

Vergleichende Bestimmung der Restnutzungsdauer von Betonstraßen in AT und DE anhand der Bewertung der Materialdaten **BEREBE**

Ein Projekt finanziert im Rahmen der
Verkehrsinfrastrukturforschung 2016
(VIF2016)

April 2019



Impressum:

Herausgeber und Programmverantwortung:

Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie
Abteilung Mobilitäts- und Verkehrstechnologien
Radetzkystraße 2
A – 1030 Wien



ÖBB-Infrastruktur AG
Nordbahnstraße 50
A – 1020 Wien



Autobahnen- und Schnellstraßen-Finanzierungs-
Aktiengesellschaft
Rotenturmstraße 5-9
A – 1010 Wien



Für den Inhalt verantwortlich:

Technische Universität Wien
Institut für Werkstofftechnologie, Bauphysik und Bauökologie
Karlsplatz 13
1040 Wien



Technische Universität Wien
Institut für Verkehrswissenschaften
Forschungsbereich Straßenwesen
Karlsplatz 13
1040 Wien



Technische Universität Dresden
Fakultät Bauingenieurwesen
Institut für Stadtbauwesen und Straßenbau
Georg-Schumann-Straße 7
01187 Dresden



Smart Minerals GmbH (SMG)
TU Wien Science Center
Franz-Grill-Straße 9, O 214
1030 Wien



Bundesanstalt für Straßenwesen (BAST)
Referat GS2 - Betonbauweisen
Brüderstr. 53
51427 Bergisch Gladbach

**Programmmanagement:**

Österreichische Forschungsförderungsgesellschaft mbH
Thematische Programme
Sensengasse 1
A – 1090 Wien



Vergleichende Bestimmung der Restnutzungsdauer von Betonstraßen in AT und DE anhand der Bewertung der Materialdaten **BEREBE**

Ein Projekt finanziert im Rahmen der
Verkehrsinfrastrukturforschung
(VIF2016)

AutorInnen:

Johannes Kirnbauer

Martin Peyerl

Jörg Patzak

Uwe Reinhardt

Lukas Eberhardsteiner

Roland Stöttner

Paul Bolz

Pia Mandahus

Frohmut Wellner

Ronald Blab

Heinrich Bruckner

Auftraggeber:

Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie

ÖBB-Infrastruktur AG

Autobahnen- und Schnellstraßen-Finanzierungs-Aktiengesellschaft

Auftragnehmer:

Technische Universität Wien

Institut für Werkstoffkunde, Bauphysik und Bauökologie

Forschungsbereich Werkstoffkunde

Karlsplatz 13

1040 Wien

Inhalt

1	Einleitung	11
2	Analyse der Vorgangsweise bei der Bestimmung der Restnutzungsdauer von Autobahnabschnitten in Betonbauweise in AT und DE	13
2.1	Bestimmung der Restnutzungsdauer von Betonfahrbahndecken in Österreich.....	13
2.1.1.	Ermittlung der Zustandsgrößen und Zustandswerte	14
2.1.2.	Berechnung der Teilwerte und des Gesamtwertes	17
2.1.3.	Ermittlung der Restnutzungsdauer.....	18
2.2	Bestimmung der Restnutzungsdauer von Betonfahrbahndecken in Deutschland ..	20
2.3	Festlegung von Kriterien zur Auswahl der Bestandsstrecke und der durchzuführenden Versuche.....	22
2.3.1	Auswahlkriterien.....	22
2.3.2	Zusätzlich zu ermittelnder Materialkennwerte vor Ort und im Labor.....	22
2.3.3	Gemeinsame Feinabstimmung des geplanten Prüfprogramms.....	23
3	Auswahl und Beprobung von Autobahnabschnitten in Betonbauweise in AT und DE ..	25
3.1	Auswahl repräsentativer Autobahnabschnitte in AT und DE unterschiedlichen Alters	25
3.2	Entnahme repräsentativer Prüfkörper aus Stand- und Fahrstreifen Probeentnahmestellen in Österreich	27
3.2.1	Entnahmestelle A1/A21 – Knoten Steinhäusl	27
3.2.2	Zweite Probenentnahmestelle A1/km250 - Oberwang.....	31
3.3	Entnahme repräsentativer Prüfkörper aus Stand- und Fahrstreifen Probeentnahmestellen in Deutschland	34
3.3.1	Entnahmestelle A14 – zwischen den Anschlussstellen Leipzig-Mitte und Leipzig-Nord	35
3.3.2	Entnahmestelle A113 – zwischen den Anschlussstellen Stubenrauchstraße und Adlershof.....	39
4	Laboruntersuchungen am Bestandsbeton aller beprobten Autobahnabschnitte	43
4.1	Ermittlung der Spaltzugfestigkeit.....	43

4.1.1	Gegenüberstellung der Messmethoden in Österreich und Deutschland.....	43
4.1.2	Versuchsergebnisse der Spaltzugfestigkeit nach TP B-StB, Teil 3.1.05 der entnommenen Bohrkerne	47
4.1.3	Versuchsergebnisse der Spaltzugfestigkeit nach RVS.08.17.02 bzw. B23303 der entnommenen Bohrkerne	55
4.1.4	Gegenüberstellung der Messergebnisse Spaltzugfestigkeit: AL-Sp Beton - RVS 08.17.02.....	56
4.2	Ermittlung weiterer Materialparameter	58
4.2.1	Die Biegefestigkeit am Bestandsbeton	58
4.2.2	Die Druckfestigkeit am Bestandsbeton	60
4.2.3	Der statischer E-Modul am Bestandsbeton.....	62
4.2.4	Der dynamischer E-Modul am Bestandsbeton.....	64
4.2.5	Die Luftpermeabilität am Bestandsbeton	75
4.2.6	Bruchmechanische Kennwerte am Bestandsbeton	77
4.3	Vergleich der ermittelten Materialparameter bei Stand- und Fahrstreifen hinsichtlich ermüdungsbedingter Unterschiede.....	79
4.4	Gegenüberstellung aller Daten.....	82
5	Grundsatzuntersuchungen am Laborbeton zur ermüdungsinduzierten Schadensevolution Beschreibung des Ermüdungsprozesses zyklisch zugbeanspruchter Proben und Bewertung simultan ermittelter Schädigungsindikatoren	85
5.1	Das Ermüdungsverhalten von Beton.....	85
5.2	Ausgewählte Parameter zur Beschreibung des Ermüdungsverhaltens	94
5.2.1	Der dynamischer E-Modul.....	94
5.2.2	Der statischer E-Modul.....	94
5.2.3	Die Luftpermeabilität	96
5.2.4	Entwicklung einer Messeinrichtung zur Ermittlung der Luftpermeabilität für Probekörper unterschiedlicher Geometrie	102
5.3	Durchgeführte Versuche und Bewertung der Aussagefähigkeit der ermittelten Schädigungsindikatoren	103

5.3.1	Probekörperherstellung.....	103
5.3.2	Schwingversuche - Aufbringen der dynamischen Belastungen.....	107
5.3.3	Die Messung des dynamischen E-Moduls.....	109
5.3.4	Der statischer E-Modul.....	113
5.3.5	Die Messung der Permeabilität.....	115
5.3.6	Zusammenfassung der Ergebnisse.....	118
6	Ermittlung und Analyse der Restnutzungsdauer aller ausgewählten Autobahnabschnitte nach AT- und DE-Modell für ausgewählte Szenarien.....	120
6.1	Übersicht über die Lage und die durchschnittliche tägliche Verkehrsstärke der ausgewählten Probeentnahmestellen.....	120
6.2	Bewertung der Strecken nach der in Österreich verwendeten Methode.....	127
6.2.1	Berechnung der Restnutzungsdauer auf Projektebene.....	127
6.2.2	Ermüdungskriterium nach <i>Smith</i>	127
6.2.3	Ermüdung des Betons am Verlauf des Elastizitätsmoduls.....	132
6.3	Bewertung der Untersuchungsstrecken in Anlehnung an das Verfahren der RDO Beton 09.....	137
6.3.1	Eingangswerte – ermittelt im Labor.....	138
6.3.2	Eingangswerte – bekannt.....	138
6.3.3	Eingangswerte – angenommen.....	139
6.4	Simulationsgestützte Analyse des Einflusses einer inhomogenen Plattenlagerung auf die Nutzungsdauer von Betonfahrbahndecken.....	146
6.4.1	Einfluss der Plattenlagerung auf den Beanspruchungszustand einer Betonfahrbahndecke unter Verkehrs- und Temperaturbelastung.....	146
6.4.2	Evaluation der Nutzungsdauer einer inhomogen gelagerten Betonfahrbahndecke.....	155
6.5	Vergleich der deutschen und österreichischen Methode.....	157
7	Zusammenfassung und Ausblick.....	158
7.1	Zusammenfassung.....	158
7.2	Ausblick.....	161

8	Literatur.....	163
9	Tabellenverzeichnis.....	168
10	Abbildungsverzeichnis.....	169

1 EINLEITUNG

Seit dem Beginn der Herstellung der ersten Betonstraßen hat sich das Bauverfahren aber auch die Anforderungen an den Straßenbeton sehr geändert. Als Geburtsjahr für die erste Betonstraße in Deutschland gibt *Pöck*¹ bereits das Jahr 1888 an. Die damals gebaute Betonstraße in Breslau wurde unter dem Begriff „Zementmakadam“ für das Material errichtet. Allerdings wurden schon früher in Schottland (1856), Frankreich (1876) und Nordamerika (1892) Betonstraßen hergestellt. In Österreich wurden ab ca. 1904 erste Betonstraßen gebaut. Ein erheblicher Anstieg der Verwendung von Betonstraßen erfolgte in Deutschland in der Zeit zwischen 1934 und 1938, in dieser Zeit wurden lt. *Pöck* 52,3 Mio. m² Betonstraßen errichtet, 90 % der Autobahnen erhielten Betondecken.

Mit dem vermehrten wirtschaftlichem Austausch, insbesondere durch die Wiedervereinigung Deutschlands und der Erweiterung der EU nahm auch der LKW-Verkehr sehr stark zu. Die Konsequenz daraus ist eine vermehrte Beanspruchung der Straßen und damit auch die Erfordernis die technische Lebensdauer der Fahrbahnen genauer zu bestimmen. Neben der traditionell betrachteten Dauerhaftigkeit, d. h. Frost-Tau(salz)beständigkeit der Betonfahrbahnen kommt durch die vermehrte Belastung auch die Dauer(schwing)festigkeit des Betons in den Fokus der Straßenerhalter. Um eine kontinuierliche Nutzung der Straßen zu ermöglichen ist es erforderlich zeitgerechte Sanierungsmaßnahmen zu setzen. Dazu ist jeweils der aktuelle Degradationszustand der Straße bzw. des Betons als Planungsgrundlage der Sanierung zu ermitteln.

Die Dauerschwingfestigkeit ist im Stahlbau für Zugversuche eine bekannte und oft verwendete Größe, im Betonbau gibt es derzeit noch keine entsprechende äquivalente Größe für Druck, Spaltzug oder die Biegefestigkeit. Ein weiteres Problem stellt in diesem Zusammenhang die Festlegung dar, ab welchem Degradationsgrad der Beton als nicht mehr funktionstüchtig gelten soll (Versagenskriterium).

Das Ziel des vorliegenden Projektes ist die vergleichende Darstellung der Bestimmung der Restnutzungsdauer von Betonstraßen in Österreich und Deutschland anhand einer kritischen Bewertung der zu ermittelnden Materialdaten.

Dieses Ziel soll dadurch erreicht werden, dass in Österreich und Deutschland an ausgewählten Stellen Materialproben entnommen und diese jeweils in beiden Ländern mit den dort üblichen Verfahren untersucht werden.

¹ *Pöck*, H.; Betondeckenbau in Österreich, in Zement und Beton, Jahrgang 31, Heft 3 (1986) S. 121

Mit diesen Verfahren erfolgt die Berechnung der Restnutzungsdauer mit den länderspezifischen Prognosemodellen. Die Ergebnisse der Berechnungsmodule bzw. der Materialdaten werden anschließend analysiert, Unterschiede herausgearbeitet und als Basis für eine Verbesserung der Analysemodelle zur Bestimmung der Restlebensdauer von Betonfahrbahndecken dargestellt.

Das Projekt und der Bericht sind folgendermaßen aufgebaut:

- AP 2: Analyse der Vorgangsweise bei der Bestimmung der Restnutzungsdauer von Autobahnabschnitten in Betonbauweise in AT und DE
- AP 3: Auswahl und Beprobung von Autobahnabschnitten in Betonbauweise in AT und DE
- AP 4: Laboruntersuchungen am Bestandsbeton aller beprobten Autobahnabschnitte
- AP 5: Grundsatzuntersuchungen am Laborbeton zur ermüdungsinduzierten Schadensevolution Beschreibung des Ermüdungsprozesses zyklisch zugbeanspruchter Proben und Bewertung simultan ermittelter Schädigungsindikatoren
- AP 6: Ermittlung und Analyse der Restnutzungsdauer aller ausgewählten Autobahnabschnitte nach AT- und DE-Modell für ausgewählte Szenarien

2 ANALYSE DER VORGANGSWEISE BEI DER BESTIMMUNG DER RESTNUTZUNGSDAUER VON AUTOBAHNABSCHNITTEN IN BETONBAUWEISE IN AT UND DE

Folgende Ziele wurden für dieses Arbeitspaket formuliert:

- Darstellung und vergleichende Bewertung der bisherigen Vorgangsweisen in AT und DE bei der Bestimmung der Restnutzungsdauer von Betonfahrbahndecken
- Festlegung von Kriterien zur Auswahl der Bestandsstrecke
- Gemeinsame Feinabstimmung des geplanten Prüfprogramms (AP3 + AP4) inkl. der Festlegung
- zusätzlich zu ermittelnder Materialkennwerte vor Ort und im Labor.

