20 °C Rissabstände größer als 1,8 m einstellen, nimmt der mittlere Rissabstand bei einer Nullspannungstemperatur von 25°C auf rd. 1,5 m ab. Allerdings liegen die Ausnutzungsgrade des Betons und des Betonstahls gegenüber strengeren winterlichen Verhältnissen weiter auseinander.

Nachfolgende Abbildung zeigt die verschiedenen Ausnutzungsgrade bei einer angenommenen Nullspannungstemperatur von 35°C und milder winterlicher Temperatureinwirkung.

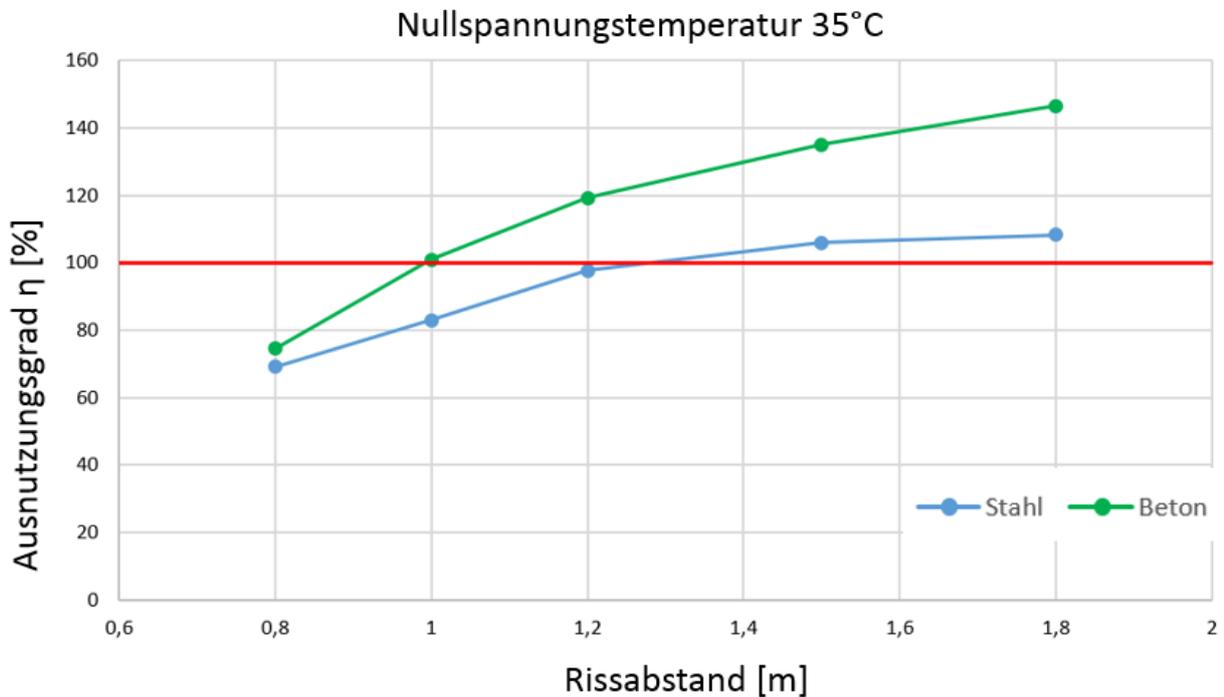


Abbildung 4-37: Ausnutzungsgrade bei Nullspannungstemperatur 35 °C (milder Winter)

Auch bei dieser Belastung zeigt sich ein ähnliches Bild wie bei strengeren winterlichen Temperaturbelastungen. Allerdings liegen hierbei die Ausnutzungsgrade von Beton und Betonstahl schon weiter auseinander, so dass eine Reduzierung des Bewehrungsgrads zu einer wirtschaftlichen Gesamtlösung führen könnte.

4.9.3.6 Vergleich milde und strenge winterliche Temperaturbeanspruchung

Vergleicht man die Ausnutzungsgrade zwischen milder und strenger winterlicher Temperaturbelastung für unterschiedliche Nullspannungstemperaturen, so zeigt sich folgender Zusammenhang:

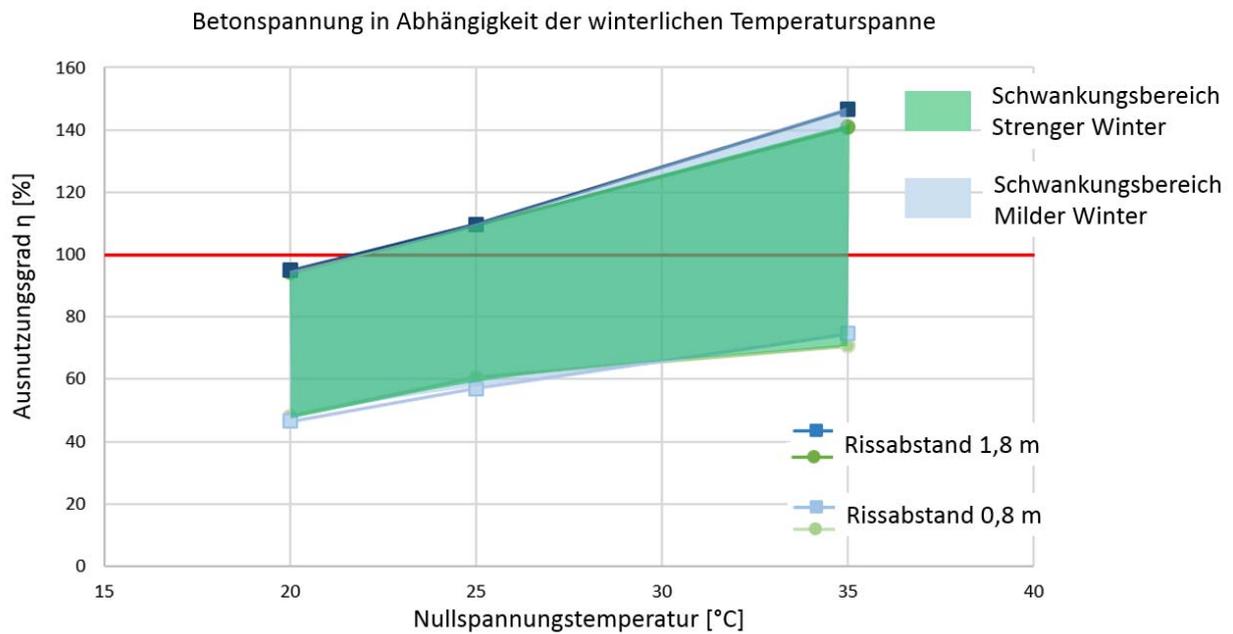


Abbildung 4-38: Ausnutzungsgrad der Betonspannung für unterschiedliche winterliche Temperatureinwirkungen

Im Vergleich zwischen strenger und milder winterlicher Temperaturverteilung liegen die Schwankungsbreiten des Ausnutzungsgrades des Betons bei den Nullspannungstemperaturen in vergleichbarer Größe.

Vergleicht man hingegen die Schwankungsbreiten der Ausnutzungsgrade des Betonstahls zeigt sich folgender Zusammenhang:

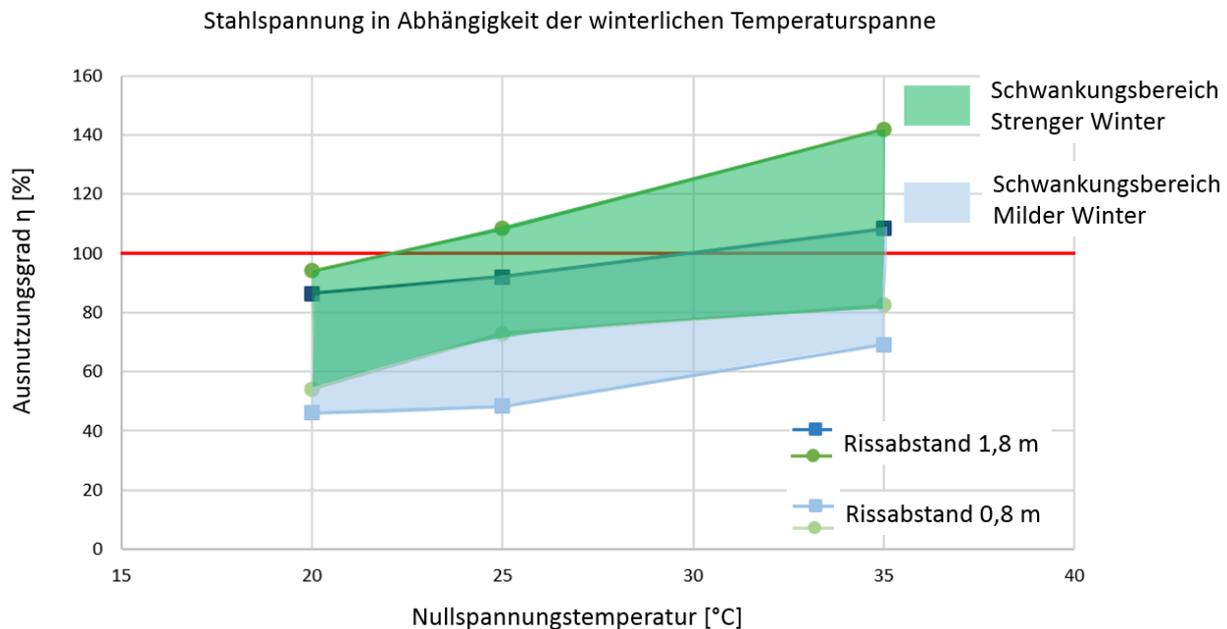


Abbildung 4-39: Ausnutzungsgrad der Stahlspannung für unterschiedliche winterliche Temperatureinwirkungen

Wie obiger Abbildung zu entnehmen ist, sind die Schwankungsbreiten der Stahlspannung in etwa gleich groß. Lediglich bei einer hohen Nullspannungstemperatur von 35°C treten bei strengen winterlichen Temperaturen größere Unterschiede in den Ausnutzungsgraden auf.

4.9.3.7 Nacherhärteter Beton E-Modul 45.000 N/mm²

Ergänzend zu den obigen Ausführungen wird im Folgenden der Einfluss eines deutlich höheren E-Moduls des Betons sowie der einhergehenden erhöhten Zugfestigkeit anhand der strengen bayerischen Temperaturverhältnisse untersucht.

Wie unter Kap. 4.7.2 erläutert, nimmt mit zunehmender Liegedauer der E-Modul aber auch die Zugfestigkeit des Betons infolge der Nacherhärtung zu. Im Folgenden wurde daher durch entsprechende FE-Modellierung als „Worst-Case-Szenario“ eine Nacherhärtung des Betons mit einem E-Modul von 45.000 N/mm² und einer maximal aufnehmbaren Betonzugspannung von 4,9 N/mm² unter den strengen bayerischen Witterungsbedingungen, wiederum für drei Nullspannungstemperaturen, untersucht.

Auch bei diesen Lastfällen wurde das Schwinden des Betons berücksichtigt. Für einen nacherhärteten Beton wurde eine Schwindverkürzung von 0,3 mm/m entsprechend Kap. 4.7.2.4 den FE-Simulationen zugrunde gelegt.

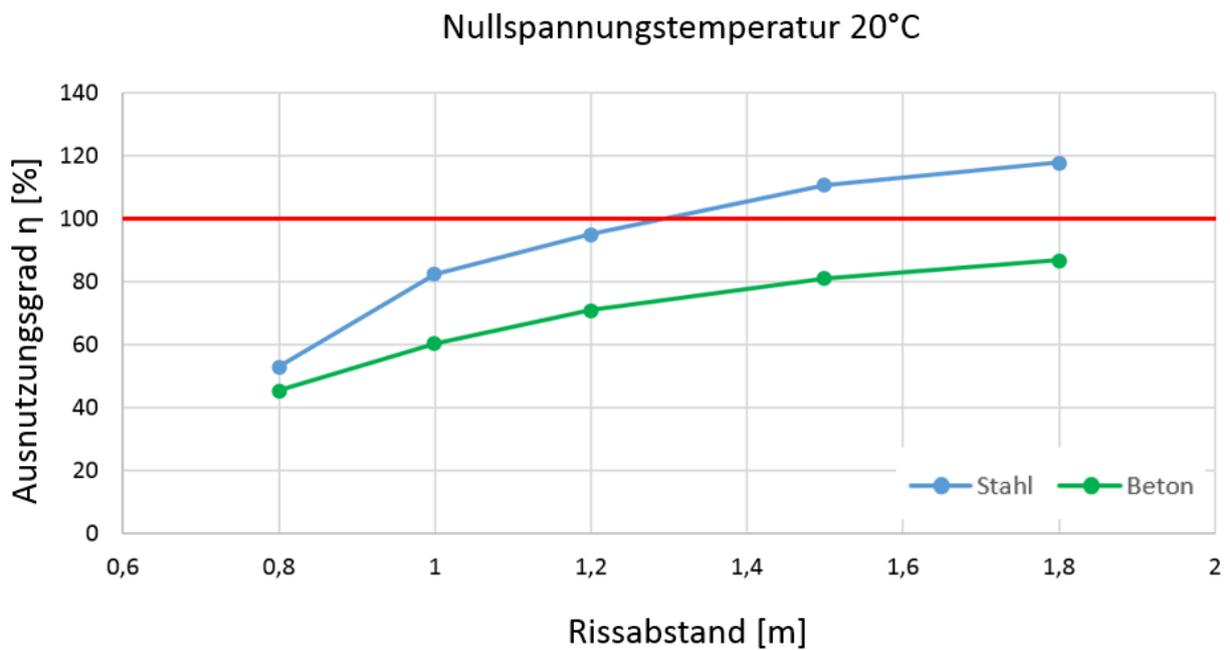


Abbildung 4-40: Ausnutzungsgrade bei Nullspannungstemperatur 20 °C und nacherhärtetem Beton

Obige Abbildung zeigt, dass bei einer Nacherhärtung des Betons die angesetzten maximalen Zugspannungen im Betonstahl bereits bei einer Nullspannungstemperatur von 20°C und einem Rissabstand von rd. 1,3 m überschritten werden. Langfristig sind bei diesem Szenario daher punktuelle Überschreitungen der Stahlspannung zu erwarten. Hier wird der Betonstahl über den linear-elastischen Bereich hinaus belastet. Es kommt zu bleibenden plastischen Verformungen und damit zu größeren Rissweiten.

Für den nacherhärteten Beton und eine Nullspannungstemperatur von 25°C ergibt sich ein ähnliches Bild:

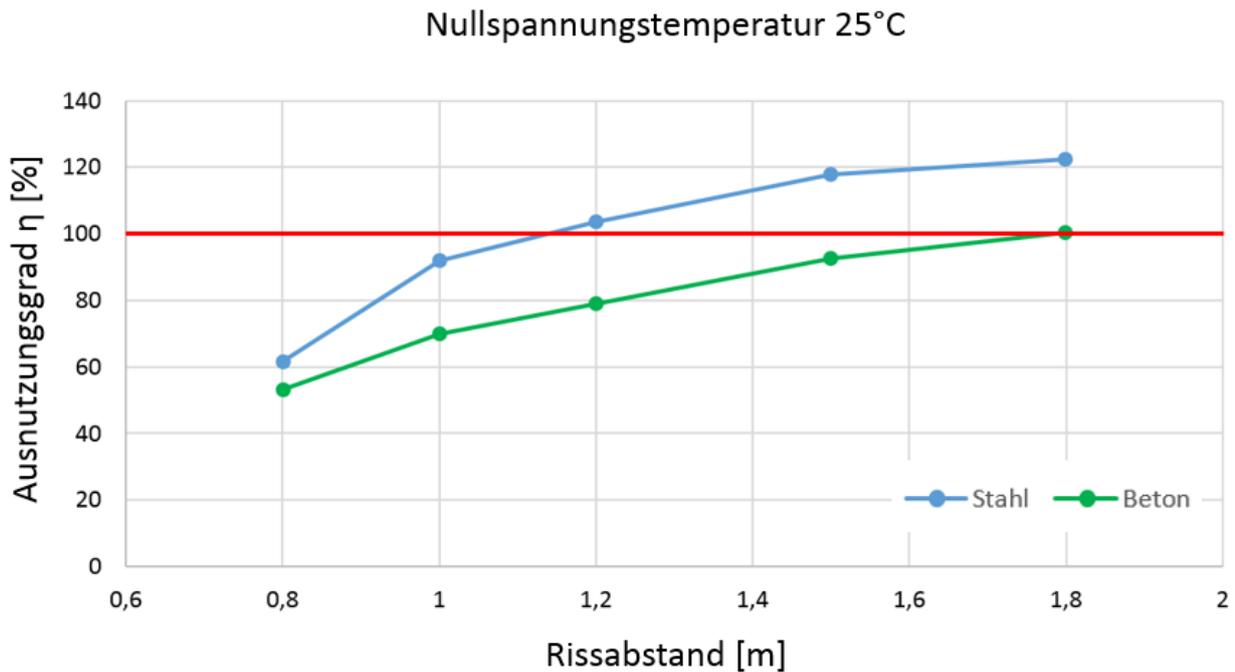


Abbildung 4-41: Ausnutzungsgrade bei Nullspannungstemperatur 25°C und nacherhärtetem Beton

Auch bei einer Nullspannungstemperatur von 25°C wird zuerst die maximal angesetzte Stahlzugspannung überschritten, während der nacherhärtete Beton noch Tragreserven aufweist. Bei dem betrachteten System wird sich ein durchschnittlicher Rissabstand von rd. 1,8 m einstellen, wobei der Stahl hierbei bereits oberhalb der Streckgrenze belastet wird und daher zu Fließen beginnt. Es sind daher größere Rissöffnungsweiten zu erwarten.

Überlagert man nun die bereits als besonders nachteilig identifizierte hohe Nullspannungstemperatur von 35°C und einen stark nacherhärteten Beton, ergeben sich nachfolgend dargestellte Ausnutzungsgrade:

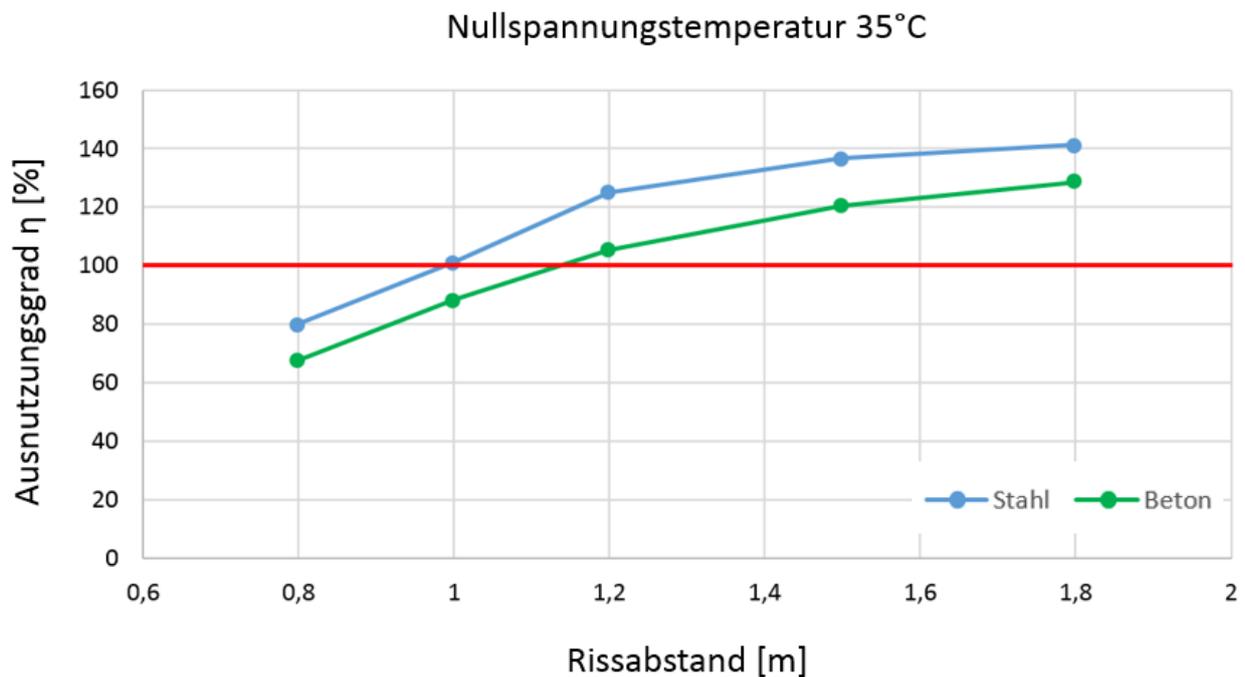


Abbildung 4-42: Ausnutzungsgrade bei Nullspannungstemperatur 35°C und nacherhärtetem Beton

In diesem Lastfall wird deutlich, dass bei einem Rissabstand von 1,0 m bis 1,2 m sowohl der Beton überlastet ist, als auch die Stahlspannung über den angesetzten maximalen Wert ansteigt. Es werden sich somit kleinere Rissabstände und zugleich größere Rissweiten einstellen.

Die obige Worst-Case-Betrachtung für nacherhärteten Beton zeigt allerdings, dass das System der durchgehend bewehrten Betondecke auch bei Überlagerung von zwei Extremfällen ausreichend Tragfähigkeitsreserven aufweist und kein Versagen des Betons z.B. in Form eines Punch-Outs zu erwarten ist. Allerdings kann aus den Berechnungen am nachgehärteten Beton gefolgert werden, sich dann Rissweiten > 0,5 mm einstellen werden. Dies erscheint jedoch aus folgendem Grund vertretbar:

Die Nacherhärtung des Betons von einem E-Modul von 30.000 N/mm² bis zu einem E-Modul von 45.000 N/mm² erfordert viele Jahre. Wie unter Kap. 4.7.2.1 dargelegt, wurden die hohen E-Moduln an über 30 Jahre alten Betondecken ermittelt. Daher ist zu erwarten, dass die Rissweiten an der durchgehend bewehrten Betondecke analog zur Entwicklung des E-Moduls ansteigen. Rissweiten, die einen Eintritt von tausalzbelastetem Wasser erlauben, treten somit erst nach Jahrzehnten auf. Da zu diesem Zeitpunkt auch die Restnutzungsdauer der durchgehend bewehrten Betondecke reduziert ist, kann dies hingenommen werden.

In der nachfolgenden Abbildung sind die Schwankungsbreiten der Ausnutzungsgrade für den Beton jeweils in Abhängigkeit des minimalen Rissabstands 0,8 m und den maximalen Rissabstands von 1,8 m für die unterschiedlichen E-Moduln für den Beton angegeben. Aus Gründen der Übersichtlichkeit wurde auf die Angabe von Zwischenwerten bei den Rissabständen verzichtet.

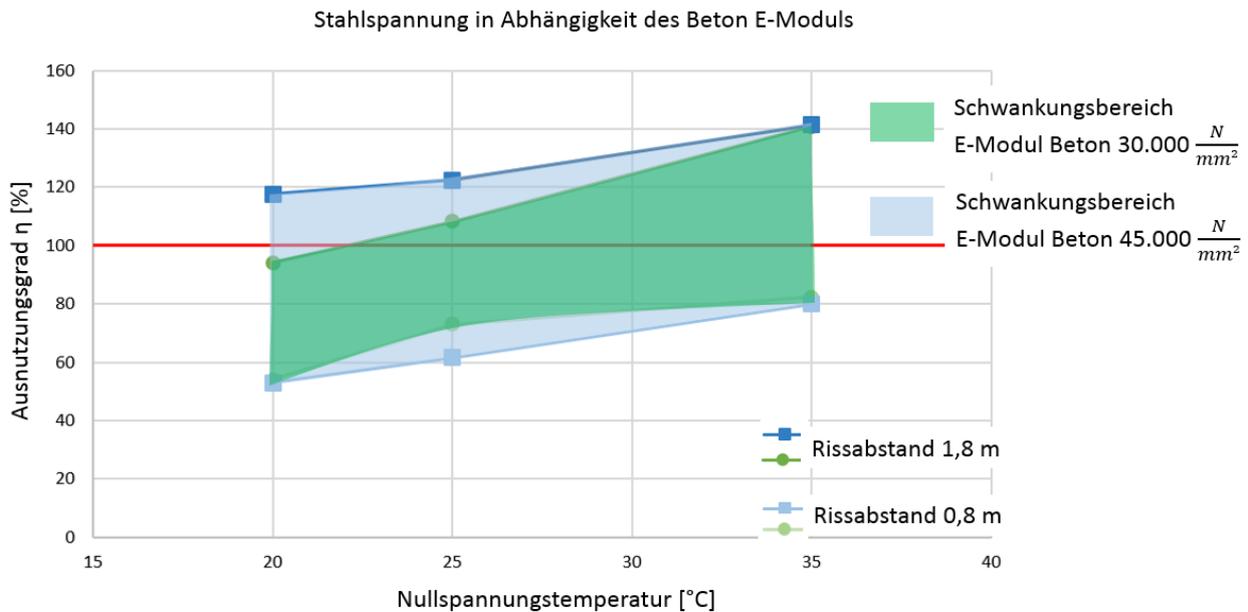


Abbildung 4-43: Ausnutzungsgrad der Stahlspannung für unterschiedliche Beton E-Moduln

Obige Abbildung zeigt, dass der Schwankungsbereich beim Ausnutzungsgrad des Betonstahls bei einem E-Modul des nacherhärteten Betons von 45.000 N/mm² deutlich größer ist, als bei einem Standard-Beton mit einem E-Modul von 30.000 N/mm². Dies zeigt, dass beim gewählten Bewehrungsgrad von 0,75 % der Ausnutzungsgrad der Stahlspannung deutlich vom Ausnutzungsgrad der Betonspannung abweicht. Für die wirtschaftliche Dimensionierung von durchgehend bewehrten Betondecken und einem höherfesten Beton (E-Modul 45.000 N/mm², Zugfestigkeit 4,9 N/mm²) ist daher eine Optimierung des Bewehrungsgrads der Betondecke erforderlich. Lediglich bei der Worst-Case-Betrachtung einer Nullspannungstemperatur von 35°C liegen die Schwankungsbreiten der Ausnutzungsgrade des Betonstahl bei Verwendung von Standardbeton C30/37 und von nacherhärteten Beton in gleicher Größenordnung

Betrachtet man nun die analoge Darstellung für die Auslastungsgrade des Betons in Abhängigkeit der E-Moduln so ergibt sich folgendes Bild:

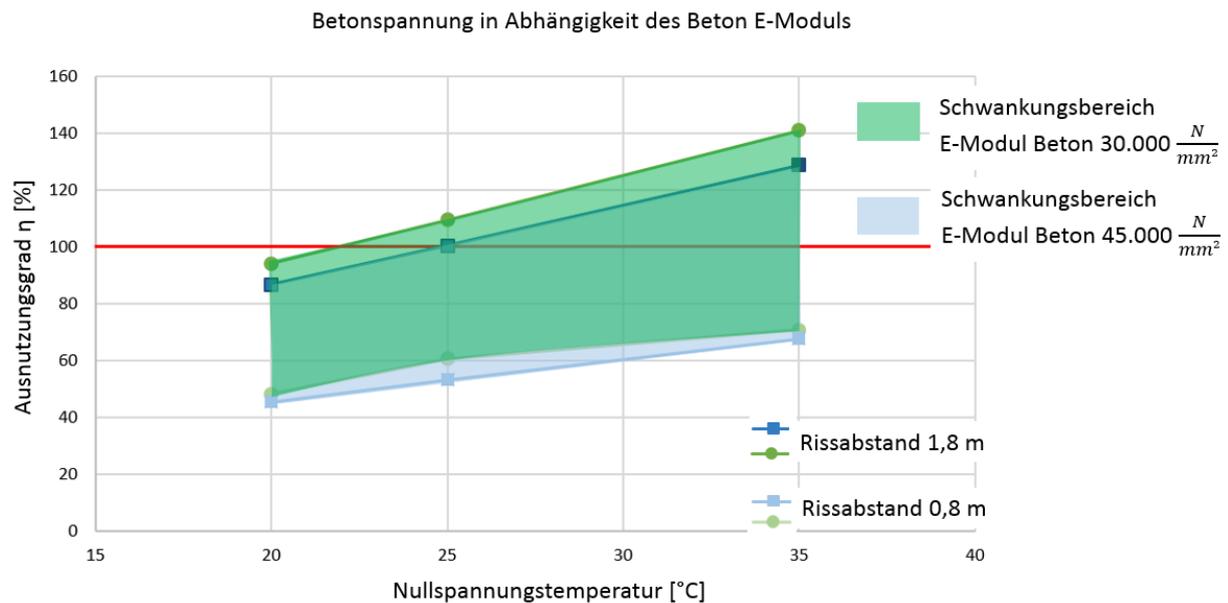


Abbildung 4-44: Ausnutzungsgrad der Betonspannung für unterschiedliche Beton E-Moduln

Hierbei zeigt sich, dass die betrachteten Schwankungen in den Ausnutzungsgraden in Abhängigkeit der untersuchten Rissabstände und der Nullspannungstemperaturen annähernd unabhängig von deren betrachteten E-Moduln des Betons sind. Dies bestätigt die unter Kap. 4.7 getroffene Annahme einer Betonzugfestigkeit von $4,9 \text{ N/mm}^2$ bei einem Beton-E-Modul von 45.000 N/mm^2 .

4.9.3.8 Zusammenfassung FE-Modellierung:

Die durchgeführten Berechnungen mit verschiedenen FE-Modellen bei winterlichen Verhältnissen zeigen folgende Ergebnisse:

a) E-Modul Beton

Der im Beton vorhandene E-Modul hat entscheidenden Einfluss auf den Rissabstand sowie die Rissöffnungsweite. Zwar geht mit einem ansteigenden E-Modul des Betons auch ein Anstieg der Betonzugfestigkeit und damit eine Spannungserhöhung im Beton einher. Da der Bewehrungsstahl aber keine weiteren Kräfte aufnehmen kann, treten hier plastische Verformungen auf, die zu größeren Rissweiten führen. Es muss daher Ziel der Bauausführung sein, den bei der Dimensionierung angesetzten E-Modul von beispielsweise 30.000 N/mm^2 zielsicher zu erreichen. Eine massive Überschreitung des angestrebten Beton-E-Moduls führt beim Bau von durchgehend bewehrten Betondecken zu größeren Rissweiten und damit langfristig zu Korrosionsproblemen. Das geltende Regelwerk der DIN EN 1992-1-1 (Eurocode

2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (2011)) beschreibt unter Ziff. 3.1.3., dass der E-Modul des Betons von seiner Zusammensetzung und wesentlich der verwendeten Gesteinskörnung abhängt. Die in der dortigen Tabelle 3.1. genannten Anforderungswerte an den E-Modul (z.B. C30/37: E-Modul 33.000 N/mm²) stellen daher nur Richtwerte dar. Der E-Modul für Betonsorten mit Kalk- oder Sandsteingesteinskörnung kann um 10 % bzw. 30 % niedriger liegen, als der angenommene Wert. Wird hingegen Basalt als Gesteinskörnung verwendet, so sollte der E-Modul um 20% erhöht werden (Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (2011)).

Die Annahme eines E-Moduls zur Bemessung ist daher mit großen Unsicherheiten behaftet. Die durchgeführten Berechnungen zeigen allerdings auch, dass bei einem angenommenen E-Modul von 45.000 N/mm² lediglich die angestrebte Rissweite von 0,5 mm überschritten wird. Da bei der Kompositbauweise die Betondecke mit einer dünnen Asphaltdecksicht überbaut wird, sind substanzgefährdende Schäden an der Gesamtkonstruktion infolge Bewehrungskorrosion nicht zu erwarten.

Im Zuge weiterer Materialforschungen ist daher zu ermitteln, ob die Anforderungen an den E-Modul des verwendeten Straßenbaubetons sowohl nach unten wie nach oben entsprechend eingegrenzt werden können. Hierdurch wäre bereits im Zuge der Dimensionierung eine wirtschaftliche Optimierung der durchgehend bewehrten Betondecke möglich.

b) Nullspannungstemperatur:

Einen großen Einfluss auf die Zugspannungen im Beton und im Bewehrungsstahl haben die Temperaturdifferenzen zwischen den Nullspannungstemperaturen, bei denen die Betondecke quasi spannungsfrei liegt, und den minimal im Winter erwarteten Temperaturen in der Betondecke.

Die Nullspannungstemperatur hängt zum einen von den Witterungs- und Temperaturverhältnissen beim Betondeckenbau und zum andern vom verwendeten Zement ab. Durch die Festlegung der Bauzeit für die Betondecke auf kühlere Jahreszeiten kann die Nullspannungstemperatur günstig beeinflusst werden. Nachfolgende Abbildung zeigt den Zusammenhang zwischen dem ungünstigeren Ausnutzungsgrad des Betons bzw. des Betonstahls sowie der erwarteten Temperaturdifferenz zwischen der Nullspannungstemperatur

und der minimal im Winter erwarteten Temperatur der Betondecke in Abhängigkeit der angestrebten Rissabstände.

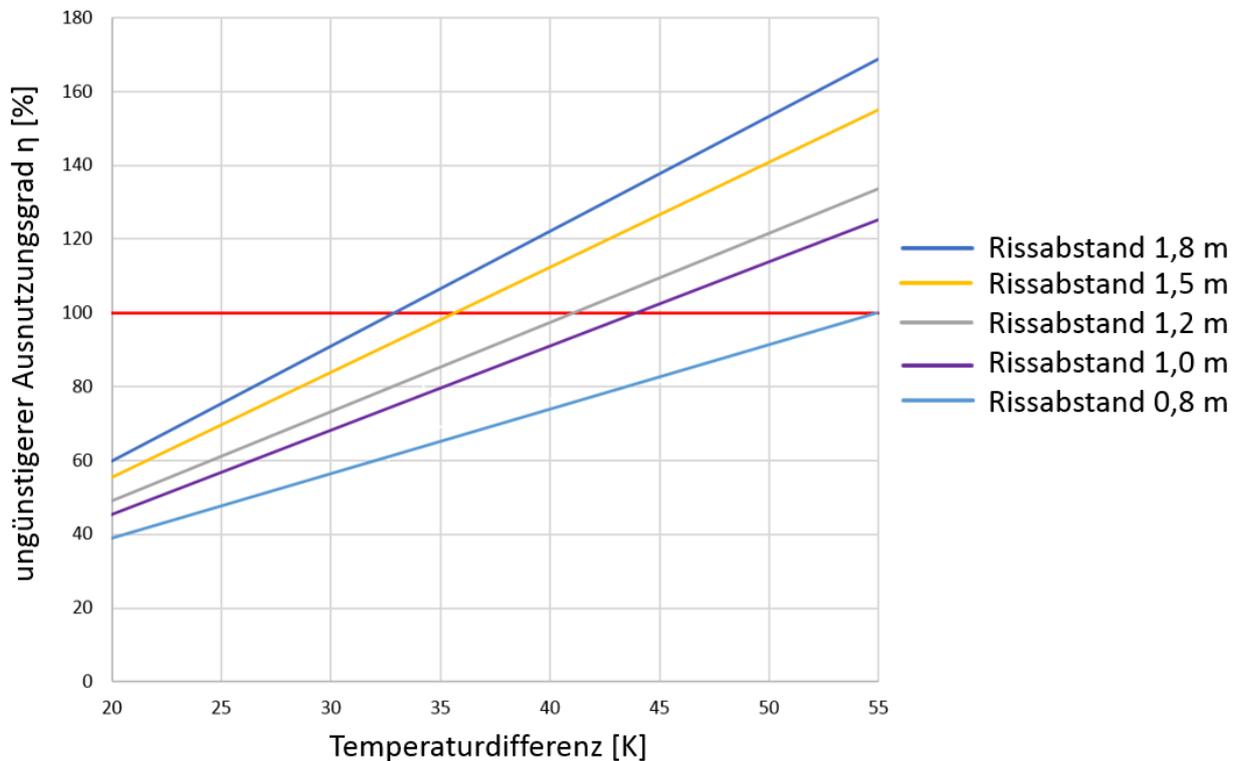


Abbildung 4-45: Vergleich Ausnutzungsgrad und Temperaturdifferenz bei einem Bewehrungsgrad von 0,75%

Wird beispielsweise ein Rissabstand zwischen 1,0 m und 1,5 m angestrebt, darf die Differenz zwischen Nullspannungstemperatur und minimaler winterlicher Temperatur in der Betondecke zwischen 36 K und 44 K liegen. Sind größere Temperaturdifferenzen zu erwarten, werden sich kleinere Rissabstände einstellen. Bei geringeren Temperaturunterschieden steigt hingegen der Rissabstand an. Durch die Berücksichtigung der maximalen Stahlausnutzungsgrade wird erreicht, dass die maximale Rissweite von 0,5 mm stets eingehalten wird.

Wie gezeigt, ist die Nullspannungstemperatur ein maßgeblicher Einflussparameter für die Rissbildung in durchgehend bewehrten Betondecken. Eine niedrige Nullspannungstemperatur wirkt sich günstig aus, da hierdurch kleinere Rissweiten und größere Rissabstände entstehen. Es wird daher vorgeschlagen, die Einbautemperaturen bei durchgehend bewehrten Betondecken enger zu begrenzen, als dies die Regelungen der ZTV Beton-StB 07/13 (Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton (2007/2013)) vorsehen. Für durchgehend bewehrte

Betondecken sollten folgende Grenzbereiche der Temperaturen von Luft und Frischbeton beim Einbau festgelegt werden:

Tabelle 4-16: Grenzbereiche der Temperaturen für den Betoneinbau bei durchgehend bewehrten Betondecken

Betoneinbau	Lufttemperatur T_L	Betontemperatur T_B
Zulässig	$5^\circ\text{C} \leq T_L \leq 20^\circ\text{C}$	$5^\circ\text{C} \leq T_B \leq 25^\circ\text{C}$
Nur mit besonderen Maßnahmen zulässig	$-3^\circ\text{C} \leq T_L \leq 5^\circ\text{C}$ $20^\circ\text{C} \leq T_L \leq 25^\circ\text{C}$	
unzulässig	$T_L \leq -3^\circ\text{C}$ $T_L > 25^\circ\text{C}$	$T_B < 5^\circ\text{C}$ $T_B > 25^\circ\text{C}$

Einen weiteren, in dieser Arbeit nicht untersuchten, Einfluss auf die entstehende Nullspannungstemperatur hat die Entwicklung der Hydratationswärme des verwendeten Zements. Spezielle Zemente mit einer besonders niedrigen Hydratationswärmeentwicklung sind in der DIN EN 14216 (Zement - Zusammensetzung, Anforderungen und Konformitätskriterien von Sonderzement mit sehr niedriger Hydratationswärme (2004)) geregelt. Allerdings sind diese Zemente für den Straßenbau entsprechend den ZTV Beton-StB 07/13 (Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton (2007/2013)) nicht zugelassen. Ob ein Einsatz im Straßenbau möglich wäre, kann nur durch weitere Forschungen untersucht werden. Zu Bedenken ist ferner, dass diese Spezialzemente nur eine Festigkeitsklasse von 22,5 (28-Tage-Druckfestigkeit zwischen 22,5 N/mm² und 42,5 N/mm²) und daher deutliche geringere Zugfestigkeiten aufweisen als der im Betonstraßenbau zugelassene reine Portlandzement CEM I 42,5 N.