2.1 Bestimmung der Restnutzungsdauer von Betonfahrbahndecken in Österreich

Für die Bestimmung der Restnutzungsdauer wird in Österreich jeder einzelne erkennbare Schaden erfasst, bewertet und anschließend nach Schadensschwere gewichtet. Außerdem wird ein theoretischer Tragfähigkeitswert ermittelt, der den Zustand der Substanz abbilden soll².

Die genaue Vorgangsweise wird in Abbildung 2-1 dargestellt und im Folgenden näher erklärt.

² *Weninger-Vycudil, Simanek et al.*; Handbuch Pavement Management in Österreich; Schriftenreihe Straßenforschung ; Nr: 584; Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie; 2009

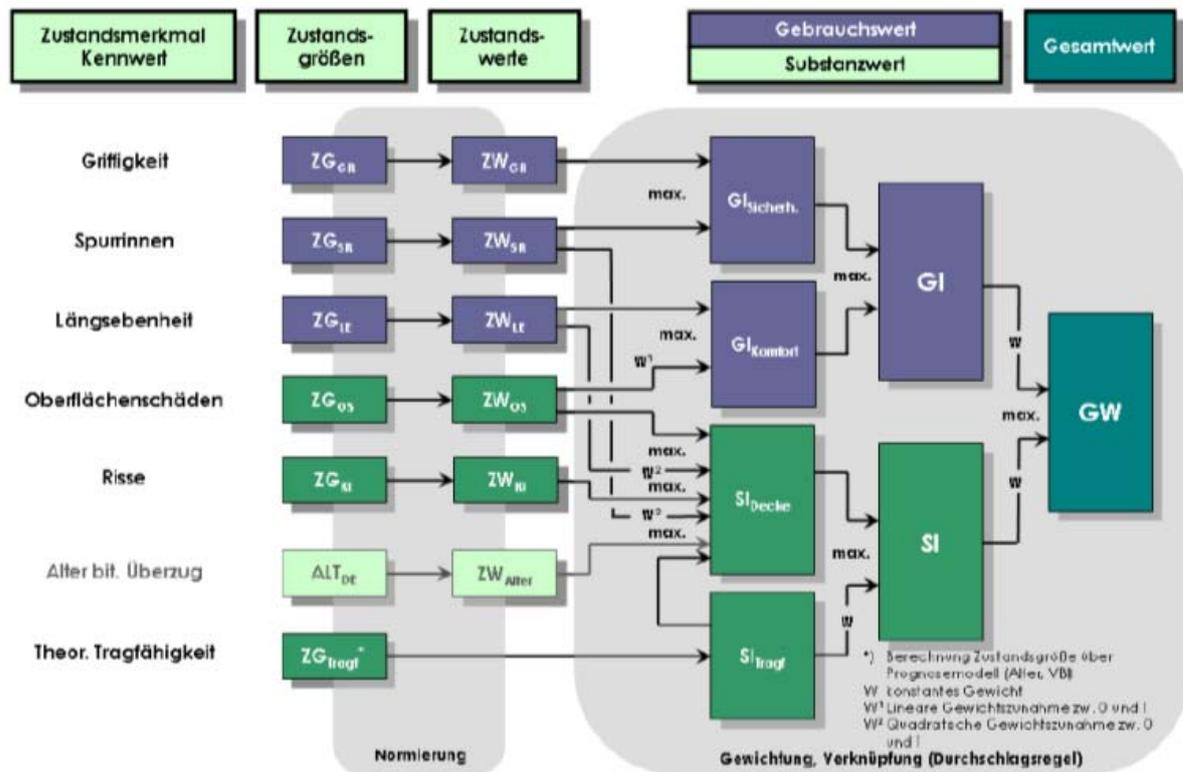


Abbildung 2-1: Schema der Zustandsbeurteilung in Österreich (Weninger-Vycudil, Simanek et al. 2009)

2.1.1. Ermittlung der Zustandsgrößen und Zustandswerte

Für die Zustandsbewertung werden die Merkmale Griffigkeit, Spurrinnen, Längsebenheit, Oberflächenschäden und Risse erfasst. Die Vorgangsweise zur Erfassung ist in den jeweiligen gültigen RVS-Richtlinien geregelt. Während für die Merkmale Griffigkeit, Spurrinnen und Längsebenheit die erfassten Werte den Zustandsgrößen entsprechen, werden bei Oberflächenschäden und Rissen sowohl die Größe des Schadens quantitativ, als auch die Schadensschwere qualitativ berücksichtigt (FSV 2013).

Risse werden unterteilt in Einzelrisse (Längsrisse, Querrisse, unregelmäßige Risse) und Eckabbrüche, die entweder saniert (Schadensschwere S1) oder offen (Schadensschwere S3) sein können. Bei Oberflächenschäden werden folgende Schäden unterschieden:

- Ablösung, Abplatzung und Kornausbrüche
- Kantenschäden
- schadhafte Reparaturstellen aus Beton, oder
- Reparaturstellen aus Asphalt.

Reparaturstellen aus Asphalt stellen eine Inhomogenität in der Betondecke dar und sind daher immer zu erfassen. Reparaturstellen aus Beton gelten als sanierte Flächen und sind nur zu erfassen, wenn diese schadhaft sind. Jedes Merkmal der Oberflächenschäden wird mit der Schadensschwere S2 bewertet. Tabelle 2-1 zeigt die Gewichtung der jeweiligen Schadensschwere.

Tabelle 2-1: Gewicht G_i für die Schadensschwere bei Betondecken

Schadensschwere	Gewicht
S1	0,4
S2	5
S3	4

Für die Berechnung der Zustandsgröße wird der erfasste Schaden mit dem jeweiligen Gewicht multipliziert und in Prozent zur erfassten Bezugsfläche angegeben. Die Formeln hierzu lauten:

$$ZG_{RI} = \frac{\sum_i (AML_{RI,i} \cdot G_{RI,i})}{A_B} \cdot 100$$

$$ZG_{OS} = \frac{\sum_i (AM_{OS,i} \cdot G_{OS,i})}{A_B} \cdot 100$$

mit

ZG_{RI} Zustandsgröße Risse [%]

ZG_{OS} Zustandsgröße Oberflächenschäden [%]

$AML_{RI,i}$ Schadensausmaß (Längenwert) des Merkmals i der Risse [m]

$AM_{OS,i}$ Schadensausmaß des Merkmals i der Oberflächenschäden [m^2]

G_i Gewicht Schadensschwere nach Tabelle 2-1

A_B Bezugsfläche [m^2]

Die Zustandsgrößen können zwar den Schädigungsgrad der Straße beziffern, allerdings können sie keine Beurteilung über den Straßenzustand abgeben. Diese quantifizierten Schädigungswerte müssen deshalb im Verhältnis zur Auswirkung auf den Straßennutzer gestellt werden. Dazu wird eine Normierung mithilfe von Transformationsfunktionen

vorgenommen³. Das Ergebnis dieser Normierung sind so genannte Zustandswerte, welche in ein fünfstufiges Klassensystem eingeteilt werden können. Diese Klassen sind nach dem Schulnotenprinzip aufgebaut (Tabelle 2-2).

Tabelle 2-2: Zuordnung Zustandsklasse

Zustandsklasse	Zustandswert
1	1 - 1,5
2	1,5 - 2,5
3	2,5 - 3,5
4	3,5 - 4,5
5	< 4,5

Die Grenze zwischen Zustandsklasse 3 und 4 wird als Warnwert bezeichnet. Bei Erreichen dieses Wertes sollte eine Erhaltungsmaßnahme in Betracht gezogen werden. Die Grenze zwischen Zustandsklasse 4 und 5 wird als Schwellenwert bezeichnet und entspricht dem Übergang in einen kritischen Zustand. Bauliche Maßnahmen sind hier unbedingt vorzusehen. In Ausnahmefällen sind kurzfristig Sofortmaßnahmen zu setzen (*Weninger-Vycudil, Simanek et al.* 2009). Die allgemeine Formulierung der Zustandsfunktion für alle Zustandsgrößen lautet:

$$ZW_i = 1,0 + X \cdot ZG_i$$

mit:

ZW_i Zustandswert Merkmal i [-]

ZG_i Zustandsgröße Merkmal i

X Faktor Normierungsfunktion

Exemplarisch wird in diesem Bericht die Normierungsfunktion für das Merkmal Risse dargestellt und genauer erläutert. Die Zustandsfunktion lautet:

$$ZW_{RI} = 1,0 + 0,35 \cdot ZG_{RI}$$

mit:

ZW_{RI} Zustandswert Risse [-]

ZG_{RI} Zustandsgröße Risse [%]

³ *Weninger-Vycudil, A.*; Entwicklung von Systemelementen für ein österreichisches Pavement Management System; Mitteilungen des Institutes für Straßenbau und Straßenerhaltung der Technische Universität Wien, Heft 14, Wie; 2003

Grafisch dargestellt ergibt diese Funktion folgende Abbildung 2-2:

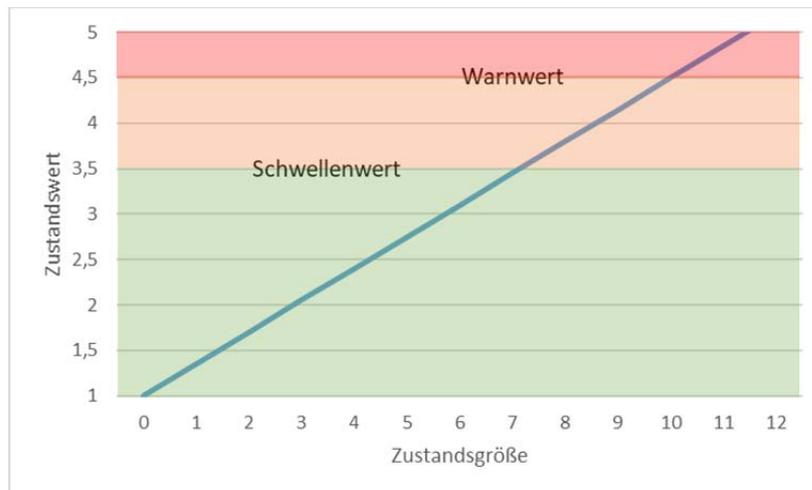


Abbildung 2-2: Zustandsfunktion Risse

2.1.2. Berechnung der Teilwerte und des Gesamtwertes

Nachdem für jedes Zustandsmerkmal die Zustandswerte berechnet wurden, werden diese gewichtet und miteinander verknüpft. Es werden zwei Teilwerte gebildet: der Gebrauchswert und der Substanzwert.

Der Gebrauchswert ist ein Indikator für die Fahrsicherheit und den Fahrkomfort. Für die Berechnung werden folgende Zustandswerte herangezogen:

- Griffigkeit
- Spurrinnen
- Längsebenheit
- Oberflächenschäden.

Es werden zuerst jeweils die beiden Teile Verkehrssicherheit und Fahrkomfort berechnet, um diese später zum Teilwert Gebrauchswert zu verknüpfen.

Der Substanzwert ist ein Indikator für die strukturelle Beschaffenheit des Straßenaufbaus. In dessen Berechnung fließen alle Parameter ein, die einen Einfluss auf die Substanz des Oberbaus haben, wie

- Risse
- Oberflächenschäden
- Spurrinnen
- Längsebenheit.

Zudem wird hier die theoretische Tragfähigkeit betrachtet. Dieser theoretische Wert berücksichtigt das Alter, die Dicke der Betondecke und einen Abminderungsfaktor für die bisherige kumulierte Verkehrsbelastung. Dieser Wert berücksichtigt die statistisch wahrscheinlichen, aber visuell nicht erfassbaren Schäden in und unterhalb der Betondecke. Die Ermüdung einer Betonplatte ist messtechnisch derzeit nicht zu erfassen, weswegen hier auf ein mathematisches Modell auf Basis einer Ausfallwahrscheinlichkeit zurückgegriffen wird. Diese Maßnahme ist angesichts der Tatsache, dass es kein besseres Berechnungsmodell gibt sicherlich zielführend, aber für den Einzelfall sehr ungenau. Die genaue Beschreibung dieses Kennwertes folgt in Kapitel 2.1.3.

Anschließend kann aus den Teilwerten Gebrauchs- und Substanzwerten (mit Gewichten abhängig von der Straßenkategorie) der Gesamtwert gebildet werden. Dieser Wert gibt einen Überblick auf Netzebene, erlaubt aber keine Rückschlüsse auf die Ursache einzelner Schäden.

2.1.3. Ermittlung der Restnutzungsdauer

Um die Restnutzungsdauer zu ermitteln, kann die Methode für die Berechnung des Zustandwertes „theoretische Tragfähigkeit“ herangezogen werden. Eingangparameter sind, wie oben schon kurz beschrieben, das Alter und die Dicke der Betondecke sowie die kumulierte Verkehrsbelastung (*Weninger-Vycudil, Simanek et al. 2009*).

Der zulässigen Normlastwechsel zum Zeitpunkt 0 der Betondecke berechnet sich über folgende quadratische Formel (*Weninger-Vycudil 2003*):

$$NLW_{zul,0} = 0,537477 \cdot D_{Beton}^2 - 17,628569 \cdot D_{Beton} + 144,958206$$

mit:

$NLW_{zul,0}$ zulässige Normlastwechsel zum Zeitpunkt 0 in Mio.

D_{Beton} Dicke der Betondecke [cm]

Durch einen Vergleich der zulässigen Normlastwechsel (Widerstand) mit den kumulierten Normlastwechsel (Einwirkung von der Verkehrsfreigabe bis zum aktuellen Zeitpunkt) erhält man den Verkehrsbelastungskoeffizienten VBI. Ist dieser größer als 1 ist der Straßenabschnitt überdimensioniert, liegt er unter 1, so ist er unterdimensioniert.

$$VBI = \frac{NLW_{zul,0}}{NLW_{kum}}$$

Mit Hilfe eines statistisch abgesicherten, empirischen Modells kann unter Berücksichtigung von VBI und eines Kalibrierfaktors K_{Tragf} (Standardwert 1) die Abnahme der strukturellen Tragfähigkeit abgeschätzt werden. Zur realitätsnäheren Ermittlung der Restnutzungsdauer kann der Kalibrierfaktor durch die Ergebnisse zusätzlicher Untersuchungen (FWD-Messungen, visuelle Zustandserfassung) abgesichert werden.

Die Formel für die Berechnung der Zustandsgröße der theoretischen Tragfähigkeit lautet:

$$ZG_{Tragf} = K_{Tragf} \cdot \frac{\exp [1 - 4,6017 + 0,075 \cdot (J_{akt} - J_{rechn}) + \ln(J_{akt} - J_{rechn} + 0,01)]}{VBI}$$

mit:

ZG_{Tragf}	<i>Zustandsgröße theoretische Tragfähigkeit</i>
K_{Tragf}	<i>Kalibrierfaktor Zustandsgröße Tragfähigkeit</i>
J_{akt}	<i>Aktuelles Jahr</i>
J_{rechn}	<i>Baujahr des Oberbaus</i>

Mit Hilfe folgender Formel kann ein Reduktionsfaktor für die Tragfähigkeit berechnet werden (siehe auch Abbildung 2-3):

$$R_{Tragf} = 1 - 0,0392 \cdot ZG_{Tragf}$$

mit:

R_{Tragf}	<i>Reduktionsfaktor Tragfähigkeit</i>
-------------	---------------------------------------

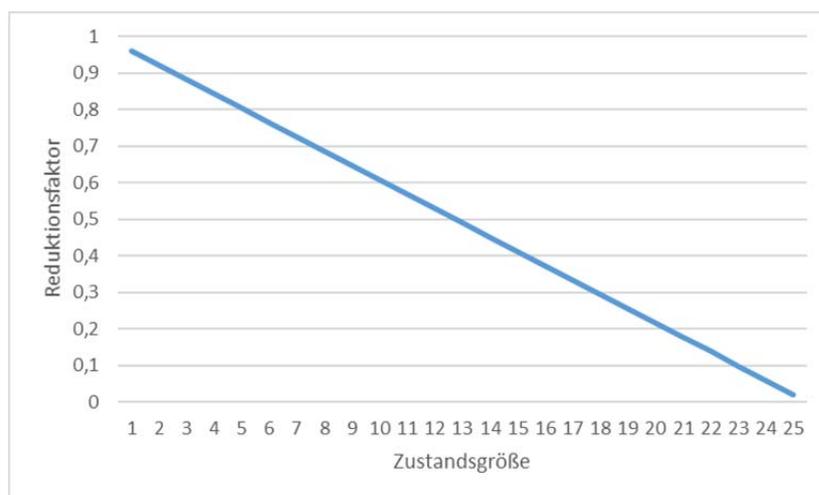


Abbildung 2-3: Zustandsfunktion Reduktionsfaktor theoretische Tragfähigkeit

Die noch zulässige Anzahl an Normlastwechseln zum gewählten Zeitpunkt t berechnet sich aus:

$$NLW_{zul,t} = 0,537477 \cdot (R_{Tragf} \cdot D_{Beton}^2) - 17,628569 \cdot (R_{Tragf} \cdot D_{Beton}) + 144,958206$$

Durch einen Vergleich mit realistischen Prognosen für die Verkehrsbelastung ist eine Umrechnung in eine Restnutzungsdauer (in Jahren) möglich.

2.2 Bestimmung der Restnutzungsdauer von Betonfahrbahndecken in Deutschland

In Deutschland erfolgt die Erfassung und die Bewertung des Straßenzustands nach dem standardisierten Verfahren der ZTV ZEB-StB⁴. Der Erfassungsturnus beträgt i. d. R. 4 Jahre und wird für Bundesautobahnen, Bundesstraßen grundsätzlich aber auch länderspezifisch für Landes- bzw. Staatsstraßen angewendet. Aus den Messdaten der Befahrung mit schnellfahrenden Messsystemen werden physikalische Zustandsgrößen (beispielsweise allgemeine Unebenheiten (AUN), Griffigkeit (G_{ri}) u. a.) erfasst, aus welchen Zustandswerte berechnet und in ein Notensystem beginnend von 1 (sehr gut) bis 5 (sehr schlecht) überführt werden. Die Zustandswerte werden dem Gebrauchs- bzw. dem Substanzwert (Oberfläche) zugeordnet, aus welchen sich im Ergebnis der Gesamtwert, als maßgebende Entscheidungsgröße für den Straßenbaulastträger berechnet (Abbildung 2-4). Darauf basierend sind Maßnahmen zur Schadensanalyse (Warnwerte erreicht, d. h. Zustandswert $\geq 3,5$) einzuleiten bzw. konkrete bauliche oder verkehrsbeschränkende Maßnahmen vorzunehmen (Schwellenwert erreicht, d. h. Zustandswert $\geq 4,5$). Üblicherweise werden die Ergebnisse visualisiert und in entsprechenden Karten dargestellt, um einen gesamtheitlichen Überblick über den Zustand des Straßennetzes zu erhalten. Das Verfahren ist dem zuvor dargestellten Verfahren in Österreich sehr ähnlich, weshalb auf detaillierte Inhalte zu den einzelnen Zustandsgrößen, Normierungsfunktionen, Wichtungen usw. an dieser Stelle verzichtet wird.

⁴ Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen zur Zustandserfassung und -bewertung von Straßen – Ausgabe 2006, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V. (FGSV), 2006

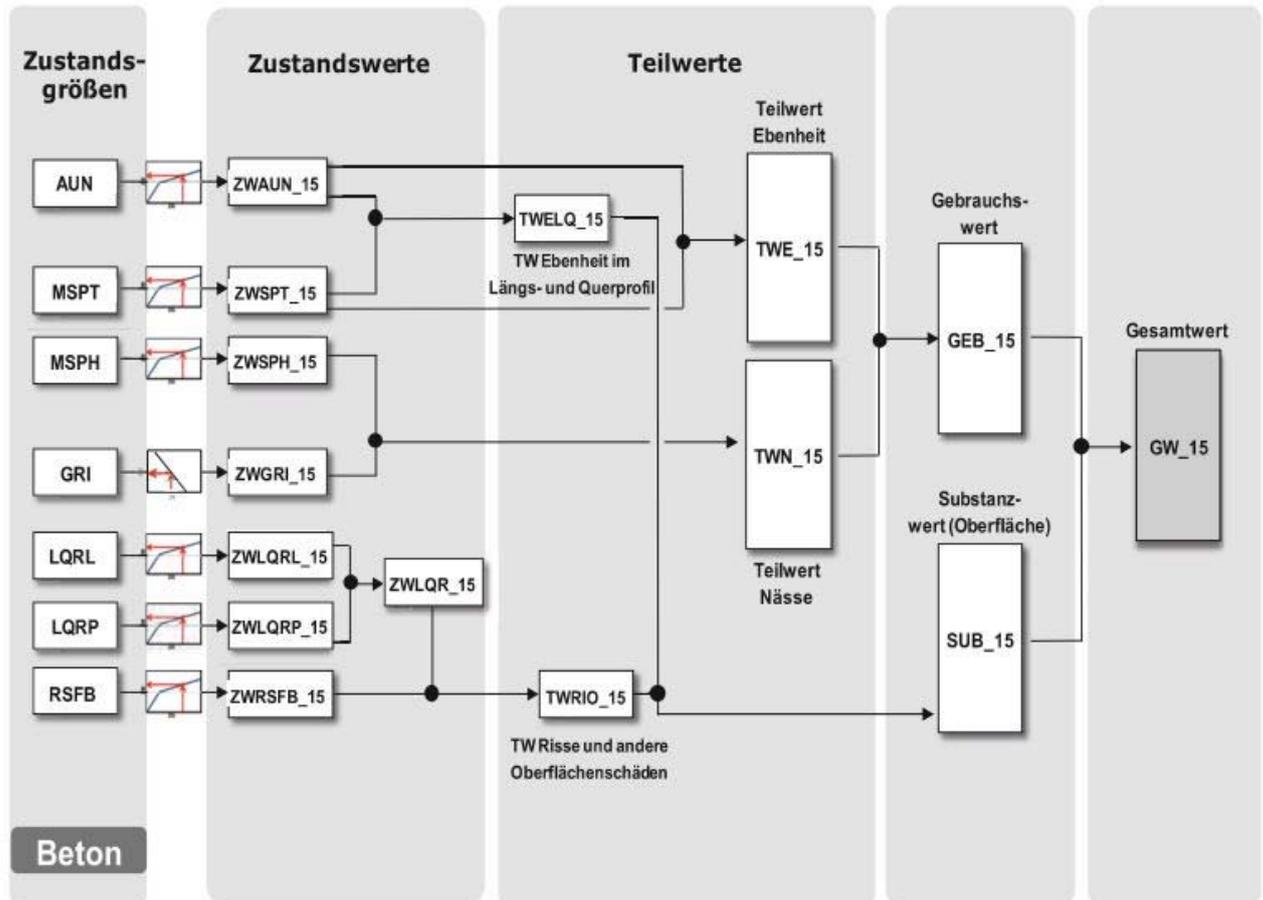


Abbildung 2-4: Verknüpfung der Zustandswerte bei Fahrbahnen mit Betondecke (ZTV ZEB-StB)

Alle erfassten Merkmale sind Merkmale, welche durch die Befahrung, d. h. die Analyse der Straßenoberfläche erfasst und bewertet werden. Folglich sind erfasste Schäden wie z. B. Eck- oder Kantenabbrüche und Abplatzungen Schäden, welche ausschließlich die Oberfläche der Befestigung charakterisieren. Deshalb ist der Substanzwert (Oberfläche) grundsätzlich von der strukturellen Substanz der Befestigung zu unterscheiden, da Veränderungen des mechanischen Verformungsverhaltens der Betondecke durch Nacherhärtung, Materialdegradation usw. nicht berücksichtigt werden können.

Mit dem aktuellen Stand des Regelwerkes in Deutschland, kann eine Bewertung der strukturellen Substanz von Verkehrsflächen mit Betondecken auf Objektebene derzeit noch nicht durchgeführt werden. Die Komplexität der Schädigungsmechanismen und der damit verbundenen Schadensevolution bedarf weiterer Forschung für einen späteren Eingang in das Regelwerk und der Anwendung in der Praxis.

In der Projektausschreibung war deshalb vorgesehen, exemplarisch und ausschließlich für vergleichende Zwecke, die Bewertung der Untersuchungsstrecken auf Grundlage des

Verfahrens der RDO Beton⁵ durchzuführen. Im Dimensionierungsverfahren nach den RDO Beton wird die Solldicke der Betondecke h_d iterativ auf Grundlage dimensionierungsrelevanter Eingangsgrößen ermittelt. Im Rahmen der Bewertung wird diese Herangehensweise umgekehrt und folglich auf Basis der im Labor bestimmten Kennwerte wie Schichtdicke, Spaltzugfestigkeit und Zug-E-Modul sowie weiterer dimensionierungsrelevanter Kennwerte rechnerisch abgeschätzt, welche Solldicke erforderlich wäre, um für eine weitere, theoretische Restnutzungsdauer von 30 Jahren allen Beanspruchungen aus Verkehr und Klima widerstehen zu können. Zusätzlich, und im Rahmen einer Einzelfallbetrachtung, wurde rechnerisch abgeschätzt, welche Restnutzungsdauer der Befestigung bei den gegebenen Randbedingungen noch erwartet werden kann.

2.3 Festlegung von Kriterien zur Auswahl der Bestandsstrecke und der durchzuführenden Versuche

2.3.1 Auswahlkriterien

Im Zuge von AP2 erfolgte die Auswahl repräsentativer Autobahnabschnitte zur Beprobung. In Zusammenarbeit mit dem Auftraggebern ASFINAG wurden wesentlichen Anforderungen für die Auswahl definiert, die in Abschnitt 3.1. im Detail dargestellt werden.

2.3.2 Zusätzlich zu ermittelnder Materialkennwerte vor Ort und im Labor

Als Basis für die Diskussion zusätzlich zu ermittelnder Materialkennwerte wurde eine umfangreiche Literaturrecherche durchgeführt (vgl. Kapitel 5.)

Für die Planung der Versuche soll der Hinweis aus der Literatur auf die Veränderung des E-Moduls aufgegriffen und als ein Parameter herangezogen werden. Zusätzlich soll die Luft-Permeabilität, die auch in der Schweiz⁶ und in Südafrika⁷ als ein Parameter der Ermüdung verwendet wird als zusätzliche Versuchsgröße ermittelt werden.