Aus Sicht einer wirtschaftlichen Dimensionierung von durchgehend bewehrten Betondecken ist eine möglichst geringe Temperaturdifferenz zwischen Nullspannungstemperatur und winterlicher Deckentemperatur anzustreben. Da die winterliche Deckentemperatur durch die geografische Lage der Betondecke maßgeblich beeinflusst wird, bestehen im Rahmen der Dimensionierung keine Möglichkeiten, darauf Einfluss zu nehmen. Die Nullspannungstemperatur kann jedoch durch die Wahl eines günstigen Bauzeitpunkts (kühle Temperaturen mit geringer / mäßiger Sonneneinstrahlung) sowie durch eine optimierte Betonrezeptur niedrig gehalten werden. Muss

aufgrund bauzeitlicher Zwänge hingegen die durchgehend bewehrte Betondecke im Hochsommer hergestellt werden, treten vermehrt Risse ggf. bei größeren Rissöffnungsweiten auf.

5 Untersuchungen zum Schichtenverbund zwischen Asphalt und Beton

5.1 Allgemeines

Wie im Kap. 3 erläutert, enthält das deutsche Regelwerk derzeit keine Vorgaben zur Beurteilung des Schichtenverbunds zwischen Asphalt und Beton. Bei der in dieser Forschungsarbeit zu untersuchenden Kompositbauweise ist jedoch ein ausreichender Verbund zwischen der dünnen Asphaltdecksicht und der darunter angeordneten durchgehend bewehrten Betondecke zwingend erforderlich, um den auftretenden Verkehrsbelastungen standzuhalten.

5.2 Berechnungsansätze zum Schichtenverbund

5.2.1 Allgemeines

Die Verbundfuge zwischen Beton und Asphalt wird sowohl durch horizontale als auch vertikale Kräfte infolge des überrollenden Verkehrs belastet.

5.2.2 Schubspannungen infolge horizontaler Belastungen

Die dieser Untersuchung zugrunde gelegte Konzeption einer durchgehend bewehrten Betondecke mit dünner Asphaltdeckschicht soll vor allem auf hoch belasteten Autobahnen eingesetzt werden. Die Belastung der Fahrbahn in horizontaler Richtung resultiert daher im Wesentlichen aus der zu kompensierenden Seitenbeschleunigung bei der Kurvenfahrt. Setzt man als Belastung einen nach StVZO zugelassenen LKW (44 T Gesamtgewicht) an, so ergibt sich überschlägig folgende Achslastverteilung:

Die Lenkachse weist überschlägig eine Achslast von 7,5 t auf, die über zwei Einzelräder in den Straßenoberbau eingeleitet wird. Die Radlast beträgt somit rd. 37 kN. Entsprechend § 34 StVZO (Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung 05.11.2013) beträgt die maximale Achslast der Antriebsachse 11,5 t, die i.d.R. zwillingsbereift ist. Pro Rad wird daher eine Vertikalkraft von rd. 28,2 kN in den Fahrbahnaufbau eingeleitet. Berücksichtigt man nun den maximalen Kraftschlussbeiwert entsprechend Anhang 3 der RAA 2008 (Richtlinien für die Anlage von Autobahnen (2008/2014)), so lässt sich an der ungünstigeren Antriebsachse die maximal auftretende Horizontalkraft eines LKW-Reifens berechnen:

$$\max F_R = f_{T,RAA} * F_N \quad 5.1$$

mit

$$f_{T,RAA} \text{ für eine Geschwindigkeit von 80 km/h} = 0,32$$

$$F_N \text{ Normalkraft eines Rades der Antriebsachse} = 37 \text{ kN}$$

ergibt sich eine maximale Horizontalkraft eines Rades bei Bogenfahrt zu 12,0 kN. Nachfolgende Abbildung zeigt den Lasteinleitungsbereich in der Radaufstandsfläche.

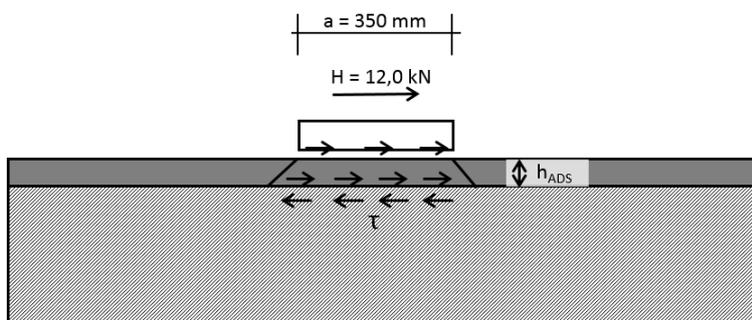


Abbildung 5-1: Einleitung Horizontalkraft infolge Bogenfahrt

Bei Ansatz eines realistischen Lastausbreitungswinkels von 45° in der Asphaltdeckenschicht ergibt sich in der Verbundfuge zwischen Asphalt und Beton folgende Schubspannung:

$$\tau = \frac{H}{\left(\frac{a}{2} + h_{ADS}\right)^2 * \pi} \quad 5.2$$

Setzt man nun für einen Dünnschichtbelag in Heißbauweise auf Versiegelung eine Schichtdicke h_A von 15 mm sowie für eine offenporige Asphaltdeckenschicht eine Schichtdicke h_A von 50 mm ein, so erhält man als Schubspannung 0,11 N/mm² bzw. 0,08 N/mm². Diese Spannungen werden durch das visko-elastische Verhalten des Asphalts teilweise abgebaut, so dass die Verbundfuge geringen Beanspruchungen ausgesetzt ist.

Darüber hinaus wird der Verbund in horizontaler Richtung auch durch die temperaturbedingte Längenänderungen in der Betondecke und der Asphaltdeckenschicht belastet. Allerdings liegen hierzu keine vertieften Untersuchungen vor, so dass dieser Effekt in den weiteren Untersuchungen vernachlässigt wird.

Des Weiteren ist zu untersuchen, welche horizontalen Belastungen infolge Bremsen des Bemessungsfahrzeugs in den Oberbau eingeleitet werden. Die anzusetzenden Bremskräfte können hierbei aus DIN EN 1991-2 (Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken (2012)) entnommen werden. Demnach wird für die Bemessung von Straßenbrücke eine Horizontalkraft von 180 kN je Doppelachse angesetzt. Die Last wird hierbei entsprechend Bild 4.2 b über 4 Aufstandsflächen von je 40 cm x 40 cm in den Straßenoberbau eingeleitet. Die daraus resultierende Schubspannung τ berechnet sich somit zu:

$$\tau = \frac{H}{4 * (400 + 2 * h_{ADS})^2} \quad 5.3$$

Mit dem anzusetzenden Wert für H von 180 kN ergeben sich Schubspannungen von 0,24 N/mm² für den Dünnschichtbelag in Heißbauweise und von 0,18 N/mm² für die 50 mm dicke Asphaltdeckschicht. Diese Schubspannungen liegen in gleicher Größenordnung wie die extrapolierten Dauerfestigkeiten (sh. Kap. 5.3.3.4). Da solch starke Bremslasten jedoch relativ selten auftreten, kann zur Abschätzung der Tragfähigkeit die im statischen Versuch ermittelte Schubfestigkeit von 0,85 N/mm² herangezogen werden. Dieser statisch ermittelte Wert wird auch bei außergewöhnlicher Bremsbelastung deutlich unterschritten.

5.2.3 Schubspannungen infolge vertikaler Belastungen

Die an der Schichtgrenze zwischen Asphalt und Beton auftretenden Schubspannungen lassen sich zum einem entsprechend den Tafeln von Boussinesq (sh. Kap. 4.2.1) oder zum andern nach dem im Folgenden vorgestellten Verfahren nach (Birmann 1981) berechnen.

Entsprechend der Dübelformel hängen die Schubspannungen von der aufgebrachten Kraft, dem statischen Moment sowie dem Flächenträgheitsmoment ab.

$$\tau_{zx}(x, z) = \frac{q(x) \cdot S_y(z)}{I_y} \quad 5.4$$

Um nun die Schubspannungen an einer dünnen zweischichtigen Platte zu ermitteln, greift (Birmann 1981) auf das Ersatzmodell eines Plattenbalkens mit gleichem E-Modul nach Eisenmann (sh. Kap. 4.2.3) zurück.

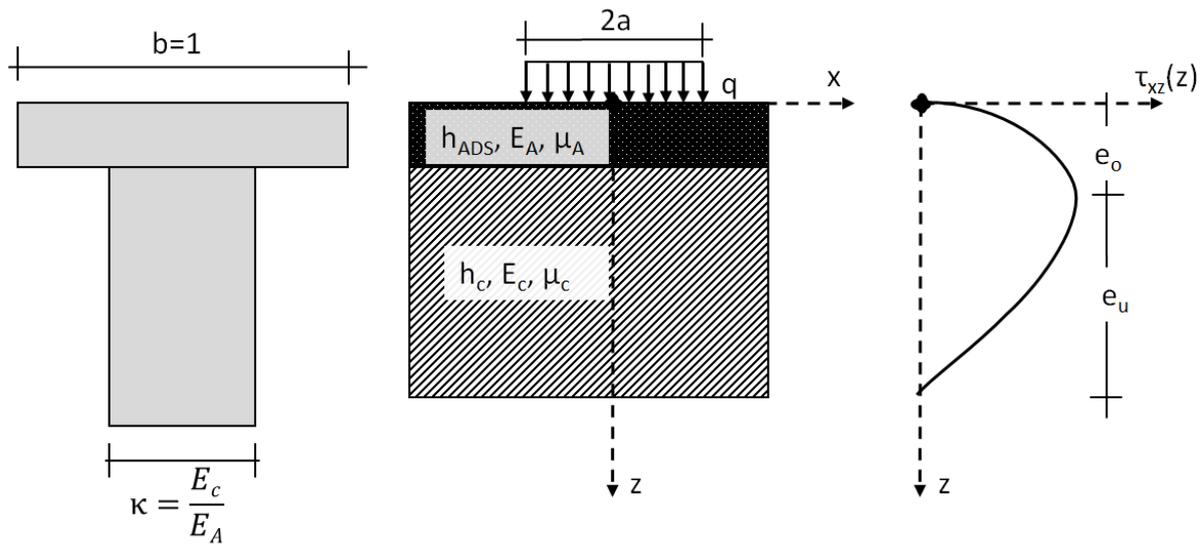


Abbildung 5-2: Schubspannungsmodell Plattenbalken

mit

$$\beta = \frac{h_c}{h_{ADS}} \quad 5.5$$

Lässt sich die Schubspannung τ_{zx} berechnen zu:

$$\tau_{zx}(z = h_1) = q(x) * \frac{e_o * h_{ADS} - 0,5 * h_{ADS}^2}{I_y} = q(x) * \frac{T}{h_{ADS}} \quad 5.6$$

Mit dem Schubfluss T

$$T = \frac{6 * (1 + \beta)}{\frac{1}{\beta * \kappa} + 6\beta + 4 + 4\beta^2 + \kappa\beta^3} \quad 5.7$$

Als weitere Berechnungsmöglichkeit steht das Programm BISAR von (Shell International Oil Products B.V. 1998) zur Verfügung, welches auf der Mehrschichtentheorie beruht. Hiermit können in jedem beliebigen Punkt des modellierten Oberbaus die Spannungen und Verformungen berechnet werden. Allerdings kann der Aufbau nur in maximal 10 Schichten unterteilt werden. Für die Berechnung werden folgende Vereinfachungen angesetzt (Hou 1996):

- Der Fahrbahnaufbau wird in Schichten mit endlicher Dicke unterteilt, die in horizontaler Richtung unendlich weit ausgedehnt sind.
- Die Schichten mit endlicher Dicke liegen auf einer unendlich dicken Schicht auf (Untergrund = Halbraum).
- Das Eigengewicht der Schichten bleibt unberücksichtigt
- Das Material jeder Schicht ist kontinuierlich, homogen und isotrop
- Das Spannungs-Dehnungs-Verhalten ist linear elastisch und entspricht dem Hooke'schen Gesetz
- Die Lasteinleitungsfläche (Kontaktfläche Reifen-Fahrbahn) ist kreisförmig und der Kontaktdruck ist gleichmäßig verteilt.
- Der Fahrbahnaufbau wird nur durch statische Lasten beansprucht.

Als Eingangswerte sind für jede Schicht folgende Parameter erforderlich:

- E-Modul
- Querdehnzahl
- Schichtdicke
- Verbundbedingungen

Bei den Verbundbedingungen kann zwischen „vollem Verbund“ und „kein Verbund“ und zugehörigen Zwischenstufen frei gewählt werden. Nachfolgend sind die wichtigsten Formeln nach (Shell International Oil Products B.V. 1998) wieder gegeben. Das Gleiten zwischen zwei Schichten wird durch den AK-Wert berücksichtigt, wobei dieser Wert definiert wird zu:

$$AK = \frac{\text{relative horizontale Verschiebung der Schichten}}{\text{wirkende Drücke an der Schichtgrenze}} \quad 5.8$$

Um einen verminderten Schichtenverbund abbilden zu können, wird der reduzierte „Shear Spring Compliance“-Wert ALK definiert:

$$ALK = \frac{\alpha}{1 - \alpha} * a \quad 5.9$$

mit

$$\alpha = \frac{AK}{AK + \frac{1 + \mu}{E} * a} \quad 5.10$$

a = Radius der Belastung (m)

μ = Poisson-Zahl der Schicht (-)

E = Elastizitätsmodul der Schicht oberhalb der Schichtgrenze (N/m²)

Nimmt α den Wert 0 an, so liegt voller Verbund zwischen den Schichten vor, unter Belastung kommt es zu keiner Relativverschiebung zwischen den Schichten. Für $\alpha = 1$ besteht eine völlige Reibfreiheit und kein Verbund zwischen den angrenzenden Schichten. Die Relativverschiebung zwischen den Schichten wird unendlich groß. Nachfolgende Abbildung aus (Stöckert 2002) zeigt den Zusammenhang zwischen Schichtenverbund, Relativverschiebung und ALK-Wert:

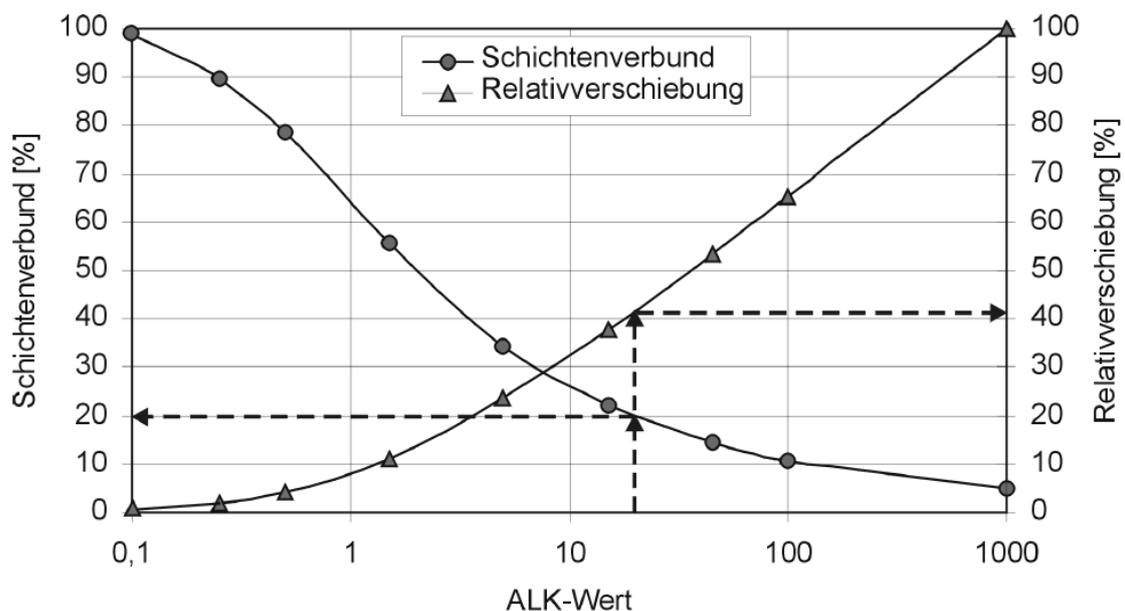


Abbildung 5-3: Zusammenhang zwischen Schichtenverbund, Relativverschiebung und ALK-Wert nach (Stöckert 2002).

Zur Herleitung des AK-Werts sind folgende Gleichungen anzusetzen:

$$AK = ALK \frac{1 + \mu}{E} \quad 5.11$$

$$AK = \frac{U_{x2} - U_{x1}}{\tau} \quad 5.12$$

mit:

μ = Querdehnzahl

U_{x2} = Verschiebung der Betondecke in X-Richtung

U_{x1} = Verschiebung der Asphalt-Deckschicht in X-Richtung

τ = Schubspannung

Zur Ermittlung der Schubspannungen an der Schichtgrenze zwischen Asphalt und Beton wurden im Zuge einer ersten orientierenden Untersuchung nachfolgend dargestellte 5 Systemaufbauten mit BISAR berechnet.

Tabelle 5-1: Schichtaufbauten mit Variation der Asphaltstärke zur Berechnung der Schubspannungen

System	E-Modul Asphalt	Angesetzter Verbund	Belastung
1	2000	Voller Verbund	Einzelrad 40 KN, 12 bar
2	9000	Voller Verbund	Einzelrad 40 KN, 12 bar
3	2000	Verminderter Verbund: ALK-Wert: 2×10^{-9}	Einzelrad 40 KN, 12 bar
4	2000	Voller Verbund	Zwillingsrad je 20 KN, BISAR standard wheel
5	2000	Voller Verbund	Einzelrad 50 KN, 7 bar

Als Basisaufbau wurde eine Betondecke mit einer Dicke von 24 cm und einem E-Modul von 30.000 N/mm² auf Frostschutzschicht gewählt. Die Dicke der Asphaltüberbauung variiert dabei zwischen 2 cm, 4 cm, 6 cm und 8 cm. Bei den Systemen 1 sowie 3 bis 5 wurden sommerliche Verhältnisse angesetzt, bei denen der Asphalt einen geringen E-Modul von 2.000 N/mm² aufweist. Um den Temperatureinfluss abzuschätzen, wurden bei System 2 winterliche Verhältnisse mit einem E-Modul des Asphalts von 9.000 N/mm² angesetzt.

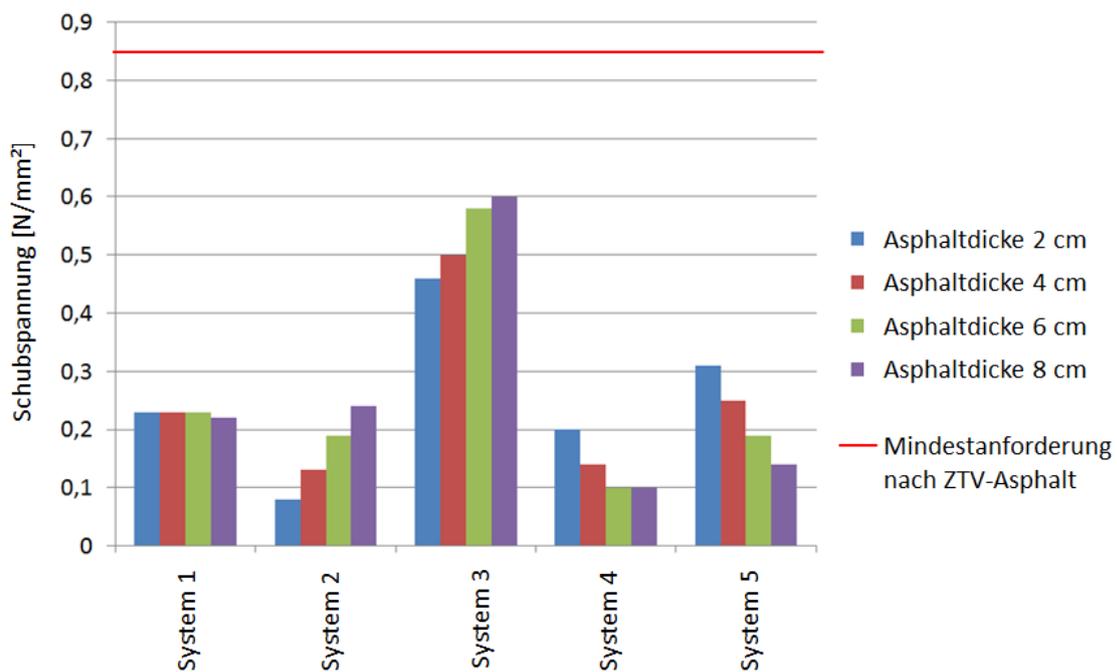


Abbildung 5-4: Schubspannungen an der Schichtgrenze Asphalt – Beton

Die Auswertung der Schubspannungen in der Lastachse zeigt deutlich, dass diese stark ansteigen, sobald der Verbund zwischen Asphalt und Beton geschwächt ist (System 3). Mit Ansatz eines ALK-Werts von 2×10^{-9} wird in etwa ein Verbund simuliert, der nach (Hariyadi et al. 2013) dem unteren Drittel des Gesamtverbunds zuzuordnen ist. Stellt man dem System 1 mit vollem Verbund das System 3 mit reduziertem Verbund gegenüber, so werden folgende Spannungszunahmen ermittelt:

Tabelle 5-2: Schubspannung bei unterschiedlichem Verbund

Schichtdicke Asphalt	Schubspannung System 1 mit vollem Verbund	Schubspannung System 3 mit reduziertem Verbund	Zunahme
2 cm	0,23	0,46	+100 %
4 cm	0,23	0,50	+ 117 %
6 cm	0,23	0,58	+ 152 %
8 cm	0,22	0,60	+ 173 %

Da die Annahme bei System 3 bereits einem sehr fortgeschrittenen Schädigungszustand des Verbunds entspricht, zeigt das System selbst hier noch eine ausreichende Schubfestigkeit. Für

winterliche Verhältnisse (System 2) nimmt die Schubspannung in der Verbundfuge mit der Dicke der Asphaltdeckschicht zu. Ursache hierfür ist die erhöhte lastabtragende Wirkung der Asphaltdeckschicht aufgrund der höheren Steifigkeit des Asphalts bei tiefen Temperaturen. Betrachtet man sommerliche Verhältnisse, so nimmt die mittragende Wirkung der Asphaltdeckschicht stark ab. Die Schubspannung in der Verbundfuge nimmt daher mit zunehmender Asphaltstärke ab.

Den weiteren Berechnungen wurden nun nachfolgend genannten Kompositaufbauten zugrunde gelegt.

Tabelle 5-3: Schichtaufbauten Kompositvarianten zur Berechnung der Schubspannungen

System	Asphaltdeckschicht			Angesetzter Verbund	Belastung
	E-Modul	Art	Dicke		
6	2.000 N/mm ²	DSH-V	1,5 cm	Voller Verbund	Einzelrad 60 KN, 10 bar
7	2.000 N/mm ²	DSH-V	1,5 cm	Verminderter Verbund: ALK- Wert: $2 * 10^{-9}$	Einzelrad 60 KN, 10 bar
8	2.000 N/mm ²	SMA	4,0 cm	Voller Verbund	Einzelrad 60 KN, 10 bar
9	2.000 N/mm ²	SMA	4,0 cm	Verminderter Verbund: ALK- Wert: $2 * 10^{-9}$	Einzelrad 60 KN, 10 bar

Die Berechnungen der Schubspannungen, insbesondere an der Schichtgrenze Asphalt – Beton wurden ebenfalls mit dem Programm BISAR durchgeführt. Da die maximalen Schubspannungen nach (Birmann 1981) am Rand der Lasteinleitungsfläche (Topflast, Durchmesser 28 cm) am größten ist, sind nachfolgend die maximalen Schubspannungen in der Verbundfuge in Abhängigkeit zum Abstand zur Lastachse dargestellt.

Für die berechneten Systeme 6 und 7 mit einer 1,5 cm dicken Asphaltdeckschicht aus DSH-V ergeben sich nachfolgende Verteilungen:

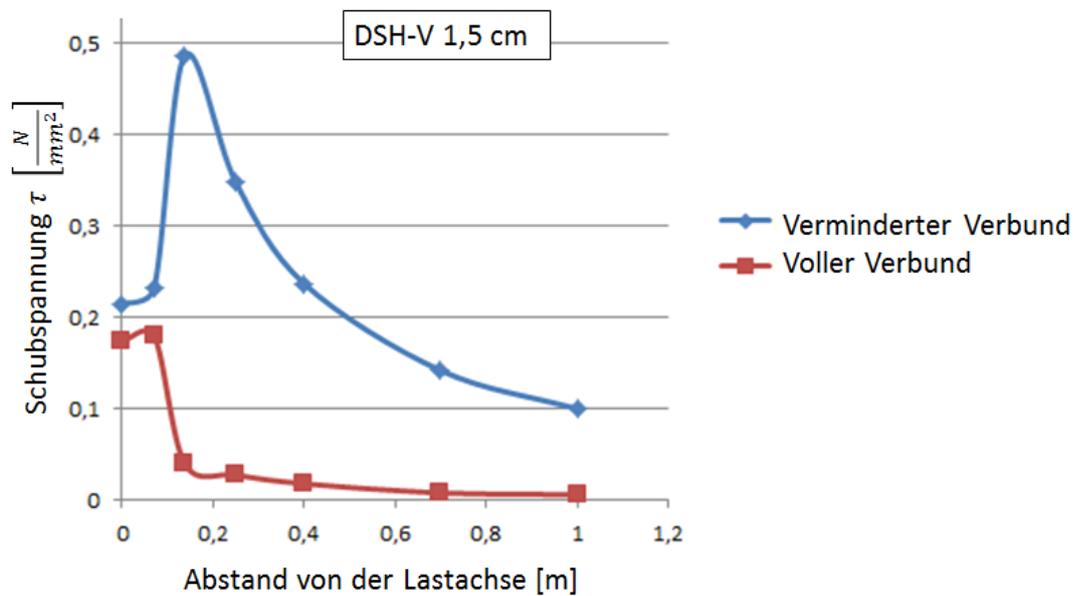


Abbildung 5-5: Schubspannungen zwischen Asphalt und Beton bei DSH-V

Die Berechnungen zeigen erneut, dass die Schubspannungen bei gestörtem Verbund deutlich gegenüber dem vollen Verbund ansteigen. Die maximalen Schubspannungen treten beim gestörten Verbund am Rand der Lasteinleitungsfläche auf, während bei vollem Verbund das nur halb so große Maximum unterhalb der Lasteinleitungsfläche auftritt.

Die Auswertung für einen 4 cm dicken Splitt-Mastix-Asphalt ergibt ein ähnliches Bild:

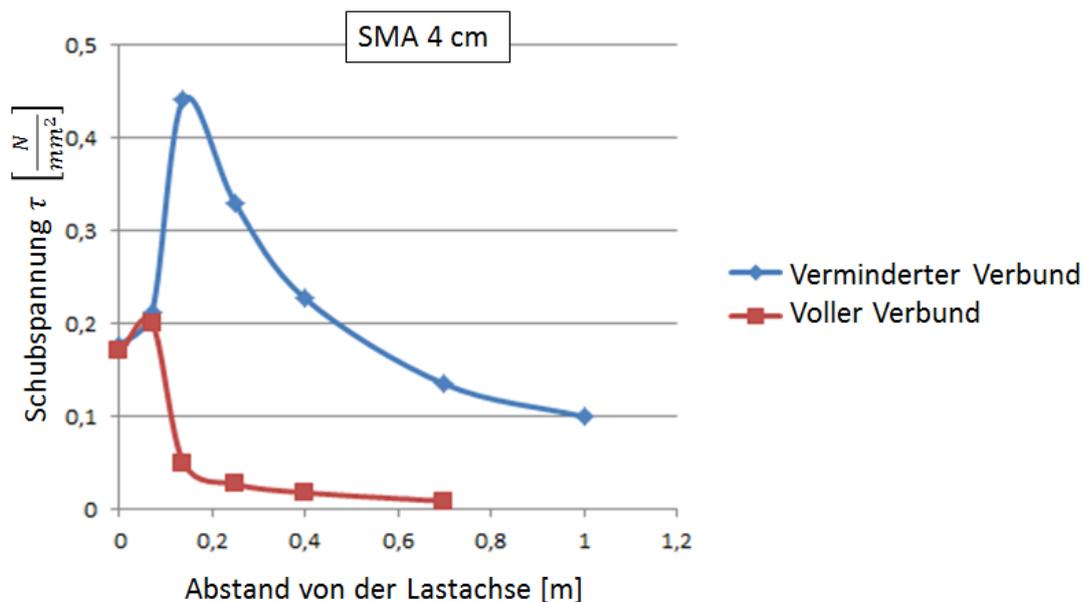


Abbildung 5-6: Schubspannungen zwischen Asphalt und Beton bei SMA

Ergänzende Berechnungen am Rand der Lasteinleitungsfläche zeigen, dass bei den Systemen mit vollem Verbund die maximalen Schubspannungen im Beton auftreten, die diese Belastung ohne Schädigung aufnehmen kann.

Gleichwohl liegen alle ermittelten Schubspannungswerte in der Verbundfuge zwischen Asphalt und Beton deutlich unterhalb der Mindestanforderung der ZTV-Asphalt-StB 07/13 (Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Verkehrsflächenbefestigungen aus Asphalt (2007/2013)) von rd. $0,85 \text{ N/mm}^2$ (15 kN bei Bohrkern Durchmesser 150 mm).

5.2.4 Zusammenfassung

Die Ermittlung der Horizontalkräfte infolge Kurvenfahrt zeigt, dass die hieraus entstehenden Schubspannungen gering sind. Wohingegen die Schubspannungen infolge Bremsen des Bemessungsfahrzeugs Werte von rd. $0,2 \text{ N/mm}^2$ liefern. Allerdings treten die angesetzten Bremslasten relativ selten auf.

Maßgeblich für das dauerhafte Verbundverhalten sind die Schubspannungen bei Überrollung infolge Verkehrslast. Auch bei Superposition der beiden Belastungen werden die Anforderungswerte der ZTV-Asphalt-StB 07/13 nicht erreicht. Ferner ist zu berücksichtigen, dass der Verbund nicht nur durch Verklebung und Verzahnung bestimmt wird, sondern auch durch die Reibung der einzelnen Schichten. Bei den obigen Betrachtungen wurde die Reibung jedoch vernachlässigt. Das Gesamtsystem hat daher noch weitere Tragfähigkeitsreserven, die rechnerisch nicht erfasst wurden. Es zeigt sich allerdings auch, dass ein gestörter Verbund einen deutlichen Anstieg der Schubspannungen zur Folge hat. Bei der Bauausführung ist daher besonders auf das Ansprühen der Betondecke vor der Asphaltüberbauung zu achten und die verwendete Menge an Bitumenemulsion anhand von Probenahmen mit den Anforderungen zu vergleichen.

Die rechnerisch ermittelten Schubspannungen in der Verbundfuge zwischen Asphaltdeckschicht und Beton infolge vertikaler und horizontaler Belastung liegen auch bei unterschiedlich dicken Asphaltdeckschichten deutlich unterhalb der Mindestanforderung der ZTV Asphalt-StB 07/13. Bei Realisierung der Kompositbauweise können daher die Anforderungswerte hinsichtlich des Verbundes entsprechend den ZTV-Asphalt-StB 07/13 (Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Verkehrsflächenbefestigungen aus Asphalt (2007/2013)) angesetzt werden.

5.3 Laborversuche zum Schichtenverbund

5.3.1 Herstellung der Probekörper

Um den Schichtenverbund zwischen der Asphaltdeckschicht und der darunter liegenden (durchgehend bewehrten) Betondecke verifizieren zu können, wurden Kompositprobekörper im Labor hergestellt. Hierzu wurden in einem ersten Schritt unbewehrte Betonplatten hergestellt. Die Oberfläche der Betonplatten musste im Anschluss bearbeitet werden, um die bei der Verdichtung und im Glättprozess entstehende Anreicherung von Zementleim zu entfernen. In der Praxis (z.B. die in Kap. 6 beschriebenen Versuchsstrecken A 5 Darmstadt und A 94 Forstinning) bewährt hat sich eine Behandlung der Betonoberfläche durch Hochdruckwasserstrahlen mit dem Drehjet-Verfahren bei gleichzeitigem Absaugen der Abtragprodukte und des Wassers.

Im Zuge von Vorversuchen wurden die Oberflächen der Betonplatten zu unterschiedlichen Zeitpunkten mit einem Hochdruckreiniger bearbeitet. Die Bearbeitung der Betonoberfläche erfolgte dann in Zeitabständen von 10 Stunden, 13 Stunden, 20 Stunden und 24 Stunden nach Abschluss der Betonage. Alle Probekörper wurden hierbei in der Schalung belassen. Nach Abschluss der Bearbeitung der Oberfläche wurden die Probekörper in der Schalung belassen und zur Nachbehandlung mindestens eine Woche mit einem feuchten Jutetuch sowie einer Baufolie als Verdunstungsschutz abgedeckt. Frühestens eine Woche nach Betonage wurden die Probekörper ausgeschalt und dann weitere drei Wochen bei konstant rd. 20°C und ohne Sonneneinstrahlung im Labor gelagert.

68 Tage nach Betonage erfolgte die Prüfung der Oberflächenzugfestigkeit an den Probekörpern in Anlehnung an die DAfStb – (Richtlinien für Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen, Teil 3 (2001)). Aufgrund der Plattenabmessungen konnten an jeder Platte vier Abreiversuche durchgeführt werden. Hierzu wurden in jede Probepatte vier Ringnuten mit Durchmesser 104 mm und einer Tiefe von rd. 10 mm gebohrt. Nach Abtrocknen der Oberfläche wurden die Probepplatten mit einem Epoxidharzkleber vollflächig auf einen Betonuntergrund aufgeklebt, um eine Biegebeanspruchung der Betonplatten bei der Versuchsdurchführung auszuschließen. Im Anschluss daran wurde auf die mit dem Hochdruckreiniger bearbeitete Prüffläche ein Stahlstempel mit einem Durchmesser von 104 mm aufgeklebt. Verwendet wurde hierzu ein pastöser, lösemittelfreier und tixotroper 2-Komponentenkleber auf Epoxidharzbasis.

Nach vollständiger Aushärtung des Klebstoffs wurde kraft geregelt eine Belastung auf den Abreistempel aufgebracht. Um eine senkrechte Lasteinleitung sicher zu stellen, erfolgte die

Befestigung des Prüfstempels am Hydraulikzylinder über zwei Ösen. Während der Versuchsdurchführung wurden die aufgebrachte Zugkraft sowie die Zeit bis zum Abreißen aufgezeichnet.

Es wurden je 3 bis 4 Abreißversuche an 4 Probelplatten, die zu unterschiedlichen Zeitpunkten eine Behandlung der Oberfläche mit dem Hochdruckreiniger erhalten haben, durchgeführt. Entsprechend der DAfStb (Richtlinien für Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen, Teil 3 (2001)) lassen sich mehrere Bruchformen bei der Oberflächenzugfestigkeit feststellen. Liegt der Bruch im Untergrund und damit im Betongefüge, entspricht dies der Bruchform A, welche auf ein Kohäsionsversagen hinweist. Liegt der Bruch hingegen in der Betonoberfläche oder im Bereich der Klebstoffschicht, so wird diese Bruchfläche A/B als Adhäsionsbruch bezeichnet. Bei allen durchgeführten Versuchen lag ein Bruchversagen nach Bruchform A im Betongefüge vor. Somit konnten alle Versuche in die Auswertung der Oberflächenzugfestigkeit mit einfließen.

Nach den ZTV-ING (Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten) muss der Mittelwert der Abreißfestigkeit der Betonoberfläche vor Aufbringen der Kratzspachtelung bzw. der Versiegelung im konstruktiven Ingenieurbau bei mindestens 6 Prüfungen größer $1,5 \text{ N/mm}^2$ sein. Der kleinste Einzelwert darf hierbei $1,0 \text{ N/mm}^2$ nicht unterschreiten. Die Auswertung der Versuche zeigt, dass alle ermittelten Abreißfestigkeiten deutlich über dem geforderten Wert von $1,5 \text{ N/mm}^2$ liegen. Die Versuchsergebnisse können der nachfolgenden Tabelle entnommen werden.

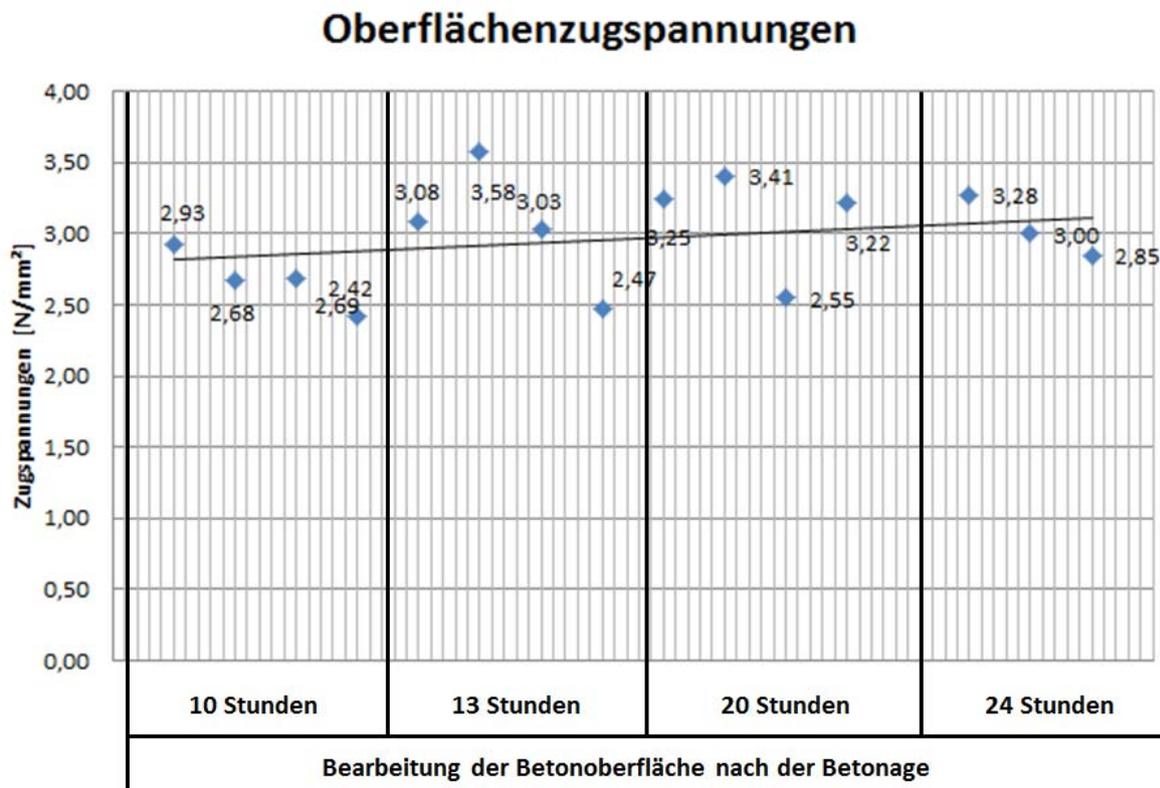


Abbildung 5-7: Haftzugfestigkeiten Betonoberfläche

Die in Abbildung 5-7 dargestellten Werte spiegeln die Haftzugfestigkeiten der Betonprobekörper wieder. Der Mittelwert der Oberflächenzugfestigkeit aus 15 Proben liegt bei $2,96 \text{ N/mm}^2$ und die Standardabweichung bei $0,35 \text{ N/mm}^2$. In Abbildung 5-7 ist weiterhin eine Trendlinie eingetragen, die zeigt, dass die Haftzugfestigkeiten der Betonoberfläche mit einem zunehmenden zeitlichen Abstand zwischen Betonage und Bearbeitung nur schwach zunehmen.

Bei der Versuchsstrecke A 94 Forstinning – Pastetten wurden vor der Überbauung mit Asphalt ebenfalls die Abreißfestigkeiten an der Betonoberfläche in Abhängigkeit des Betonalters ermittelt. Hierbei wurden die in der nachfolgenden Abbildung (Schmerbeck und Höller 2012) dargestellten Werte erreicht.

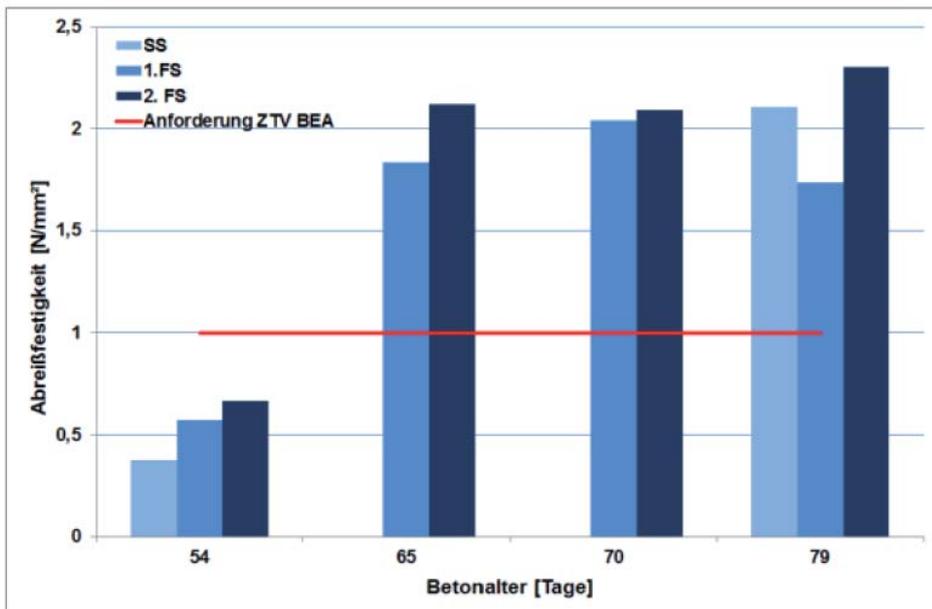


Abbildung 5-8: Abreißfestigkeiten Betonoberfläche A 94 (Schmerbeck und Höller 2012)

Die bei der A 94 ermittelten Werte zur Abreißfestigkeit der Betonoberfläche liegen mit Werten von rd. 2 N/mm² bei einem Betonalter von mehr als 65 Tagen etwas niedriger, als die Werte der im Labor hergestellten Probekörpern bei einem Betonalter von 68 Tagen. Allerdings ist zu berücksichtigen, dass die Betonoberfläche an der A 94 erst nach Durchführung der Abreissversuche mittels Hochdruckwasserstrahl (Dreh-Jet-Verfahren) behandelt wurde. Daher befand sich bei der Versuchsdurchführung an der A 94 noch Zementleim an der Oberfläche, was die niedrigeren Haftzugwerte rechtfertigt.

Zusammenfassend liefert die Bearbeitung mit dem Hochdruckreiniger bis zu 24 Stunden nach Betonage eine Betonoberfläche, die sowohl optisch als auch hinsichtlich ihrer Abreißfestigkeit gut mit den Werten aus der realen Baustelle A 94 korreliert. Es zeigte sich aber auch, dass es nahezu unerheblich ist, ob die Betonoberfläche 10 Stunden oder 24 Stunden nach der Betonage bearbeitet wird. Der Grund hierfür liegt wohl in der Ausführung der Bearbeitung. Bei den Probekörpern, die 10 Stunden nach der Betonage bearbeitet wurden, konnte der Zementleim an der Oberfläche bereits nach einer relativ kurzen Bearbeitungszeit entfernt und damit die Gesteinskörnungen freigelegt werden. Um eine vergleichbare Oberfläche nach 24-stndiger Erhärtung zu erreichen, war hingegen eine viel intensivere und länger andauernde Bearbeitung der Betonoberfläche erforderlich. Wesentliches Kriterium für die Beurteilung einer ausreichenden Oberflächenbearbeitung ist somit nicht der Zeitpunkt der Bearbeitung, sondern die erzielte Oberflächentexturierung.

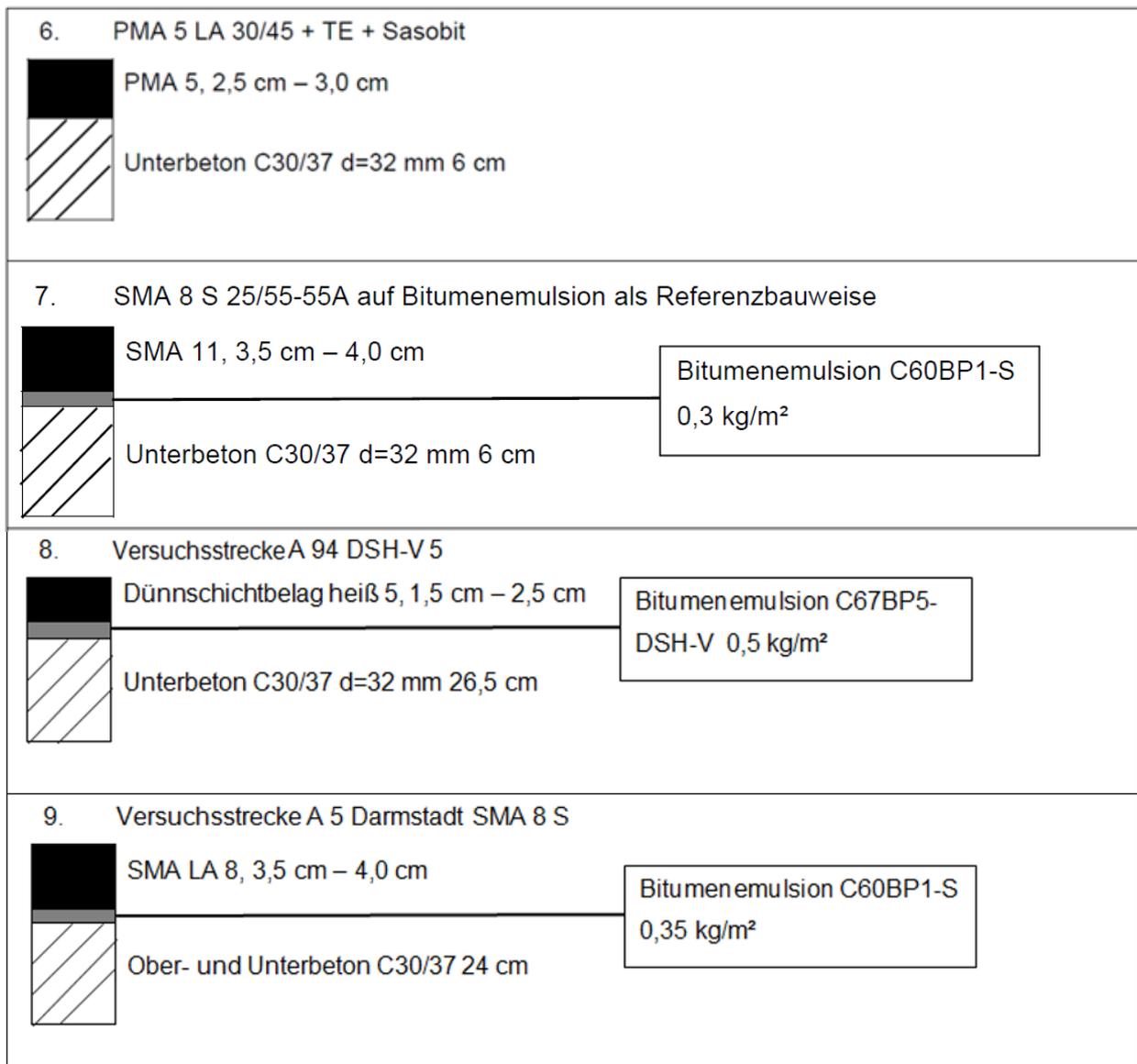
Auf Basis der genannten Vorversuche und der daraus gewonnenen Erkenntnisse wurde festgelegt, dass für die weitere Probekörperherstellung eine Bearbeitung der Betonoberfläche 24 Stunden nach der Betonage sinnvoll und angemessen ist. Die im Sommer 2013 betonierten Versuchsplatten zur Herstellung der Kompositprobekörper wiesen nach dieser Bearbeitung eine vergleichbare Oberflächentexturierung auf, wie die Probekörper aus den Vorversuchen.

Um bei der Kompositbauweise einen guten Verbund zwischen Betondecke und der dünnen Asphaltdeckschicht herzustellen, wurde eine Bitumenemulsion aufgetragen. Die Aufwandsmenge wird hierzu analog den ZTV Asphalt-StB 07/13 (Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Verkehrsflächenbefestigungen aus Asphalt (2007/2013)) gewählt. Aufgrund der mit der Texturierung gewonnenen Erfahrungen wird die Aufwandsmenge an Bitumenemulsion entsprechend der Oberflächenbeschaffenheit „gefräst“ gewählt. Der optische Eindruck der bearbeiteten Betonoberfläche entspricht hinsichtlich der Rauheit zudem einer gefrästen Asphaltbinderschicht.

In einem nächsten Schritt wurden die Betonplatten mit verschiedenen Asphaltdeckschicht-Mischgutsorten überzogen. Der Einbau der Asphaltdeckschichten auf die an der Oberfläche bearbeiteten Betonplatten erfolgte im Labor mit dem Walz-Sektor-Verdichtungsgerät entsprechend TP Asphalt-StB Teil 33, Ausgabe 2007 (Technische Prüfvorschriften für Asphalt, Teil 33: Herstellung von Asphalt-Probepplatten im Laboratorium mit dem Walzsektor-Verdichtungsgerät (WSV) (2007)). Die Überbauung der Betonplatten erfolgte frühestens 28 Tage nach Betonage. Zur Sicherstellung des Schichtenverbunds wurde einheitlich eine polymermodifizierte Bitumenemulsion C60BP1-S verwendet. Es wurde lediglich die Auftragsmenge entsprechend variiert. Gemäß Ziff. 3.4.3.4.1 der ZTV BEA-StB 09 (Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für die bauliche Erhaltung von Verkehrsflächenbefestigungen - Asphaltbauweisen (2009 / 2013)) ist beim Einbau eines Dünnschichtbelags in Heißbauweise auf Versiegelung eine Bitumenemulsion C67BP5-DSH-V und beim Einbau der SAMI-Schicht unter offenporigem Asphalt ein polymermodifiziertes Heißbitumen 40/100-65 zu verwenden. Für die Probekörperherstellung wurde einheitlich eine polymermodifizierte Bitumenemulsion C60BP1-S verwendet, da diese bei ausreichend langer Brechzeit ähnliche Eigenschaften aufweist, wie die beiden anderen Bitumensorten. Bei den Probekörpern mit Gussasphalt und PMA (Gussasphalt mit poröser Oberfläche) wurde entsprechend Ziff. 3.3.1. der ZTV Asphalt-StB 07/13 (Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Verkehrsflächenbefestigungen aus Asphalt (2007/2013)) keine Bitumenemulsion aufgebracht. Nachfolgende Tabelle zeigt im Überblick die untersuchten Kompositvarianten.

Tabelle 5-4: Untersuchte Kompositvarianten:

	<p>1. DSH-V 5 45/80-50 A</p> <p>Dünnschichtbelag heiß 5, 1,5 cm – 2,5 cm</p> <p>Unterbeton C30/37 d=32 mm 6 cm</p>	<p>Bitumenemulsion C60BP1-S 0,5 kg/m²</p>
	<p>2. SMA LA 8 S PmB 40/10-65A auf Bitumenemulsion</p> <p>SMA LA 8, 3,5 cm – 4,0 cm</p> <p>Unterbeton C30/37 d=32 mm 6 cm</p>	<p>Bitumenemulsion C60BP1-S 0,3 kg/m²</p>
	<p>3. SMA LA 8 S PmB 40/10-65A auf „Versiegelung“</p> <p>SMA LA 8, 3,5 cm – 4,0 cm</p> <p>Unterbeton C30/37 d=32 mm 6 cm</p>	<p>Bitumenemulsion C60BP1-S 0,5 kg/m²</p>
	<p>4. PA 8 70/100 Gummi CTS auf „SAMI-Schicht“</p> <p>PA 8, 4,5 cm – 5,0 cm</p> <p>Unterbeton C30/37 d=32 mm 6 cm</p>	<p>Bitumenemulsion C60BP1-S 2,5 kg/m² abgestreut mit 7,5 kg/m² Edelsplitt 8/11</p>
	<p>5. MA 11 S 10/40-65</p> <p>MA 11, 3,5 cm – 4,0 cm</p> <p>Unterbeton C30/37 d=32 mm 6 cm</p>	



Der Einsatz einer Haftbrücke auf Kunststoffdispersionsbasis kommt nicht weiter in Betracht, da deren bei (Eid 2012) beschriebene positive Wirkung beim White-Topping nur bei einem direkten Kontakt der Dispersion mit einem (gefrästen) Gesteinskorn wirken kann. Bei den hier betrachteten Bauweisen wird Beton mit bindemittelumhüllten Körnern in der Asphaltdeckschicht überbaut, so dass es hier keinen direkten Kontakt zwischen der Kunststoffdispersion und den Gesteinskörnungen im Asphalt geben kann. Der Einsatz einer Kunststoffdispersion zur Verbesserung des Verbundes zwischen Betondecke und Asphaltüberbauung wird daher nicht weiter verfolgt.

Aus den im Labor hergestellten Probepplatten wurden im Anschluss Bohrkerne mit Durchmesser 150 mm und mit Durchmesser 104 mm mittels Kernbohrung unter Wasserkühlung gewonnen.

5.3.2 Statische Abscherversuche nach TP Asphalt-StB Teil 80

In einem ersten Versuchsdurchlauf wurden die Bohrkerne mit Durchmesser 150 mm in Anlehnung an die TP-Asphalt-StB Teil 80, Ausgabe 2012 (Technische Prüfvorschriften für Asphalt, Teil 80, Abscherversuch (2012)) statisch hinsichtlich Abscheren geprüft. Das Verfahren ist umfangreich in Kap. 3.2.2.1 beschrieben.

Entsprechend Ziff. 2 der TP Asphalt-StB Teil 80, Ausgabe 2012 (Technische Prüfvorschriften für Asphalt, Teil 80, Abscherversuch (2012)) beträgt die Mindestdicke der abzuschierenden Schicht 20 mm. Dieser Wert wurde bei allen Probekörpern mit Ausnahme der Deckschichtmischgutsorte DSH-V erreicht. Hier lagen die Schichtdicken mit 15 mm und 22 mm teilweise unter dem geforderten Wert. Die Abscherprüfungen konnten dennoch durchgeführt werden, ohne dass ein Druckversagen in der dünnen DSH-V Deckschicht aufgetreten wäre.

Die ZTV BEA-StB 09 (Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für die bauliche Erhaltung von Verkehrsflächenbefestigungen - Asphaltbauweisen (2009 / 2013)) legen in Ziff. 5.5.3 fest, dass der Schichtenverbund bei DSH-V-Belägen nicht mittels Abscheren ermittelt wird, sondern durch den in den TP Asphalt-StB Teil 81, Ausgabe 2009 geregelten Haftzugversuch. Die Haftzugfestigkeit muss entsprechend Ziff. 4.2.3. der ZTV BEA-StB 09 (Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für die bauliche Erhaltung von Verkehrsflächenbefestigungen - Asphaltbauweisen (2009 / 2013)) 1,0 N/mm² betragen. Allerdings sind die Bohrkerne hierfür gemäß Ziff. 5.5.1 frühestens 6 Wochen nach Verkehrsfreigabe zu entnehmen, um eine Nachverdichtung unter Verkehrsbeanspruchung zu berücksichtigen. Bei im Labor hergestellten Probekörpern ist dies nicht möglich.

An Probekörpern mit DSH-V wurde ergänzend eine Haftzugprüfung durchgeführt. Die hierbei ermittelte durchschnittliche Haftzugfestigkeit von DSH-V auf Beton betrug 1,49 N/mm². Somit weisen die im Labor hergestellten DSH-V Probekörper eine ausreichende Haftzugfestigkeit nach ZTV BEA-StB 09 (Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für die bauliche Erhaltung von Verkehrsflächenbefestigungen - Asphaltbauweisen (2009 / 2013)) auf.

Ferner legen die ZTV Asphalt-StB 07/13 (Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Verkehrsflächenbefestigungen aus Asphalt (2007/2013)) unter Ziff. 4.2.3 fest, dass der Abscherversuch nach den TP Asphalt-StB Teil 80, Ausgabe 2012 (Technische Prüfvorschriften für Asphalt, Teil 80, Abscherversuch (2012)) bei offenporigem Asphalt nicht durchgeführt werden kann. Um eine Vergleichbarkeit der verwendeten Mischgutsorten hinsichtlich ihres Schichtenverbunds zur Betondecke zu erreichen, wurden alle

Probekörpervarianten in einer ersten Testreihe dem in den TP Asphalt-StB Teil 80, Ausgabe 2012 geregelten Abscherversuch unterzogen.

Im Ergebnis konnten die Bohrkern mit Durchmesser 150 mm folgende maximalen Scherkräfte aufnehmen:

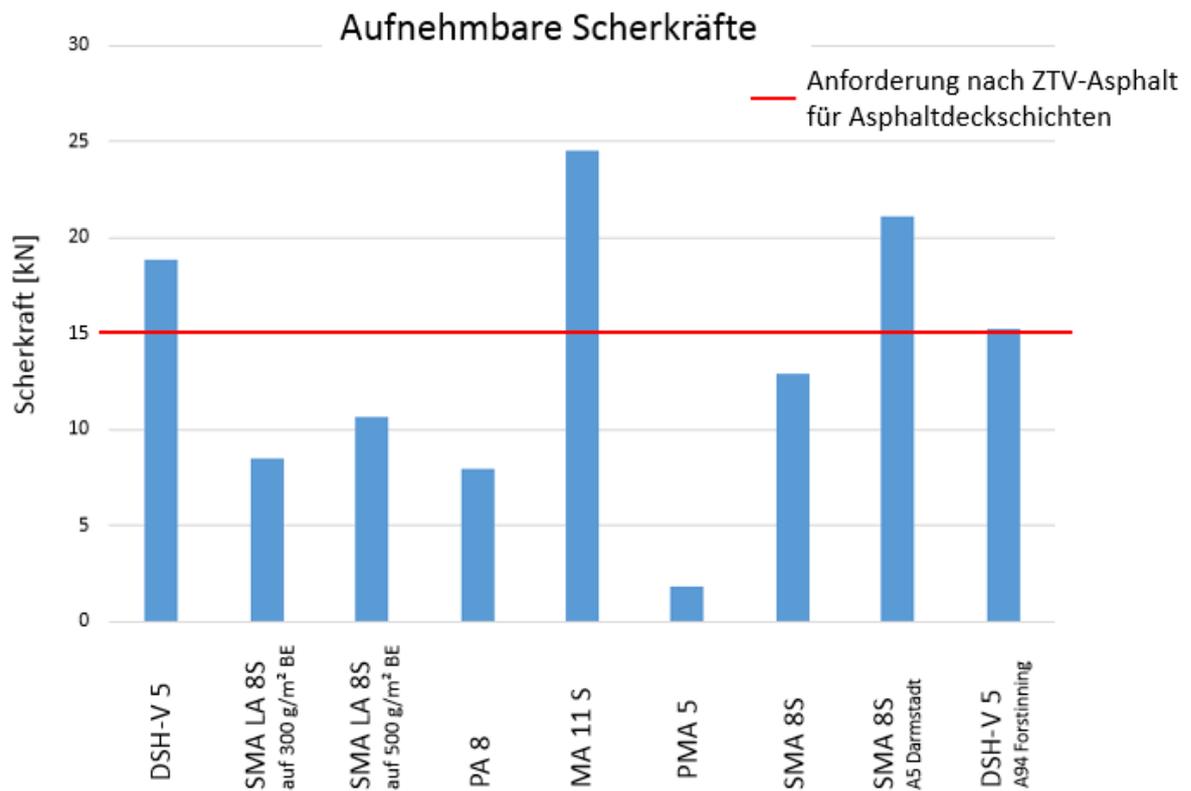


Abbildung 5-9: statische Abscherkräfte Kompositbohrkerne

Die nachfolgend exemplarisch dargestellten zwei Bruchbilder zeigen, dass immer ein Schichtenversagen in der Trennschicht zwischen Asphalt und Beton, falls vorhanden in der haftvermittelnden Schicht, aufgetreten ist.



Abbildung 5-10: Bruchbild DSH-V 5



Abbildung 5-11: Bruchbild SMA 8 S

Die ZTV Asphalt-StB 07/13 (Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Verkehrsflächenbefestigungen aus Asphalt (2007/2013)) nennen unter Ziff. 4.2.3 Anforderungswerte an den Schichtenverbund. Demnach darf die am 150 mm – Bohrkern ermittelte maximale Scherkraft zwischen Asphaltdeck- und Asphaltbinderschicht 15 kN (entspricht $0,85 \text{ N/mm}^2$) nicht unterschritten werden. Für alle anderen darunter liegenden Schichtgrenzen wird eine Mindestscherkraft von 12,0 kN gefordert. Allerdings sind die ZTV

Asphalt-StB 07/13 nur im reinen Asphaltstraßenbau anzuwenden und daher für die Kompositbauweise nicht zwingend einzuhalten.

Vergleicht man die aus den statischen Versuchen ermittelten maximalen Abscherkräfte mit den Anforderungswerten der ZTV Asphalt-StB 07/13, so erreichen lediglich die Deckschichtmischgutsorten DSH-V (Laborprobekörper und Bohrkerne aus der Versuchsstrecke A 94), Gussasphalt (nur Laborprobekörper) sowie der Standardbelag SMA 8S von der Versuchsstrecke A 5 Darmstadt die geforderte Mindestfestigkeit hinsichtlich Schichtenverbund.

Die Bohrkerne an den realen Versuchsstrecken (A 5 Darmstadt und A 94) wurde jeweils aus dem rechten Fahrstreifen und dort aus der rechten Rollspur entnommen. Durch die Überrollungen wird der Asphaltbelag zusätzlich verdichtet. Durch die Überrollung einer LKW-Achse wird der Belag zwar auf die Unterlage gepresst, wodurch sich der Schichtenverbund verbessern würde. Allerdings führt eine Überrollung ebenso zu Schubkräften in der Verbundfuge Asphalt-Beton, wodurch der Verbund gestört wird. Ob durch die Überrollungen auch der Schichtenverbund zur darunterliegenden Betondecke verbessert wird, bleibt weiteren Forschungen vorbehalten.

Ferner traten an den Versuchsstrecken in Teilbereichen Blasen infolge eingeschlossener Feuchtigkeit auf. Die Bildung von Blasen führt ebenfalls zu einer Lösung des Schichtenverbunds.

Die statischen Abscherversuche an den Bohrkernen der Versuchsstrecke an der BAB A 5 bei Darmstadt zeigten eine starke Schwankung der Verbundfestigkeiten. Die Bruchscherkraft lag bei den untersuchten Bohrkernen zwischen 11 kN und 31 kN, im Mittel bei 15,2 kN. Ursache dieser großen Streuung ist die sehr unterschiedliche Qualität beim Anspritzen der Betondecke mit Bitumenemulsion. Wie in Kap. 6.1.2 erläutert, wurde dort keine vollständige Benetzung der Oberfläche mit der erforderlichen Menge (350 g/m^2) an Bitumenemulsion erreicht. Die ermittelten Werte zur Beurteilung des Schichtenverbunds sind daher nur sehr bedingt repräsentativ für den erzielbaren Schichtenverbund bei dieser Bauweise.

5.3.3 Dynamische Abscherversuche System TUM-VWB

5.3.3.1 Allgemeines

In einem zweiten Schritt wurden sowohl an den Laborprobekörpern als auch an den Bohrkernen aus der Versuchsstrecke Versuche zur Bestimmung der Abscherfestigkeit unter dynamischer Belastung durchgeführt.

Um diese Versuche durchführen zu können, musste die Versuchseinrichtung unter folgenden Aspekten modifiziert werden.

5.3.3.2 Prüfvorrichtung des Prüfamts für Verkehrswegebau der TU München

Der Bohrkerndurchmesser wurde für die dynamischen Abscherversuche gegenüber der TP Asphalt, Teil 80, Ausgabe 2012 (Technische Prüfvorschriften für Asphalt, Teil 80, Abscherversuch (2012)) von 150 mm auf 104 mm reduziert. Hierdurch wird die Fläche zur Übertragung der Schubspannungen um fast 56% reduziert. Somit konnten auch die DSH-V-Deckschichten mit einer Deckendicke kleiner 20 mm dem Versuch zur Bestimmung der dynamischen Abscherfestigkeit unterzogen werden. Darüber hinaus konnten aufgrund des reduzierten Durchmessers aus den Laborprobekörpern eine größere Anzahl von Bohrkernen für die Versuche gewonnen werden.

Die Prüfvorrichtung musste ebenfalls modifiziert werden, um sowohl Druck- als auch Zugkräfte in die Verbundfuge zwischen Beton und Asphalt einleiten zu können. Die Bohrkern werden bei der am Prüfamt für Verkehrswegebau der TU München entwickelten Abschervorrichtung beidseitig fest eingespannt. Der Abstand der Scherbacken zueinander kann hierbei variiert werden. Bei den durchgeführten Abscherversuchen wurde ein Abstand zwischen 1,0 mm und 1,5 mm gewählt. Nachfolgende Abbildung zeigt das statische System des Abschervorgangs.

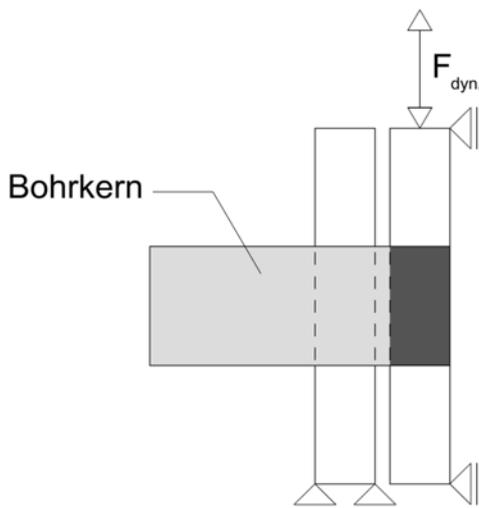


Abbildung 5-12: statisches System dynamische Abscherversuche (Freudenstein 2014b)

5.3.3.3 Versuchsdurchführung

Alle dynamischen Abscherversuche wurden am Prüfamts für Verkehrswegebau der TU München in Pasing bei Raumtemperatur (22°C bis 24°C) durchgeführt. Aufgrund der geringen Anzahl zur Verfügung stehender Probekörper – insbesondere aus Bestandsstrecken – sowie des großen Zeitbedarfs für die Prüfungen, war eine Variation der Prüftemperaturen nicht möglich.

Im Gegensatz zu den Untersuchungen der TU Dresden (Wellner und Ascher 2007) waren die Probekörper während des Abschervorgangs nicht zusätzlich durch Normalkraft belastet. Dies hat nachfolgend genannte Gründe:

Bei der Kompositbauweise spielt der Verbund zwischen Beton und Asphalt vor allen in den Rissbereichen eine entscheidende Rolle. Erfahrungen aus der Praxis zeigten, dass Abplatzungen aufgrund mangelnden Schichtenverbunds immer von Störstellen, wie z.B. Rissen ausgehen und von dort aufgrund eindringenden Wassers i.V.m. Frost zu flächigen Schäden führen. Die Rissöffnung in der durchgehend bewehrten Betondecke mit Asphaltüberbauung ist bei tiefen Temperaturen am größten. Darüber hinaus schüsselt die Betondecke aufgrund des Temperaturgradienten am Riss nach oben auf. Eine zusätzliche Belastung infolge Überrollung mit einer LKW-Achse wirkt der Aufschüsselung entgegen und führt somit zu einer Verringerung der Rissweite und wirkt somit günstig.

Die dynamischen Versuche zum Schichtenverbund wurden bei allen Probekörpern mit einer Prüffrequenz von 3 Hz durchgeführt. Dies entspricht einer repräsentativen Belastungsfrequenz auf einer deutschen Autobahn. Diese lässt sich wie folgt ermitteln: Die Fahrzeuggeschwindigkeit eines LKWs beträgt rd. 80 km/h. Der Abstand zwischen den Hauptachsen des Zugfahrzeugs und des Sattelauflegers beträgt, je nach Hersteller rd. 8,0 m. Betrachtet man nun eine feste Stelle an der Straßenoberfläche, so erfolgt eine Überrollung mit einer hoch belasteten LKW-Achse alle 0,36 Sekunden. Dies entspricht in etwa der Belastungsfrequenz von 3 Hz.

Die Steuerung der Prüfmaschine erfolgte kraft geregelt mit einer sinusförmigen Belastung. Zur Steuerung wurde die in der Prüfmaschine integrierte Kraftmessdose verwendet. Bei jedem Zyklus belastet die Prüfmaschine den Probekörper bis zur vorgegebenen Prüflast (Druck- bzw. Zugkraft), dann wird die Belastung und damit die Bewegung gestoppt und dann die entgegengesetzte vorgegebenen Prüflast (Zug- bzw. Druckkraft) aufgebracht. Entgegen den Erfahrungen der TU Dresden (Wellner und Ascher 2007) zeigten sich beim Versuchsaufbau des Prüfamts für Verkehrswegebau der TU München keine bleibenden Auslenkungen während der Versuchsdurchführung. Parallel zur Aufzeichnung der Lasten erfolgte eine Aufzeichnung der Scherwege. Hierzu wurden zwei induktive Wegaufnehmer rechts und links am Prüfraumen

befestigt und die erzeugten vertikalen Scherwege aufgezeichnet. Durch die direkte Messung der Scherwege geht das nicht zu vermeidende Spiel in der Prüfmaschine nicht in die Auswertung mit ein. Repräsentative Kraft-Zeit-Diagramme der einzelnen untersuchten Kompositvarianten sind in Anhang A.4 zu finden.

Die Startlast für die dynamischen Abscherversuche wurde vorab ermittelt. Hierzu wurden die Probekörper mit der Betonseite in der Prüfvorrichtung fixiert. Die Asphaltseite wurde mit Last bei einer konstanten Vorschubgeschwindigkeit von 0,83 mm/s beaufschlagt und bis zum Bruch belastet. Hierbei wurden die Last sowie der Scherweg kontinuierlich aufgezeichnet. Die maximal aufbrachten Druckkräfte wurden aufgezeichnet und anhand der Bohrkern Durchmesser in Schubspannungen umgerechnet.

$$\tau = \frac{F}{A} = \frac{F}{\frac{\pi * d^2}{4}} \quad 5.13$$

Bereits im Vorfeld wurde festgelegt, dass die dynamische Belastung bei den durchzuführenden Abscherversuchen stufenweise aufgebracht werden soll, um die Ermüdung vertieft zu untersuchen.

5.3.3.4 Ermüdung des Verbundverhaltens

In den deutschen RDO Asphalt 09 (Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung des Oberbaus von Verkehrsflächen mit Asphaltdeckschicht (2009)) wird pauschal ein voller Verbund zwischen den Asphaltschichten angenommen, es sind dort keine Regelungen zum Schichtenverbund enthalten.

Die Erforschung der Ermüdung des Verbundverhaltens von Asphaltschichten unter dynamischer Belastung hat erst vor kurzem begonnen. Zu nennen sind hier im Wesentlichen das bereits ausführlich erläuterte Forschungsvorhaben der TU Dresden (Wellner und Ascher 2007) sowie ein laufendes Forschungsvorhaben der TU Braunschweig zur „zyklische(n) Schersteifigkeits- und Scherermüdungsprüfung zur Bewertung und Optimierung des Schichtenverbunds in Straßenbefestigungen aus Asphalt“ (Wistuba und Büchler nicht abgeschlossen).

Zur Bestimmung der Ermüdungsfestigkeit wurden bereits im 19. Jahrhundert vertiefte Versuche durchgeführt. Die Grundlagen hierfür lieferte August Wöhler, der für die Niederschlesisch-Märkische Eisenbahn in Frankfurt (Oder) umfangreiche Ermüdungsversuche an Metallbauteilen durchführte. Bei den nach Wöhler benannten Dauerschwingversuchen werden Proben einer

periodischen Belastung konstanter Größe unterzogen. Im sich ergebenden Wöhlerdiagramm wird dann die Spannungsamplitude über der meist logarithmisch dargestellten, ertragbaren Schwingspielzahl N aufgetragen. Nachfolgende Abbildung zeigt ein Wöhlerdiagramm für Betonstahl nach (Zilch und Zehetmaier 2010).

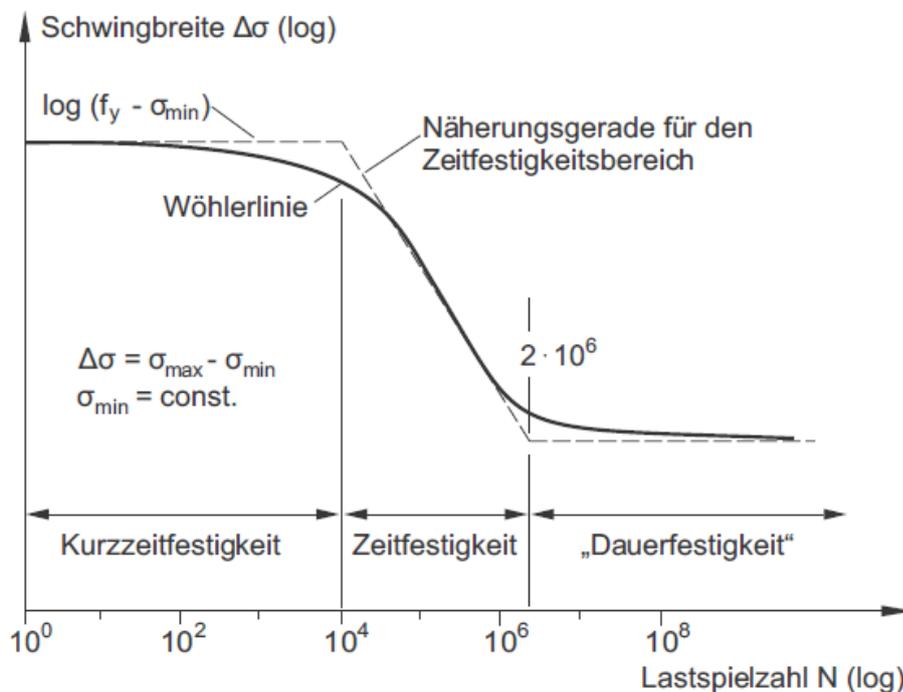


Abbildung 5-13: Wöhlerdiagramm nach (Zilch und Zehetmaier 2010).

Zu unterscheiden sind hierbei die drei Bereiche Kurzzeitfestigkeit, Zeitfestigkeit sowie Dauerfestigkeit. Nachteilig an Ermüdungsversuchen nach Wöhler ist jedoch die große Anzahl an erforderlichen Versuchen sowie die langen Versuchsdauern, um beispielsweise 10^7 Lastwechsel aufzubringen.