⁵ Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung von Verkehrsflächen mit Betondecke – Ausgabe 2009, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V. (FGSV), 2009

⁶ Frank Jacobs; Empfehlungen zur Qualitätskontrolle von Beton mit Luftpermeabilitätsmessungen; Eidgenössisches Department für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation, 2009

⁷ Mark G Alexander Durability Index Testing Procedure Manual; Department of Civil Engineering, University of Cape Town, South Africa (<http://demo.webdefy.com/rilem-new/wp-content/uploads/2016/10/pro036-002.pdf>; letzter Zugriff: 25.3.2019)

Weiters soll neben der Spaltzugfestigkeit auch die Biegefestigkeit, die Druckfestigkeit und die Ultraschalllaufzeit als Ausgangsgröße für den dynamischen E-Modul gemessen werden.

2.3.3 Gemeinsame Feinabstimmung des geplanten Prüfprogramms

Im Rahmen der Überlegungen zur Ermittlung relevanter Materialdaten wird davon ausgegangen, dass zur Darstellung des Degradationsverhaltens ein „Nullbeton“ erforderlich ist. Dieser Nullbeton (mit keiner/geringer Belastung/Degradation) könnte der jeweilige Pannestreifen an der der Entnahmestellen sein.

Für die geplanten Versuche sollen daher Probekörper am Pannestreifen und an der Fahrspur (erster Fahrstreifen) mit Hilfe von Kernbohrungen entnommen werden, an denen folgende Untersuchungen durchgeführt werden:

- Prüfung der Spaltzugfestigkeit nach TP B-StB Technische Prüfvorschriften für Verkehrsflächenbefestigungen – Betonbauweisen, Teil 3.1.05: Spaltzugfestigkeit von Beton an Zylinderscheiben; 2016)
- Prüfung der Spaltzugfestigkeit nach RVS 08 17 02 AUSGABE 1 4 2011 bzw. ONR 23303
- Ermittlung der Biegefestigkeit des Oberbetons und des Unterbetons
- Ermittlung der bruchmechanischen Kennwerte
- Prüfung des E-Moduls (Oberbeton, Unterbeton oben und Unterbeton unten)
- Ermittlung der Biegefestigkeit (Bohrkerne $d = 25\text{cm}$) aus den Oberbeton und Unterbetonscheiben werden jeweils zwei Prismen geschnitten.
- Nach der E-Modulprüfung werden die Probekörper geschnitten und jeweils die Luftpermeabilität gemessen.
- Die Reststücke der Biegeprüfung werden für Druckprüfungen verwendet.

Aufgrund der Versuchsplanung wurde folgende Anzahl an Bohrkernen bei jeder Entnahmestelle sowohl am Pannestreifen als auch in der Fahrspur entnommen:

- Bohrkern $d = 10\text{ cm}$: 23 Stück
- Bohrkern $d = 25\text{ cm}$ bzw. 30 cm : 3 Stück

Beispielhaft die Probematrix einer Entnahmestelle (Tabelle 2-3).

Tabelle 2-3: Probenmatrix

Fahrspur	Anzahl	Bohrkerndurchmesser [mm]	Art der Prüfung	Bearbeiter
1. Fahrstreifen	15	100	Spaltzug	TU-Dresden
	1	100	E-Modul	TU-Wien
	3	100	Bruchenergie	SMG
	3	250	Biegezug	TU-Wien
	1	100	Ultraschalllaufzeit	TU-Wien
	3	100	Spaltzug	TU-Wien
Pannestreifen	15	100	Spaltzug	TU-Dresden
	1	100	E-Modul	TU-Wien
	3	100	Bruchenergie	SMG
	3	250	Biegezug	TU-Wien
	1	100	Ultraschalllaufzeit	TU-Wien
	3	100	Spaltzug	TU-Wien

In Summe ergibt das jeweils 23 Bohrkern mit einem Durchmesser von 100mm und 3 Probekörper mit einem Durchmesser von 250mm.

3 AUSWAHL UND BEPROBUNG VON AUTOBAHNABSCHNITTEN IN BETONBAUWEISE IN AT UND DE

Auswahl von je zwei repräsentativen Autobahnabschnitten in Österreich und Deutschland unterschiedlichen Alters

Der Inhalt des AP umfasst folgende Arbeiten:

- Bereitstellung repräsentativer Prüfkörper aus Stand- und Fahrstreifen für aufbauende Laboruntersuchungen
- Bewertung der Aussagefähigkeit vor Ort zerstörungsfrei bestimmter Schädigungsindikatoren eines gering (Standstreifen) und stark beanspruchten Bereiches (Fahrstreifen).

Ziele:

- Auswahl repräsentativer Autobahnabschnitte in AT und DE unterschiedlichen Alters
- Zerstörungsfreie Zustandsanalyse der zu beprobenden Autobahnabschnitte
- Entnahme repräsentativer Prüfkörper aus Stand- und Fahrstreifen für aufbauende Laboruntersuchungen.

3.1 Auswahl repräsentativer Autobahnabschnitte in AT und DE unterschiedlichen Alters

Im Zuge dieses Arbeitspaketes erfolgte die Auswahl repräsentativer Autobahnabschnitte zur Beprobung. In Zusammenarbeit mit der ASFINAG wurden in Österreich folgende wesentlichen Anforderungen für die Auswahl definiert:

- Das Alter der Betondecke soll höher 10 Jahre sein.
- Der Aufbau der Betondecke hat einem zum Einbauzeitpunkt üblichen Standardaufbau (z. B. keine Überbauung einer darunterliegenden Straßenkonstruktion) zu entsprechen.
- Der zu beprobende Autobahnabschnitt hat einen über die Liegezeit weitgehend unbelasteten Fahrstreifen (Pannestreifen) und einen stark belasteten Fahrstreifen (1. Fahrstreifen oder 2. Fahrstreifen bei dreispurigem Ausbau) aufzuweisen.
- Die Betondecke soll keine sonstigen Schäden in der Betonstruktur zeigen.

Für die Auswahl der repräsentativen Autobahnabschnitte in Deutschland, welche in Zusammenarbeit mit der Bundesanstalt für Straßenwesen BAST erfolgte, lagen folgende Kriterien zugrunde:

- Die Alter der Betondecken sollen ein zeitliches Spektrum abdecken.
- Die Größe der Verkehrsbelastung und die Verkehrsbelastungsprofile im Bereich der zu beprobenden Autobahnabschnitte sollen unterschiedlich sein.
- Der zu beprobende Autobahnabschnitt soll einen über die Liegezeit weitgehend unbelasteten (Standstreifen) und einen stark belasteten Fahrstreifen aufweisen.
- Die Betondecken der Entnahmestellen sollen keine sonstigen Schäden in der Betonstruktur zeigen.

Als erste Entnahmestelle in Deutschland bot sich die Autobahn A14 bei Leipzig an, da hier, aufgrund verbreiteter Schädigungen der Betonplatten durch die Alkali-Kieselsäure-Reaktion und den damit einhergehenden Kanten- und Eckabbrüchen sowie mitunter Längsrissen in der Plattenmitte über die gesamte Plattenlänge, der entsprechende Autobahnabschnitt grundhaft erneuert wurde. Das großflächige Entfernen der Betondecke ermöglichte die vorherige Entnahme aller notwendigen Bohrkerne aus den oberflächlich unbeschädigten Bereichen der Plattenmitten und zusätzlicher Bohrkerne, die zum Grundverständnis der vorliegenden Schädigungsmechanismen der Betondecke beitragen können.

Die A14 ist eine überregionale und internationale Autobahnverbindung die im Projektzeitraum die Länder Polen und Tschechien (über A4 und A17) mit den Seehäfen Rotterdam und Amsterdam (Niederlande, über A2 und A30) sowie Hamburg und Bremen (über A2 und A7 bzw. über A2, A7 und A27) verbindet. Aus diesem Umstand folgt eine Verkehrsverteilung, die einen relativ hohen Schwerverkehrsanteil aufweist.

Äquivalent dazu weist auch die Autobahn im Bereich der ersten österreichischen Bohrkernentnahmestelle auf der Rampe der Überfahrt von der A21 auf die A1 in Richtung Linz eine hohe Belastung durch Schwerverkehr auf. Bezogen auf den Anteil am Gesamtverkehr wurden hier sogar mit bis zu 20% die höchsten Werte aller im Projekt untersuchten Autobahnabschnitte erreicht. Diese Verkehrsbelastung lässt sich durch die Lage der Entnahmestelle am westlichen Rand der Hauptstadt Wien und der internationalen Autobahnverbindung von Südost-Europa (über A2, A3, A4 und A6) nach Deutschland, Frankreich, den Benelux-Staaten und den Seehäfen an der Nordsee (über die A8) erklären.

Im Vergleich dazu handelt es sich bei der Autobahn der zweiten Bohrkernentnahmestelle in Deutschland um eine Stadtautobahn. Die Autobahn A113 verbindet im Stadtgebiet von Berlin das zentral gelegene Autobahndreieck Neukölln (mit A100) mit dem außerhalb befindlichen Schönefelder Kreuz (mit A10 und A13) auf dem Berliner Ring. Der Bereich der Bohrkernentnahmestelle ist einer der meistbefahrenen Autobahnabschnitte in Deutschland und weist eine gesamte durchschnittliche tägliche Verkehrsstärke (DTV) für beide Fahrtrichtungen von zirka 100.000 Fahrzeugen auf. Da der überregionale Schwerverkehr aber über die A10 (Berliner Ring) um Berlin herumgeleitet wird, ist auf der A113 nur ein relativ geringer Schwerverkehrsanteil vorhanden.

Auch bei der Entnahmestelle auf der A113 wurde der Autobahnabschnitt aufgrund von Schäden durch die Alkali-Kieselsäure-Reaktion grundhaft erneuert. Bedauerlicherweise wurde ein Jahr vorher der Hauptfahrstreifen, wegen des gleichen Schadensbildes, mittels Asphalt und Beton ausgebessert, weswegen die Entnahme der notwendigen und zusätzlichen Bohrkern für den belasteten Fahrstreifen aus dem zweiten und dritten Hauptfahrstreifen erfolgen musste. Eine Entnahme aus der stadteinwärts führenden Richtungsfahrbahn war leider nicht mehr möglich, da die Erneuerungsarbeiten hier bereits abgeschlossen waren.

Anhand der Verkehrsbelastung im Bereich der zweiten Bohrkernentnahmestelle in Österreich, kann man erkennen, dass es sich bei der A1 bei Oberwang, in Fahrtrichtung Salzburg um eine regionale Autobahnverbindung handelt. Sowohl die Menge des Schwerverkehrs, als auch die gesamte Verkehrsbelastung weisen die niedrigsten Werte aller untersuchten Autobahnabschnitte auf. Die A1 verbindet in dem entsprechenden Abschnitt die Städte Wien und Linz mit Salzburg und der Alpenregion.

3.2 Entnahme repräsentativer Prüfkörper aus Stand- und Fahrstreifen Probeentnahmestellen in Österreich

3.2.1 Entnahmestelle A1/A21 – Knoten Steinhäusl

Aufgrund dieser definierten Rahmenbedingungen unter der Berücksichtigung der Baustellensituation der ASFINAG im Jahr 2017 konnten folgende, in Tabelle 3-1 zusammengestellten, potentielle Probestellen identifiziert aber aufgrund unklarer Randbedingungen (siehe Bemerkungen) nicht beprobt werden

Tabelle 3-1: Potentielle Probenentnahmestellen

Autobahn	km	Baujahr	Bemerkungen
A1/A21/R2	2	1995	
A1	123 – 130	2004	Ursprünglicher Pannestreifen wurde 1. Fahrstreifen
A2	180 – 185		Potentielle sonstige Schäden der Betondecke
A2	367 – 368	1992	Unterlage ca. 25 cm aus etwa 1970-1980
A4	8 – 12	1998	Überbauung alter Schichten im Untergrund
A1	250,5	2005/06	Ausbau der 2. Richtungsfahrbahn

Die Probenentnahme an der A1/21 – Knoten Steinhäusl erfolgte in der Nacht vom 11.07.2017 auf 12.07.2017 im Zuge eines Betondeckenfeldertausches bei Rampe 2, A21 km 1,795 (Abbildung 3-1 und Abbildung 3-2).

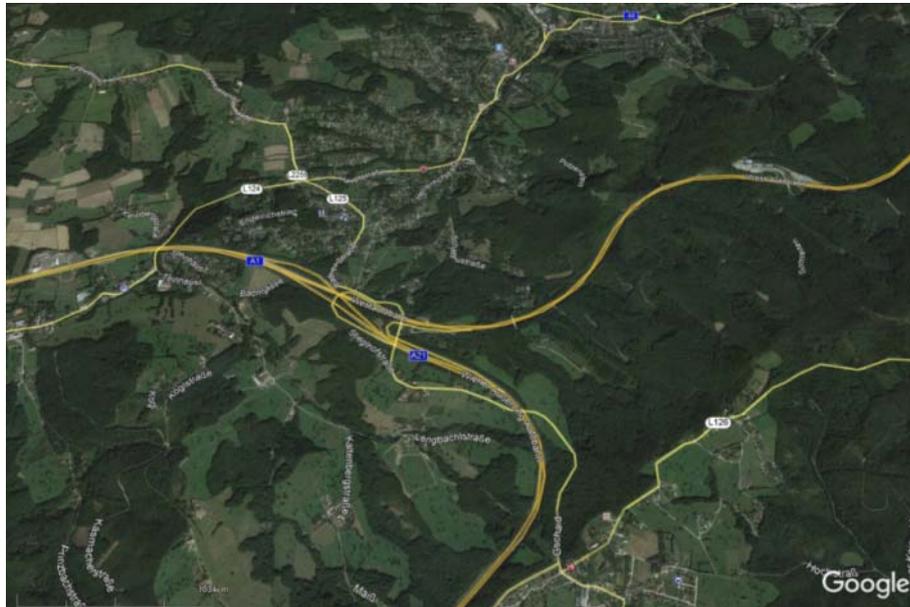


Abbildung 3-1 A1/21 – Steinhäusl - Lage



Abbildung 3-2: A1/21 - Lage der Entnahmestelle

Die bei der Herstellung ermittelten Materialkennwerte wie z. B. die Ergebnisse der Erst-, Kontroll- bzw. Abnahmeprüfung konnten nicht in Erfahrung gebracht werden. Abbildung 3-3 zeigt die Probenahme.



Abbildung 3-3: Probenahme auf der A1/A21 Rampe 2, km 1,795

In Summe wurden sowohl im ersten Fahrstreifen als auch im Pannestreifen 23 Bohrkern mit einem Durchmesser von 10 cm sowie je 3 Bohrkern mit einem Durchmesser von 25 cm für weitere materialtechnische Untersuchungen gewonnen. An den entnommen Bohrkernen

betragen die Schichtdicken der Betondecke etwa 25 cm. Unter der etwa 5 cm starken bituminösen Tragdeckschicht befindet sich eine hydraulisch gebundene Tragschichte (HGT).

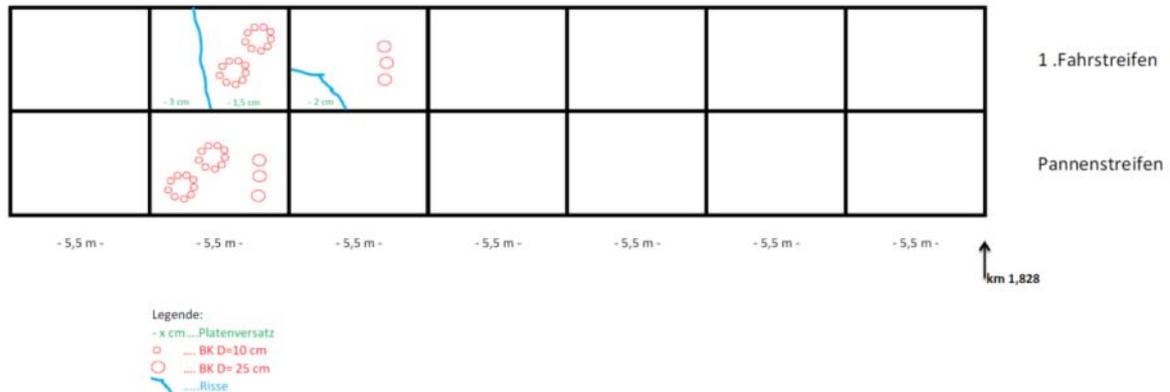


Abbildung 3-4: Probenentnahmeplan A1/A21 Rampe 2 – Knoten Steinhäusl

Abbildung 3-4 zeigt den Probenentnahmeplan auf der A21/A1 Richtungsfahrbahn Linz. Die Probenentnahmefelder im 1. Fahrstreifen wiesen Risse mit teilweise Versatz von bis zu 3 cm auf. Die Oberfläche war im 1. Fahrstreifen als Waschbetonstruktur, im Pannestreifen als Besenstrich ausgebildet (Abbildung 3-5).



Abbildung 3-5: Oberflächentextur der Probenentnahmefelder (links 1. Fahrstreifen, rechts Pannestreifen)

Über den tatsächlichen Aufbau der Betondecke ist nur wenig bekannt. Aufgrund der Situation vor Ort handelt es sich um jene Betondecke die von der A21 (Richtungsfahrbahn Linz) in den Knoten Steinhäusel der A1 bis vor die Abfahrt Altlangbach durchgezogen wurde. Die Betondecke wurde im Jahr 1995 hergestellt. Über den Aufbau sind folgende Daten bekannt:

Betondecke	22 cm	1995
Bituminöse Tragdeckschichte	5 cm	1995

Obere Tragschicht RKn ?	20 cm	1965
Untere Tragschicht RK	30 cm	1962

Die Betondecke im Nahbereich der Probeentnahmestelle wurde einer optischen Beurteilung unterzogen. Die Feldlänge betrug 5,5 m, wobei für das hochrangige Straßennetz (A+S) diese gemäß RVS 08.17.02 mittlerweile mit 5,0 m begrenzt wurde. Die Ausbildung der Oberflächentextur erfolgte als Waschbeton (vermutlich GK 11 mm) im ersten und den weiteren Fahrstreifen sowie als Besenstrich im Pannestreifen. Die Verankerung der Körner in der Bindemittelmatrix ist generell sehr gut. Plattenversatz, mit Ausnahme der geschädigten Betondeckenfelder, war keiner zu beobachten. Bei der Bohrkernentnahme zeigte sich auch ein sehr guter Verbund der Betonfahrbahndecke mit der darunter liegenden Asphalttrennschicht bzw. der Stabilisierung.

3.2.2 Zweite Probenentnahmestelle A1/km250 - Oberwang

Im Frühjahr 2018 wurden von der A1 in Oberwang Proben entnommen (Abbildung 3-6 bis Abbildung 3-10).

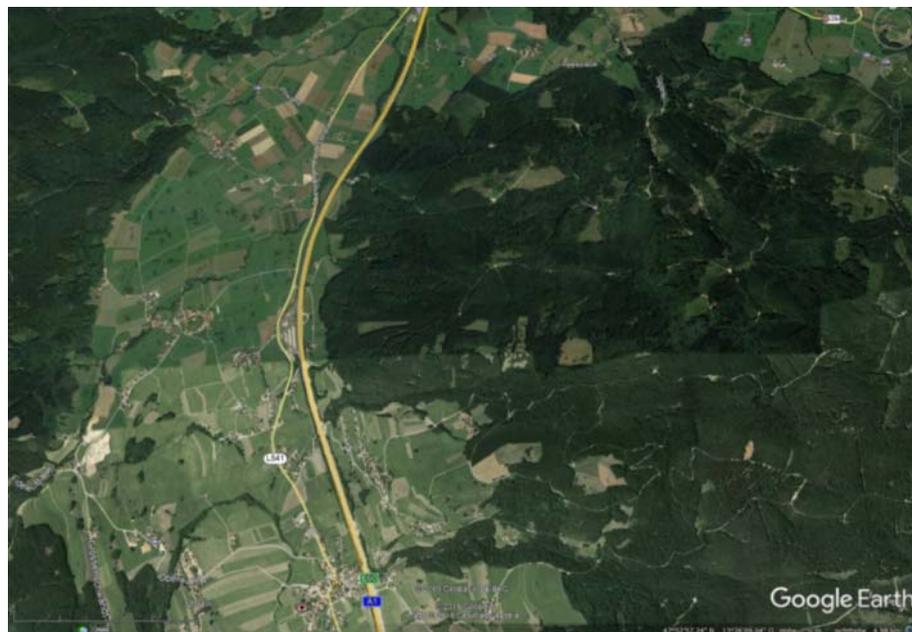


Abbildung 3-6: A1 – Oberwang - Lage



Abbildung 3-7: A1 – Oberwang – Verkehrslage der Entnahmestelle



Abbildung 3-8: Entnahme der Bohrkern

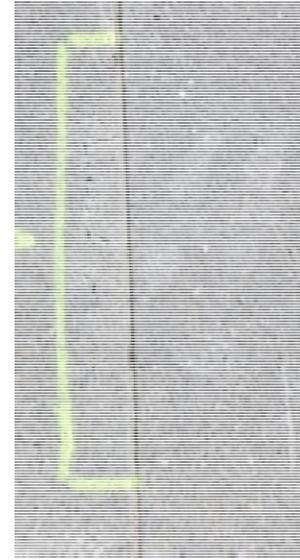


Abbildung 3-9: Oberflächenbeschaffenheit: links: 1. Fahrstreifen / Pannestreifen; rechts Schadensbild

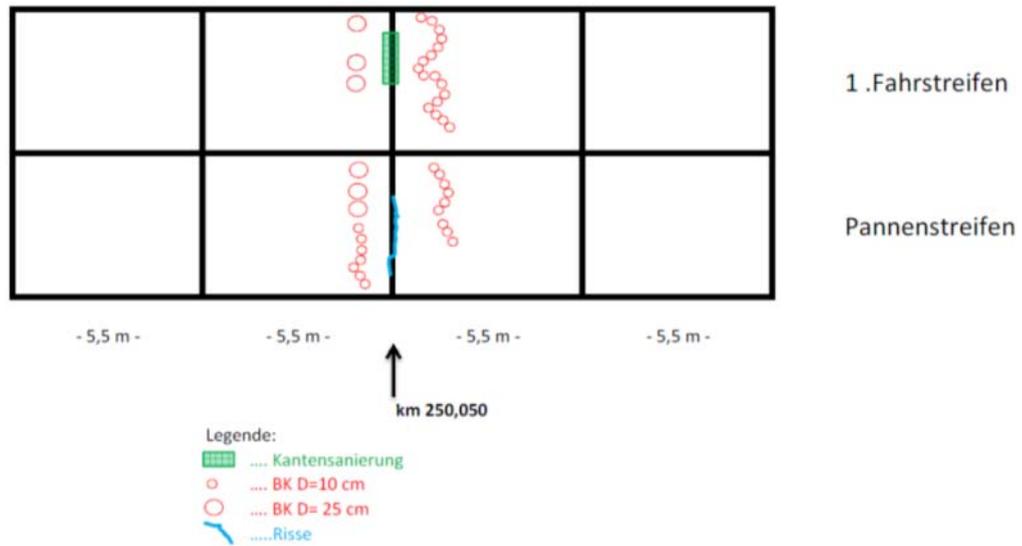


Abbildung 3-10: Probenahmeplan



Abbildung 3-11: entnommene Bohrkern

Der Deckenaufbau stellt sich wie folgt dar:

- | | | |
|-------------------------------|-------|------|
| • Betondecke | 25 cm | 2006 |
| • Bituminöse Tragdeckschichte | 5 cm | 2006 |
| • Obere Tragschicht RVS 8.513 | 20 cm | 2006 |
| • Frostkoffer | 25 cm | 2006 |

Die Betondecke in der Umgebung der Probeentnahmestelle wurde einer optischen Beurteilung unterzogen. Die Feldlänge betrug 5,0 m. Die Ausbildung der Oberflächentextur erfolgte als Waschbeton GK 8 mm über die gesamte Fahrstreifenbreite. Die Verankerung der Körner in der Bindemittelmatrix ist generell sehr gut. Plattenversatz war keiner zu beobachten. Die Sanierung des Streckenabschnitts erfolgte durch Austausch einzelner geschädigter Bereiche in Fugennähe, wo in Teilbereichen Rissbildung und Kantenschäden auftraten.

3.3 Entnahme repräsentativer Prüfkörper aus Stand- und Fahrstreifen Probeentnahmestellen in Deutschland

Als eine Möglichkeit für einen zu beprobenden Autobahnabschnitt in Deutschland wurde bereits zum Kick-Off-Meeting am 28.03.2017 in Wien, in Rücksprache mit der Bundesanstalt für Straßenwesen, eine Baumaßnahme auf der Bundesautobahn 14 in der Nähe von Leipzig besprochen. Hierbei sollte, wie in Tabelle 3-2 zu sehen ist, die vorhandene, durch die Alkali-

Kieselsäure-Reaktion (AKR) geschädigte Betonfahrbahn durch eine Straßenkonstruktion in Asphaltbauweise ersetzt werden.

Eine weitere Möglichkeit ergab sich auf der Bundesautobahn 113 in Berlin, wo ebenfalls eine Erneuerung in Asphaltbauweise erfolgte.

Tabelle 3-2: Probeentnahmestellen in Deutschland

Autobahn	km	Baujahr	Bemerkungen
A14	86,0	1999	Grundhafter Ausbau und Erneuerung in Asphaltbauweise aufgrund von Schädigungen durch AKR
A113	13,0 – 14,5	2005	Grundhafter Ausbau und Erneuerung in Asphaltbauweise aufgrund von Schädigungen durch AKR

3.3.1 Entnahmestelle A14 – zwischen den Anschlussstellen Leipzig-Mitte und Leipzig-Nord

Die Bohrkernentnahme auf der Bundesautobahn 14 im Bereich der Anschlussstellen Leipzig-Mitte und Leipzig-Nord erfolgte am 01.06.2017 aus dem Stand- und Hauptfahrstreifen der Richtungsfahrbahn Halle/Saale (Abbildung 3-12). Aufgrund der Schäden durch die Alkali-Kieselsäure-Reaktion wurde im Voraus entschieden die Bohrkern jeweils aus der Plattenmitten und aus oberflächlich ungeschädigten Bereichen zu entnehmen.