Ein weiteres Verfahren zur Ermittlung der Dauerfestigkeit ist das Treppenstufenverfahren. Hierbei wird entsprechend den Ausführungen von (Müller et al. 2014) der Bereich der Dauerfestigkeit in einem ersten Schritt abgeschätzt und dann in Spannungshorizonte mit einem logarithmisch äquidistanten Stufensprung eingeteilt. Dann wird die erste Probe an einem beliebigen Horizont der Dauerfestigkeit eingesetzt und geprüft. Die Prüfung endet, wenn die Probe versagt oder die Abbruchschwingzahl erreicht wird (sog. Durchläufer). Die Folgeprobe wird bei einem Bruch mit dem nächstgelegenen niedrigeren Spannungshorizont geprüft. Ergab die erste Prüfung keinen Bruch, so erfolgt die Prüfung der weiteren Probe auf den nächstgelegenen höheren Spannungshorizont. Nach Durchführung aller Versuchsschritte liegen die Ergebnisse rund um

den Mittelwert der Dauerfestigkeit. Die Ergebnisse der Versuchskörper, die nicht zerstört wurden, werden bei der Auswertung allerdings nicht berücksichtigt. Ein weiterer Nachteil ist die immer noch relativ große erforderliche Probekörperanzahl von rd. 40 Stück (Buxbaum 1992).

Eine gute Auswertemöglichkeit zur Ermittlung der Dauerfestigkeit von Versuchsproben ist das von (Eid 2012) und von (Spitzner 1972) beschriebene Verfahren nach Prot. Hierbei kann aus mindestens drei Proben auf die Dauerfestigkeit geschlossen werden. Die Proben werden hierzu mit unterschiedlich schnell gesteigerter Spannungsamplitude bis zum Bruch belastet. Bei den Versuchen kann entweder mit unterschiedlich großen Laststufen und / oder einer unterschiedlichen Anzahl von Lastspielen geprüft werden.

Entsprechend dem von Prot entwickelten Verfahren besteht zwischen der Bruchspannung τ_a und dem Lastanstieg α folgender Zusammenhang:

$$\tau_a = a + b\sqrt{\alpha} \quad 5.14$$

Für $\alpha=0$ ist somit die kleinste Bruchspannung τ_a zu erwarten.

In nachfolgender Abbildung aus (Eid 2012) werden die Beanspruchungsamplituden über der Quadratwurzel der Steigerungsrate aufgetragen, wodurch man eine lineare Korrelation erhält.

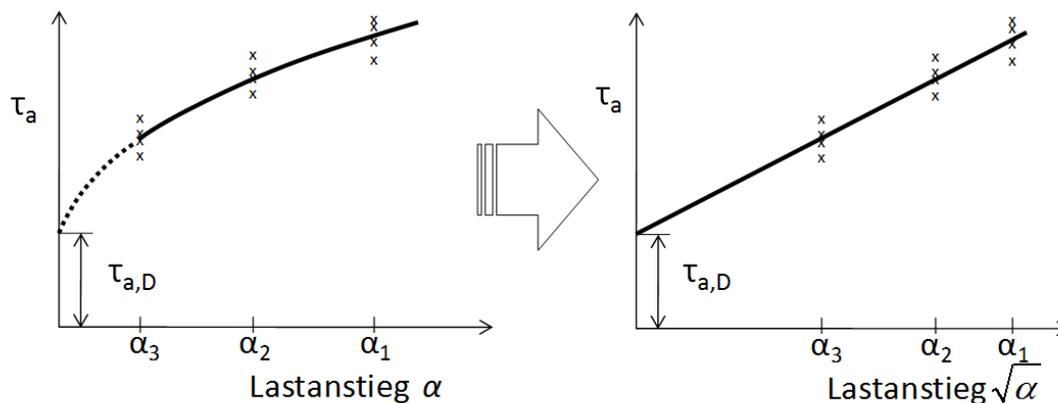


Abbildung 5-14: Darstellung der Beanspruchungsamplituden über der Quadratwurzel der Laststeigerungsrate

Extrapoliert man nun den Lastanstieg α für den Wert 0, so erhält man die Dauerfestigkeit der Beanspruchungsamplitude $\tau_{a,D}$.

5.3.3.5 Versuchsdurchführung

Wie bereits unter Ziff. 5 erläutert, wurden im Labor 7 verschiedene Kompositbauweisen hergestellt und daraus Probekörper (Bohrkerne) gewonnen. Ferner standen aus den Versuchstrecken A 5 Darmstadt und A 94 Forstinning ebenfalls Bohrkerne zur Prüfung des dynamischen Schichtenverbunds zur Verfügung.

Diese Bohrkerne wurden unter dynamischer Belastung in der vom Prüfamts für Verkehrswegebau der TU München entwickelten Abschervorrichtung bis zum Bruch geprüft. Bei den dynamischen Abscherversuchen wurde der Probekörper auf beiden Seiten der Schichtgrenze fest eingespannt. Eine Seite der Prüfvorrichtung war an der Prüfmaschine fest verankert, die andere Seite am Prüfzylinder befestigt. Besondere Schwierigkeiten entstanden beim Einspannen des Probekörpers in die Prüfvorrichtung. Um eine Schädigung des Schichtenverbundes beim Einspannen von vorne herein auszuschließen, ist es zwingend erforderlich, dass der Bohrkern über den gesamten Einbauvorgang hinweg quasi lastfrei gehalten wird. Hierzu wurden die Lasten während des Einspannvorgangs fortwährend aufgezeichnet und bereits bei sehr geringen Abweichungen vom lastfreien Zustand die Position des Prüfzylinders entsprechend angepasst. Prüfkörper, bei denen während des Einspannvorgangs bereits mehr als 10 % der statischen Abscherfestigkeit als Last aufgebracht wurde, konnten keinen weiteren Untersuchungen unterzogen werden, da zu vermuten ist, dass der Schichtenverbund hierbei bereits teilweise zerstört worden ist. Die so vorgeschädigten Probekörper wurden aussortiert und nicht weiter verwendet. Nach erfolgreichem Einbau der Probekörper erfolgte eine sinusförmige Belastung der Probekörper.

In einem ersten Schritt wurde an jeder Kompositvariante die statische Abscherfestigkeit an Bohrkernen mit Durchmesser 104 mm bestimmt. Die hierbei ermittelte Bruchkraft / Bruchspannung wurde dann für die Ermittlung der Startlast bei den dynamischen Abscherversuchen herangezogen. Aufgrund von Vorversuchen wurde festgestellt, dass bei einer Spannungsamplitude von 20 % (± 10 %) der statischen Festigkeit bis zum Versagen einige Tausend Lastwechsel aufgebracht werden können. Um eine realistische Steuerung der Prüfmaschine sicher zu stellen, wurden die Startlasten für die dynamischen Abscherversuche auf 0,1 kN gerundet. Nachfolgende Tabelle zeigt die untersuchten Kompositvarianten sowie die in den statischen Versuchen ermittelten Startlasten:

Tabelle 5-5: Startlasten der dynamischen Abscherversuche

	Startlast [kN]	Startspannung [N/mm ²]
DSH-V 5 Laborprobekörper auf 500 g/m ² Bitumenemulsion	0,6	0,071
SMA Lärmarm auf 350 g/m ² Bitumenemulsion	0,5	0,059
SMA Lärmarm auf 500 g/m ² Bitumenemulsion	0,5	0,059
Offenporiger Asphalt auf SAMI-Schicht	0,2	0,024
Gussasphalt	0,9	0,106
Poröser Mastix-Asphalt	0,3	0,035
Splitt-Mastix-Asphalt Laborprobekörper auf 350 g/m ² Bitumenemulsion	0,4	0,047
DSH-V 5 aus Versuchsstrecke A 94	0,6	0,071
Splitt-Mastix-Asphalt aus Versuchsstrecke A 5 Darmstadt	0,4	0,047

Zur Ermittlung der Dauerfestigkeit wurden nach 1000, 2000 und 4000 Lastwechseln die Lasten um jeweils weitere 10 % ($\pm 5\%$) pro Laststufe gesteigert. Hierbei zeigt sich, dass bei einem PMA-Probekörper ein Versagen des Schichtenverbunds bereits nach rd. 1.500 Lastwechseln auftrat, während ein Kompositprobekörper mit der im Labor hergestellten SMA-Deckschicht erst nach rd. 16.000 Lastwechseln versagte. Die folgende Abbildung zeigt schematisch die aufgebrachtten Spannungen in Abhängigkeit der Lastwechselzahlen:

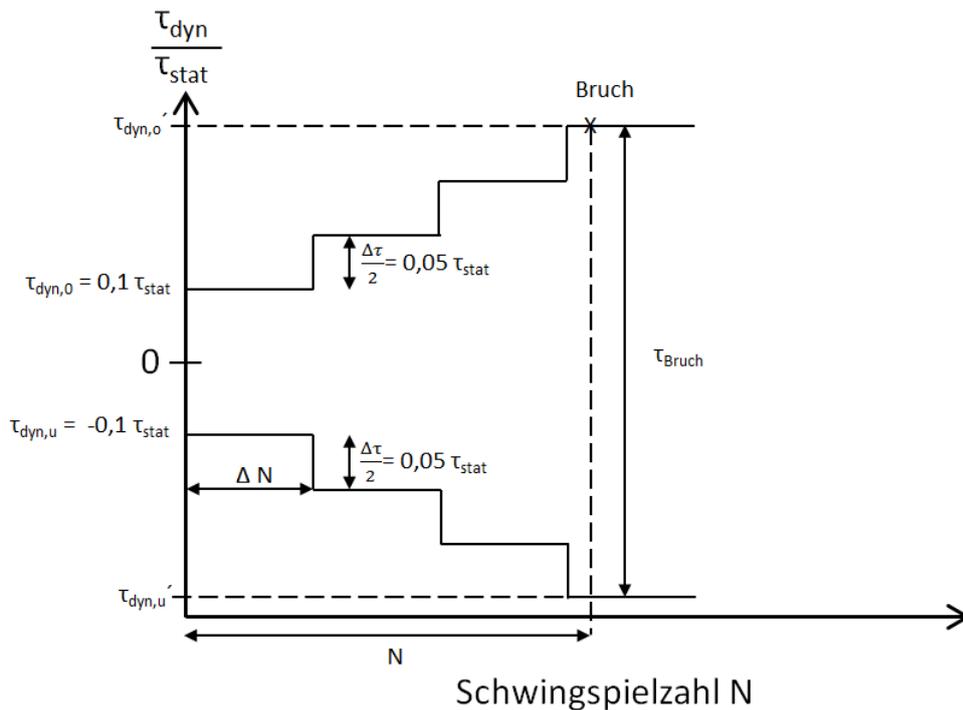


Abbildung 5-15: Laststeigerung bei der Versuchsdurchführung

Ein Bruchversagen wurde durch die Aufzeichnung der Scherwege und der aufgebrachtten Lasten festgestellt. Wenn die Scherwege überproportional zu den aufgebrachtten Belastungen steigen, ist dies ein Anzeichen, dass sich der Verbund zwischen den untersuchten Schichten allmählich löst. Ob dies innerhalb einer kurzen oder längeren Zeitspanne abläuft, hängt zum einen von der Prüftemperatur, zum andern von der Menge der aufgebrachtten Bitumenemulsion zur Herstellung des Schichtenverbunds ab. Die Versuche zeigten deutlich, dass eine größere Bindemittelmenge zu größeren Scherwegen vor Eintritt des Bruchs führt. Ein Bruch wurde detektiert, wenn die Prüfmaschine nicht mehr die vorgegebene Belastung auf dem Prüfkörper aufbringen konnte, weil der Probekörper nicht mehr ausreichend Widerstand entgegen setzen konnte.

Die Ergebnisse der Abscherversuche wurden dann entsprechend (Spitzner 1972) mit dem Verfahren nach Prot hinsichtlich der Dauerfestigkeit des Verbundverhaltens ausgewertet.

Wie in Abbildung 5-15 dargestellt, betrug die aufgebrachtte Laststeigerung

$$\Delta \tau = \pm 0,1 * \tau_{stat}$$

5.15

Die Steigerungsrate α errechnet sich somit zu

$$\alpha = \frac{\Delta\tau}{\Delta N} = \frac{0,1 * \tau_{stat}}{\Delta N} \tag{5.16}$$

Nachfolgende Abbildung zeigt die Auswertung hinsichtlich der Dauerfestigkeiten der vertieft untersuchten Kompositvarianten mit Deckschichten aus DSH-V und SMA jeweils für Laborprobekörper und Bohrkernen aus Bestandsstrecken.

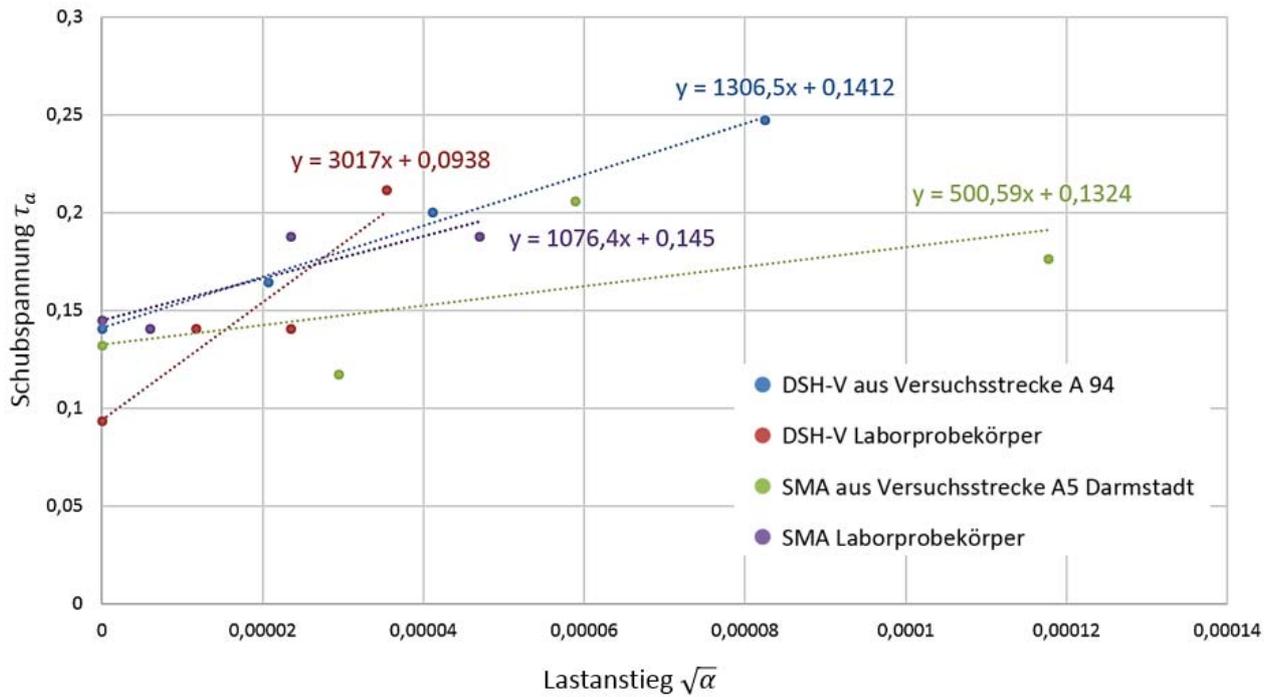


Abbildung 5-16: Auswertung Laststeigerungsverfahren nach Prot mit Extrapolation der Dauerfestigkeiten

Entsprechend dem bei (Spitzner 1972) beschriebenen Verfahren werden die Dauerfestigkeiten durch Regressionsrechnung für den Fall $\alpha = 0$ errechnet. Die Auswertung der Dauerfestigkeit nach Prot liefert demnach folgende Ergebnisse:

Tabelle 5-6: Auswertung der Dauerfestigkeiten nach Prot

Kompositvariante	Statische Festigkeit τ_{stat} [N/mm ²]	Dauerfestigkeit $\tau_{a,D}$ [N/mm ²]	Verhältniswert $\tau_{a,D} / \tau_{stat}$ [%]
DSH-V Labor	1,07	0,0938	8,8 %
DSH-V BAB A 94	0,86	0,1412	16,4 %
SMA Labor	0,73	0,1450	19,9 %

SMA BAB A 5 Darmstadt	1,19	0,1324	11,1 %
Mindestanforderungswert nach ZTV Asphalt-StB 07/13	0,85	--	

5.4 Zusammenfassung Schichtenverbund

Bei der Betrachtung der Ergebnisse der Abscherversuche fällt auf, dass die statischen Verbundfestigkeiten des im Labor hergestellten DSH-V-Belags deutlich besser ausfallen, als bei den Probekörpern aus der Versuchsstrecke an der BAB A 94 bei Forstinning. Betrachtet man allerdings die prognostizierten Dauerfestigkeiten, so zeigen die Probekörper aus der Versuchsstrecke eine rund 50 % höhere Dauerfestigkeit. Eine Ursache hierfür liegt wohl in der zusätzlichen Verdichtung infolge der Verkehrsbelastung. Die Annahme wird unterstützt durch die Festlegung in Ziff. 5.5.1 der ZTV BEA-StB-09/13 (Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für die bauliche Erhaltung von Verkehrsflächenbefestigungen - Asphaltbauweisen (2009 / 2013)), wonach die Bohrkerne zur Bestimmung des Schichtenverbunds frühestens 6 Wochen nach Verkehrsfreigabe entnommen werden dürfen. Eine entsprechende Regelung beim Einsatz eines Splitt-Mastix-Asphalt fehlt jedoch in den einschlägigen ZTV-Asphalt-StB 07/13 (Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Verkehrsflächenbefestigungen aus Asphalt (2007/2013)) und TP Asphalt, Teil 27 (Technische Prüfvorschriften für Asphalt, Teil 27: Probenahme (2012)).

Bei den Kompositprobekörpern mit Splitt-Mastix-Überbauung aus dem Labor und der Versuchsstrecke A 5 liegen die Werte für die prognostizierte Dauerfestigkeit in etwa auf gleicher Höhe, während die Werte der statischen Festigkeit stärker differieren.

Wie zu erwarten ist, liegen die Dauerfestigkeiten deutlich unter der statischen Festigkeit entsprechend den ZTV Asphalt-StB 07/13 (Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Verkehrsflächenbefestigungen aus Asphalt (2007/2013)). Die Dauerfestigkeiten betragen entsprechend obiger Auswertung nur rd. 10 % bis 20 % der statischen Festigkeiten. Die angestellten Auswertungen hinsichtlich der Dauerfestigkeit des Verbunds zwischen Asphalt und Beton sind allerdings kritisch zu hinterfragen. Zum einen standen nur 3 Probekörper je Kompositvariante zur Verfügung, zum anderen liegen die maximal aufgebrauchten Lastwechselzahlen von bis zu 16.000 Lastwechseln weit von den in der Realität auftretenden Lastwechseln von mehreren Millionen entfernt. Allerdings sprengt eine vertiefte Untersuchung mit

einer Vielzahl von Probekörpern, die auch noch bei unterschiedlichen Temperaturen geprüft werden sollten, den Umfang dieser Forschungsarbeit zur Kompositbauweise. Hier besteht weiterer Forschungsbedarf, um einen erweiterten Bewertungshintergrund zur Prognose von dynamischen Abscherfestigkeiten aufzeigen zu können.

6 Konzeptionierung einer Versuchsstrecke in Kompositbauweise

6.1 Ausgeführte Pilotstrecken in Deutschland

In Deutschland wurden bisher die im Folgenden beschriebenen vier Strecken mit durchgehend bewehrter Betondecke auf größerer Länge hergestellt.

Tabelle 6-1: Durchgehend bewehrten Betondecke in Deutschland

Straße	Ort	Baujahr	Länge	Oberfläche
B 56	Düren	1997	0,8 km	abschnittsweise überbaut mit SMA
BAB A 5	Darmstadt	2004	1,5 km	überbaut mit SMA
Privat	Geseke	2007	1,0 km	Grinding
BAB A 94	Forstinning	2011	4,0 km	überbaut mit DSH-V

Auffällig ist, dass alle drei Strecken im öffentlichen Netz mit Asphalt überbaut wurden.

Nachfolgend werden die wichtigsten Merkmale der Referenzstrecken kurz dargestellt.

6.1.1 B 56 Düren:

Im Jahr 1997 wurde erstmals in Deutschland eine Versuchsstrecke mit durchgehend bewehrter Betondecke auf der Bundesstraße 56 bei Düren errichtet und von der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) und der TU München wissenschaftlich begleitet. Die gesamte Versuchsstrecke weist eine Länge von rd. 1,5 km auf, wovon ein 790 m langer Abschnitt mit durchgehender Bewehrung entsprechend den nachfolgend genannten Parametern ausgeführt wurde. Die Ergebnisse wurden in zwei Forschungsberichten „Glätteprozesses bei der Betondeckenfertigung“ (Leykauf und Birmann 1998) und „Messung an einer durchgehend bewehrten Betondecke im Hocheinbau auf einer Asphaltdecke an der B 56 bei Stockheim“ (Leykauf und Birmann 2001b)) veröffentlicht.

Die Versuchsstrecke bei Düren weist folgende Konstruktionsparameter auf:

Tabelle 6-2: Konstruktionsparameter durchgehend bewehrte Betondecke B 56 Düren

Beton:	Unterbeton:	18 cm, B 45
	Oberbeton:	4 cm, B 35
Längsbewehrung:	Durchmesser:	16 mm
	Abstand:	150 mm
	Bewehrungsgrad:	0,61 %
	Material:	BSt 500 S gerippt
Querbewehrung:	Durchmesser:	12 mm
	Abstand:	600 mm
	Bewehrungsgrad:	0,09 %
	Einbaurichtung:	65° zur Fahrbahnachse
	Material:	Gitterkörbe BSt 500
Längspressfuge:	Fahrstreifenweise geschnitten und vergossen	
Querscheinfugen:	Keine	

Der vorhandene asphaltgebundene Fahrbahnaufbau, bestehend aus Frostschutzschicht, Asphalttrag-, Binder- und Deckschicht, wurde als Unterlage für die Betondecke belassen. Vor der Verlegung der durchgehenden Bewehrung wurde die vorhandene Asphaltdecke um ca. 3 cm abgefräst. Der Einbau der Betondecke erfolgte im Oktober 1997. Hierbei wurden während der Nacht teilweise Temperaturen unter 0°C erreicht (Leykauf und Birmann 1998). Um auch lärmtechnische Eigenschaften untersuchen zu können, wurde die Oberflächentexturierung variiert. Zum Einsatz kamen Waschbetonoberfläche, sowie Texturierungen mit dem Jutetuch und Stahlbesenstrich quer zur Fahrtrichtung.

Im Bereich der durchgehend bewehrten Betondecke wurde zwei bis drei Wochen nach der Betonage die Rissentwicklung aufgenommen. Auf der zuerst hergestellten Betondecke in Fahrtrichtung Norden wurde ein mittlerer Rissabstand von 2,9 m, in Fahrtrichtung Süden ein mittlerer Rissabstand von 9,5 m ermittelt. Die Rissweiten lagen auf dem Fahrstreifen Richtung Süden im Mittel bei 0,21 mm, der Maximalwert bei 0,4 mm. An den Querrissen wurden

Rissrandbewegungen von $< 0,01$ mm bei Überfahrt des Belastungswagens gemessen. Die weitere Rissentwicklung wurde von der BAST aufgezeichnet und ist in (Höller 2009) ausführlich beschrieben.

Im Auftrag der BAST hat das Prüfamts Bau von Landverkehrswegen der TU München die Versuchsstrecke 2001 erneut hinsichtlich Tragfähigkeit und Fahrbahnzustand untersucht (Leykauf und Birmann 2001b). Der mittlere Rissabstand lag bei der Fahrbahn in Fahrtrichtung Norden bei 1,3 m und in Fahrtrichtung Süden bei 1,5 m. Die mittlere Rissweite lag im Bereich von 0,1 mm, der Maximalwert lag bei 0,3 mm. Nach drei Jahren Temperatur- und Verkehrsbelastung glichen sich die Rissbilder trotz der ursprünglich sehr großen Unterschiede in beiden Fahrtrichtungen weitgehend an. Nach (Leykauf und Birmann 2001b) wird hier nach drei Jahren Liegedauer die Rissbildung überwiegend durch Schwinden beeinflusst, weniger durch die Temperaturspannungen infolge gleichmäßigen Abkühlens gegenüber der Erhärtungstemperatur.

An den Querrissen der durchgehend bewehrten Betondecke wurden Einsenkungen von im Mittel 0,1 mm gemessen. Einsenkungen gleicher Größenordnung traten auch in ungerissenen Bereichen auf. Die vertikalen Rissrandbewegungen lagen $< 0,01$ mm. Die durchgehende Bewehrung hat somit das angestrebte Ziel einer guten Querkraftübertragung im Rissbereich erreicht.

Im Jahr 2007 wurde ein 300 m langer Teil der Versuchsstrecke mit durchgehender Bewehrung mit einem lärmarmen Splitt-Mastix-Asphalt überbaut. Die Anforderungswerte an die Asphaltüberbauung sind in (Höller 2009) wieder gegeben. Messungen bestätigten die lärmreduzierende Wirkung dieser Asphaltmischgutsorte mit etwa 2 dB(A) niedrigeren Lärmemissionen, als bei Verwendung von konventionellem Splitt-Mastix-Asphalt.

6.1.2 BAB A 5 Darmstadt:

Die Versuchsstrecke an der Autobahn A 5 wurde unter Betreuung der BAST 2004 errichtet. Die Ausführung der Maßnahme ist umfangreich im Forschungsbericht der BAST (Höller 2010) beschrieben. Im Folgenden werden die wichtigsten Erkenntnisse aus Planung und Realisierung der Versuchsstrecke vorgestellt:

Die rd. 1,5 km lange Versuchsstrecke befindet sich im hochbelasteten Abschnitt der A 5 (DTV 2010: 105.800) zwischen der Tank- und Rastanlage Gräfenhausen und der Anschlussstelle Langen in Fahrtrichtung Frankfurt.

Im Zuge der Baumaßnahmen wurde die Autobahn A 5 zwischen den Anschlussstellen Weiterstadt und Zeppelinheim bei einem 8-streifigen Querschnitt grundhaft erneuert. Im Bereich der Versuchsstrecke beschränkte sich die Erneuerung auf die rechten beiden Fahrstreifen, die besonders vom Schwerverkehr beansprucht werden. Der 3. und 4. Fahrstreifen wurden 1975 in Regelbauweise (unbewehrte Betonplatten mit Quer- und Längsscheinfugen) errichtet und blieben unterverändert erhalten. Unter der Längsfuge zwischen Bestand und neu errichteter Betondecke wurde zur Sicherstellung einer ausreichenden Entwässerung ein 50 cm breiter Drainbetonstreifen auf gesamter Länge errichtet.

Die Betondecke wurde auf gesamter Länge mit den nachfolgend genannten Parametern errichtet:

Tabelle 6-3: Geplante Konstruktionsparameter durchgehend bewehrte Betondecke A 5

Beton:	Unterbeton:	20 cm
	Oberbeton:	4 cm
	Betondruckfestigkeit (Soll):	35 N/mm ²
Längsbewehrung:	Durchmesser:	20 mm
	Abstand:	175 mm
	Bewehrungsgrad:	0,75 %
	Material:	BSt 500 S gerippt Vorgefertigt (BAMTEC)
Querbewehrung:	Durchmesser:	16 mm
	Abstand:	600 mm
	Bewehrungsgrad:	0,15 %
	Einbaurichtung:	60° zur Fahrbahnachse
	Material:	Gitterkörbe BSt 500
Längsscheinfugen:	Fahrstreifenweise geschnitten und vergossen	
Querscheinfugen:	Keine	

Bei der Versuchsstrecke wurden 5 verschiedene Varianten zur Auflagerung der Betondecke gebaut.

- Asphalttragschicht
- Asphalttragschicht mit Vliesstoff
- Hydraulisch gebundene Tragschicht (HGT)
- Hydraulisch gebundene Tragschicht mit Vliesstoff
- Verfestigung mit Vliesstoff

Der Bau und das Verhalten der Versuchsstrecke wurden durch die BASt wissenschaftlich begleitet.

Die Dokumentation des Bauablaufs und der Materialuntersuchungen ergaben teilweise erhebliche Abweichungen hinsichtlich der geplanten Konstruktionsparameter:

Tabelle 6-4: Ausgeführte Konstruktionsparameter durchgehend bewehrte Betondecke A 5

Kriterium	Anforderungswert (Soll)	Ausführungswert (Ist)
Betondruckfestigkeit (28d)		
Oberbeton:	35 N/mm ²	65 N/mm ²
Unterbeton:	35 N/mm ²	55 N/mm ²
Schichtdicke Betondecke / Bewehrungsgrad:		
auf ATS:	24 cm / 0,75 %	26,7 cm / 0,67 %
auf ATS mit Vliesstoff	24 cm / 0,75 %	27,0 cm / 0,66 %
auf HGT mit Vliesstoff	24 cm / 0,75 %	26,1 cm / 0,69 %
auf HGT	24 cm / 0,75 %	25,6 cm / 0,70 %
auf Verfestigung mit Vliesstoff	24 cm / 0,75 %	25,7 cm / 0,70 %
Schichtdicken Tragschichten:		
ATS	15 cm	14,2 cm
ATS mit Vliesstoff	15 cm	14,4 cm
HGT mit Vliesstoff	15 cm	16,1 cm
HGT	15 cm	14,0 cm

Im Ergebnis zeigte sich, dass vor allem die durchgehend bewehrte Betondecke etwas andere Eigenschaften auswies, als in der theoretischen Konzeption vorgesehen war. Hierdurch ergaben sich, entsprechend dem Bericht, Unterschiede hinsichtlich der Bewehrungslage im Betonquerschnitt und hinsichtlich des Bewehrungsgrads.

Bei zwei Fahrbahnaufbauten wurde eine hydraulisch gebundene Tragschicht eingebaut. Als Gesteinskörnung wurde die aufbereitete alte Verfestigung verwendet. Der Einbau erfolgte mittels Kettenbagger und angebauter Verdichtungsbohle. Bei der Bauausführung zeigten sich hierbei jedoch zwei Schwachpunkte.

Zum einen war die Aufbereitung der alten Verfestigung unzureichend. Die aufgefräste Verfestigung wurde nicht gezielt aufbereitet. Daher finden sich häufiger große Brocken der alten Verfestigung in der hydraulisch gebundenen Tragschicht wieder. Des Weiteren befanden sich in Recycling-Material zahlreiche Fremdstoffe wie Vliesstoffreste und Dübel / Anker der alten Betondecke. Die hydraulisch gebundene Tragschicht weist somit kein homogenes Verhalten auf.

Zum andern wurde die hydraulisch gebundene Tragschicht nicht mit der erforderlichen Genauigkeit hinsichtlich Ebenheit und profilgerechter Lage eingebaut.



Abbildung 6-1: Unebenheiten in der hydraulisch gebundenen Tragschicht (Kretz)

Wie in Kap. 4.9 dargelegt, wird bei der Dimensionierung der durchgehend bewehrten Betondecke ein Bewehrungsgrad festgelegt, der den Rissabstand sowie die Rissweite maßgeblich beeinflusst. Wird die durchgehend bewehrte Betondecke mit unterschiedlichen Dicken

hergestellt, so wird dieser definierte Bewehrungsgrad über- oder unterschritten (sh. Tabelle 6-4). Um das angestrebte Rissbild zu erhalten, muss die durchgehend bewehrte Betondecke eine konstante Dicke aufweisen. Dies kann nur gewährleistet werden, wenn auch die Unterlage der Betondecke schon mit der entsprechenden Genauigkeit eingebaut wird.

Oberhalb der Tragschicht mit hydraulischem Bindemittel wurde in Teilbereichen ein Vliesstoff verlegt. Hierbei zeigte sich, dass der Vliesstoff mit LKW befahren wurde und damit nicht mehr gestrafft und faltenlos auf der Unterlage fixiert war. Hierdurch reduziert sich die Dicke der durchgehend bewehrten Betondecke ebenfalls.

Laut den vorliegenden Informationen der BAST (Höller 2010) sowie der vorliegenden Bauunterlagen setzte beim Betondeckeneinbau Starkregen ein, sodass zeitweise Wasser auf der Unterlage und beim Betoneinbau vor dem Beton anstand. Die Betonqualität wird durch den erhöhten Wasseranteil verschlechtert, was zu einer Reduzierung der Betonbiegezugfestigkeit führt. Um eine nachteilige Veränderung des Betons auszuschließen, ist auch für den Bauzustand eine detaillierte Entwässerungsplanung erforderlich. Ferner traten an der Versuchsstrecke an der A 5 aufgrund des Starkregens schon kurz nach der Herstellung der Betondecke erste Abplatzungen an der Betonoberfläche auf. Unabhängig von den Entwässerungseinrichtungen ist daher der Betondeckeneinbau zu unterbrechen, wenn stärkere Niederschläge einsetzen.

Bei der Versuchsstrecke an der BAB A 5 bei Darmstadt hat sich die ausführende Baufirma zum Einbau einer vorgefertigten Längsbewehrung nach dem System BAMTEC (Häussler 2012) entschieden. Hierbei wurden die durchgehenden Längsbewehrungsstäbe auf Bandstahl geschweißt und gerollt auf die Baustelle geliefert. Nach dem Ausrollen der vorgefertigten Bewehrung sind die Längsstäbe bereits im richtigen Abstand angeordnet. Aufgrund von unzureichendem Hebezeug auf der Baustelle, konnte die Bewehrung allerdings nicht immer planmäßig abgesetzt und ausgerichtet werden. Daher wurde die Bewehrung, insbesondere an den Übergreifungsstößen, teilweise nicht planmäßig eingebaut.



Abbildung 6-2: ausgerollte Bewehrung, mangelnde Nachjustierung (Kretz)

Um derartige Probleme bei zukünftigen Projekten zu vermeiden, ist bei Verwendung von vorgefertigter Bewehrung besonders auf eine abgestimmte Verlegetechnik einschließlich der erforderlichen Hebegeräte sowie auf qualifiziertes Einbaupersonal zu achten.

Die Baulänge der Versuchsstrecke betrug nur rd. 1,5 km, so dass aus Kostengründen von der ausführenden Firma auf die Errichtung einer mobilen Mischanlage verzichtet und stattdessen der Deckenbeton von einem naheliegenden Betonmischwerk angeliefert wurde. Allerdings verzögerte sich vor allem am ersten Tag die Betonanlieferung, so dass der Deckeneinbau nur mit Unterbrechungen durchgeführt werden konnte (Höller 2010). Ferner war auch die Anlieferung von Unter- und Oberbeton nicht immer rechtzeitig, sodass Oberbeton auch in untere Schichten eingebaut wurde. Durch die Probleme bei der Betonanlieferung wurde in Teilbereichen keine gute Betonqualität erzielt. In der nachfolgenden Abbildung zeigen sich diese Ausführungsmängel am Bohrkern.



Abbildung 6-3: Bohrkern 1 A 5 Darmstadt

Es ist deutlich zu erkennen, dass unterhalb der durchgehenden Bewehrung ausschließlich Oberbeton eingebaut wurde, da dieser verfügbar war. Aufgrund der Lieferschwierigkeiten war der Beton zudem bereits angesteift, bevor eine Verdichtung mit dem Gleitschalungsfertiger erfolgte. Daher ist der Beton unterhalb der Bewehrung nicht verdichtet und weist größere Hohlräume auf. Ein genauer Blick auf die Längsbewehrung zeigte jedoch keinerlei tiefgreifende Korrosion (der Rost an der durchgehenden Bewehrung in obiger Abbildung ist auf das durchgeführte Nassbohrverfahren bei der Bohrkernentnahme zurückzuführen), da die obere Betonlage offensichtlich eine gute Qualität aufweist. Allerdings setzen die Hohlräume die Biegezugfestigkeit des Betons deutlich herab, womit eine verminderte Tragfähigkeit am Gesamtsystem einhergeht. Bei der visuellen Zustandserfassung wurden in diesem Abschnitt allerdings keine Schäden an der Betondecke aufgedeckt.

Nach Erhärtung des Betons sowie in den darauf folgenden dreieinhalb Jahren wurden die Risse in der Betondecke (Rissabstand und Rissöffnungsweite) messtechnisch vor Ort erfasst. Somit wurde die Rissentwicklung in Abhängigkeit von der Unterlage der Betondecke aufgezeichnet. Ferner wurden Tragfähigkeitsmessungen mit dem Falling-Weight-Deflektometer durchgeführt.

Gemäß den Untersuchungen der BAST (Höller 2010) weist die durchgehend bewehrte Betondecke ein optimales Rissbild auf, wenn die Rissabstände (einschließlich Toleranzen) zwischen 0,7 m und 2,5 m liegen und die Rissweite maximal 0,5 mm beträgt. Die nachfolgende Tabelle zeigt die Ergebnisse der BAST für die Versuchsstrecke an der A 5 bei Darmstadt:

Tabelle 6-5: Ergebnisse Rissaufnahmen Versuchsstrecke A 5 (Höller 2010)

Unterlage	Anteil Rissabstand ≤ 0,3 m in %	Anteil Rissabstand 0,7 m < ... < 2,5 m in %	mittlere Rissöffnungsweite (mm)
ATS	17	40	0,45
ATS auf Vliesstoff	11	40	0,46
HGT auf Vliesstoff	8	73	0,31
HGT	4	74	0,24
Verfestigung mit Vliesstoff	14	60	0,24

Der Versuchsabschnitt mit durchgehend bewehrter Betondecke sowie die beiden daneben liegenden Überholfahrstreifen wurden im Jahr 2010 mit einer Deckschicht aus Splitt-Mastix-Asphalt überbaut.

Vor der Überbauung mit Asphalt wurde die Versuchsstrecke begangen und dokumentiert. Hierbei zeigte sich überwiegend ein guter Fahrbahnzustand. Lediglich an einer Stelle traten Risse mit engem Abstand auf. Hier kam es auch zu einem Ausbruch (Punch-Out) in der Betondecke auf dem rechten Fahrstreifen.



Abbildung 6-4: Punch-Out in durchgehend bewehrter Betondecke (Kretz)

Vor der Überbauung wurde diese Schadstelle kleinflächig saniert



Abbildung 6-5: Sanierte Schadstelle vor Asphaltüberbauung (Kretz)

An einer weiteren Stelle zeigten sich oberflächliche Ausbrüche aufgrund des Betoneinbaus bei Starkregen, die vor der Überbauung ebenfalls saniert wurden.