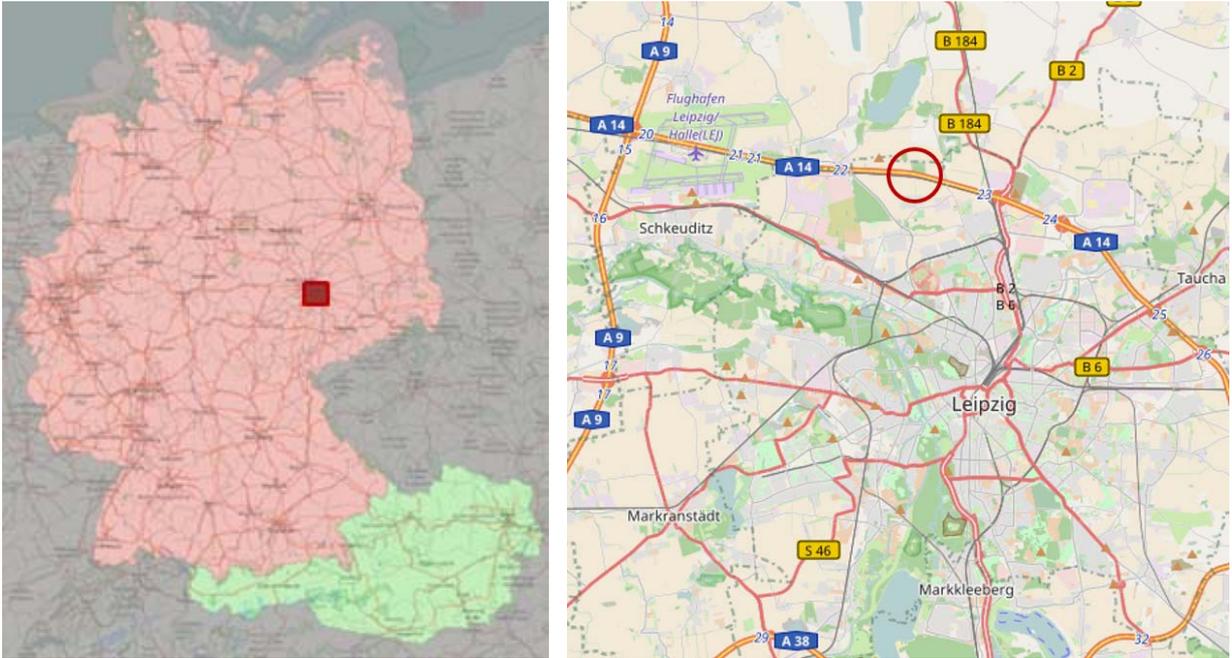


Abbildung 3-12: Entnahmestelle auf der A14 (km 86) zwischen den Anschlussstellen Leipzig-Mitte und Leipzig-Nord (Quelle: OpenStreetMap)



Abbildung 3-13: Probenahme auf der A14, km 86

Bei der Bohrkernentnahme (Abbildung 3-13) wurden 50 Bohrkern (jeweils 25 aus Stand- und Hauptfahrstreifen) mit einem Durchmesser von 100 mm durch eine beauftragte Firma

entnommen. Des Weiteren entnahm das Straßenbaulabor der TU Dresden 6 Bohrkern (jeweils 3 Bohrkern aus Stand- und Hauptfahrstreifen) mit einem Durchmesser von 250 mm.

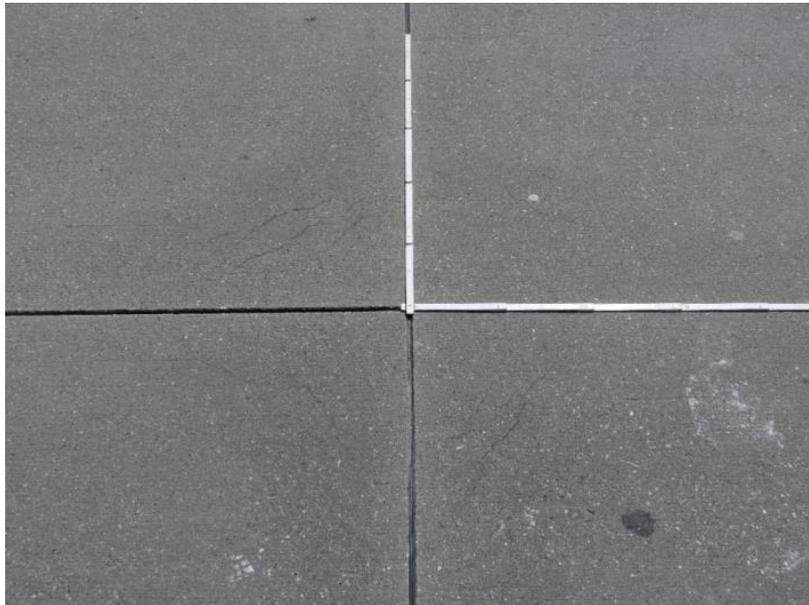


Abbildung 3-14: Fahrbahntextur und AKR-Schäden an den Plattenkreuzen

Vor Ort wurden, wie erwartet, an den Plattenrändern umfangreiche AKR-Schädigungen (Rissbildungen, Gelaustritte; Abbildung 3-14 bis Abbildung 3-16) Ausbesserungen sowie an manchen Platten Längsrisse in der Plattenmitte festgestellt und dokumentiert. Die Plattengrößen betragen dabei 420 x 200 cm im Stand- und 420 x 350 cm im Hauptfahrstreifen.

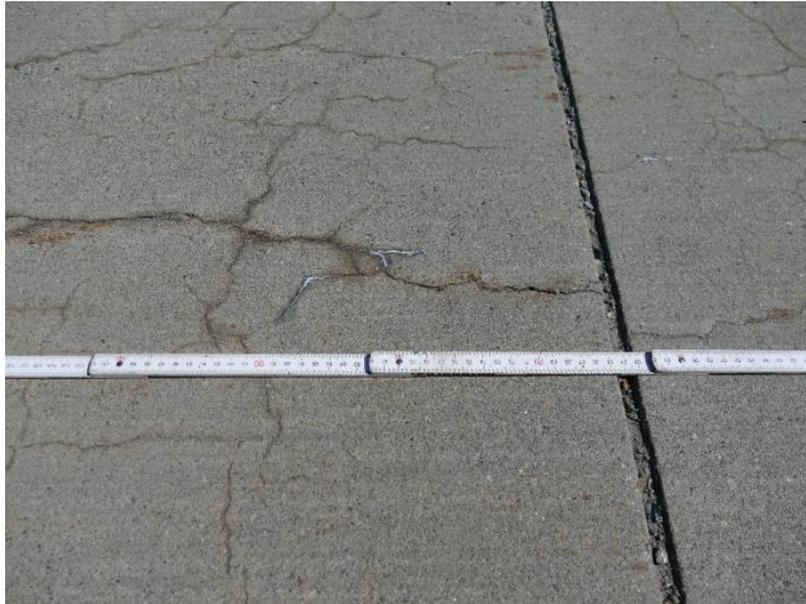


Abbildung 3-15: AKR-Schäden und Fugenzustand auf dem Standsteifen der A14

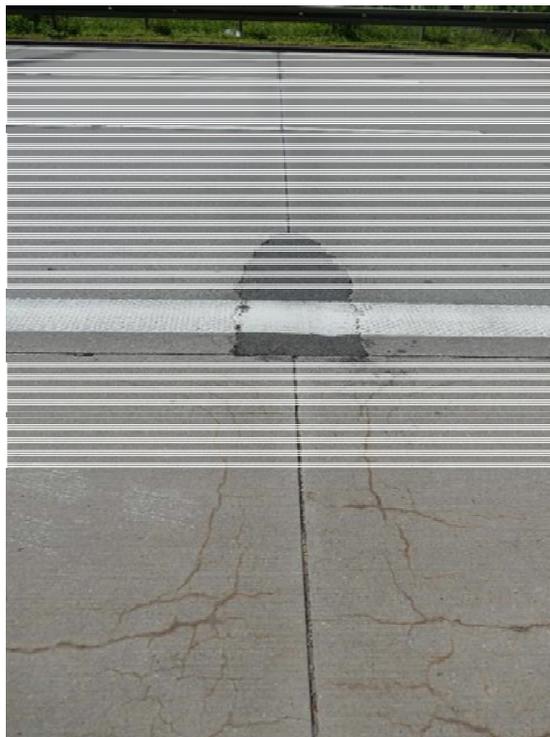


Abbildung 3-16: AKR-Schäden und Fugenzustand auf der A14

Die entnommenen Bohrkern hatten eine Länge von 28 bis 31 cm, wobei die Dicke der oberen Einbaulage der Betonfahrbahn 8 cm betrug. Unterhalb der Betonfahrbahn befand sich eine Schottertragschicht (Abbildung 3-17).

Für die weiteren Untersuchungen wurden auch die Daten zur Verkehrsbelastung recherchiert. Dabei war von Vorteil, dass sich in unmittelbarer Nähe zur Bohrkernentnahmestelle vier automatische Zählstellen für den Fahrzeugverkehr befinden, deren Daten zum Teil bis ins Jahr 2002 zurückreichen.



Abbildung 3-17: Vertikaler Aufbau der Fahrbahn

3.3.2 Entnahmestelle A113 – zwischen den Anschlussstellen Stubenrauchstraße und Adlershof

Am 01.08.2017 erfolgte die Bohrkernentnahme auf der Bundesautobahn 113 zwischen den Anschlussstellen Stubenrauchstraße und Adlershof aus dem Beschleunigungsstreifen der Auffahrt Stubenrauchstraße und dem 2. Fahrstreifen der Richtungsfahrbahn Schönfelder Kreuz (Abbildung 3-18).

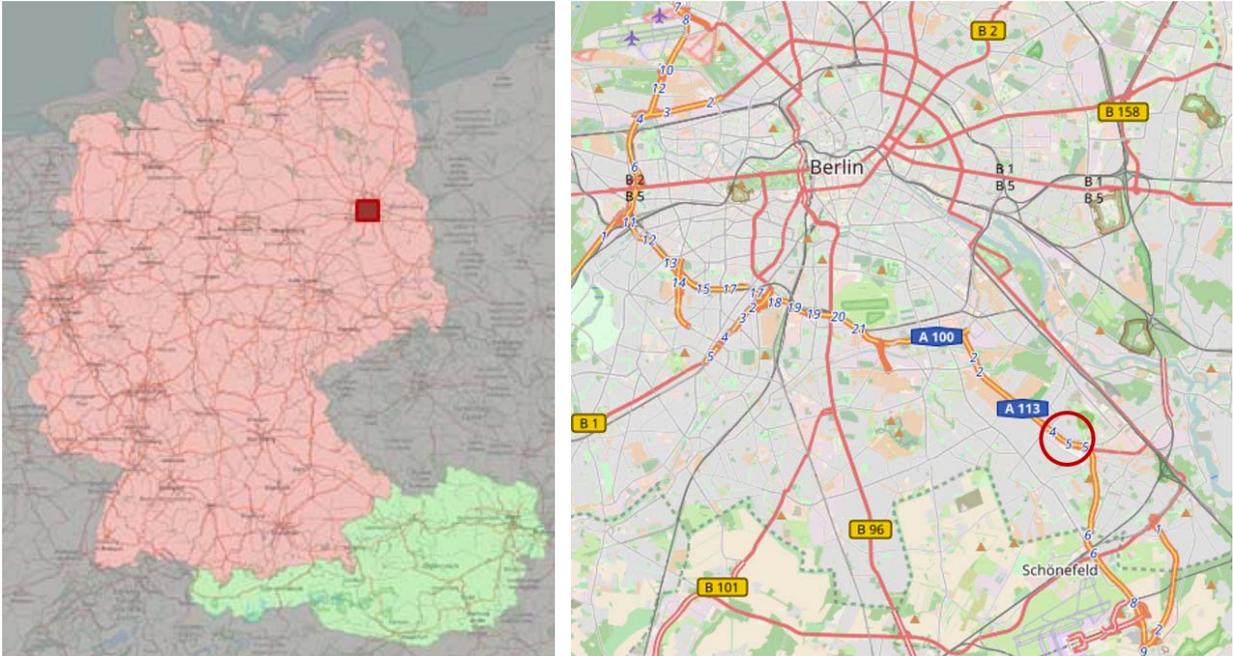


Abbildung 3-18 Entnahmestelle auf der A113 (km 13-14,5) zwischen den Anschlussstellen Stubenrauchstraße und Adlershof (Quelle: OpenStreetMap)

Ein Jahr vorher wurde im Hauptfahrstreifen die Fahrbahnoberfläche vermutlich abgefräst und anschließend teilweise mit Asphalt und teilweise mit Beton repariert. Aus diesem Grund wurden die Bohrkern aus dem zweiten Fahrstreifen entnommen. Auch auf diesem Streckenabschnitt waren große Schäden durch die Alkali-Kieselsäure-Reaktion erkennbar, welche durch vorherigen Regen und beginnender Abtrocknung deutlich zu sehen waren. Es wurde wiederum entschieden die Bohrkern aus den Plattenmitten und aus oberflächlich unbeschädigten Bereichen zu entnehmen.



Abbildung 3-19 : Probenahme auf der A113, km 14

Eine beauftragte Firma entnahm (Abbildung 3-19) hier 63 Bohrkern (jeweils 25 aus Stand- und 2. Fahrstreifen, 13 zusätzlich mit verschiedenen Schadensbildern) mit einem Durchmesser von 100 mm und 7 Bohrkern (jeweils 3 Bohrkern aus Stand- und 2. Fahrstreifen, 1 zusätzlich aus einem Plattenkreuz) mit dem Durchmesser von 300 mm.



Abbildung 3-20: Fahrbahntextur und AKR-Schäden an den Plattenkreuzen

Auch hier traten an den Plattenrändern umfangreiche AKR-Schädigungen (Rissbildungen; Abbildung 3-20) sowie an manchen Platten Längsrisse in der Plattenmitte (Abbildung 3-21) auf. Die Plattengrößen betragen dabei 500 x 400 cm im Beschleunigungs- und 500 x 350 cm im 2. Fahrstreifen.



Abbildung 3-21: Fahrbahnschäden – Längsrisse in der Plattenmitte

Die entnommenen Bohrkern hatten eine Länge von 27 cm. Unterhalb der Betonfahrbahn des Beschleunigungsstreifens befand sich eine 9 cm dicke Asphaltenschicht, welche ebenfalls teilweise mit entnommen wurde. In unmittelbarer Nähe zur Bohrkernentnahmestelle existieren zwei automatische Zählstellen für den Fahrzeugverkehr, deren Daten nur sechs Jahre umfassen und deren erfasste Verkehrsaufkommen stark voneinander abweichen.

4 LABORUNTERSUCHUNGEN AM BESTANDBETON ALLER BEPROBTEN AUTOBAHNABSCHNITTE

Im Rahmen des Arbeitspaketes 4, der Untersuchung der entnommenen Bohrproben, wurden folgende Ziele definiert:

- Ermittlung und Bewertung der erforderlichen Materialparameter des Ober- und Unterbetons für die Prognosemodelle und eine vergleichende Betrachtung der Messergebnisse in Bezug auf die Prüfvorschriften des jeweils anderen Landes.
- Ermittlung der Materialparameter (Spaltzug- und Druckfestigkeit; statischer und dynamischer E-Modul) des Ober- und Unterbetons
- Vergleich der ermittelten Materialparameter bei Stand- und Fahrstreifen hinsichtlich ermüdungsbedingter Unterschiede.

4.1 Ermittlung der Spaltzugfestigkeit

4.1.1 Gegenüberstellung der Messmethoden in Österreich und Deutschland

4.1.1.1 Deutschland

In Deutschland wird die Spaltzugfestigkeit auf der Basis der Richtlinie TP B-StB, Teil 3.1.05⁸ ermittelt. Die für die Prüfung wesentlichen Abschnitte der TP B-StB, Teil 3.1.05 zur Prüfung der Spaltzugfestigkeit sind im Folgenden kurz zusammengefasst:

- *„Die Prüfkörper müssen einen Durchmesser von 100 +/- 5 mm haben. Prüfkörper mit größeren Durchmesserabweichungen sind zu verwerfen.*
- *Die Unebenheit der Mantelfläche der aus Bohrkernen gewonnenen Scheiben darf längs der Zylinderachse, gemessen als Stichmaß, maximal 0,5 mm betragen.*
- *Scheiben, die dieses Kriterium nicht erfüllen, sind zu verwerfen.*
- *Zwischen Mantel- und Grundfläche muss der Winkel 90 +/- 3° betragen.*

⁸ Technische Prüfvorschriften für Verkehrsflächenbefestigungen – Betonbauweisen, Teil 3.1.05: Spaltzugfestigkeit von Beton an Zylinderscheiben; Ausgabe 2016; Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV)

- Bei ausreichender Deckendicke kann aus jedem Bohrkern neben den beiden Scheiben für die Spaltzugfestigkeit der mittlere Zylinderteil für die Druckfestigkeitsprüfung verwendet werden.
- Weiterhin ist es zulässig, die Zylinderscheiben $d = 100 \text{ mm}$ aus Bohrkernen $d = 150 \text{ mm}$ herauszubohren.
- Die Mindestanzahl der in konstantem Abstand zu entnehmenden Bohrkern beträgt 1 pro 1000 m^2 Fertigungsbahn, absolut mindestens 15.“

Aus den entnommenen Bohrkernen werden zu untersuchende Probekörper, jeweils als obere und untere Bohrkernscheibe, nach TP B-StB, Teil 3.1.05 (Abbildung 4-1) hergestellt. Die Prüfkörpergeometrie beträgt $100 \text{ mm} \times 50 \text{ mm} \pm 5 \text{ mm}$ (Durchmesser x Höhe). Nach dem Sägen und Ausmessen (DIN EN 12390-3, 2001) zur Bestimmung der Dichte werden die Probekörper bis zur Massenkonzanz an der Luft bei $20 \text{ °C} \pm 5 \text{ °C}$ gemäß DIN 12390-2 getrocknet.

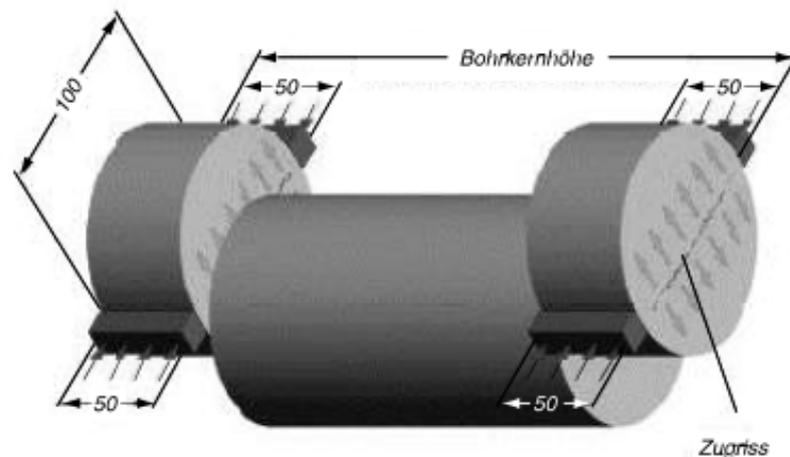


Abbildung 4-1: Bohrkernscheiben gemäß TP B-StB, Teil 3.1.05

Für die Prüfung der statischen Spaltzugfestigkeiten wird im Rahmen des Projektes eine statische Presse der Firma „Form + Test Prüfsysteme“ des Straßenbaulabors der TU Dresden verwendet, die eine Höchstlast von 200 kN aufbringen kann (Abbildung 4-2). Die verwendete Spannungssteigerung bis zum Materialversagen ist in der TP B-StB, Teil 3.1.05 mit $0,05 \text{ [N/(mm}^2\text{-s)]}$ festgelegt.



Abbildung 4-2: Statischer Spaltzugversuch

Zur Auswertung der statischen Spaltzugfestigkeiten wird die charakteristische Festigkeit als diejenige Festigkeit definiert, welche sich nach statistischer Auswertung am unteren 5 %-Quantil bei einer mathematisch-statistischen Sicherheit von 90 % einstellt. Die Ermittlung erfolgt mithilfe des Mittelwertes und der Standardabweichung der Prüfergebnisse. In welchem Maß die Prüfergebnisse dabei streuen, kann durch den Variationskoeffizienten V beschrieben werden. Der Schätzwert des Mittelwertes $\mu = f_{ctm}$ im entsprechenden Prüflos lässt sich folgendermaßen bestimmen:

$$f_{ctm} = \frac{1}{n} * \sum_{i=1}^n f_{ct(i)}$$

Der Schätzwert der Standardabweichung s im Prüflos berechnet sich zu:

$$s = \sqrt{\left[\frac{1}{n-1} * \sum_{i=1}^n (f_{ct(i)} - f_{ctm})^2 \right]}$$

und der Variationskoeffizient zu:

$$V = \frac{s}{f_{ctm}} * 100$$

mit: n Anzahl der Ergebnisse im Prüflos
 $f_{ct(i)}$ Spaltzugfestigkeit des i -ten Probekörpers

Die Berechnung der charakteristischen Spaltzugfestigkeit f_{ctk} ist bei einer Irrtumswahrscheinlichkeit von 10% vom Stichprobenumfang n abhängig, so dass zusätzlich

der Toleranzfaktor k zu berechnen ist. Die charakteristische Spaltzugfestigkeit wird daher wie folgt berechnet:

$$f_{ctk} = f_{ctm} - k * s$$

4.1.1.2 Österreich

In Österreich erfolgt die Bestimmung der Spaltzugfestigkeit mit den Vorgaben von RVS 08.17.02. Die RVS 08.17.02⁹ macht folgende Angaben zur Ermittlung der Spaltzugfestigkeit an Bohrkernen:

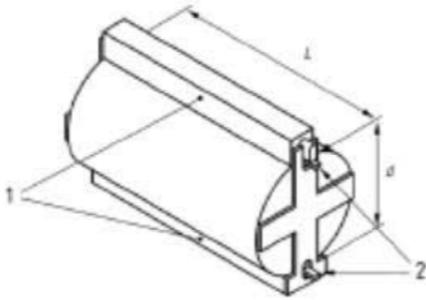
„Die Bohrkern sind frühestens 7 Tage nach der Betonherstellung zu entnehmen und sind bis zur Prüfung an Raumluft von (20 ± 2) °C zu lagern. Die Druckkraft ist gemäß ÖNORM B 23303 bei Bohrkernen entlang der Längsachse der Mantelfläche aufzubringen, deren entsprechende Ebenheitsanforderungen daher einzuhalten sind.

Hierzu sind aus drei verschiedenen, bzw. in Bereichen bei der Kontrollprüfung entsprechend mehr, gleichmäßig über das Prüflos von 20.000 m² verteilten Feldern je 3 Bohrkern mit 10 cm Durchmesser und je 6 Bohrkern mit 5 cm Durchmesser (nur Oberbeton) mindestens 30 cm vom Rand der Betondecke entfernt auf die ganze Dicke der Betondecke zu entnehmen, nicht aber im Bereich von Ankern oder Dübeln.“

Die ONR 23303 beschreibt den Versuch zur Ermittlung der Spaltzugfestigkeit (Abbildung 4-3):

„Durch eine Zentriervorrichtung oder vorübergehend verwendete Auflager ist sicherzustellen, dass zylindrische Probekörper zu Beginn der Lastaufbringung in Mittellage verbleiben. Die Last ist stossfrei aufzubringen und kontinuierlich innerhalb des Bereichs von 0,04 MPa/s (N/mm²·s) bis 0,06 MPa/s (N/mm²·s) bei einer mit ± 10 % konstanten Belastungsgeschwindigkeit solange zu steigern, bis keine höhere Last mehr aufgenommen werden kann.“

⁹ RVS 08.17.02 Deckenherstellung (April 2011; Letzte Änderung: Juli 2011); Forschungsgesellschaft Straße - Schiene - Verkehr



1 Belastungskörper aus Stahl

2 Hartfaserstreifen

Abbildung 4-3: Prüfaufbau nach ONR 23303¹⁰

Die Spaltzugfestigkeit wird nach folgender Gleichung berechnet:

$$f_t = \frac{2 \cdot F}{\pi \cdot L \cdot d}$$

Dies bedeutet:

f_t die Spaltzugfestigkeit, in MPa oder N/mm²

F die Höchstlast, in N

L die Länge der Kontaktlinie des Probekörpers, in mm

D die gemessene Höhe (Durchmesser bei Zylindern), in mm

Die Prüfung ist dreimal durchzuführen und das Ergebnis als Mittelwert anzugeben.

4.1.2 Versuchsergebnisse der Spaltzugfestigkeit nach TP B-StB, Teil 3.1.05 der entnommenen Bohrkerne

Für die Bestimmung der Spaltzugfestigkeiten wurden, wenn möglich, jeweils 15 Probekörper untersucht, wie es in der Arbeitsanleitung zur Bestimmung der charakteristischen Spaltzugfestigkeit an Zylinderscheiben als Eingangsgröße in die Bemessung von Betondecken für Straßenverkehrsflächen (AL Sp-Beton)¹¹ - welche im Jahre 2016 durch die

¹⁰ ONR 23303; Prüfverfahren Beton (PVB), Nationale Anwendung der Prüfnormen für Beton und seiner Ausgangsstoffe; 2010-09-01

¹¹ Arbeitsanleitung zur Bestimmung der charakteristischen Spaltzugfestigkeit an Zylinderscheiben als Eingangsgröße in die Bemessung von Betondecken für Straßenverkehrsflächen (AL Sp-Beton), Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV); 2006

TP B-StB, Teil 3.1.05 ersetzt wurde - gefordert wurde. Eine grundsätzliche Ausnahme bilden die Ergebnisse der Bohrkerne und Probekörper, die aus der österreichischen Autobahn A1 bei Oberwang entnommen wurden.