Entsprechend den Bauakten erfolgte die Überbauung mit SMA 8S. Um einen ausreichenden Verbund zwischen Betondecke und Asphaltdeckschicht herzustellen, wurde die Betondecke mittels Hochdruckwasserstrahlen und gleichzeitigem Absaugen der Abtragungsprodukte (Dreh-

Jet-Verfahren) gereinigt. Vor der Asphaltüberbauung wurde mit Bitumenemulsion C60BP1-S bei einer Soll-Auftragsmenge von 350 g/m² vorgesprüht.

Im Bereich des Standstreifens wurde die Asphaltüberbauung bei regnerischem Wetter auf einer Länge von 800 m vorgelegt. Die restlichen Asphaltierungsarbeiten wurden bei trockener Witterung im August 2010 durchgeführt.

Bei der Bauausführung zeigte sich, dass das Ansprühen mit Bitumenemulsion nicht vollflächig erfolgte bzw. die Bitumenemulsion durch das Befahren mit Baustellenfahrzeugen wieder abgelöst wurde. In Teilbereichen war daher keine vollständige Benetzung der Betonoberfläche mit Bitumenemulsion gegeben.



Abbildung 6-6: Unzureichendes Vorsprühen mit Bitumenemulsion (Kretz)

Bei Realisierung einer weiteren Versuchsstrecke ist daher besonders darauf zu achten, dass die Betonoberfläche vollständig mit Bitumenemulsion bedeckt ist und dass die geforderte Menge an Emulsion aufgebracht wird.

Ferner zeigt der Standstreifen an der Versuchsstrecke der A 5 bei Darmstadt in einem rd. 800 m langen Bereich starke Blasenbildung. Ursache für die Blasenbildung ist ein erhöhter Feuchtegehalt unterhalb der Asphaltdeckschicht. Unterhalb des „dichten“ Splitt-Mastix-Belags bildet sich bei sommerlichen Temperaturen ein Dampfdruck aus, der zu einem Überdruck, damit zu einer Verbundstörung und damit zu einem lokalen Abheben der Deckschicht führt. Grund für die erhöhte Feuchte im Beton war vermutlich das regnerische Wetter beim Asphalteinbau im Standstreifen.

Ein gleich gelagertes Problem tritt bei der Abdichtung von Brückentafeln im konstruktiven Ingenieurbau auf. Durch die Begrenzung der maximal zulässigen Feuchte im Beton im dortigen Regelwerk ZTV-ING (Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten) kann eine Blasenbildung jedoch faktisch ausgeschlossen werden. Bei Realisierung einer Versuchsstrecke sollten daher Anforderungen an die maximale Restfeuchte im Beton sowie an eine Mindesthaftzugfestigkeit der Betonoberfläche in Anlehnung an die ZTV-ING gestellt werden.

Im Juni 2014 wurde die Versuchsstrecke durch den Verfasser zusammen mit Vertretern von Hessen Mobil begangen. Die durchgehend bewehrte Betondecke mit Asphaltüberbauung zeigte hierbei einen sehr guten Erhaltungszustand. Im gesamten Bereich der Asphaltüberbauung sind keinerlei Risse im Asphalt festzustellen. Ursächlich hierfür ist wohl, dass die durchgehend bewehrte Betondecke überbaut wurde, nachdem die Rissbildung weitgehend abgeschlossen war.

6.1.3 Privatstraße Geseke

In der Nähe des Orts Geseke in Nordrhein-Westfalen betreibt die HeidelbergCement AG ein Zementwerk. Da Zementwerk und Steinbruch gut einen Kilometer voneinander entfernt liegen, wird das gesamte Rohmaterial mit täglich rd. 450 LKW-Fahrten vom Steinbruch zum Zementwerk transportiert. Das Unternehmen errichtete daher zwischen 2007 und 2009 eine Privatstraße, um diesen Verkehr abwickeln zu können (Riffel 2012). Um neuartige und innovative Bauweisen zu erproben, wurden hierbei folgende Versuchsabschnitte errichtet:

Tabelle 6-6: Übersicht Versuchsabschnitte Geseke (nach Riffel 2012)

Deckenmaterial	Bauweise	Oberfläche	Länge
Kunststoffasermifizierter Beton	Plattenbauweise	Besenstrich	50 m
	verdübelt	Waschbeton	

Beton	durchgehend bewehrt	Grinding	1032 m
Stahlfasermodifizierter Beton	Plattenbauweise verdübelt	Besenstrich EP-Beschichtung	120 m
Beton	Plattenbauweise verdübelt	Waschbeton	Zufahrt

Im Folgenden wird auf den längsten Versuchsabschnitt mit durchgehend bewehrter Betondecke vertieft eingegangen, da dieser Abschnitt für die Forschungsarbeit von besonderer Bedeutung ist.

Die Versuchsstrecke mit durchgehend bewehrter Betondecke verläuft zu einem Teil im Bereich des ehemaligen Steinbruchs. Um die Versuchsstrecke möglichst eben zu führen, musste hierfür ein rd. 20 m hoher Straßendamm geschüttet werden. Ein besonderes Augenmerk war hier auf eine gute Verdichtung zu legen, um spätere Setzungen gering zu halten. Von Seiten des Auftraggebers bestanden Befürchtungen, dass bei Ausführung der Strecke in konventioneller Plattenbauweise mit verdübelten Querscheinfugen Schäden aufgrund von Setzungsdifferenzen zu erwarten sind (Riffel 2012). Um Setzungen und Verformungen des Unterbaus schadlos aufnehmen zu können, wurde eine fugenlose und elastische Betondecke mit durchgehender Längsbewehrung gewählt (Riffel 2013). Neben der Gewinnung neuer Erkenntnisse war dies ein weiterer Grund, diesen Teil der Privatstraße mit durchgehend bewehrter Betondecke auszuführen.

Wie bereits dargelegt, ist die Privatstraße insbesondere durch den Schwerverkehr hoch belastet. Nach den Regelungen der RStO 01 (Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen (2001)) ergibt sich für die Strecke Bauklasse II mit 23 cm Deckendicke bei Ausführung in Plattenbauweise. Im konkreten Fall wurde jedoch eine rechnerische Dimensionierung mit dem Programmsystem „AWDSTAKO“ der Villaret Ingenieurgesellschaft mbH durchgeführt und die durchgehend bewehrte Betondecke mit einer Dicke von 22 cm ausgeführt. Die Berechnung basierte auf den Werten eines Straßenbetons StC 35/45 – 4,0 gemäß Tab. 1 der AL Sp-Beton – Ausgaben 2006 (Arbeitsanleitung zur Bestimmung der charakteristischen Spaltzugfestigkeit an Zylinderscheiben als Eingangsgröße in die Bemessung von Betondecken für Straßenverkehrsflächen (2006)). Im Zuge der Erstprüfung wurden am vorgesehenen Beton Spaltzugfestigkeiten von 4,33 N/mm² (obere Zylinderscheibe) bzw. 4,35 N/mm² (untere Zylinderscheibe) nach 28 Tagen ermittelt. Die Druckfestigkeit an den

Zylinderreststücken betrug $43,6 \text{ N/mm}^2$. Nach 278 bzw. 294 Tagen lagen die Spaltzugfestigkeiten an den zur Kontrollprüfung entnommenen Bohrkernen zwischen $4,83 \text{ N/mm}^2$ und $5,18 \text{ N/mm}^2$, bei Druckfestigkeiten an den Zylinderreststücken zwischen $69,3 \text{ N/mm}^2$ und $70,4 \text{ N/mm}^2$ (Riffel 2013). Dies zeigt zum einen, dass die der Berechnung zugrunde gelegten Spaltzugfestigkeiten sicher eingehalten wurden. Andererseits wird jedoch auch deutlich, dass die Druckfestigkeiten nach rd. 300 tägiger Liegedauer weit oberhalb der angestrebten Druckfestigkeit liegen. Ferner zeigen die Prüfungen, dass die ermittelten Spaltzugfestigkeiten wesentlich größere Streuungen aufweisen als die Betondruckfestigkeiten.

Die wichtigsten Parameter der Versuchsstrecke in Geseke sind der nachfolgenden Tabelle zu entnehmen:

Tabelle 6-7: Konstruktionsparameter Geseke (nach Riffel 2012 und Riffel 2013)

Beton:	StC 35/45 – 4,0 XF4, XM 2 22 cm Zementart: 1. BA: CEM II/A-S 42,5 R 2. BA: CEM I 42,5 R Zementgehalt: 370 kg/m^3 w/z-Wert: 0,40 E-Modul (28 Tage): 29.300 N/mm^2 (CEM II/A-S)
Längsbewehrung:	Durchmesser: 20 mm Abstand: 175 mm Bewehrungsgrad: 0,75 % Material: BSt 500 S gerippt
Querbewehrung:	Durchmesser: 16 mm Abstand: 600 mm Bewehrungsgrad: 0,15 % Einbaurichtung: 60° zur Fahrbahnachse Material: BSt 500 S gerippt
Längspressfuge:	Verankerung mit Klebeankern $\varnothing 20 \text{ mm}$, Länge 650 mm, Abstand 670 mm.
Unterlage:	Asphalttragschicht 0/22 CS 10 cm
Ungebundene Tragschicht	Schottertragschicht 0/45

Der Betoneinbau erfolgte fahrstreifenweise. Die Längspressfuge wurde verankert, um ein Auseinanderwandern der Fahrstreifenplatten zu verhindern. Die rd. 1 km lange durchgehend bewehrte Betondecke wurde an beiden Enden mit jeweils 4 Endspornen im Abstand von 5 m im Untergrund verankert (Riffel 2013). Die neue Betonoberfläche wurde mittels Grinding bearbeitet, um die lärmreduzierende Wirkung dieser Oberflächentextur messen und bewerten zu können.

Die gesamte Baumaßnahme wird von der Ruhr-Universität Bochum, Lehrstuhl für Baustofftechnik und der BAST wissenschaftlich betreut. Im Bereich der durchgehend bewehrten Betondecke wurden drei Messquerschnitte eingerichtet. Dort wurden Extensiometer und Dehnmessstreifen eingebaut, um das Verformungsverhalten der Decke näher zu bestimmen. Ferner wurden Temperaturmessfühler eingebaut, um witterungsbedingte Temperaturänderungen erfassen zu können (Riffel 2013). Abseits der Privatstraße wurde ein 3,5 m x 15 m großes Versuchsfeld mit durchgehend bewehrter Betondecke einer Dicke von 22 cm als Referenzstrecke errichtet. Hierdurch wird ein Vergleich des Verhaltens einer durchgehend bewehrten Betondecke mit und ohne Verkehrsbelastung ermöglicht. Die Überprüfung der bauvertraglichen Anforderungen hinsichtlich Ebenheit und Griffigkeit zeigte, dass die durchgehend bewehrte Betondecke die geforderten Werte erreichte (Riffel 2012).

Die auf fünf Jahre angelegte wissenschaftliche Betreuung des Projekts durch die Ruhr-Universität Bochum, Lehrstuhl für Baustofftechnik ist noch nicht abgeschlossen. Erste Ergebnisse der messtechnischen Begleitung wurden in (Breitenbücher und Kunz 2014) veröffentlicht und sind nachfolgend zusammengefasst wieder gegeben.

Die Aufzeichnung der Rissbildung an den drei Messquerschnitten 6, 14 und 28 Monate nach der Betonage zeigte, dass sich der mittlere Rissabstand innerhalb des Beobachtungszeitraums von etwas über 2,0 m auf gut 1,0 m halbierte. Gleichzeitig hat sich die Rissöffnungsfläche innerhalb der 22 Monate nahezu verdreifacht. Nach 28 Monaten wurden auf der gesamten Strecke der durchgehend bewehrten Betondecke die Risse kartiert und entsprechend (Höller 2009) in Rissklassen eingeteilt. Hierbei zeigte sich, dass rd. 12 % der Rissabstände im kritischen Bereich $< 0,3$ m, und rd. 50% der Rissabstände im angestrebten Bereich zwischen 0,7 m und 2,5 m lagen. Die gemessenen Rissweiten lagen, bis auf wenige Ausnahmen, unterhalb des festgelegten Grenzwerts von 0,5 mm (Breitenbücher und Kunz 2014). Auf der Referenzstrecke zeigten sich hingegen keine Risse, da hier aufgrund der Länge nur unwesentliche Zwangsspannungen aufgebaut werden.

Um die fortschreitende Schädigung des Betons abschätzen zu können, wurde an den Messquerschnitten sowie an der Referenzstrecke ohne Verkehrsbelastung jeweils der dynamische E-Modul der durchgehend bewehrten Betondecke mittels

Ultraschalllaufzeitmessung ermittelt. Hierbei zeigte sich nach 6-monatiger Liegedauer ein einheitlicher Abfall des dynamischen E-Moduls um rd. 10%. Ursache hierfür ist lt. (Breitenbücher und Kunz 2014) eine Mikrorissbildung im Betongefüge. Bei der zweiten Messung nach 14-monatiger Liegedauer war nur ein moderater Abfall der ermittelten E-Moduln zu verzeichnen. Die dritte Wiederholungsmessung wurde nach 28 Monaten bei heißer Sommerwitterung durchgeführt. Hierbei zeigte sich ein deutlicher Anstieg der ermittelten E-Moduln. Ursache hierfür ist entsprechend (Breitenbücher und Kunz 2014) das Überdrücken der entstandenen Risse durch behinderte Längsausdehnung und Verwölbung des Betons und damit einhergehend eine bessere Schallübertragung an den Rissen. Hierdurch wird ein scheinbar höherer dynamischer E-Modul ermittelt.

Die Auswertung der Dehnungsmessungen im Bereich der vom Schwerverkehr befahrenen durchgehend bewehrten Betondecke sowie der Referenzstrecke ohne Verkehrsbelastung zeigte eine einheitliche Verkürzung des Betons von rund 0,3 ‰, was im Bereich der zu erwartenden Schwindverformungen liegt (sh. auch Kap. 4.7.2.4.) Entsprechend (Breitenbücher und Kunz 2014) können daher Verformungen des Betons infolge Verkehrslast weitgehend ausgeschlossen werden.

Die Auswertung der Spannungen in der durchgehenden Längsbewehrung zeigten folgende Ergebnisse: An der Referenzstrecke wurden nur geringe Spannungen gemessen, da hier keine Risse im Beton aufgetreten sind. An den anderen Messquerschnitten wurden sehr unterschiedliche Stahlspannungen gemessen, die aber weit unterhalb der Streckgrenze des Betonstahls lagen. Ursache für die starke Streuung der Messergebnisse ist nach (Breitenbücher und Kunz 2014) der unterschiedliche Abstand zum nächsten Riss. Wie in Kap. 4.3.2 erläutert, treten die maximalen Spannungen im Betonstahl nur in unmittelbarer Rissnähe auf. Über die Einleitungslänge werden die Stahlzugspannungen dann in den Beton eingeleitet. Betrachtet man einen Bereich, der vom nächsten Riss weiter entfernt ist, als die Einleitungslänge, so entspricht die Stahl- der Betondehnung mit entsprechend geringen Spannungen im Betonstahl. Die letzte Messung der Stahlspannungen fand, wie der Ermittlung des dynamischen E-Moduls, bei heißer sommerlicher Witterung statt. Hierbei wurden teilweise Druckspannungen im Betonstahl ermittelt. Ursache hierfür ist die behinderte Ausdehnung der durchgehend bewehrten Betondecke und damit einhergehend der Aufbau von Druckspannungen im Gesamtsystem.

Die positiven Erfahrungen der Versuchsstrecke bei Geseke wurden auf die im Anschluss realisierte Versuchsstrecke an der A 94 übertragen.

6.1.4 Autobahn A 94 Pastetten – Forstinning

Die Autobahn A 94 soll im Endzustand München mit der Autobahn A 3 bei Passau verbinden. Überregionale Beachtung fand das Projekt aufgrund des langjährigen Trassenstreits im Bereich von Dorfen. Der Neubauabschnitt zwischen den Anschlussstellen Forstinning und Pastetten bildet den ersten von insgesamt drei Abschnitten auf der sog. „Trasse Dorfen“. Zwischen August 2009 und August 2011 wurde dieser insgesamt 6,2 km lange Bauabschnitt errichtet.

Auf diesem Straßenabschnitt wurden insgesamt drei verschiedene Versuchsabschnitte eingerichtet (Schmerbeck und Höller 2012):

- Abschnitt 1: Durchgehend bewehrte Betondecke mit einer flexiblen Deckschicht aus einem Dünnschichtbelag in Heißbauweise auf Versiegelung
- Abschnitt 2: Unbewehrte Betondecke in Plattenbauweise mit einer flexiblen Deckschicht aus einem Dünnschichtbelag in Heißbauweise auf Versiegelung
- Abschnitt 3: Unbewehrte Betondecke in Plattenbauweise, direkt befahren mit Grinding-Textur

Für die Abschnitte mit Asphaltüberbauung wurde die Betondecke einheitlich mit Unterbeton aus rundkörniger Gesteinskörnung 0/32 mm entsprechend ZTV Beton-StB 07/13 (Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton (2007/2013)) ausgeführt, da hier keine Anforderungen hinsichtlich Griffigkeit eingehalten werden müssen. Der direkt befahrene Abschnitt 3 erhielt eine dünne Oberbetonschicht mit gebrochener, polierresistenter Gesteinskörnung. Alle Versuchsstrecken liegen auf einer Asphalttragschicht mit darunter liegender Frostschuttschicht.

Der Versuchsabschnitt mit durchgehend bewehrter Betondecke weist folgende Parameter auf:

Tabelle 6-8: Konstruktionsparameter A 94

Deckschicht:	Dünnschichtbelag in Heißbauweise auf Versiegelung	
Beton:	Unterbeton C30/37	24,5 cm
Längsbewehrung:	Durchmesser:	20 mm
	Abstand:	175 mm
	Bewehrungsgrad:	0,75 %
	Material:	BSt 500 S gerippt

Querbewehrung:	Durchmesser:	16 mm
	Abstand:	700 mm
	Bewehrungsgrad:	0,12 %
	Einbaurichtung:	60° zur Fahrbahnachse
	Material:	Gitterkörbe BSt 500
Längsscheinfugen:	Fahrstreifenweise geschnitten	
Querscheinfugen:	Keine	
Unterlage:	Asphalttragschicht 10 cm	

Die Betondecke wurde im Frühjahr 2011 bei milder Witterung hergestellt und im Sommer 2011 mit dem Dünnschichtbelag überbaut.

Hinsichtlich des Verhaltens der Betondecke berichteten (Schmerbeck und Höller 2012) anlässlich des Deutschen Straßen- und Verkehrskongresses 2012:

Die Dicke der Betondecke wurde mit 24,5 cm geplant, tatsächlich wurden Deckendicken von 25 cm bis 29 cm eingebaut. Die erreichten Betondruckfestigkeiten liegen mit Werten zwischen 45 N/mm² und 81 N/mm² weit über der geforderten Druckfestigkeit eines Betons C30/37. Ferner wurde die Rissentwicklung bis zur Überbauung mit Asphalt aufgezeichnet. Der mittlere Rissabstand betrug etwa 2,6 m. Eine weitere Rissaufnahme der Betondecke ist seit der Überbauung nicht mehr möglich. Gemäß den genannten wissenschaftlichen Untersuchungen und den im europäischen Ausland gewonnenen Erfahrungen werden sich bei dieser durchgehend bewehrten Betondecke mittlere Rissabstände von 0,7 m bis 2,5 m einstellen. Daher ist anzunehmen, dass zum Zeitpunkt der Asphaltüberbauung die Betondecke noch kein abgeschlossenes Rissbild aufwies.

Zur wissenschaftlichen Begleitung wurde die Betondecke unter anderem mit nachfolgend genannten Messeinrichtungen versehen:

- Fühler zur Ermittlung der Temperatur in unterschiedlichen Höhen der Fahrbahnkonstruktion sowie der Lufttemperatur in 2 m Höhe.
- Extensiometer hinter den Endspornen der durchgehend bewehrten Betondecke zur Aufnahme der horizontalen Bewegungen.

Die Auswertung der gemessenen Temperaturen zeigt lt. (Schmerbeck und Höller 2012), dass die mit Asphalt überbaute Betondecke an heißen Sommertagen 4°C bis 6°C wärmer wird, als direkt befahrene Betondecken. Allerdings spiegeln diese Werte den Neubauzustand des Dünnschichtbelags wieder, bei dem die Zuschlagskörner noch vollständig mit Bitumen umhüllt und damit schwarz waren. Es ist zu erwarten, dass sich die Temperaturunterschiede angleichen, sobald der Bitumenfilm an der Oberfläche der Gesteinskörnung abgefahren und die helle Betondecke durch den Straßenbetrieb verschmutzt ist.

Die Auswertung der Extensiometer zeigt, dass mit der Verankerung durch Endsporne keine vollständige Einspannung der Betondecke im Boden erreicht werden kann. Zwar sind die Bewegungen bei der Anordnung von 4 Endspornen mit max. 26 mm kleiner als die Bewegungen bei nur einem Endsporn (maximale Bewegungen 33 mm), sie sind aber keinesfalls zu vernachlässigen.

Im Bereich der Überbauung der Betondecke mit dem Dünnschichtbelag erfolgte eine Behandlung des Betons mittels Hochdruckwasserstrahl im Dreh-Jet-Verfahren. Zur Sicherstellung eines ausreichenden Haftverbunds und zur Vermeidung von Blasenbildung musste die Betondecke die nachfolgend genannten Anforderungen erfüllen:

- Abreißfestigkeit der Betonoberflächen mind. 1,0 N/mm²
- Betonrestfeuchte max. 3,0 %

Nach einer Liegedauer von 65 Tagen erfüllte der Beton diese Anforderungen und konnte dann bei trockener und sonniger Witterung mit dem Dünnschichtbelag überbaut werden. Anhand von Kontrollprüfungen (Haftzugprüfung entsprechend TP Asphalt Teil 81-Ausgabe 2009 Technische Prüfvorschriften für Asphalt, Teil 81, Haftzugfestigkeit von dünnen Asphaltdeckschichten (2009)) wurde ein ausreichender Verbund zwischen der Betondecke und dem Dünnschichtbelag bei nahezu allen Bohrkernen ermittelt.

Neben den bautechnischen Gesichtspunkten wird an der A 94 auch die Lärmentwicklung der unterschiedlichen Texturen beobachtet. Ziele der Untersuchungen sind eine Abschätzung des akustischen Potentials der Grinding-Textur und eine Abschätzung der Lärmentwicklung des Dünnschichtbelags. Von besonderem Interesse ist hier der Vergleich der Lärmemissionen für den Bereich mit durchgehend bewehrter Decke ohne Fugen und den Bereich der Plattenbauweise mit Querscheinfugen. Im Ergebnis konnte bei der Zweitmessung sieben Monate nach Verkehrsfreigabe kein Zusammenhang der Lärmemissionen mit dem Vorhandensein von Querfugen nachgewiesen werden. Allerdings zeigten die DSH-V-Strecken eine Anfangspegelminderung von 6 dB(A) bis 7 dB(A) (Schmerbeck und Höller 2012). Weitere

Lärm-messungen werden zukünftig zur Abschätzung des Lärm-minderungspotentials der DSH-V-Bauweise durchgeführt.

Am 25.6.2014 und am 8.7.2014 wurde die Versuchsstrecke an der A 94 durch den Verfasser begangen.

Der allgemeine Eindruck der Versuchsstrecke ist gut zu bezeichnen. Eine Vielzahl von Querrissen in der durchgehend bewehrten Betondecke sind als Reflexionsrisse auch im Dünn-schichtbelag erkennbar. Die im Beton geschnittenen Längsscheinfugen wurden nicht in den Dünn-schichtbelag übernommen. Daher weist die Versuchsstrecke im Asphalt auch Längsrisse im Bereich der darunter liegenden Scheinfugen auf. Unplanmäßige Längsrisse außerhalb der Scheinfugen waren nicht zu erkennen. Im Bereich der Ein- und Ausfädelspuren wurde die durchgehend bewehrte Betondecke in zwei Einbaustreifen hergestellt. Die hierdurch bedingte Längspressfuge wurde auch im Dünn-schichtbelag geschnitten und vergossen. Im Asphalt sind derzeit keine Ausbrüche erkennbar, so dass die Risse nicht als Mangel zu bezeichnen sind.

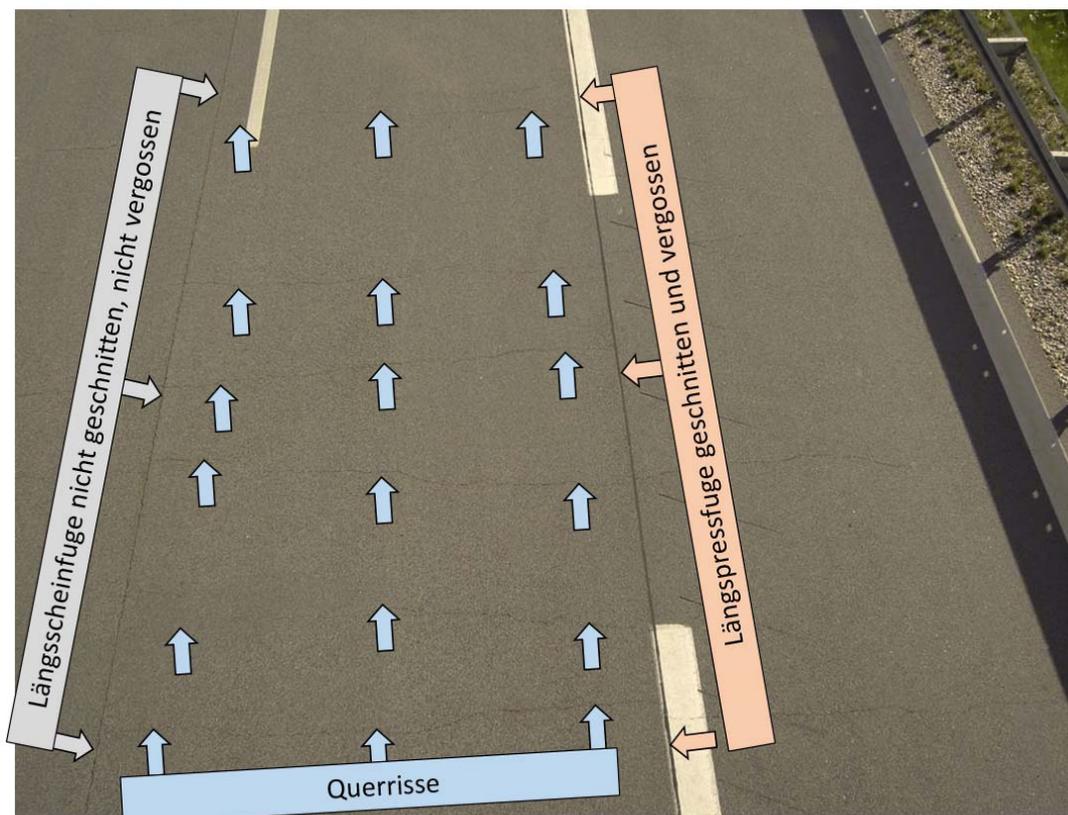


Abbildung 6-7: Fugen und Risse A 94

An einigen wenigen Rissen zeigen sich allerdings weiße Fahnen, die vermutlich von Aussinterungen des Betons herrühren. Eine Untersuchung der Aussinterungen durch die Universität der Bundeswehr München/Neubiberg, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, mit dem Rasterelektronenmikroskop im Hochvakuum ergab, dass es sich hierbei nahezu ausschließlich um Kalk handelt.

An trockenen Tagen kann in die vorhandenen Risse Kohlendioxid (CO_2) eindringen und sich vor allem durch das Vorhandensein von Wassermolekülen (H_2O), aus feuchter Luft oder Regenschauern, anreichern. Hierbei löst sich das CO_2 im Wasser und es stellt sich eine Gleichgewichtsreaktion mit Bildung von Kohlensäure (H_2CO_3) ein. Das H_2CO_3 diffundiert nun etwas in den Beton hinein und reagiert mit dem darin enthaltenen Calciumhydroxid ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) zu Calciumcarbonat (CaCO_3). CaCO_3 oder auch Kalk fällt aus und kann sich nicht mehr lösen.

Der Kalk wird in den Rissen mit dem Niederschlagswasser mitgespült und sammelt sich am tieferen Fahrbahnrand. Hier setzt sich das Calciumcarbonat (CaCO_3) an der Oberfläche der Asphaltdeckschicht fest. Ferner beginnt an heißen Tagen durch Erwärmung der Betondecke das Wasser aus den Rissen zu verdampfen. Durch den dabei entstehenden Kapillarsog wird der Kalk ebenfalls an die Oberfläche transportiert und lagert sich dort ab. Es kommt entlang der Risse zu flächigen Kalkablagerungen, die sich nur durch Abrieb wieder lösen. (Zuber 2014). Diese Aussinterungen stellen allerdings keinen Mangel dar, da der ausgefällte Kalk häufig zu einem Verschließen der Risse beiträgt, wodurch der Prozess der Aussinterung von selbst endet. Allerdings führt dieser Effekt zu einer Erhöhung der sommerlichen Druckspannungen in der durchgehend bewehrten Betondecke, da das Schließen der Risse dadurch nicht mehr vollständig möglich ist.

Im Sommer 2014 wurden die Rissabstände auf rd. 1,5 km Fahrbahnlänge aufgenommen. Hinsichtlich der Dauerhaftigkeit der durchgehend bewehrten Betondecke sind vor allem Rissabstände kleiner 0,3 m kritisch zu sehen, da hier die Gefahr von Ausbrüchen des Asphalts zwischen den Rissen am größten ist. Aber auch Rissweiten über 2,5 m sind nicht ideal, da hierdurch die Rissöffnungsweiten an den benachbarten Rissen über den akzeptablen Wert von 0,5 mm ansteigen. Nach (Schmerbeck und Höller 2012) werden bei der A 94 im Jahr 2014 etwa 80 Risse pro 100 m bzw. ein mittlerer Rissabstand von 1,25 m als „endgültiges Rissbild“ erwartet. Die Auswertung der Rissabstände zeigt, dass diese Annahmen weitgehend erfüllt werden. Die Rissaufnahme im Sommer 2014 ergab 71 Risse pro 100 m bzw. einen mittleren Rissabstand von ca. 1,40 m.

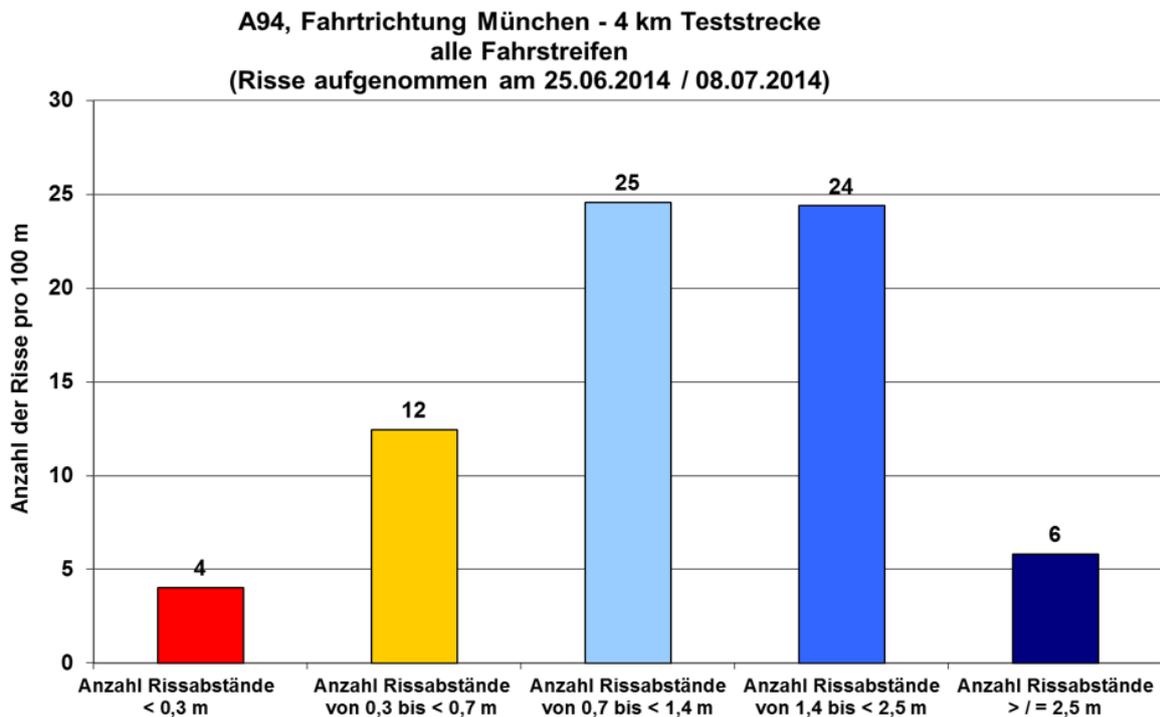


Abbildung 6-8: Rissabstände A 94 im Jahr 2014

Wie obiger Abbildung zu entnehmen ist, liegen knapp 50 % der ermittelten Rissabstände im günstigen Bereich zwischen 0,7 m und 2,5 m. Bei vier Rissen wurde ein Rissabstand kleiner 0,3 m ermittelt. Diese nahe beieinander liegenden Risse traten ausschließlich in Bereichen auf, in denen die Ein- bzw. Ausfädelstreifen nachträglich an die durchgehend bewehrte Betondecke angesetzt wurden.

Aufgrund der Asphaltüberbauung konnten die Rissweiten in der durchgehend bewehrten Betondecke nicht gemessen werden.

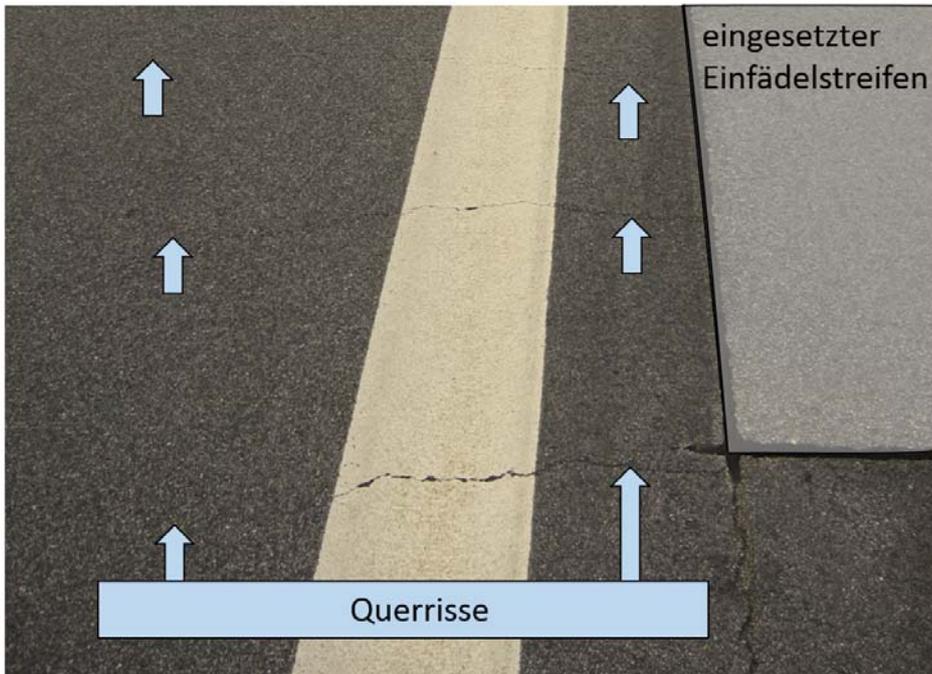


Abbildung 6-9: Risskonzentration an eingesetztem Einfädelstreifen

6.2 Konzeptionierung einer Versuchsstrecke zur durchgehend bewehrten Betondecke mit dünner Asphaltüberbauung

6.2.1 Allgemeines

Bei der Konzeptionierung einer Versuchsstrecke zum Bau einer durchgehend bewehrten Betondecke mit einer dünnen Asphaltüberbauung ist in erster Linie auf ein konkretes Projekt abzustellen, da hierbei vielfältige Randbedingungen (z.B. Verkehrsführung während der Bauzeit, geometrische Randbedingungen der Straßentrassierung, Wiederverwendung ggf. vorhandener Straßenbefestigungen) zu berücksichtigen sind. Im Nachfolgenden werden daher nur die prinzipiellen Anforderungen beim Bau einer Versuchsstrecke dargestellt.

Im Rahmen eines Forschungsvorhabens der BAST wird im Jahr 2015 eine Versuchsstrecke an der BAB A 5 bei Karlsruhe durch die baden-württembergische Straßenbauverwaltung realisiert werden. Die fachliche und wissenschaftliche Betreuung des Projekts erfolgen hierbei durch die BAST sowie das Prüfam für Verkehrswegebau der Technischen Universität München.

6.2.2 Randbedingungen für die Versuchsstrecke

6.2.2.1 Trassierung / Gradiente

Um zu große Schubbeanspruchungen aus Kurvenfahrt bzw. Längsneigung zu vermeiden, sollten bei Realisierung einer Versuchsstrecke folgende Mindest- bzw. Höchstwerte hinsichtlich der Straßentrassierung eingehalten werden:

Tabelle 6-9: Trassierungstechnische Randbedingungen Versuchsstrecke

Mindestradius	1500 m
Maximale Längsneigung	3 %
Mindestlängsneigung im Bereich von Fahrbahnverwindungen	1%
Mindestquerneigung außerhalb von Fahrbahnverwindungen	2,5 %
Mindeststreckenlänge	2 km

Ferner sollte die Versuchsstrecke nicht im Bereich von Autobahnkreuzen und -dreiecken sowie außerhalb von hoch belasteten Anschlussstellen liegen. Falls Anschlussstellen in der Versuchsstrecke zu liegen kommen, ist die durchgehend bewehrte Betondecke über die gesamte Länge in einer einheitlichen Breite herzustellen. Eingesetzte Ein- und Ausfädelstreifen führen zu Zwangsbeanspruchungen und zur ungewollten Rissbildung mit engen Rissabständen.

6.2.2.2 Ingenieurbauwerke und Durchlässe

Bei überschütteten Bauwerken kann die durchgehend bewehrte Betondecke über das Bauwerk gezogen werden.

Ist eine Überschüttung nicht möglich, so ist die durchgehend bewehrte Betondecke zu unterbrechen und im Untergrund zu verankern. Im Bauwerksbereich wird ein Straßenoberbau in Asphaltbauweise errichtet und das Bauwerk mit Abdichtung, Asphaltenschutz- und Asphaltdecksicht versehen. Die direkte Überbauung von Ingenieurbauwerken mit einer durchgehend bewehrten Betondecke ist aufgrund der geänderten Auflagerungsbedingungen sowie wegen der auftretenden Zwangsspannungen zu vermeiden.

6.2.2.3 Verkehrsbelastung

Wegen der guten Standfestigkeit sollte die Versuchsstrecke eine Verkehrsbelastung von mind. 80.000 Kfz/Tag und damit eine Belastungsklasse Bk100 entsprechend den RStO 12 (Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen (2012)) aufweisen.

6.2.3 Fahrbahnaufbauten der Versuchsstrecke

Zur weiteren Erfahrungssammlung sollten an einer Versuchsstrecke folgende Fahrbahnaufbauten realisiert werden:

6.2.3.1 Mit Asphalttragschicht

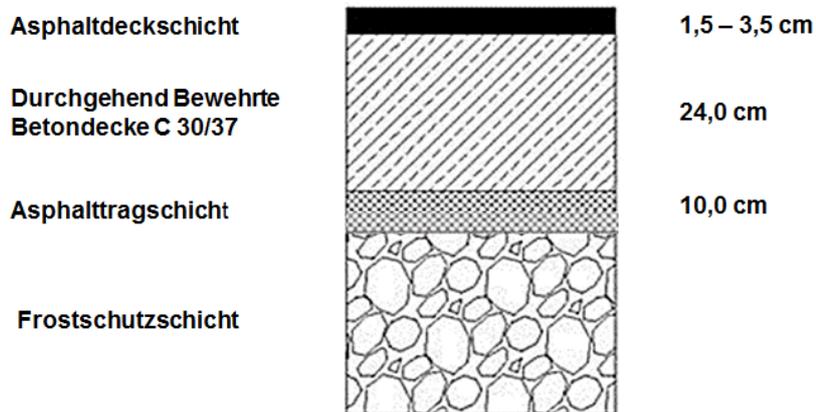


Abbildung 6-10: Fahrbahnaufbau mit Asphalttragschicht

6.2.3.2 Mit Asphaltzwischen-schicht

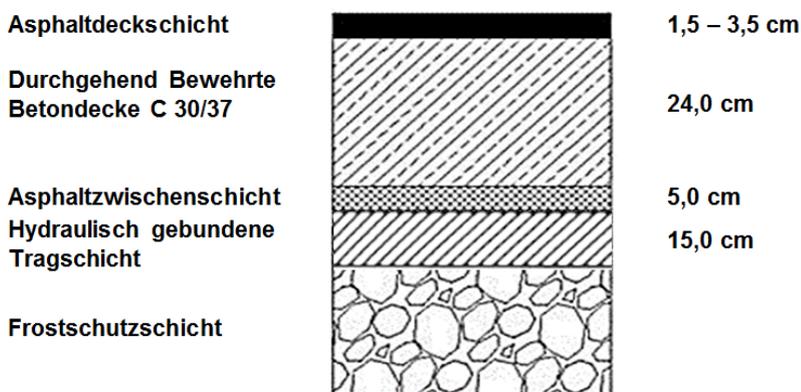


Abbildung 6-11: Fahrbahnaufbau mit Asphaltzwischen-schicht

Bauweisen mit hydraulisch gebundener Tragschicht und Vliesstoff werden wegen der schwierigen Wiederverwertung (Abtrennung des Vliesstoffs) nicht weiter verfolgt.

6.2.4 Anforderungen an den Untergrund / Frostschutzschicht

Der Untergrund ist entsprechend ZTV E-StB 09 (Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau (2009)) herzustellen. Oberhalb des Untergrunds ist eine Frostschutzschicht nach den ZTV SoB-StB 04/07 (Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Schichten ohne Bindemittel im Straßenbau (2004 / 2007)) einzubauen.

6.2.5 Anforderungen an die Unterlage

6.2.5.1 Asphalttragschicht

An der Versuchsstrecke ist eine Asphalttragschicht entsprechend ZTV Asphalt-StB 07/13 (Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Verkehrsflächenbefestigungen aus Asphalt (2007/2013)) und TL Asphalt-StB 07/13 (Technische Lieferbedingungen für Asphaltmischgut für den Bau von Verkehrsflächenbefestigungen (2007/2013)) mit den nachfolgenden Anforderungen einzubauen.

Tabelle 6-10: Eigenschaften Asphalttragschicht unter Betondecken

Eigenschaft		Anforderungswert
Asphaltmischgut	Mischgutsorte:	AC 32 TS
	Gesteinskörnung:	C _{50/30}
	Bindemittel:	50/70
	Mindestbindemittelgehalt:	B _{min} 3,8
	Min. Hohlraumgehalt	V _{min} 5,0
	Max. Hohlraumgehalt	V _{max} 7,0
	Verdichtungsgrad	≥ 98%
Einbaudicke		10,0 cm
Einbaugenauigkeit:	Ebenheit	6 mm / 4 m
	Profilgerechte Lage	± 0,5 cm

6.2.5.2 Hydraulisch gebundene Tragschicht und Asphaltzwischen-schicht

Um die Betondecke dauerhaft standfest und erosionsbeständig aufzulagern, wird entsprechend den RStO 12 (Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen (2012)) eine hydraulisch gebundene Tragschicht und eine Asphaltzwischen-schicht angeordnet.

An die hydraulisch gebundene Tragschicht unter der Asphaltzwischen-schicht sind folgende Anforderungen zu stellen:

Tabelle 6-11: Eigenschaften hydraulisch gebundene Tragschicht unter Asphaltzwischen-schicht:

Eigenschaft		Anforderungswert
Mindestbindemittelmenge		3,0 M.-%
Druckfestigkeit nach 28 Tagen (Erstprüfung)		15 N/mm ²
Einbaudicke		15 cm
Einbaugenaugigkeit:	Ebenheit	10 mm / 4 m
	Profilgerechte Lage	± 1 cm

Da auf der hydraulisch gebundenen Tragschicht eine Asphaltzwischen-schicht eingebaut wird, kann in Anlehnung an die Bauweise mit Vliesstoff auf ein Kerben der hydraulisch gebundenen Tragschicht verzichtet werden. Die hydraulisch gebundene Tragschicht ist durch Aufsprühen einer Bitumenemulsion C60B1-N nachzubehandeln. Um ein Befahren der Baustrecke frühzeitig zu ermöglichen, erfolgt im Anschluss ein Abstreuen der Oberfläche mit gebrochener Gesteinskörnung 2/5 mm mit einer Menge von 5,0 – 8,0 kg/m².

Die Asphaltzwischen-schicht ist aus Asphaltbeton AC 8 DN entsprechend ZTV Asphalt-StB 07/13 (Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Verkehrsflächenbefestigungen aus Asphalt (2007/2013)) herzustellen. Die Anforderungen an die Asphaltzwischen-schicht sind nachfolgender Tabelle zu entnehmen.

Tabelle 6-12: Anforderungen an die Asphaltzwischen-schicht unter Betondecken

Eigenschaft		Anforderungswert
Asphaltmischgut	Mischgutsorte:	AC 8 DN
	Gesteinskörnung:	C _{90/1}

	Bindemittel:	70/100
	Mindestbindemittelgehalt:	$B_{\min} 6,4$
	Min. Hohlraumgehalt	$V_{\min} 1,5$
	Max. Hohlraumgehalt	$V_{\max} 3,5$
Einbaudicke		5,0 cm
Einbaugenauigkeit:	Ebenheit	4 mm / 4 m
	Profilgerechte Lage	$\pm 0,5$ cm

6.2.6 Durchgehend bewehrte Betondecke

6.2.6.1 Anforderungen an den Deckenbeton

Da die durchgehend bewehrte Betondecke mit einem Asphaltbelag zur Herstellung der Oberflächeneigenschaften überbaut wird, kann der Betoneinbau einschichtig und einlagig erfolgen. Es brauchen auch keine Anforderungswerte hinsichtlich Lärminderung und Griffigkeit eingehalten werden. Zum Einsatz kommt daher Unterbeton entsprechend nachfolgenden Anforderungen:

Tabelle 6-13: Anforderungen an den Deckenbeton

Festigkeitsklasse:	C30/37
Expositionsklasse Unterbeton:	XF 4, XD3
Feuchtigkeitsklasse	WS
Betonbiegezugfestigkeit (28 Tage) nach TP Beton-StB, Ausgabe 2010 (Technische Prüfvorschriften für Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton (2010))	4,5 N/mm ²
Gesteinskörnung 100% Rundkorn	0/32
Zementart	CEM I 42,5 N
Na ₂ O-Äquivalent des Zementes [M.-%]	≤ 0,8

Zementgehalt	340 kg/m ³
Wassergehalt	146 kg/m ³
w/z-Wert	0,43
Mindestluftporengehalt im Frischbeton	4,0 Vol. %

Grundsätzlich gelten hinsichtlich der Betonrezeptur die Vorgaben der ZTV Beton-StB 07/13 (Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton (2007/2013)) i.V.m. den TL Beton-StB 07/13 (Technische Lieferbedingungen für Baustoffe und Baustoffgemische für Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton (2007/2013)), soweit nicht andere Eigenschaften und Werte festgelegt werden. Auf die Einhaltung der Vorgaben des ARS Nr. 04/2013 (Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung 2013) hinsichtlich der Alkali-Kieselsäure-Reaktion ist besonders zu achten.

Die geforderte Mindestdeckendicke beträgt 24,0 cm und darf nicht unterschritten werden. Die maximale Deckendicke von 26,0 cm darf nicht überschritten werden.

6.2.6.2 Anforderung an die Bewehrung

Die Anordnung der Längsbewehrung erfolgt in der Mitte der Betondecke (neutrale Zone). Die Querbewehrung dient der Auflagerung der Längsbewehrung sowie zur Vermeidung von klaffenden Längsrissen in der durchgehend bewehrten Betondecke. Die Querbewehrung ist im Winkel von 60° gedreht zur Fahrbahnachse einzubauen. Hierdurch sollen Querrisse oberhalb der Querbewehrung vermieden werden. Die Herstellung der Querbewehrung erfolgt aus Gitterträgern. Um einen lage- und höhengerecht Einbau der Längs- und Querbewehrung sicher zu stellen, hat der Einbau entsprechend der Richtlinie „Qualität der Bewehrung“ des DAfStb (Qualität der Bewehrung - Ergänzende Festlegungen zur Weiterverarbeitung von Betonstahl und zum Einbau der Bewehrung (2010)) zu erfolgen.

Tabelle 6-14: Anforderungen an die Bewehrung

		Anforderung
Grundsätzliche Anforderungen:		
	Duktilität:	Normal
	Streckgrenze f_{yk}	500 N/mm ²
	Stahldehnung unter Höchstlast ϵ_{uk}	25 ‰
Längsbewehrung:		
	Abstand:	17,5 cm
	Durchmesser:	20 mm
	Bewehrungsgrad:	0,75 %
	Einbaurichtung:	Längs der Fahrbahnachse
Querbewehrung:		
	Abstand:	600 mm
	Durchmesser Obergurt:	16 mm
	Bewehrungsgrad:	0,14 %
	Einbaurichtung:	60° gedreht zur Fahrbahnachse

Die Stöße der Längsbewehrung können entweder als Schweißstöße oder als Übergreifungsstöße ausgeführt werden. Bei Ausführung der Übergreifungsstöße ist die Mindestübergreifungslänge entsprechend DIN EN 1992-1-1 (Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 (2011)) zu ermitteln. Für die hier gebräuchlichen Durchmesser 16 mm (Querbewehrung) und 20 mm (Längsbewehrung) ergeben sich die nachfolgend genannten Mindestübergreifungslängen:

Tabelle 6-15: Mindestübergreifungslängen

Stabdurchmesser Längsbewehrung	Mindestübergreifungslänge nach DIN EN 1992-1-1
16 mm	240 mm
20 mm	300 mm

Im Bereich der Übergreifungsstöße steigt der Längsbewehrungsgehalt stark an, daher sind die Übergreifungsstöße zu staffeln. Innerhalb einer Strecke von 1,0 m darf nur 1/3 der Gesamtbewehrung gestoßen werden.

6.2.6.3 Randbedingungen für den Betondeckeneinbau

Da die Rissentwicklung in der durchgehend bewehrten Betondecke maßgeblich von der Temperatur beim Einbau sowie vom Schwinden des Betons abhängt, sind verschärfte Vorgaben gegenüber Ziff. 3.3.1.8 der ZTV Beton-StB 07/13 (Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton (2007/2013)) einzuhalten. Die minimal und maximal zulässigen Luft- und Frischbetontemperaturen beim Betoneinbau sind der Tabelle 4-16 auf Seite 134 zu entnehmen. Bei Errichtung der Versuchsstrecke ist der Einsatz von besonderen Maßnahmen zur Betonage bei höheren Temperaturen nicht zulässig. Ferner ist der Betoneinbau bei Starkregen ebenfalls einzustellen. Um bei unvorhergesehenen Ereignissen den Betoneinbau unterbrechen zu können, sind Abstellbohlen auf der Baustelle vorzuhalten.

6.2.6.4 Bearbeitung der Betondecke

Die Betondecke ist nach der Betonage entsprechend Ziff. 3.3.3 der ZTV Beton-StB 07/13 (Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton (2007/2013)) nachzubehandeln.

Um einen ausreichenden Verbund zwischen Betondecke und Asphaltüberbauung sicher zu stellen, sind das Nachbehandlungsmittel sowie der Zementleim von der Oberfläche des Betons zu entfernen und die Oberfläche aufzurauen. Hierzu wird, nach einer ausreichenden Erhärtung, die Betonoberfläche mittels Hochdruckwasserstrahlen mit Absaugung (z.B. Dreh-Jet-Verfahren) bearbeitet.

Vor der Asphaltüberbauung ist die Belegreife des Betons (Feuchtigkeit / Haftzugfestigkeit) nachzuweisen.

Die Haftzugfestigkeit der Betonoberfläche ist vor einer Überbauung entsprechend den ZTV-ING, Teil 3, Abschnitt 4, (Stand 12/2013) zu prüfen. Der Mittelwert aus 6 Prüfungen muss hierbei größer 1,5 N/mm² liegen, wobei der kleinste Einzelwert 1,0 N/mm² nicht unterschritten werden darf.

Um eine Blasenbildung zwischen der Betondecke und der dünnen Asphaltenschicht zu vermeiden, muss der Beton vor einer Überbauung ausreichend ausgetrocknet sein. Eine Überbauung der Betondecke ist nur zulässig, wenn die Restfeuchte im Beton 3 % entsprechend ZTV-ING Teil 3, Abschnitt 4, Anhang A (Stand 12/2013) unterschreitet.

6.2.7 Asphaltdeckschicht

Nachfolgende Deckschichtarten sollten angesichts der durchgeführten Abscherversuche (sh. Kap. 5) bei der Versuchsstrecke zur Optimierung der Kompositbauweise eingesetzt werden:

- Splitt-Mastix-Asphalt 8 S auf Bitumenemulsion
- Dünnschichtbelag im Heißbauweise auf Versiegelung

Der Einsatz von Gussasphalt wird trotz der guten Verbundeigenschaften wegen seiner Dichtheit und der dadurch erhöhten Gefahr der Blasenbildung bei nicht vollständig ausgetrockneter Betonoberfläche, nicht empfohlen.

6.2.7.1 Splitt-Mastix-Asphalt Deckschicht

An den Splitt-Mastix-Asphalt sind folgende Anforderungen entsprechend ZTV Asphalt-StB 07/13 (Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Verkehrsflächenbefestigungen aus Asphalt (2007/2013)) und TL-Asphalt-StB 07/13 (Technische Lieferbedingungen für Asphaltmischgut für den Bau von Verkehrsflächenbefestigungen (2007/2013)) zu stellen:

Tabelle 6-16: Anforderungen an Deckschicht aus SMA 8S

	Anforderung
Einbaudicke	3,5 cm bis 4 cm
Verdichtungsgrad fertige Schicht	≥ 98 %
Hohlraumgehalt fertige Schicht	≤ 5 %

Gesteinskörnung:	
Anteil gebrochener Kornoberflächen	$C_{100/0}$, $C_{95/1}$, $C_{90/1}$
Widerstand gegen Zertrümmerung	SZ ₁₈ /LA ₂₀
Widerstand gegen Polieren	PSV _{angegeben} (51)
Mindestanteil feiner Gesteinskörnung 0/2 mit E_{CS} 35	100 %
Anteil Asphaltgranulat	0 %
Bindemittel:	
Art und Sorte	25/55-55
Mindestbindemittelgehalt	B_{min} 7,2
Bindemittelträger	0,3 bis 1,5 M. %
Haftvermittelnde Schicht	
Bitumenemulsion:	C60BP1-S
Auftragsmenge:	300 g/m ² - 400 g/m ²

Die Menge der aufgespritzten Bitumenemulsion ist im Zuge der Bauabwicklung stichprobenartig zu überprüfen.

6.2.7.2 Dünnschichtbelag in Heißbauweise auf Versiegelung DSH-V

Die bautechnischen Grundlagen und Anforderungen an den DSH-V sind in den ZTV BEA-StB 09 (Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für die bauliche Erhaltung von Verkehrsflächenbefestigungen - Asphaltbauweisen (2009 / 2013)) geregelt:

Tabelle 6-17: Anforderungen an die Deckschicht aus DSH-V

	Anforderung
Einbaudicke	1,5 cm bis 2,5 cm
Hohlraumgehalt Marshall-Probekörper	min.: 3,5 % max.: 5,5 %
Gesteinskörnung:	
Anteil gebrochener Kornoberflächen	$C_{100/0}$, $C_{95/1}$, $C_{90/1}$
Widerstand gegen Zertrümmerung	SZ ₁₈ /LA ₂₀
Widerstand gegen Polieren	PSV _{angegeben} (51)
Mindestanteil feiner Gesteinskörnung 0/2 mit E_{CS} 35	50 %
Anteil Asphaltgranulat	0 %

Bindemittel: Art und Sorte Mindestbindemittelgehalt	45/80-50 A $B_{\min 6,2}$
Versiegelung: Bitumensorte: Auftragsmenge:	C67BP5-DSH-V 400 bis 600 g/m ²

6.2.8 Bauausführung

Der Einbau der durchgehend bewehrten Betondecke sollte nach Möglichkeit in voller Breite ohne Längsfuge mit Gleitschalungsfertiger erfolgen. Die Andienung erfolgt hierbei jeweils von der freien Richtungsfahrbahn aus. Um eine kontinuierliche Anlieferung des Deckenbetons sicher zu stellen, ist der Aufbau einer mobilen Mischanlage zur Betonherstellung zwingend vorzusehen.

7 Zusammenfassung und Ausblick

Anhand von theoretischen und experimentellen Untersuchungen wurden verschiedene Aspekte der Kompositbauweise, bestehend aus einer durchgehend bewehrten Betondecke mit dünner Asphaltüberbauung vertieft untersucht. Dabei konnten die folgenden Erkenntnisse gewonnen und aufgezeigt werden.

7.1 Bemessung der durchgehend bewehrten Betondecke

In einer Literaturstudie werden bestehende ausländische Bemessungsverfahren und -programme vorgestellt, sowie die entsprechenden Eingangsparameter beschrieben. Des Weiteren werden die bestehenden formelbasierenden Berechnungsverfahren für Betondecken erläutert sowie die maßgebenden Belastungsparameter definiert. Die Berechnung von Spannungen mithilfe verschiedener dreidimensionaler Finite-Elemente-Modelle in einer durchgehend bewehrten Betondecke erfolgt für die angestrebten Rissabstände zwischen 0,8 m und 1,8 m. Die hierbei zulässige maximale Rissweite wird auf 0,5 mm festgelegt, da hierbei eine Korrosion der Längsbewehrung aufgrund der großen Betondeckung nicht zu erwarten ist. Ferner wurde das Schwinden des Betons als Eingangsgröße für die FE-Berechnungen berücksichtigt. Die mittels FE-Simulationen durchgeführten Berechnungen zeigen, dass die, durch eine sommerlicher Erwärmung der Betondecke von oben, entstehenden Wölbspannungen aufgrund der kurzen „Plattenlänge“ zwischen den Querrissen gering sind. Dies kann auch durch Handrechnung bestätigt werden. Nennenswerte Spannungsanteile liefert lediglich die Wölbspannung quer zur Fahrbahnlängsrichtung. Bei der Bauausführung sollte daher der Abstand zwischen den Längsscheinfugen auf maximal 4,25 m begrenzt werden. Geringere Abstände sind jedoch anzustreben.

Maßgebend für die Dimensionierung des Gesamtsystems ist die winterliche Abkühlung, da hierbei die maximalen Zugspannungen sowohl im Beton als auch in der durchgehenden Bewehrung auftreten. Maßgebende Einflussfaktoren sind hierbei die Nullspannungstemperatur, sowie die prognostizierten absolute winterliche Temperaturbeanspruchung der durchgehend bewehrten Betondecke. Die Berechnungen basieren hierbei zum einen auf strengen winterlichen Temperatureinwirkungen, basierend auf Messwerten aus dem Münchener Raum, sowie ergänzenden mildereren winterlichen Temperaturen, wie sie beispielsweise in Nordwestdeutschland oder in den Beneluxstaaten auftreten könnten.

Hierbei zeigte sich klar, dass die Rissabstände maßgebend von der maximalen Differenz zwischen der Nullspannungstemperatur und der minimalen winterlichen Deckentemperatur abhängen. Die entstehenden Rissabstände ergeben sich aus den unterschiedlichen Ausnutzungsgraden bei der Beton- bzw. Stahlzugspannung. Wird die maximal aufnehmbare Betonzugspannung überschritten, so treten engere Rissabstände auf, wobei die Rissweiten unterhalb des angesetzten Grenzwerts von 0,5 mm blieben. Ergibt die Spannungsberechnung allerdings zuerst eine Überschreitung des Ausnutzungsgrads der Stahlzugspannung, so stellen sich tendenziell größere Rissabstände ein. Hierbei sind jedoch auch größere Rissweiten zu erwarten, da die durchgehende Längsbewehrung überlastet wird und der Stahl neben linear-elastischen auch plastische Verformungen erfährt.

Ergänzend wurde der Einfluss eines erhöhten E-Moduls des verwendeten Deckenbetons unter strenger winterlicher Temperatureinwirkung untersucht. Hierbei zeigte sich, dass die auftretenden Spannungen im Beton und im Betonstahl infolge eines höheren E-Moduls des Betons ansteigen. Allerdings geht eine Erhöhung des E-Moduls auch mit einer ansteigenden Zugfestigkeit des Betons einher. Das betrachtete Gesamtsystem ist daher nach wie vor ausreichend robust, um Rissabstände von weniger als 0,8 m zu vermeiden. Die Berechnungen zeigen allerdings auch, dass bei den angenommenen hohen Betonfestigkeiten der zugrunde gelegte Bewehrungsgrad von 0,75 % nicht mehr ausreichend ist, um die Rissweiten zuverlässig unter 0,5 mm zu halten.

Um die durchgehend bewehrte Betondecke möglichst dauerhaft herzustellen, sollte eine möglichst geringe Differenz zwischen der Nullspannungstemperatur und der zu erwartenden niedrigsten winterlichen Temperatur angestrebt werden. Da die winterlichen Temperatureinwirkungen maßgeblich von der geographischen Lage der Baumaßnahme abhängen, können diese im Rahmen der Bemessung nicht beeinflusst werden.

Als weitere Möglichkeit bleibt, die Nullspannungstemperatur in der durchgehenden Betondecke möglichst niedrig zu halten. Dies ist am günstigsten zu erreichen, wenn sowohl die Umgebungstemperatur als auch die Frischbetontemperatur niedrig liegen. Wenn es die Bauablaufplanung zulässt, sollte die durchgehend bewehrte Betondecke daher im Frühjahr oder Herbst, nicht jedoch im Hochsommer hergestellt werden. Für den Bau von durchgehend bewehrten Betondecken wird dringend empfohlen, die in nachfolgender Tabelle wiedergegebenen Luft- und Frischbetontemperaturen einzuhalten.

Tabelle 7-1: Grenzbereiche der Temperaturen für den Betoneinbau bei durchgehend bewehrten Betondecken

Betoneinbau	Lufttemperatur T_L	Betontemperatur T_B
Zulässig	$5^\circ\text{C} \leq T_L \leq 20^\circ\text{C}$	$5^\circ\text{C} \leq T_B \leq 25^\circ\text{C}$
Nur mit besonderen Maßnahmen zulässig	$-3^\circ\text{C} \leq T_L \leq 5^\circ\text{C}$ $20^\circ\text{C} \leq T_L \leq 25^\circ\text{C}$	
unzulässig	$T_L \leq -3^\circ\text{C}$ $T_L > 25^\circ\text{C}$	$T_B < 5^\circ\text{C}$ $T_B > 25^\circ\text{C}$

Ferner kann im Zuge der Erarbeitung der geeigneten Betonrezeptur ebenfalls Einfluss auf die Nullspannungstemperatur genommen werden. Günstige Einflüsse hinsichtlich der Nullspannungstemperatur haben beispielsweise die Verwendung von Zementen mit geeigneter chemischer Zusammensetzung, oder auch die Verwendung einer möglichst groben Gesteinskörnung, um den Zementleimgehalt in der Betondecke gering zu halten. Grundlegende Aussagen zur Rissneigung des Betons können beispielsweise (Breitenbücher 1988) entnommen werden.

Im Ergebnis zeigt sich, dass eine durchgehend bewehrte Betondecke bei großen Temperaturdifferenzen, wie sie z.B. in Südbayern auftreten, robuster (z.B. größerer Bewehrungsgrad) zu planen ist, als bei gemäßigter Temperatureinwirkung.

7.2 Schichtenverbund zwischen Beton und Asphalt

Anhand einer Literaturstudie wurden die grundlegenden Zusammenhänge des Schichtenverbunds erarbeitet. Die Berechnung von Spannungen in der Verbundfuge Asphalt / Beton erfolgte mittels Handrechnung sowie mit dem Programm BISAR zur Abschätzung der auftretenden Belastungen. Hierbei zeigte sich, dass ein möglichst guter Verbund zur sicheren Einleitung der auftretenden Verkehrsbelastung in die durchgehend bewehrte Betondecke erforderlich ist.

Zur Ermittlung des realen Verbundverhaltens zwischen Betondecke und dünner Asphaltdecksicht wurden Abscherversuche an Laborprobekörpern sowie an Bohrkernen aus Bestandsstrecken durchgeführt. Bei den im Labor hergestellten Probekörpern wurden nachfolgend genannte Asphaltmischgutsorten untersucht:

- Dünnschichtbelag in Heißbauweise auf Versiegelung (DSH-V)
- Splitt-Mastix-Asphalt 8S auf Bitumenemulsion (SMA)
- Lärmarmer Splitt-Mastix-Asphalt auf Bitumenemulsion (SMA LA)
- Lärmarmer Splitt-Mastix-Asphalt auf Versiegelung (SMA LA)
- Gussasphalt (MA)
- Poröser-Mastix-Asphalt (PMA)
- Offenporiger Asphalt (PA)

Aus den Bestandsstrecken an der BAB A 5 bei Darmstadt (durchgehend bewehrte Betondecke mit SMA-Überbauung) sowie an der BAB A 94 bei Forstinning (durchgehend bewehrte Betondecke mit DSH-V-Überbauung) wurden ebenfalls Bohrkern zur Untersuchung des Schichtenverbunds entnommen. Im Ergebnis lagen die Verbundwerte aus den Bestandsstrecken in gleicher Größenordnung wie aus Laborprobekörpern.

Die Untersuchung des Schichtenverbunds durch Abscherversuche erfolgte zum einen durch den im Regelwerk verankerten statischen Abscherversuch nach Leutner und zum anderen durch einen, vom Prüfamts für Verkehrswegebau der TU München entwickelten, dynamischen Abscherversuch.

Bei den statischen Abscherversuchen zeigte sich, dass der Schichtenverbund zwischen Beton und Asphalt unabhängig vom verwendeten Mischgut und der Vorspritzmenge deutlich schlechter ist, als der Schichtenverbund in reinen Asphaltstraßenbau. Ursache hierfür ist wohl das im Vergleich zum Asphalt verminderte Eindringen der vorgespitzten Bitumenemulsion in den Beton.

Die durchgeführten dynamischen Abscherversuche zeigten, dass die dynamische Abscherfestigkeit in Abhängigkeit der verwendeten Asphaltmischgutsorte nur zwischen 10 % und 30 % der statischen Festigkeit liegt. Eine Extrapolation der in den Versuchen ermittelten dynamischen Abscherfestigkeiten ergab, dass die Dauerfestigkeit des Schichtenverbunds in etwa im Bereich der mittels BISAR berechneten Spannungen liegt. Hierbei ist allerdings zu berücksichtigen, dass die dynamischen Versuche ohne günstig wirkende Normalkraft durchgeführt wurden und das Gesamtsystem daher noch Tragfähigkeitsreserven aufweist.

Im Ergebnis zeigten die Versuche, dass bei den Asphaltmischgutsorten DSH-V, SMA auf Bitumenemulsion und Gussasphalt die besten Verbundfestigkeiten erreicht wurden. Bei einer Realisierung der Kompositbauweise sollte als Deckschicht bevorzugt DSH-V oder SMA eingebaut werden, da Gussasphalt eine besonders dichte Deckschicht bildet und daher als besonders anfällig für eine Blasenbildung infolge eingeschlossener Feuchtigkeit in der Betondecke zu beurteilen ist.

7.3 Konzeptionierung einer Versuchsstrecke

Im abschließenden Kapitel der Arbeit werden ausgesuchte Versuchsstrecken (insbesondere BAB A 5 bei Darmstadt, BAB A 94 Forstinning – Pastetten) mit durchgehend bewehrter Betondecke und Asphaltüberbauung vorgestellt sowie die Erfahrungen aus dem Bau und dem Betrieb beschrieben. Hierbei zeigt sich, dass die Bauweise auch bei schwierigen Randbedingungen auf der Baustelle umsetzbar ist. Trotz mancher Defizite bei der Bauausführung sind an den Versuchsstrecken kaum Mängel ersichtlich. Dies spricht für die Robustheit der Bauweise hinsichtlich der Bauausführung. Es bleibt zu hoffen, dass die realisierten Versuchsstrecken die angestrebte Lebensdauer von 50 Jahren erreichen.

Basierend auf den Erfahrungen aus Bau und Betrieb der Versuchsstrecken wird die prinzipielle Konzeptionierung einer Versuchsstrecke mit durchgehend bewehrter Betondecke und dünner Asphaltüberbauung kurz vorgestellt. Da das Konzept für eine Versuchsstrecke immer auf die örtlichen Randbedingungen der Baustelle abzustellen ist, kann die grundsätzliche Konzeptionierung nur auf allgemein gültige Ansätze hinweisen.

7.4 Einsatzmöglichkeiten und Grenzen

Das Hauptanwendungsfeld von durchgehend bewehrten Betondecken mit dünner Asphaltüberbauung wird aufgrund der erheblichen Kosten für die Bewehrung auf höchstbelastete Autobahnen beschränkt bleiben. Hauptgründe hierfür sind zum einen die gute Standfestigkeit und Dauerhaftigkeit der durchgehend bewehrten Betondecke mit einer erwarteten Lebensdauer von 50 Jahren sowie den positiven Oberflächeneigenschaften der dünnen Asphaltüberbauung hinsichtlich Lärmemissionen und Griffigkeit. Die durchgehend bewehrte Betondecke bildet einen dauerhaft standfesten und nahezu verformungsfreien Straßenoberbau, der über viele Jahrzehnte mit minimalem Unterhaltungsaufwand genutzt werden kann. Wegen der durchgehenden Bewehrung wird sich eine freie Rissbildung einstellen, wodurch das Herstellen und die zeitaufwändige Pflege von Querscheinfugen entfallen können. Die Möglichkeit, die dünne Asphaltdeckschicht innerhalb kürzester Zeit erneuern zu können, reduziert an höchstbelasteten Autobahnen die erforderlichen Eingriffen in den fließenden Verkehr und die damit einhergehenden Staus auf ein Mindestmaß. Die staubedingten volkswirtschaftlichen Kosten einer Unterhaltungsmaßnahme können hierdurch gegenüber einer Erneuerung in Asphaltbauweise deutlich reduziert werden.

Um Längspressfugen zu vermeiden, sollte die durchgehend bewehrte Betondecke auf einer Richtungsfahrbahn in voller Breite eingebaut werden. Aufgrund der vorab zu verlegenden Längs-

und Querbewehrung kann hierbei die Anlieferung des Betons zur Herstellung der Betondecke nur seitlich auf der anderen Richtungsfahrbahn erfolgen. Aber auch bei grundhaften Erneuerung des Oberbaus kann die Bauweise erfolgreich eingesetzt werden. Hierbei sollte die Andienung der Baustelle über eine parallele Baustraße erfolgen. Des Weiteren ist zu berücksichtigen, dass die durchgehend bewehrte Betondecke ausreichend erhärtet und ausgetrocknet sein muss, bevor eine Überbauung mit Asphalt möglich ist. Besonders vorteilhaft ist hier, wenn die Asphaltüberbauung erst nach dem ersten Winter erfolgt, da dann bereits ein Großteil der zu erwartenden Risse infolge winterlicher Abkühlung in der Betondecke entstanden ist. Hierdurch wird die Gefahr der Reflexionsrissbildung im Asphalt reduziert. Bei grundhaften Erneuerungsmaßnahmen ist daher zu prüfen, ob die durchgehend bewehrte Betondecke nicht für wenige Monate provisorisch für den Verkehr freigegeben werden kann, bevor die Überbauung mit Asphalt im nächsten Frühjahr erfolgt. Hierdurch entstehen allerdings zusätzliche Kosten für erneute Verkehrssicherung und Baustelleneinrichtung sowie für die ebenfalls erforderliche provisorische Markierung auf der Betondecke.

7.5 Ausblick

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurden die bestehenden Kenntnisse zu durchgehend bewehrten Betondecke ergänzt und durch Berechnungen, insbesondere der Stahlspannungen sowie der unterschiedlichen Nullspannungstemperaturen vertieft. Es zeigte sich, dass das zu erwartende Rissbild maßgeblich von der Temperaturdifferenz zwischen Nullspannungstemperatur und minimaler winterlicher Temperatur beeinflusst wird. Im Zuge von weiteren baustoffkundlichen Forschungen sollten die betontechnologischen Möglichkeiten zur Reduzierung der Nullspannungstemperatur, wie z.B. der Einfluss des verwendeten Zements oder der Größe, Gestalt und Art der Gesteinskörnung anhand von Laborversuchen vertieft untersucht werden. Mit den nun vorliegenden Erkenntnissen kann dann eine detaillierte Bemessung der durchgehend bewehrten Betondecke für ein konkretes Projekt erfolgen.

Neueste Entwicklungen in Belgien verlassen den in dieser Arbeit beschriebenen Weg der freien Rissbildung in der Betondecke. Durch das Schneiden von kurzen Kerben an beiden Rändern der durchgehend bewehrten Betondecke im Abstand von 1,2 m wird der Betonquerschnitt gezielt geschwächt, um im regelmäßigen Abstand Querrisse zu erzeugen. Die von (Ren et al. 2014) beschriebenen Erfahrungen zeigen, dass durch das frühzeitige Ankerben das Rissbild in der durchgehend bewehrten Betondecke vergleichmäßigt werden kann. Die Gefahr von Ausbrüchen infolge zu enger Rissabstände wird dadurch weiter reduziert.

Neben höchstbelasteten Autobahnen kann eine durchgehend bewehrte Betondecke auch auf anderen hochbelasteten Verkehrsflächen wie Start- und Landebahnen oder Vorfeldern von Flugplätzen eingesetzt werden. Ein weiterer, vor allem für den Fahrkomfort, positiver Effekt ist der Entfall der Scheinfugen. Darüber hinaus kann die zeitintensive Fugenpflege entfallen.

Ein weiteres interessantes Einsatzgebiet könnten auch hochbelastete Verkehrsflächen in Industrieanlagen sein. Falls die Flächen innerhalb von Hallen liegen, sind die winterlichen Temperatureinwirkungen deutlich geringer als bei den in dieser Arbeit untersuchten Fahrbahndecken. Durch eine geringe Temperaturdifferenz zwischen Nullspannungstemperatur und winterlicher Minimaltemperatur kann auch die Bewehrung entsprechend reduziert werden, wodurch eine besonders wirtschaftliche Herstellung von höchstbelasteten Industrieböden ermöglicht wird.

Darüber hinaus wurde in dieser Arbeit erstmals in Deutschland der Verbund zwischen Beton und Asphalt vertieft durch Abscherversuche untersucht. Vor allem die durchgeführten dynamischen Abscherversuche erlauben eine realitätsnähere Abbildung der Beanspruchung des Oberbaus als der im Regelwerk verankerte statische Abscherversuch. Hierzu besteht allerdings weiterer Forschungsbedarf. Zum einen wurden die dynamischen Abscherversuche nur bei einer Prüftemperatur durchgeführt, zum andern standen nur wenige Prüfkörper für die dynamischen Abscherversuche zur Verfügung. Die Ergebnisse der durchgeführten Untersuchungen zum dynamischen Schichtenverbund sollten durch ergänzende Versuchsreihen im Rahmen weiterer Forschungsarbeiten untermauert werden.

Insgesamt bleibt festzustellen, dass es sich bei der untersuchten Kompositbauweise um eine vielversprechende Bauweise handelt, womit höchstbelastete Verkehrsflächen dauerhaft hergestellt werden können, bei gleichzeitig geringem Unterhaltungsaufwand.

Literaturverzeichnis

1. Resonant Machines. Unternehmenspräsentation. Online verfügbar unter <http://de.resonantmachines.com/>, zuletzt geprüft am 12.02.2015.
2. Doorgaand gewapende betonverhardingen. Autosnelwegen en overige toepassingen (2001). Ede: CROW (Publicatie, 160).
3. Research Series No. 8 Division of Applied Reserche Associates (2001). In: Concrete Reinforcing Steel Institue (CRSI) (Hg.): Summary of CRCP Design a Construction practices in the U.S.
4. Ahlvin, R.; Ulery, H. (1962): Tabulated Values for Determining the Complete Pattern of Stresses, Strains and Deflections beneath a Uniform Circular Load on a Homogenous Half Space. In: Highway Research Board Bulletin (342), S. 1–13.
5. Baumgart, R. (2013): Massivbau. Hg. v. Hochschule Darmstadt. Darmstadt.
6. Beeldens, A.; Caestecker, C.; Rens, I. (2005): Durchgehend bewehrte Fahrbahndecken aus Beton. Stand der Technik in Belgien. In: Beton 2005, Nov. 2005 (11), S. 536–538.
7. Birmann, Dieter (1981): Einfluß hydraulisch gebundener Tragschichten auf die Beanspruchung von Betondecken. Experimentelle und theoretische Untersuchungen unter besonderer Berücksichtigung der Randbelastung. Dissertation. Technische Universität München, München. Prüfam für Bau von Landverkehrswegen.
8. Bosold, D.; Grünewald, A. (2014): Risse im Beton. Zement-Merkblatt Betontechnik B 18. Hg. v. Verein Deutscher Zementwerke e.V. Düsseldorf.
9. Boussinesq, Joseph (1885): Application des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques. Paris: Gauthier-Villars.
10. Breitenbücher, R. (1988): Zwangsspannungen und Rissbildung infolge Hydratationswärme. Dissertation. Technische Universität München, München. Lehrstuhl für Baustoffkunde und Werkstoffprüfung.
11. Breitenbücher, R.; Kunz, S. (2014): Erprobung neuer, innovativer Betonbauweisen und Oberflächentexturen beim Bau der Erschließungsstraße in Geseke - Messtechnische Begleitung. In: Straße und Autobahn (3), S. 181–189.
12. Bull-Wasser, Rudi; Schmidt, Hans; Weißelborg, Hans-Hermann (2011): ZTV-TL Asphalt-StB. Fassung 2007 ; unter Berücksichtigung der Änderungen und Ergänzungen des ARS 29/2010 ; Handbuch und Kommentar. 3. Aufl., Stand März 2011. Bonn: Kirschbaum.
13. Bundesanstalt für Straßenwesen: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten.
14. Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (2013), ARS 4/2013.
15. Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (05.11.2013): Straßenverkehrs-Zulassungs-Ordnung. StVZO. Online verfügbar unter http://www.gesetze-im-internet.de/bundesrecht/stvzo_2012/gesamt.pdf, zuletzt geprüft am 16.02.2015
16. Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (2010): Verordnung zur Berechnung von Ablösekosten nach dem Eisenbahnkreuzungsgesetz, dem Bundesfernstraßengesetz und dem Bundeswasserstraßengesetz. ABBV. Fundstelle: BGBl. I, S. 856. Online verfügbar unter <http://www.gesetze-im-internet.de/abbv/BJNR085600010.html>, zuletzt geprüft am 16.02.2015.
17. Buxbaum, Otto (1992): Betriebsfestigkeit. Sichere und wirtschaftliche Bemessung schwingbruchgefährdeter Bauteile. 2., erw. Aufl. Düsseldorf: Verl. Stahleisen.
18. Der Bundesminister für Verkehr, Abteilung Straßenbau, 1990 / 2011: Richtlinien für den Lärmschutz an Straßen.

19. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Okt. 2001: Richtlinien für Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen, Teil 3.
20. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 2010: Qualität der Bewehrung - Ergänzende Festlegungen zur Weiterverarbeitung von Betonstahl und zum Einbau der Bewehrung.
21. DIN Deutsches Institut für Normung e.V. DIN 50100, Februar 1978: Dauerschwingversuche Begriffe-Zeichen-Durchführung-Auswertung.
22. DIN Deutsches Institut für Normung e.V. DIN 1045, Juli 1988: Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung.
23. DIN Deutsches Institut für Normung e.V. DIN EN 14216, August 2004: Zement - Zusammensetzung, Anforderungen und Konformitätskriterien von Sonderzement mit sehr niedriger Hydratationswärme.
24. DIN Deutsches Institut für Normung e.V. DIN 488, August 2009: Betonstahl.
25. DIN Deutsches Institut für Normung e.V. DIN EN 1992-1-1, Januar 2011: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010.
26. DIN Deutsches Institut für Normung e.V. Norm DIN EN 1991-2, Dezember 2012: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken.
27. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., April 2013: Nationaler Anhang - national festgelegte Parameter - Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau.
28. Eickschen, E.; Siebel, E. (1998a): Einfluss der Ausgangsstoffe und der Betonzusammensetzung auf das Schwinden und Quellen von Straßenbaubeton, Teil 2. In: Beton 48 (10), S. 641–646.
29. Eickschen, E.; Siebel, E. (1998b): Einfluss der Ausgangsstoffe und der Betonzusammensetzung auf das Schwinden und Quellen von Straßenbeton, Teil 1. In: Beton 48 (9), S. 580–586.
30. Eid, Jochen (2012): Theoretische und experimentelle Untersuchungen dünner Betondecken auf Asphalt (Whitetopping). Dissertation. Technische Universität München, München. Lehrstuhl und Prüfamnt für Verkehrswegebau.
31. Eisenmann, Josef (1965): Theoretische Betrachtung zur Fortentwicklung der Fahrbahndecken aus unbewehrtem Beton. In: Beton 15 (1), S. 19–27.
32. Eisenmann, Josef (1973): Mittragende Wirkung von verfestigten Tragschichten bei Betonfahrbahnen. S. 32-60. Bonn (Forschung Strassenbau und Strassenverkehrstechnik, 145).
33. Eisenmann, Josef (1984): Bemessung von Verkehrsflächen - Theorie und Praxis. In: Straßen und Tiefbau 38 (6), S. 13–17.
34. Eisenmann, Josef; Birmann, Dieter (1993): Dünne bituminöse Decken über Betondecken. Prüfamnt für Bau von Landverkehrswegen, Technische Universität München.
35. Eisenmann, Josef; Leykauf, Günther (2003): Betonfahrbahnen. 2. Aufl. Berlin: Ernst (Handbuch für Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbau).
36. Eisenmann, Josef; Neumann, Uwe (1993): Auswirkungen von Verbundstörungen auf die Spurrinnenbildung. Forschungsbericht Nr. 1444. Prüfamnt für Bau von Landverkehrswegen, Technische Universität München. München.
37. Federal Highway Administration (Hg.) (1990): Continuously Reinforced Concrete Pavement. Technical Advisory T 5080.
38. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, 2001: Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen.

39. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, 2001: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Fugen in Verkehrsflächen.
40. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, 2004 / 2007: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Schichten ohne Bindemittel im Straßenbau.
41. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, 2006: Arbeitsanleitung zur Bestimmung der charakteristischen Spaltzugfestigkeit an Zylinderscheiben als Eingangsgröße in die Bemessung von Betondecken für Straßenverkehrsflächen.
42. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, 2007/2013: Technische Lieferbedingungen für Asphaltmischgut für den Bau von Verkehrsflächenbefestigungen.
43. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, 2007/2013: Technische Lieferbedingungen für Baustoffe und Baustoffgemische für Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton.
44. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, 2007: Technische Prüfvorschriften für Asphalt, Teil 33: Herstellung von Asphalt-Probepplatten im Laboratorium mit dem Walzsektor-Verdichtungsgerät (WSV).
45. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, 2007/2013: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton.
46. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, 2007/2013: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Verkehrsflächenbefestigungen aus Asphalt.
47. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, 2008/2014: Richtlinien für die Anlage von Autobahnen.
48. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, 2009: Merkblatt für die Bauliche Erhaltung von Verkehrsflächen aus Beton.
49. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, 2009/2013: Merkblatt für die Wiederverwendung von Asphalt.
50. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, 2009: Richtlinie für die rechnerische Dimensionierung von Betondecken im Oberbau von Verkehrsflächen.
51. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, 2009: Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung des Oberbaus von Verkehrsflächen mit Asphaltdeckschicht.
52. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, 2009: Technische Prüfvorschriften für Asphalt, Teil 81, Haftzugfestigkeit von dünnen Asphaltdeckschichten.
53. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, 2009 / 2013: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für die bauliche Erhaltung von Verkehrsflächenbefestigungen - Asphaltbauweisen.
54. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, 2009: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau.
55. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, 2010: Technische Prüfvorschriften für Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton.
56. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, 2012: Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen.
57. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, 2012: Technische Prüfvorschriften für Asphalt, Teil 27: Probenahme.
58. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, 2012: Technische Prüfvorschriften für Asphalt, Teil 80, Abscherversuch.

59. Freudenstein, Stephan (2014a): Beanspruchungskonforme Dimensionierung von Betonfahrbahnen. In: Straße und Autobahn (6), S. 437–440.
60. Freudenstein, Stephan (2014b): Bewertung von Asphaltzwischen-schichten unter Betondecken. Schlussbericht. Hg. v. Lehrstuhl und Prüfamt für Verkehrswegebau. Technische Universität München.
61. Goris, A.; Hegger, J. (2010): Stahlbetonbau aktuell 2010. Praxishandbuch. Berlin: Bauwerk Verlag (13).
62. Gotthard, Franz (Hg.) (1987): Beton-Kalender 1987. Taschenbuch für Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbau sowie die verwandten Fächer. 76. Jahrgang. Berlin: Ernst & Schön (Beton-Kalender).
63. Grätz, Bernd; Stöckert, Ulrike (2001): Grundlagen zur Festlegung von Grenzwerten für den Schichtenverbund. Bonn: Bundesministerium für Verkehr Bau- und Wohnungswesen (Forschung Strassenbau und Strassenverkehrstechnik, 829).
64. Hariyadi, E.; Aurum, K.; Subagio, B. (2013): Theoretical Study of Bonding Condition at the Interface between Asphalt Pavement Layers. Hg. v. Eastern Asia Society for Transpotation Studies (9).
65. Häussler, F. (2012): BAMTEC CRCP SYSTEM. Die innovative Methode zum Bau von durchgehend bewehrten Fahrbanplatten aus Beton. Hg. v. BAMTEC Reinforcementr Technologie International. Online verfügbar unter www.bamtec.com. zuletzt geprüft am 12.02.2015
66. HeidelbergCement AG (Hg.) (2011): Betontechnische Daten. Leimen.
67. Hertz, H. (1884): Ueber das Gleichgewicht schwimmender elastischer Platten. In: Annalen der Physik 258 (7), S. 449–455.
68. Höller, Stefan (2009): Optimierung der Bauweise "Durchgehend Bewehrte Betonfahrbahn-decken". Diplomarbeit. Technische Universität Dresden, Professur für Straßenbau, Dresden.
69. Höller, Stefan (2010): Durchgehend Bewehrte Fahrbahn-decke aus Beton. Abschlussbericht des Referat S3: Versuchsstrecke BAB A 5 bei Darmstadt. Hg. v. Bundesanstalt für Straßenwesen.
70. Hou, Xiaosong (1996): Analyse der bleibenden Verformungen des Asphalttes unter statischer und dynamischer Belastung zur Vorhersage von Spurrinnen. Dissertation. Technische Universität Darmstadt, Darmstadt.
71. Houben, L.J.M. (2006): The Dutch Structural Design Method for Jointed Plain Concrete Pavements. Hg. v. Delft Univeristy of Technologie, Section Road and Railway Engineering. Online verfügbar unter http://www.google.de/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=1&cad=rja&uact=8&ved=0CCQQFjAA&url=http%3A%2F%2Fcitg.tudelft.nl%2Ffileadmin%2FFaculteit%2FCiTG%2FOver_de_faculteit%2FAfdelingen%2FAfdeling_Bouw%2F_Secties%2Fsectie_Weg_en_Railbouwkunde%2F_Leerstoele%2FLeerstoele_Wegbouwkunde%2F_Publicaties%2F_Publicaties_2009%2Fdoc%2FDutch_design_method_plain_concrete_pavements.doc&ei=k4LXU62RFe7X7AbEqYDwCQ&usq=AFQjCNFOhTKupOeAkTXgjwhFolzeJR01wA&bvm=bv.71778758,d.ZGU, zuletzt geprüft am 12.02.2015.
72. Houben, L.J.M. (2010): European practice on design a construction of concrete pavements. Hg. v. Delft Univeristy of Technologie, Section Road and Railway Engineering.
73. Kaplan, Elizabeth W. (1985): Pavement system analysis. Washington, D.C.: Transportation Research Board, National Research Council (Transportation research record, 1043).
74. Kretz, Rainer: Bilder Versuchsstrecke A 5.
75. Lechner, Bernhard (1996): Der Temperaturgradient als Bemessungsgröße bei der Dimensionierung von dicken Betondecken. Dissertation. Technische Universität München, München. Prüfamt für den Bau von Landverkehrswegen.
76. Leonhardt, F. (1976): Vorlesung über Masssivbau. Vierter Teil: Nachweis der Gebrauchstauglichkeit. Berlin, Heidelberg, New York: Springer-Verlag.

77. Leutner, Rolf; Renken, Peter; Lohbach, Thomas (2004): Auswirkungen unterschiedlicher Verbundsysteme auf die mechanischen Eigenschaften eines mehrschichtigen Asphaltpaketes. Hg. v. Technische Universität Braunschweig. Institut für Straßenwesen.
78. Leykauf, Günther; Birmann, Dieter (1998): Optimierung des Glätteprozesses bei der Betondeckenfertigung. Nullmessung im Jahre 1997. Hg. v. Lehrstuhl und Prüfamt für Bau von Landverkehrswegen. Technische Universität München. München.
79. Leykauf, Günther; Birmann, Dieter (2001a): Messungen an einer Bundesautobahn mit einer dünnen Asphaltsschicht auf einer neuen Betondecke (A93 bei Brannenburg). Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen (811/2001).
80. Leykauf, Günther; Birmann, Dieter (2001b): Messung an einer durchgehend bewehrten Betondecke im Hocheinbau auf einer Asphaltdecke an der B 56 bei Stockheim. Hg. v. Technische Universität München. Lehrstuhl und Prüfamt für Bau von Landverkehrswegen. München.
81. Leykauf, Günther; Birmann, Dieter; Meier, Stefan (2006): Durchgehend bewehrte Betondecke. Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung. Bonn (941/2006).
82. Leykauf, Günther; und Mitarbeiter (1988): Festschrift zum 60. Geburtstag von Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Josef Eisenmann - Berichte über Forschungsarbeiten am Lehrstuhl und Prüfamt für Bau von Landverkehrswegen. Hg. v. Prüfamt für Bau von Landverkehrswegen. Technische Universität München. München (60).
83. Lowke, D.; Stengel, T.; Milachowski, c. (2010): Erstellung einer Ökobilanz für die Herstellung und Nutzung eines Autobahnabschnitts. Technische Universität München. München.
84. Mais, Rudolf (1968): Ein Beitrag zur Ermittlung der Beanspruchung standardisierter Fahrbahnbefestigungen mit Hilfe der Mehrschichtentheorie. Dissertation. Technische Universität München, München. Lehrstuhl und Prüfamt zum Bau von Landverkehrswegen.
85. Mais, Rudolf (1973): Ein Beitrag zur Ermittlung der Beanspruchung standardisierter Fahrbahnbefestigungen mit Hilfe der Mehrschichtentheorie. In: Abteilung Straßenbau Bundesministerium für Verkehr (Hg.): Beanspruchung von bituminösen Fahrbahnbefestigungen. Bonn (Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, 138), S. 1–75.
86. Mathiak, F. (2010): Die Methode der finiten Elemente (FEM). Einführung und Grundlagen. Hg. v. Hochschule Neubrandenburg. Neubrandenburg. Online verfügbar unter http://www.google.de/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=1&cad=rja&uact=8&ved=0CCgQFjAA&url=http%3A%2F%2Fwww.mechanik-info.de%2Fdokumente%2FSkript_FEM.pdf&ei=1oF4VLvIG8boAJ_JgeAE&usq=AFQjCNEsCAhuNXB7AIFqy dOpcj1GeovTiQ&bvm=bv.80642063,d.d2s, zuletzt geprüft am 12.02.2015.
87. Meier, Stefan (2005): Durchgehend bewehrte Betondecke. Dissertation. Technische Universität München, München. Prüfamt für Bau von Landverkehrswegen.
88. Müller, C.; Hinkelmann, K.; Masendorf, R.; Esderts, A. (2014): Zur Treffsicherheit der experimentellen Dauerfestigkeitsschätzung. Clausthal (Technical Report Series, Fac3-14-02). Online verfügbar unter http://www.fakultaeten.tu-clausthal.de/fileadmin/fakultaet3/Technical_Reports/TR_FAC3-1402.pdf, zuletzt geprüft am 12.02.2015.
89. Neumann, Uwe (1991): Auswirkungen unterschiedlicher Bereifung von Nutzfahrzeugen auf die Spurrinnenbildung von bituminösen Decken. Dissertation. Technische Universität München, München. Prüfamt zum Bau von Landverkehrswegen.
90. Neußner, Ernst: Straßenbefestigungen mit Schichten aus Asphalt und Beton. Überblick über nationale und internationale Konzeptionen. In: Straße und Autobahn 1995 (9), S. 525–535.
91. Odemark, Nils (1949): Undersökning av Elasticitetsegenskaperna hos olika jordarter samt Teori för Beräkning av Beläggningar enligt Elasticitetsteorin. Investigations as to the Elastic Properties of Soils and Design of Pavements according to the Theory of Elasticity. Stockholm: Ivar Haeggströms Bktryckeri A.B. (Meddelande, 77).

92. Pfeiffer, Lissi; Pfeiffer, Ulrich; Villaret, Stephan (2005): Kurzbericht Bemessung kontinuierlich bewehrter Betondecken. Teilthema zum Forschungsbericht FE 04.0189/2002/AGB.
93. Raab, Christiane; Partl, Manfred N. (1999): Methoden zur Beurteilung des Schichtenverbundes von Asphaltbelägen. Forschungsauftrag 12/94 auf Antrag der Vereinigung Schweizerischer Strassenfachleute (VSS). Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt. Dübendorf (EMPA, Nr. 157259).
94. Raecke, I. (2006): Flächentragwerke I/II. Vorlesungsmanuskript. Elastische Platten. Hg. v. Otto-von-guericke-Universität Magdeburg und Institut für Mechanik. Magdeburg.
95. Ren, D.; Houben, L.J.M.; Rens, I.; Beeldens, A. (2014): Active crack control for continuously reinforced concrete pavements in Belgium through partial surface notches. Hg. v. Transport Research Board.
96. Riffel, Siegfried (2012): Erprobung neuer, innovativer Betonbauweisen und Oberflächentexturen beim Bau der Erschließungsstraße in Geseke. In: Straße und Autobahn (9), S. 598–605.
97. Riffel, Siegfried (2013): Durchgehend Bewehrte Betonfahrbahndecke (DBB) mit Grindingtextur. In: Beton (11), S. 444–448.
98. Ruiz, J. M.; Rasmusen, R. O.; Chang, G. K.; Dick, J. C.: Computer-Based Guideline For Concrete Pavements Volum II. Design and Konstruktion Guidelines and HIPERPAV II User's Manual. Hg. v. US departement of Transportation Federal Highway Administration.
99. Rußwurm, D.; Martin, H. (1992): Betonstähle für den Stahlbetonbau. Eigenschaften und Verwendung. Wiesbaden, Berlin: Bauverlag.
100. Schießl, P. (1994): Grundlagen zur Neuregelung der Rissbreite. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbetonbau, Heft 400. 4. Aufl. Berlin: Beuth-Verlag (Heft 400).
101. Schneider, Klaus-Jürgen; Goris, Alfons; Berner, Klaus (2006): Bautabellen für Ingenieure. Mit Berechnungshinweisen und Beispielen. 17. Aufl. Neuwied: Werner.
102. Schmerbeck, Rupert (2009): Asphaltmischgut für dünne Asphaltdeckschichten im Heißeinbau auf Versiegelung. In: Straße und Autobahn 2009, 11.2009 (Heft 11), S. 723–727.
103. Schmerbeck, Rupert; Höller, Stefan (2012): Bewehrte Betondecke, Black Topping und Grinding - Die Versuchsstrecke A 94. In: Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hg.): Deutscher Straßen- und Verkehrskongress. vom 16./17. Oktober 2012 in Leipzig. Unter Mitarbeit von Rupert Schmerbeck und Stefan Höller. Leipzig, 16./17.10.2012. Köln: FGSV-Verlag.
104. Shell International Oil Products B.V. (Hg.) (1998): BISAR 3.0. User Manual. The Hague.
105. Soojun, H.; Jungheum, Y.; Moon, C. (2012): CRCP ME Design Guide. Hg. v. Texas Tech University. Center for Multidisciplinary Research in Transportation. Lubbock, Texas.
106. Spitzner, Joachim (1972): Zur Planung und Auswertung von Dauerschwingversuchen an Betonrippenstahl. In: Materialprüfung 14 (7), S. 205–212.
107. Springenschmid, R. (1984): Ermittlung der Spannungen infolge von Schwinden und Hydratationswärme in Beton. In: Beton- und Stahlbetonbau 79 (10), S. 263–269.
108. Stöckert, Ulrike (2002): Ein Beitrag zur Festlegung von Grenzwerten für den Schichtenverbund im Asphaltstraßenbau. Dissertation. Technische Universität Darmstadt, Darmstadt.
109. US departement of Transportation Federal Highway Administration, Draft May 2009: Continuously reinforced concrete Pavement Design & Konstruktion Guidelines.
110. Verein Deutscher Zementwerke e.V. (2002): Zement-Taschenbuch 2002. Düsseldorf: Bau+Technik GmbH.
111. Weber, R. (1991): Die Rissbildung in Asphaltstraßen als Folge mangelhaften Sichtenverbunds. Dissertation. Technische Universität München, München. Prüfamf für den Bau von Landverkehrswegen.

112. Wellner, Frohmüt; Ascher, Daniel (2007): Untersuchung zur Wirksamkeit des Haftverbunds und dessen Auswirkungen auf die Lebensdauer von Asphaltbefestigungen. Hg. v. Technische Universität Dresden. Professur für Straßenbau. Dresden.
113. Westergaard, H. M. (1926): Stresses in concrete Pavements Computed by Theoretical Analysis. In: Public Roads 7 (2), S. 25–35.
114. Wistuba, M.; Büchler, S. (nicht abgeschlossen): Zyklische Schersteifigkeits- und Scherermüdungsprüfung zur Bewertung und Optimierung des Schichtenverbundes in Straßenbefestigungen aus Asphalt. Technische Universität Braunschweig. Online verfügbar unter <https://www.tu-braunschweig.de/isbs/forschung/laufendeforschungsprojekte/scherpruefung>. zuletzt geprüft am 12.02.2015
115. Zilch, K.; Zehetmaier, G. (2010): Bemessung im konstruktiven Betonbau. Nach DIN 1045-1 (Fassung 2008) und EN 1992-1-1 (Eurocode2). 2., neu bearbeitete und erweiterte Auflage. Heidelberg, Dordrecht, London, New York: Springer-Verlag.
116. Zollinger, D.; Buch, N.; Xin, D.; Soares, J. (1999): Performance of CRC Pavements. Volume VI – CRC Pavement Design, Construction and Performance. Hg. v. US department of Transportation Federal Highway Administration.
117. Zuber, R. (2014): Optimierung Kompositbauweise am Praxisbeispiel A 94. Masterarbeit. Technische Universität München, München. Lehrstuhl und Prüfamf Verkehrswegebau.

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1-1:	Treibhauspotential unterschiedlicher Fahrbahnbefestigungen.....	7
Abbildung 1-2:	aufgebrochene durchgehend bewehrte Betondecke (Resonant Machines).....	8
Abbildung 2-1:	Schaubild zur Ermittlung der erforderlichen Längsbewehrung.....	12
Abbildung 2-2:	Planungsablauf Programm HIPERPAV III.....	15
Abbildung 2-3:	Niederländisches Harmonogramm zur Ermittlung der Längsbewehrung nach (Meier 2005).....	17
Abbildung 2-4:	Endausbildung mit Raumfuge und Fugenprofil (Houben 2010)	18
Abbildung 2-5:	Flussdiagramm VENCON 2.0	18
Abbildung 2-6:	Zusammenhang Rissweite, Bewehrungsgrad und Lage der Bewehrung.....	21
Abbildung 2-7:	Vorschlag (Meier 2005) für durchgehend bewehrte Betondecke	25
Abbildung 3-1:	Auswertung der statischen Abscherversuche nach TP Asphalt-StB, Teil 80	31
Abbildung 3-2:	Fahrbahnaufbau A 93	42
Abbildung 3-3:	Versuchsaufbau Schubspannungsermittlung.....	45
Abbildung 4-1:	Spannungen im Halbraum nach (Eisenmann und Leykauf 2003).....	48
Abbildung 4-2:	Lastfälle-Verfahren Westergaard nach (Eisenmann und Leykauf 2003).....	50
Abbildung 4-3:	Ersatzsystem für Zweischichtenmodell nach (Eisenmann und Leykauf 2003).....	53
Abbildung 4-4:	Spannungsaufbau während der Erhärtung der Betondecke nach (Bosold und Grünewald 2014) und (Breitenbücher 1988).....	57
Abbildung 4-5:	Reibspannungen während der Erhärtung der Betondecke (Goris und Hegger 2010).....	59
Abbildung 4-6:	Schwind- und Temperaturspannungen in junger Betondecke (Eisenmann und Leykauf 2003)	60
Abbildung 4-7:	dreiaxialer Spannungszustand nach (Zilch und Zehetmaier 2010)	62
Abbildung 4-8:	Zusammenhang Stahl- und Betonspannung bei der Rissbildung	64
Abbildung 4-9:	gestörter Verbund zwischen Beton und Betonstahl nach (Zilch und Zehetmaier 2010).....	65
Abbildung 4-10:	Mittragende Wirkung des Betons zwischen Rissen (nach Leonhardt 1976)	66
Abbildung 4-11:	Prinzipskizze elastisch gekoppelte Platten (Eisenmann und Leykauf 2003).....	67
Abbildung 4-12:	Betonspannung infolge Reibung	69
Abbildung 4-13:	Ausnutzungsgrade Reibspannungen	71
Abbildung 4-14:	Knicklänge der durchgehend bewehrten Betondecke	72
Abbildung 4-15:	Verformung infolge Erwärmung von oben (Eisenmann und Leykauf 2003).....	75
Abbildung 4-16:	Kreisplatte und äquivalente quadratische Platte	76
Abbildung 4-17:	krit I der Kompositbauweise in Abhängigkeit des E-Moduls des Betons	79
Abbildung 4-18:	Ermittlung der Auflagerung der Betondecke (Eisenmann und Leykauf 2003).....	81
Abbildung 4-19:	Wölbspannungen in Fahrbahnlängsrichtung in Abhängigkeit des Rissabstands	82
Abbildung 4-20:	Überlagerung der auftretenden Spannungen in einer Betondecke	88
Abbildung 4-21:	Entwicklung der Betonfestigkeiten in der Frühphase der Erhärtung nach (Breitenbücher 1988)	94
Abbildung 4-22:	Schwinddehnung nach DIN EN 1992-1-1 für Beton C30/37	96
Abbildung 4-23:	Schwinddehnung nach DIN 1992-1-1 für nacherhärteten Beton.....	97
Abbildung 4-24:	Smithsches Schaubild für Beton, erweitert auf 2 Mio. Lastwechsel nach (Eisenmann und Leykauf 2003).....	99
Abbildung 4-25:	Spannungs-Dehnungslinie des Betonstahls (Goris und Hegger 2010).....	101
Abbildung 4-26:	Skizze kleines FE-Modell	104
Abbildung 4-27:	beispielhafte Betonspannungen am kleinen FE-Modell	105
Abbildung 4-28:	Stahlzugspannungen bei variierter Längsbewehrung und Rissweite	106
Abbildung 4-29:	Betonzugspannungen bei variierter Längsbewehrung und Rissweite	107
Abbildung 4-30:	verformtes Berechnungsmodell infolge winterlicher Temperatureinwirkung.	115

Abbildung 4-31:	Ausnutzungsgrade bei Nullspannungstemperatur 20 °C bei strenger winterlicher Temperatureinwirkung (Bayern).....	117
Abbildung 4-32:	Ausnutzungsgrade bei Nullspannungstemperatur 25 °C bei strenger winterlicher Temperatureinwirkung (Bayern).....	118
Abbildung 4-33:	Ausnutzungsgrade bei Nullspannungstemperatur 35 °C bei strenger winterlicher Temperatureinwirkung (Bayern).....	119
Abbildung 4-34:	Differenz Ausnutzungsgrade unterschiedlicher Bewehrungsgrade.	120
Abbildung 4-35:	Ausnutzungsgrade bei Nullspannungstemperatur 20 °C (milder Winter).....	122
Abbildung 4-36:	Ausnutzungsgrade bei Nullspannungstemperatur 25 °C (milder Winter).....	123
Abbildung 4-37:	Ausnutzungsgrade bei Nullspannungstemperatur 35 °C (milder Winter).....	124
Abbildung 4-38:	Ausnutzungsgrad der Betonspannung für unterschiedliche winterliche Temperatureinwirkungen.....	125
Abbildung 4-39:	Ausnutzungsgrad der Stahlspannung für unterschiedliche winterliche Temperatureinwirkungen.....	126
Abbildung 4-40:	Ausnutzungsgrade bei Nullspannungstemperatur 20 °C und nacherhärtetem Beton.....	127
Abbildung 4-41:	Ausnutzungsgrade bei Nullspannungstemperatur 25°C und nacherhärtetem Beton.....	128
Abbildung 4-42:	Ausnutzungsgrade bei Nullspannungstemperatur 35°C und nacherhärtetem Beton.....	129
Abbildung 4-43:	Ausnutzungsgrad der Stahlspannung für unterschiedliche Beton E-Moduln	130
Abbildung 4-44:	Ausnutzungsgrad der Betonspannung für unterschiedliche Beton E-Moduln	131
Abbildung 4-45:	Vergleich Ausnutzungsgrad und Temperaturdifferenz bei einem Bewehrungsgrad von 0,75%	133
Abbildung 5-1:	Einleitung Horizontalkraft infolge Bogenfahrt.....	137
Abbildung 5-2:	Schubspannungsmodell Plattenbalken.....	139
Abbildung 5-3:	Zusammenhang zwischen Schichtenverbund, Relativverschiebung und ALK-Wert nach (Stöckert 2002).....	141
Abbildung 5-4:	Schubspannungen an der Schichtgrenze Asphalt – Beton.....	143
Abbildung 5-5:	Schubspannungen zwischen Asphalt und Beton bei DSH-V	145
Abbildung 5-6:	Schubspannungen zwischen Asphalt und Beton bei SMA	145
Abbildung 5-7:	Haftzugfestigkeiten Betonoberfläche	149
Abbildung 5-8:	Abreißfestigkeiten Betonoberfläche A 94 (Schmerbeck und Höller 2012)	150
Abbildung 5-9:	statische Abscherkräfte Kompositbohrkerne	155
Abbildung 5-10:	Bruchbild DSH-V 5	156
Abbildung 5-11:	Bruchbild SMA 8 S	156
Abbildung 5-12:	statisches System dynamische Abscherversuche (Freudenstein 2014b).....	158
Abbildung 5-13:	Wöhlerdiagramm nach (Zilch und Zehetmaier 2010).....	161
Abbildung 5-14:	Darstellung der Beanspruchungsamplituden über der Quadratwurzel der Laststeigerungsrate	162
Abbildung 5-15:	Laststeigerung bei der Versuchsdurchführung	165
Abbildung 5-16:	Auswertung Laststeigerungsverfahren nach Prot mit Extrapolation der Dauerfestigkeiten.	166
Abbildung 6-1:	Unebenheiten in der hydraulisch gebundenen Tragschicht (Kretz)	174
Abbildung 6-2:	ausgerollte Bewehrung, mangelnde Nachjustierung (Kretz).....	176
Abbildung 6-3:	Bohrkern 1 A 5 Darmstadt	177
Abbildung 6-4:	Punch-Out in durchgehend bewehrter Betondecke (Kretz)	179
Abbildung 6-5:	Sanierte Schadstelle vor Asphaltüberbauung (Kretz)	179
Abbildung 6-6:	Unzureichendes Vorsprühen mit Bitumenemulsion (Kretz)	180
Abbildung 6-7:	Fugen und Risse A 94	189
Abbildung 6-8:	Rissabstände A 94 im Jahr 2014	191
Abbildung 6-9:	Risskonzentration an eingesetztem Einfädelseifen	192
Abbildung 6-10:	Fahrbahnaufbau mit Asphalttragschicht	194
Abbildung 6-11:	Fahrbahnaufbau mit Asphaltzwischen-schicht.....	194

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1-1: Übersicht der Entwicklung der Betondeckenbauweise in Belgien nach (Beeldens et al. 2005)	3
Tabelle 2-1: Betonanforderungen USA	11
Tabelle 2-2: Eingangswerte zu Betonfestigkeiten in VENCON 2.0	19
Tabelle 2-3: Wirksamkeitsindizes VENCON bei durchgehend bewehrter Betondecke	20
Tabelle 2-4: Zusammenstellung durchgehend bewehrte Versuchsplatten TU München	23
Tabelle 3-1: Varianten zur Prüfung des Abscherwiderstands	35
Tabelle 3-2: Ergebnisse Abscherversuche TU Dresden	41
Tabelle 4-1: sommerliche Temperaturverteilung	74
Tabelle 4-2: Parameter Kompositbauweise	78
Tabelle 4-3: Rissabstände zur Berechnung der reduzierten Wölbspannung	80
Tabelle 4-4: Anforderungen an den Deckenbeton C30/37	90
Tabelle 4-5: E-Moduln des Betons:	92
Tabelle 4-6: zentrische Zugfestigkeit des Betons C30/37:	93
Tabelle 4-7: Anforderungen an Betonstahl nach DIN 488	100
Tabelle 4-8: Eingangswerte kleines FE-Modell	104
Tabelle 4-9: untersuchte Varianten am kleinen FE-Modell	105
Tabelle 4-10: Schichtenaufbau für FE-Modellierung	109
Tabelle 4-11: Bewehrung für FE-Modellierung	111
Tabelle 4-12: Übersicht untersuchte Lastfälle	113
Tabelle 4-13: sommerliche Temperaturbelastung	114
Tabelle 4-14: strenge winterliche Temperaturverteilung (Bayern)	116
Tabelle 4-15: milde winterliche Temperaturverteilung	122
Tabelle 4-16: Grenzbereiche der Temperaturen für den Betoneinbau bei durchgehend bewehrten Betondecken	134
Tabelle 5-1: Schichtaufbauten mit Variation der Asphaltstärke zur Berechnung der Schubspannungen	142
Tabelle 5-2: Schubspannung bei unterschiedlichem Verbund	143
Tabelle 5-3: Schichtaufbauten Kompositvarianten zur Berechnung der Schubspannungen	144
Tabelle 5-4: Untersuchte Kompositvarianten:	152
Tabelle 5-5: Startlasten der dynamischen Abscherversuche	164
Tabelle 5-6: Auswertung der Dauerfestigkeiten nach Prot	166
Tabelle 6-1: Durchgehend bewehrten Betondecke in Deutschland	169
Tabelle 6-2: Konstruktionsparameter durchgehend bewehrte Betondecke B 56 Düren	170
Tabelle 6-3: Geplante Konstruktionsparameter durchgehend bewehrte Betondecke A 5	172
Tabelle 6-4: Ausgeführte Konstruktionsparameter durchgehend bewehrte Betondecke A 5	173
Tabelle 6-5: Ergebnisse Rissaufnahmen Versuchsstrecke A 5 (Höller 2010)	178
Tabelle 6-6: Übersicht Versuchsabschnitte Geseke (nach Riffel 2012)	181
Tabelle 6-7: Konstruktionsparameter Geseke (nach Riffel 2012 und Riffel 2013)	183
Tabelle 6-8: Konstruktionsparameter A 94	186
Tabelle 6-9: Trassierungstechnische Randbedingungen Versuchsstrecke	193
Tabelle 6-10: Eigenschaften Asphalttragschicht unter Betondecken	195
Tabelle 6-11: Eigenschaften hydraulisch gebundene Tragschicht unter Asphaltzwischen- schicht:	196
Tabelle 6-12: Anforderungen an die Asphaltzwischen- schicht unter Betondecken	196
Tabelle 6-13: Anforderungen an den Deckenbeton	197
Tabelle 6-14: Anforderungen an die Bewehrung	199
Tabelle 6-15: Mindestübergreifungslängen	199
Tabelle 6-16: Anforderungen an Deckschicht aus SMA 8S	201
Tabelle 6-17: Anforderungen an die Deckschicht aus DSH-V	202

Tabelle 7-1: Grenzbereiche der Temperaturen für den Betoneinbau bei durchgehend bewehrten Betondecken.....	206
--	-----

Anlagen

A.1	Betondecken mit dünner Asphaltüberbauung in Deutschland.....	14
A.2	Betondecken mit dünner Asphaltüberbauung weltweit (grober Überblick).....	17
A.3	Durchgehend bewehrte Betondecken weltweit.....	18
A.4	Kraft-Zeit-Diagramme dynamischer Abscherversuche (Auswahl).....	21

A.1 Betondecken mit dünner Asphaltüberbauung in Deutschland

A.4.1 Ergebnis einer Abfrage bei den obersten Straßenbaubehörden der Länder

Straße	Ort	Baujahr	Länge	Decke	Querfugen	Bemerkung
A 94	AS Forstinning – AS Pastetten	2011	4,0 km	DSH-V	geschnitten und vergossen	Versuchsstrecke im Neubau hergestellt
A 99	AD Eschenried – AS Ludwigsfeld (Tunnel Allach)	2010	1,0 km	DSH-V	geschnitten und vergossen	Im Tunnelbereich
A 3	AS Laber – AS Nittendorf			SMA 0/8S		
A 10	T+R Fichtenplan (FR Prenzlau)	2007	1,9 km	SMA	geschnitten und vergossen	Auf AKR-geschädigtem Beton
A 11	AS Bernau Süd – AD Schwanebeck (Barnim)	2010	3,5 km	SMA	geschnitten und vergossen	BJ 1993, erneuert 2010
A 15	AS Vetschau – AS Cottbus-West	2002	8,8 km	SMA 0/11S	geschnitten und vergossen	Blasenbildung, guter Verbund zwischen Beton und Asphalt
A 9	AS Bad Dürrenberg – AS Leipzig-West	2008	0,8	SMA 0/8 auf SAMI	geschnitten und vergossen	Betondecke AKR geschädigt (Kategorie III)
A 9	AS Wolfen – AS Dessau Süd beide Fahrtrichtungen	2009	7,9 km + 13,6 km	SMA 0/8 auf SAMI	geschnitten und vergossen	Starke Blasenbildung; keine Ablösungen Betondecke AKR geschädigt (Kategorie III)
A 20	Landesgrenze SH – MV – AS Schönberg	2005	14,3 km + 14,3 km	SMA 0/8	geschnitten und vergossen	Blasenbildung; keine Ablösung, Überbauung wegen Lärmentwicklung

A.4.2 Im Zuge von Forschungsprojekten errichtete Versuchsstrecken

Straße	Ort	Baujahr	Länge	Decke	Querfugen	Bemerkung
A 81	AS Heilbronn --AS Ilsfeld	1990	2,4 km	SMA 0/11S auf SAMI	Nicht geschnitten	Reflexionsrisse über Querscheinfugen
A 27	AS Bremerhaven -- Wulsdorf AS Bremerhaven -- Süd beide Fahrtrichtungen	1990	0,6 km + 0,5 km	SMA 0/11S auf SAMI	Nicht geschnitten	Nur wenige Reflexionsrisse über Querscheinfugen
A 93	AS Reischenhart -- AS Oberaudorf	1995 / 1996	2,4 km	SMA 0/8S	geschnitten und vergossen	Strecke unter Verkehr, we- nige Schäden

A.4.3 Weitere bekannte Strecken

Straße	Ort	Baujahr	Länge	Decke	Querfugen	Bemerkung
A 70	Westl. AD Bayreuth-Kulmbach	1958 / 1991		SMA 0/11 S 1. BA BE 2. BA SAMI	geschnitten keine Fugen	Im Bereich großer Längsneigungen traten Verformungen auf.
A 14	Leipzig - Halle	1992	0,9 km 1,4 km	SMA 1. BA SAMI 2. BA BE		
A 44	östl. Werler Kreuz Richtung Kassel	1971/75	9,5 km	SMA 0/8S auf BE		Deckenschäden an stark pumpenden Plattenrändern
A 93	AS Kiefersfelden – AD Inntal	2012 – 2014	8 km + 8 km + ca.8 km	DSH-V	geschnitten und vergossen	Überbauung einer neuen Betondecke zu Reduzierung der Lärmemissionen in 3 Bauabschnitten

A.2 Betondecken mit dünner Asphaltüberbauung weltweit (grober Überblick)

Land		Jahr	Länge
Schweiz	A 6 Bern – Wimmis	2000	2,4 km
	A 6 Nord, Studen – Bürgg	2000	1,9 km
	A1 St.Gallen Ost-Buriet Anschluss Meggenhus	2002	
	A1 Fahrbahn St.Gallen Ost - Buriet Beide Fahrtrichtungen	2004 / 05	
	A1 Bern, Kerzers – Weyermannhaus Beide Fahrtrichtungen	2004 / 05	
	Hauenstreinstrasse Diepflingen-Wittinsburg	1999	
	Seestrasse Stäfa	2000	
	Schottikon-Elgg	2003	5 km
	Räterschen-Oberschottikon	2003	1,3 km
	Birchlistr. Einsiedeln	2007 / 09	
	Näfels – Netstal	2010	
	Aescg- Ettingen	2010	
	T 20 Ausfallstrasse Le Locle	1990	0,7 km
Niederlande	A 12 Utrecht	1998	
	A 73 Venlo –Echt-Susteren	2007	
	N 279 bei Veghel	2004	
		N 279 Veghel – Boerdonk	2007
	N 279 Veghel – A 50	2004	
	N 615 Lieshout	2005	
	N 285 Zevenbergen	2007	
	N 285 Terheijden	2005	
	N 285 Terheijden	2004	
USA	Highway 59 Lufkin, Texas		
	Wilsonville/Oregon		

A.3 Durchgehend bewehrte Betondecken weltweit

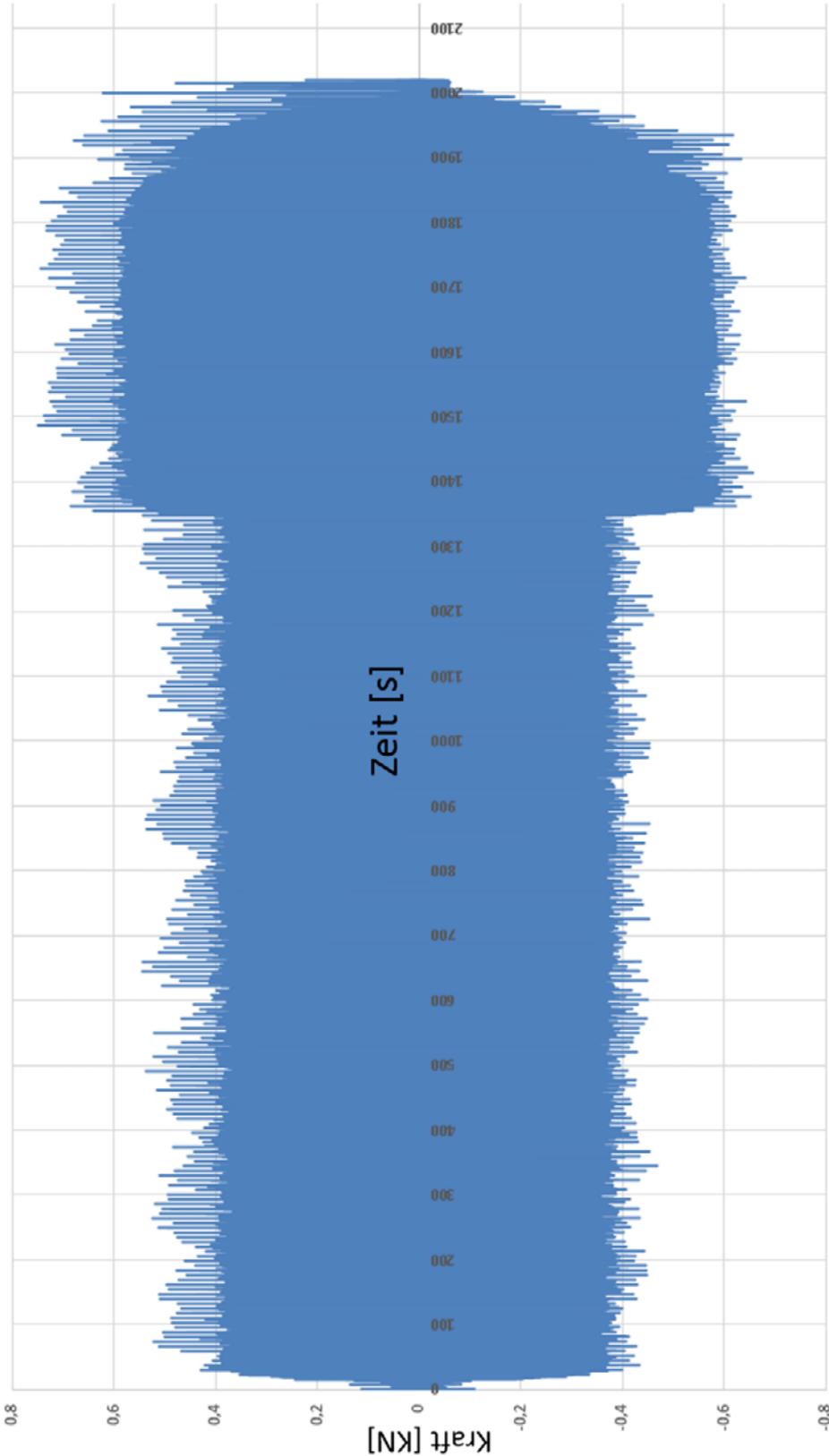
Land		Jahr	Länge
USA	Washington ,D.C	1921-25	61 m – 97,5 m
	Indiana (Highway 40)	1938	6 m – 400 m
	Illinois (40)	1947 - 61	4200 km
	Maryland	1959 - 67	400 km
	Oklahoma	1968	115 km
	Oregon	1963 - 65	480 km
	New Jersey (Route 130)	1947	17 m, 57 m, 1565 m – 1757 m
	Kalifornien (US Highway 40)	1949	
	Texas	1951 - 59	14500 km
	Virginia	1966 - 67	400 km
	Mississippi	1959	1500 km
	Wisconsin	1962 - 63	700 km
	Arkansas	1963 - 67	250 km
	Dakota	1963 - 64	800 km
	South Dakota	1963 - 68	580 km
Summe USA		45.000 km	
Canada	Highway 13 bei Laval	1999	2 km
	Highway 40 bei Montreal	2000	9,1 km
Belgien	Seit	1948	
	Leuze-en-Hainaut	1959	
	RN5	1964	
	Kommunale Straße bei Velaine	1966	
	A12, Brüssel - Antwerpen	1991	
	N50 bei Bury	1966	
	N 921 bei Bierwart	1967	
	RN61 bei Braffe	1968	
	5 Versuchsstrecken	1971-73	
	Brüssel – Liege	1971/72	91,5 km
	E40/A10, Brüssel Oostende At Ternat	2002	
	A10 Brüssel – Gent	2003	
	4 Versuchsabschnitte	2003	
	E411/E25 in Wallonien	2005	
E40/A10 Ring Antwerpen	2008		

Frankreich	A6, A9, A40, A71	1983	
	Frankreich,	1986	
	RN 141 bei Rassats-Favrauds	1998	
	RN 4, Bebing – Imling	2001	
Niederlande	A76 bei Heerlen	(bis 2001)	
	A73 bei Boxmeer – Venray	(bis 2001)	
	A12 bei Bunnik	(bis 2001)	
	A50 in Noord-Brabant	(bis 2001)	
	A5 bei Schipol	(bis 2001)	9,0 km
Schweiz	Sedrun	1963	0,44 km
	Bremgarten	1964	1,2 km
	Zeglingen	1964 - 65	0,6 km
	Hunzenschwil	1965	0,4 km
	T 10 Malters	1967	0,7 km
	Straße bei LeLocle	1989	1,6 km
Schweden		1996	1,0 km
Portugal		ab 1990	27 km
Polen	A4 bei Katy Wroclawski	2005	1,1 km
	A 2 nahe Bundesgrenze	2011	1,0 km
Großbritannien	M62 Balkholme to Caves	1975	1,38 km
	M180 Santoft to Trent	1978	11,84 km
	A3 Hondean Bypass	1979	1,6 km
	M63, Stockport East-West Bypass	1981	5,27 km
	A2, Harbledown Bypass	1981	1,9 km
	A2, Broughton Bypass	1981	2,0 km
	M25, A1168 to M11 Contract 3	1983	10,85 km
	M18, Waterside to Langham	1985/6	9,6 km
	Draffan-Millbank	1985/6	14,0 km
	A509, Meathop to Sandpool	1980	0,5 km
	A509, Milton Keynes access roads	1980	1,35 km
	A47, Great Yarmouth Western Bypass	1983	3,40 km
	A63, South Docks Road Hull	1985	15,50 km
	A42, Measham to Ashby	1988	10,00 km
	M40 Banbury Bypass	1989	45,00 km
Summe GB		134 km	
Spanien		ab 1962	172 km

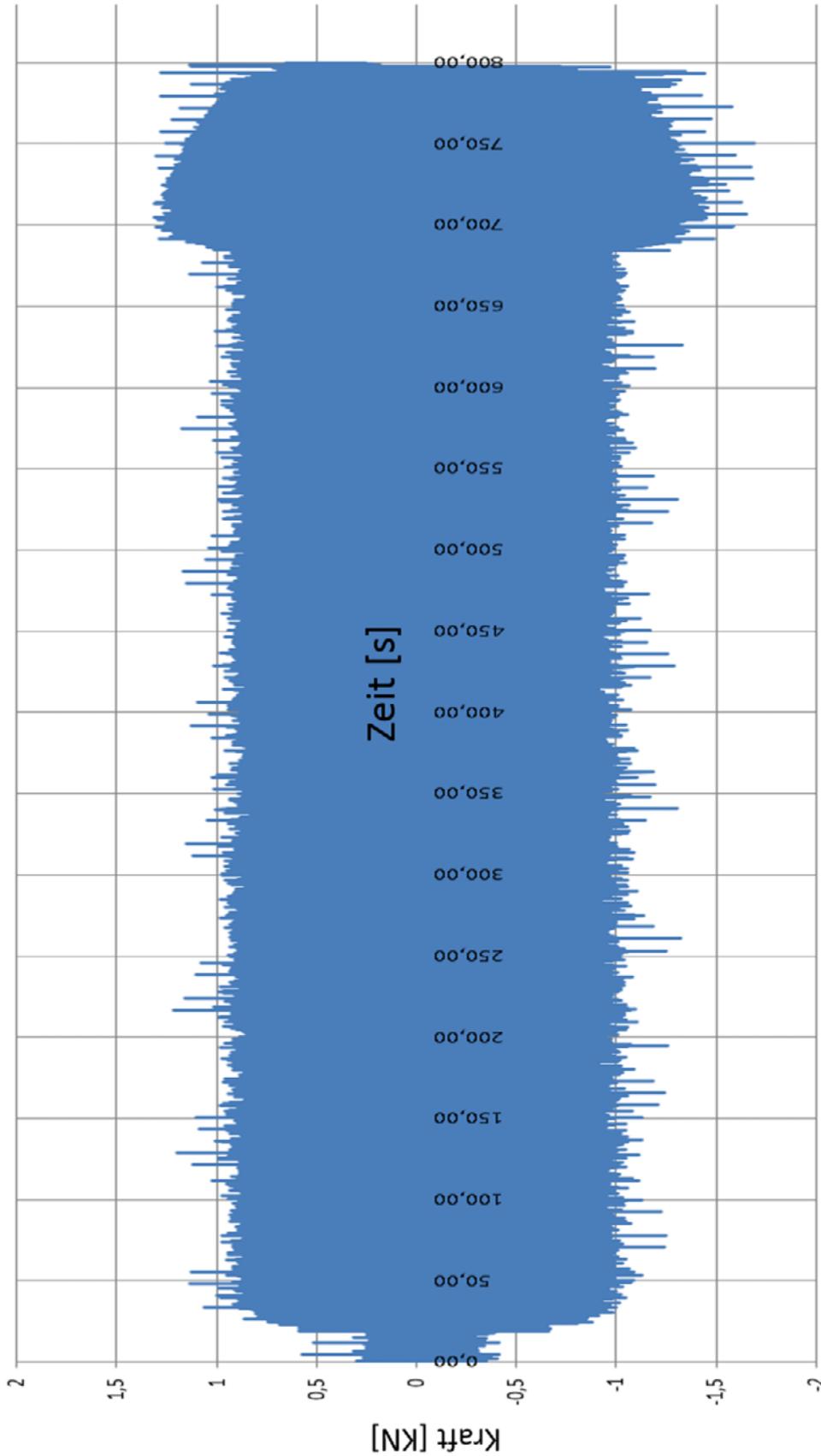
Italien		1988	20 km
Malaysia		1886	160km
Südafrika		ab 1978	93 km
Australien		ab 1970	320 km
Japan		ab 1963	45 km
Südkorea	Jungbu Expressway	seit 1987	64,2 km

A.4 Kraft-Zeit-Diagramme dynamischer Abscherversuche (Auswahl)

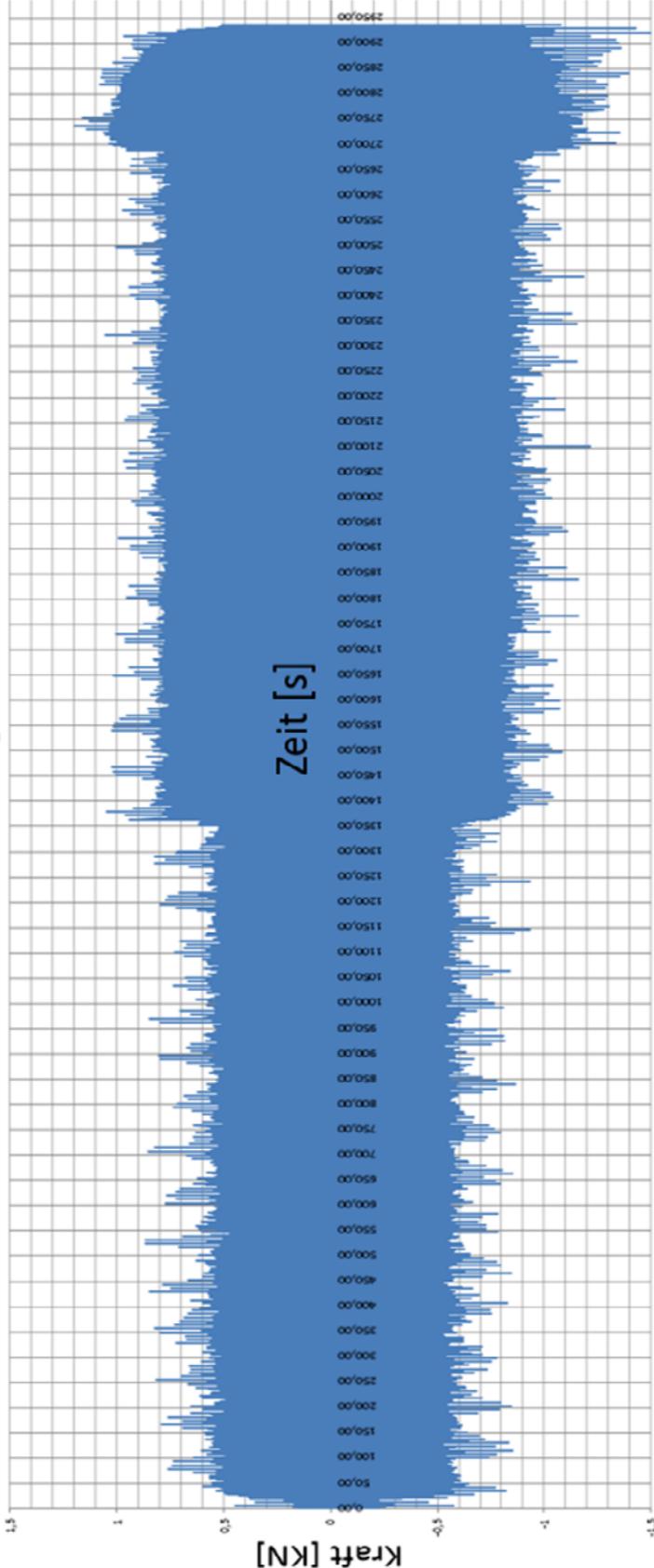
A.4.1 DSH-V 5 456/80-50 A Labor



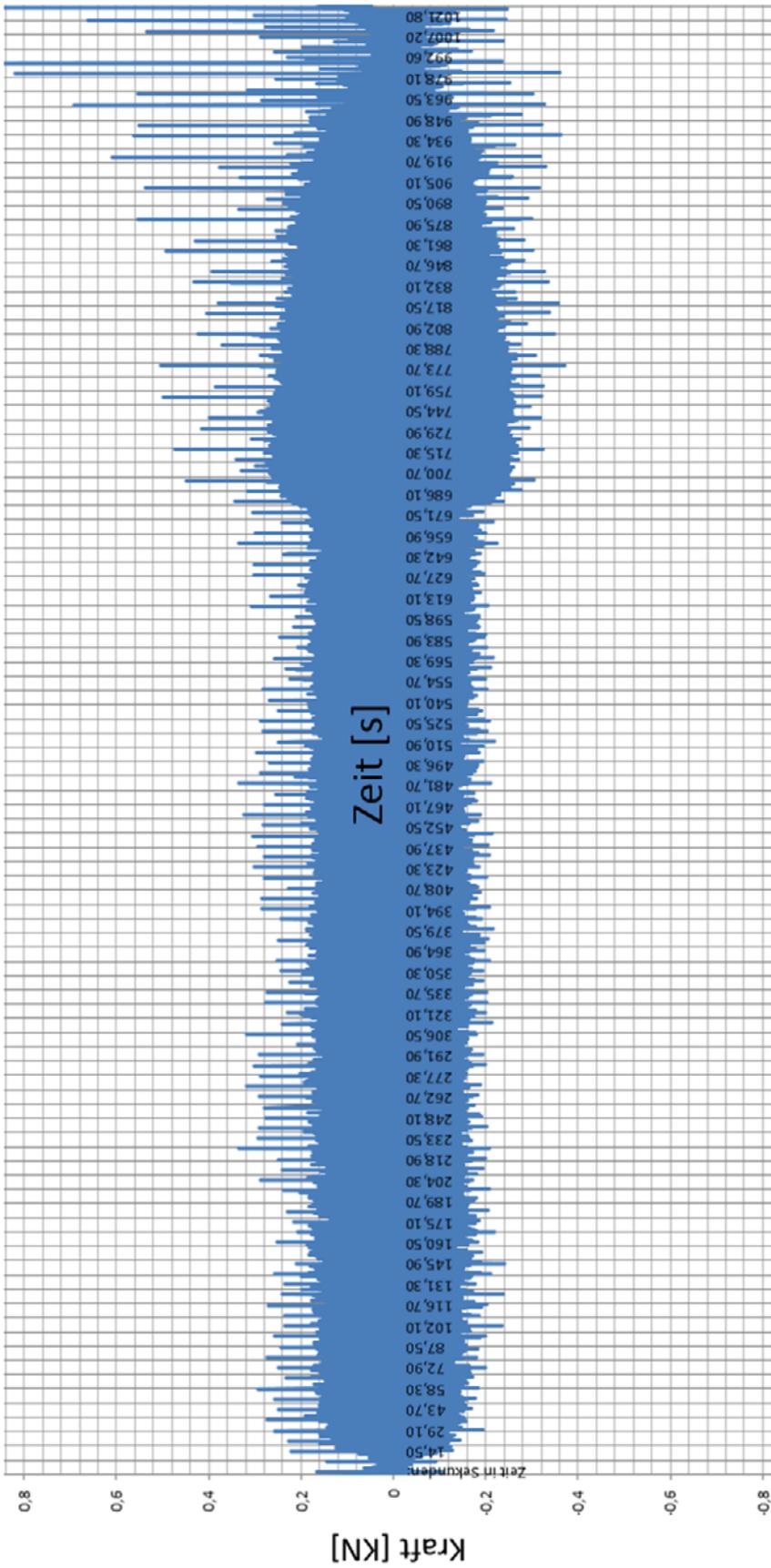
A4.2. SMA LA 8 S PmB 40/10-65A auf 350 g/m² Bitumenemulsion



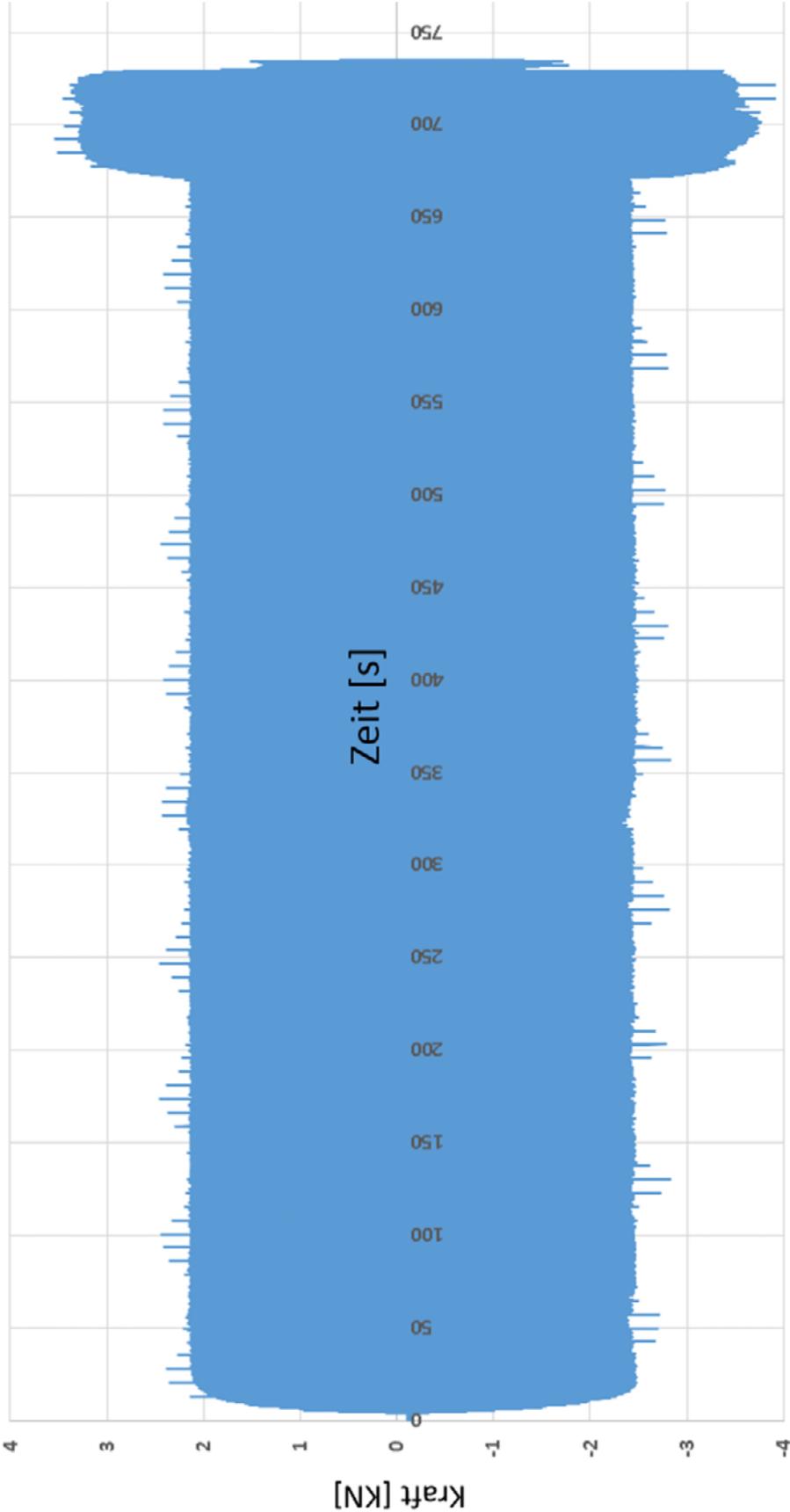
A4.3. SMA LA 8 S PmB 40/10-65A auf 500 g/m² Bitumenemulsion



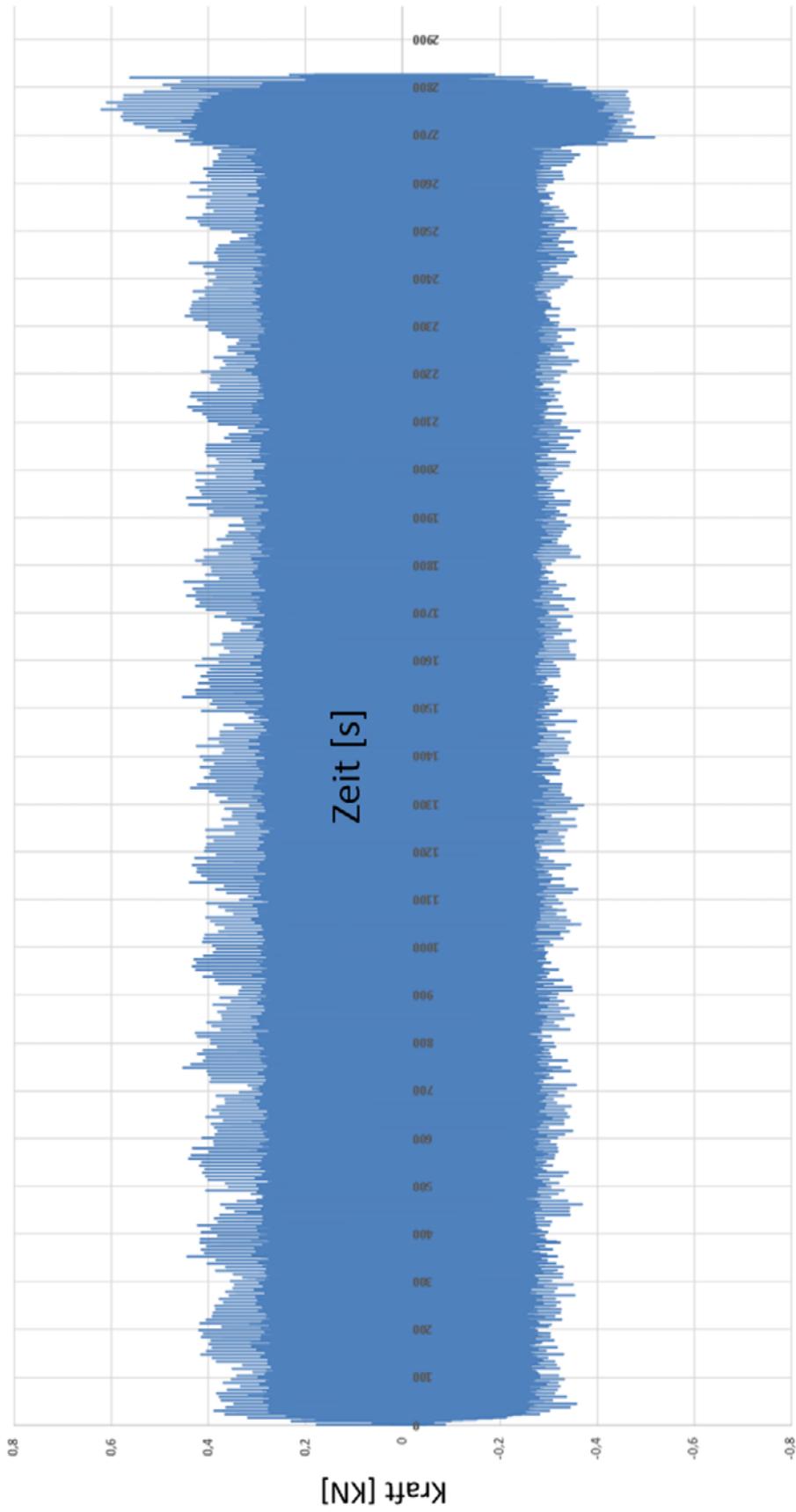
A4.4. PA 8 70/100 Gummimodifiziert CTS auf SAMI-Schicht



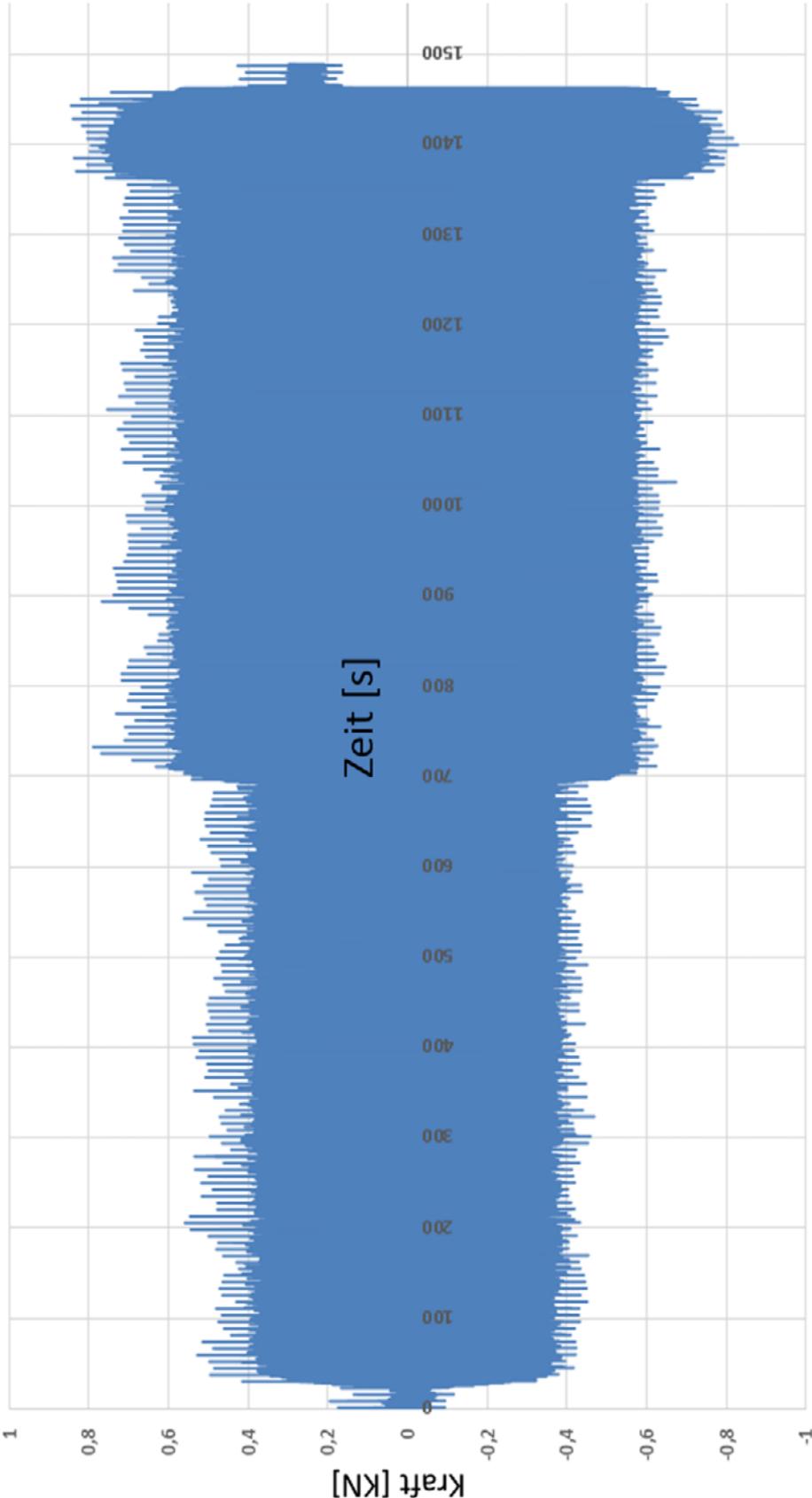
A4.5. MA 11S 10/40-65



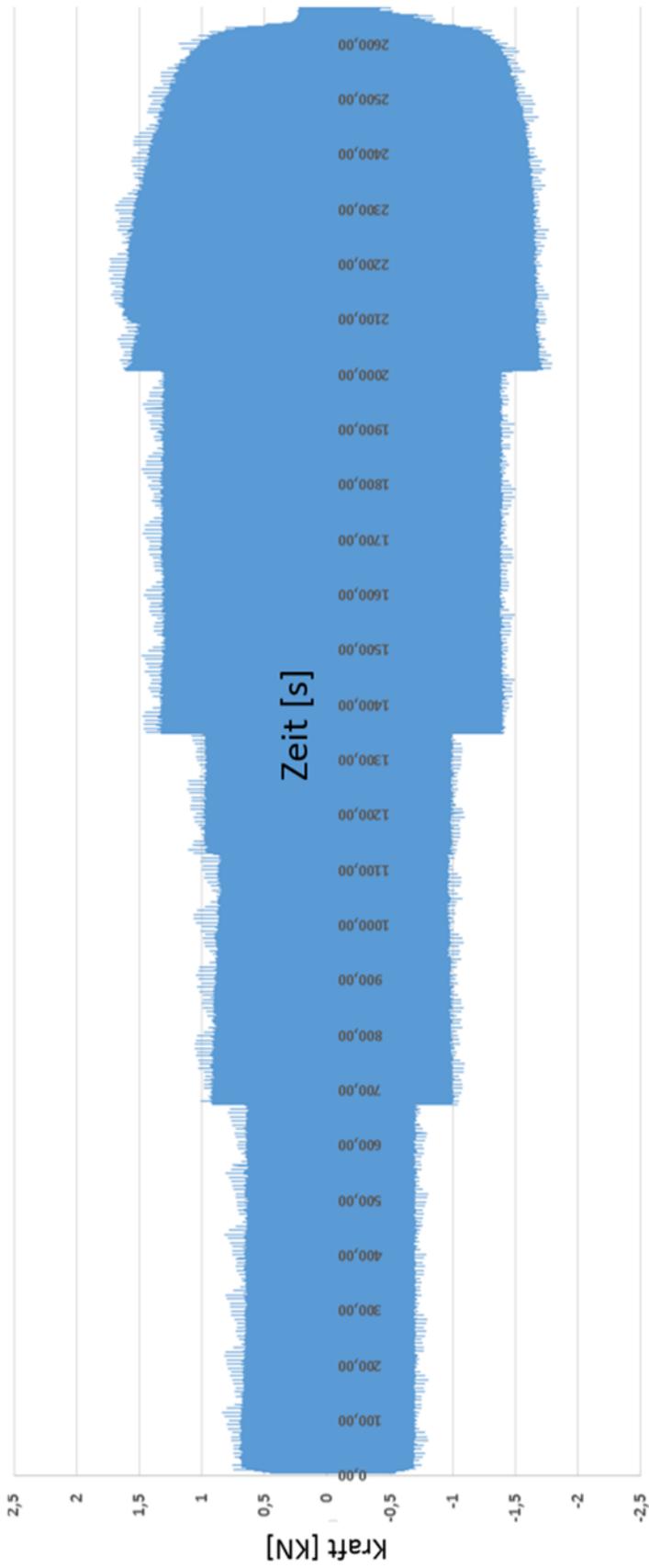
A4.6. PMA 5 LA 30/45 +TE + Sasobit



A4.7. SMA 8 S 25/55-55A auf 350 g/m² Bitumenemulsion



A4.8. DSH-V 5 Versuchsstrecke A 94



A4.9. SMA 8 S Versuchsstrecke A 5 Darmstadt