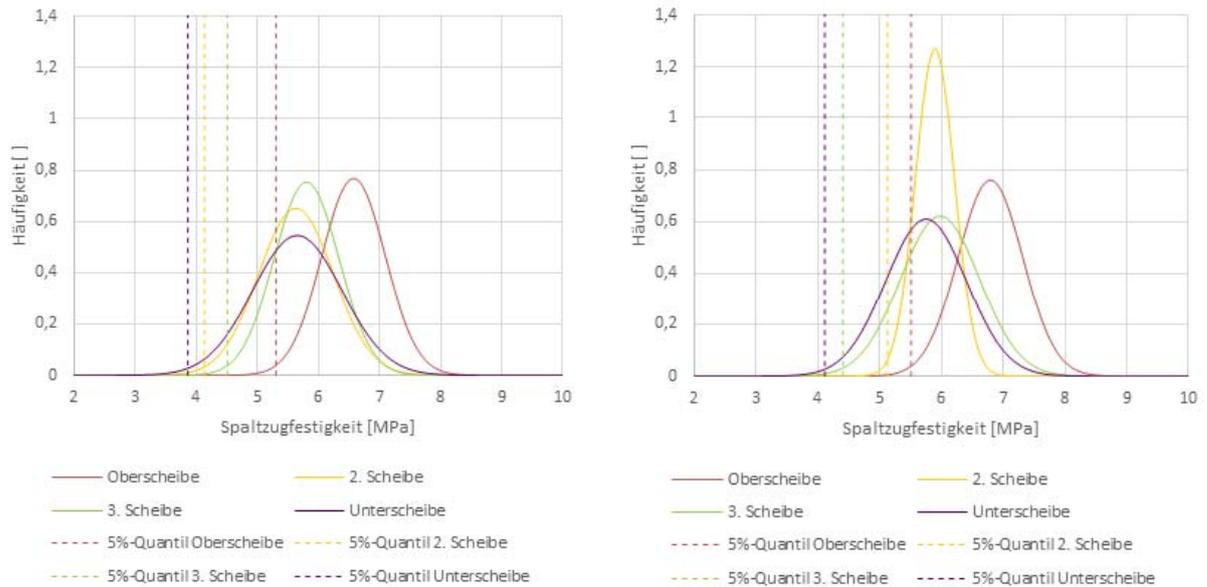


Abbildung 4-4: Ermittelte charakteristische Spaltzugfestigkeiten der Probekörper der aus der Autobahn A1 (Oberwang) in Österreich entnommenen Bohrkerne (links: Hauptfahrstreifen, rechts: Standstreifen)

Hier konnten jeweils nur 11 Probekörper untersucht und ausgewertet werden. In anderen Fällen reduzierte sich die Anzahl der Probekörper durch Schädigungen, wie zum Beispiel Horizontalrisse in der entsprechenden Tiefe der Fahrbahn.

Zusätzlich und über das Regelwerk hinausgehend, wurde aus allen entnommenen Bohrkerne die maximal mögliche Anzahl zylindrischer Probekörper hergestellt. Damit ergab sich erstmalig die Möglichkeit die Variabilität der Spaltzug-Festigkeit über die Gesamthöhe der Betondecke auswerten zu können.

Wie anhand der Abbildung 4-4 und Tabelle 4-1 erkennbar ist, weisen die Bohrkerne der Autobahn A1 (Oberwang) an der Oberseite der Betonkonstruktion, sowohl des Standstreifens, als auch des Hauptfahrstreifens die höchsten charakteristischen Spaltzugfestigkeiten auf. Die Tatsache, dass in Österreich jeweils ein Oberbeton und ein Unterbeton verwendet werden, äußert sich in diesen Materialkennwerten.

Die Versuche an den unteren drei Scheiben ergaben recht homogene Ergebnisse, wobei hierbei der Mittelwert der mittleren Scheiben am höchsten war. Die abweichende Reihenfolge in Bezug auf die charakteristischen Spaltzugfestigkeiten der einzelnen Scheiben bzw. Probekörper des Standstreifens lässt sich durch die geringere Streuung der Versuchsergebnisse und dem daraus folgenden, höheren 5%-Quantils der 2. Scheibe erklären.

Tabelle 4-1: Ermittelte charakteristische Spaltzugfestigkeiten der Probekörper der aus der Autobahn A1 in Österreich entnommenen Bohrkern

Probekörper	Hauptfahrstreifen				Standstreifen			
	Mittelwert	Standardabweichung	Variationskoeffizient	Charakt. Spaltzugfestigkeit	Mittelwert	Standardabweichung	Variationskoeffizient	Charakt. Spaltzugfestigkeit
Oberscheibe	6,58	0,52	7,8945	5,3064	6,79	0,52	7,7247	5,5104
2. Scheibe	5,63	0,61	10,8681	4,1363	5,90	0,31	5,3185	5,1287
3. Scheibe	5,81	0,53	9,1157	4,5113	5,98	0,64	10,7428	4,4086
Unterscheibe	5,65	0,73	12,9366	3,8659	5,75	0,65	11,3686	4,1157

Beim Vergleich der Prüfergebnisse von Stand- und Hauptfahrstreifen kann man erkennen, dass die Unterschiede in den Spaltzugfestigkeiten und damit der Einfluss der Verkehrsbelastung in der Ober-, Unter- und 3. Scheibe sehr gering sind. Allein in der 2. Scheibe, der oberen Scheibe des Untermaterials, ist im Hauptfahrstreifen eine geringe Spaltzugfestigkeit im Mittel, eine höhere Streuung und somit auch eine geringe charakteristische Spaltzugfestigkeit im Vergleich zum Standstreifen erkennbar.

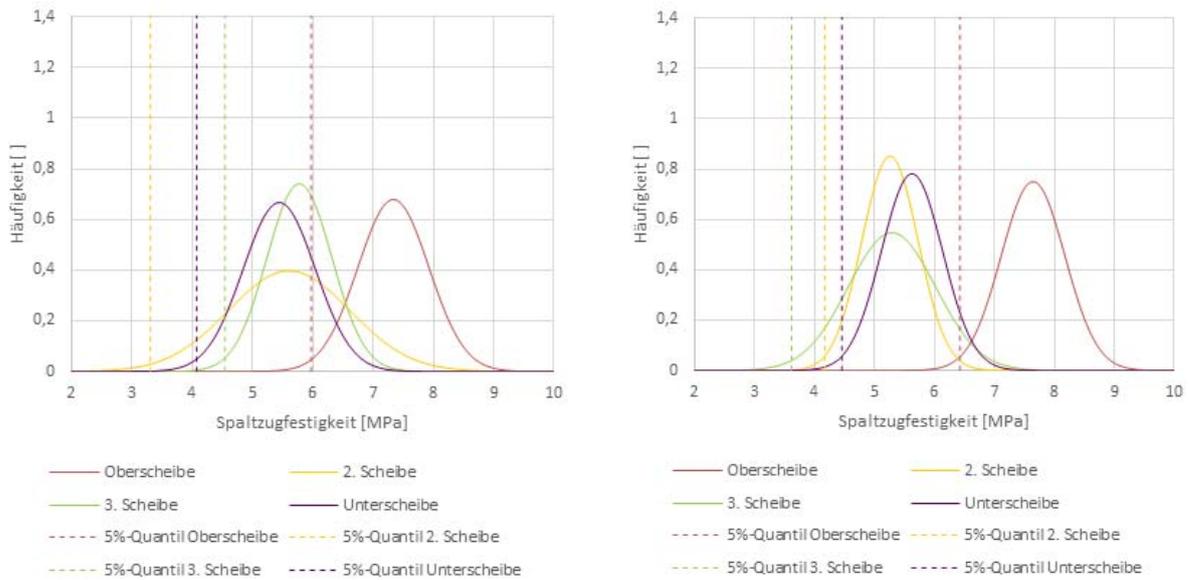


Abbildung 4-5: Ermittelte charakteristische Spaltzugfestigkeiten der Probekörper der aus der Rampe A21/A1 in Österreich entnommenen Bohrkerne (links: Hauptfahrstreifen, rechts: Standstreifen)

Auch bei den Prüfergebnissen der Probekörper, die aus der Rampe der A21 zur A1 in Österreich entnommen wurden (siehe Abbildung 4-5 und Tabelle 4-2), ist die Oberbeton- von der Unterbetonschicht zu unterscheiden. Sowohl der Mittelwert der Spaltzugfestigkeit, als auch die charakteristische Spaltzugfestigkeit der Oberscheibe weichen deutlich von den Werten der anderen Scheiben ab. Die jeweiligen Werte der unteren Schichten korrelieren relativ gut miteinander, weswegen man annehmen kann, dass es sich hier um das gleiche Materialgemisch handelt. Wie schon bei den Bohrkernen, die aus der A1 bei Oberwang stammen, besitzen auch hier die Oberscheiben (Oberbeton) die höchsten Spaltzugfestigkeiten.

Tabelle 4-2: Ermittelte charakteristische Spaltzugfestigkeiten der Probekörper der aus der Rampe A21/A1 in Österreich entnommenen Bohrkerne

Probekörper	Hauptfahrstreifen				Standstreifen			
	Mittelwert	Standardabweichung	Variationskoeffizient	Charakt. Spaltzugfestigkeit	Mittelwert	Standardabweichung	Variationskoeffizient	Charakt. Spaltzugfestigkeit
Oberscheibe	7,34	0,59	8,0050	5,9737	7,65	0,53	6,9491	6,4279
2. Scheibe	5,61	1,00	17,8987	3,3091	5,26	0,47	8,9042	4,1727

3. Scheibe	5,78	0,54	9,3152	4,5460	5,29	0,73	13,7762	3,6211
Unter- scheibe	5,45	0,60	10,9813	4,0751	5,63	0,51	9,0673	4,4580

Beim Vergleich zwischen Stand- und Hauptfahrstreifen ergibt sich wiederum, dass der Einfluss der Verkehrsbelastung auf die Ober- und Unterscheibe eher gering ist. Bei den beiden mittleren Scheiben bzw. den beiden oberen Scheiben des Untermaterials sind jedoch deutliche Unterschiede hinsichtlich mittlerer Spaltzugfestigkeit und Streuung der Versuchsergebnisse erkennbar.

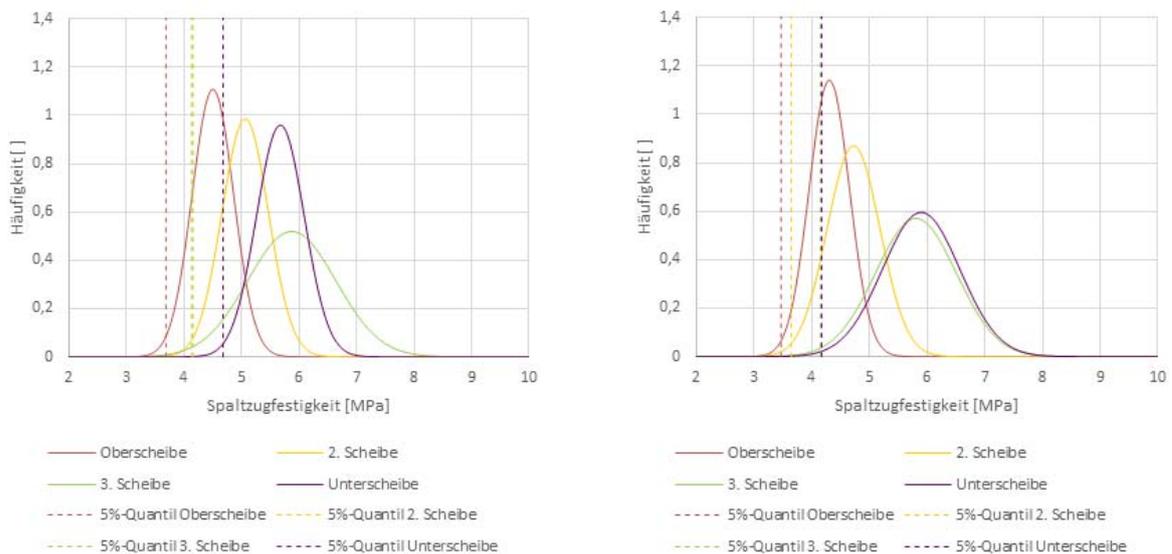


Abbildung 4-6: Ermittelte charakteristische Spaltzugfestigkeiten der Probekörper der aus der Autobahn A14 in Deutschland entnommenen Bohrkerne (links: Hauptfahrstreifen, rechts: Standstreifen)

Im Gegensatz zu den Ergebnissen der Probekörper der österreichischen Bohrkernentnahmestellen lassen die Ergebnisse der deutschen Probekörper keine Rückschlüsse auf die Verwendung mehrerer Materialzusammensetzungen an einer Entnahmestelle zu. So gibt es zwar bei den auf der A14 entnommenen Bohrkernen Unterschiede zwischen den Ergebnissen der Spaltzugfestigkeiten der oberen und unteren beiden Scheiben, diese könnten aber auch auf den zweilagigen Einbau zurückzuführen sein. In Abbildung 4-6 und Tabelle 4-3 kann man erkennen, dass die charakteristischen Spaltzugfestigkeiten, sowohl im Hauptfahrstreifen, als auch auf dem Standstreifen, nach unten hin zunehmen. Das bedeutet, dass bei der A14 die Unterscheiben die höchsten charakteristischen Spaltzugfestigkeiten aufweisen.

Tabelle 4-3: Ermittelte charakteristische Spaltzugfestigkeiten der Probekörper der aus der Autobahn A14 in Deutschland entnommenen Bohrkern

Probekörper	Hauptfahrstreifen				Standstreifen			
	Mittelwert	Standardabweichung	Variationskoeffizient	Charakt. Spaltzugfestigkeit	Mittelwert	Standardabweichung	Variationskoeffizient	Charakt. Spaltzugfestigkeit
Oberscheibe	4,50	0,36	7,9865	3,6898	4,31	0,35	8,1089	3,4689
2. Scheibe	5,07	0,40	7,9866	4,1594	4,73	0,46	9,6984	3,6458
3. Scheibe	5,87	0,77	13,0523	4,1383	5,81	0,70	12,0401	4,1582
Unterscheibe	5,68	0,42	7,3168	4,6810	5,90	0,67	11,3565	4,1731

Hinsichtlich der Verkehrsbelastung gibt es im Grunde keine Unterschiede zwischen den Probekörpern aus dem Stand- und dem Hauptfahrstreifen der A14. Allein die Streuung der Spaltzugfestigkeiten der Unterscheibe weist beim Standstreifen einen etwas höheren Wert auf, als beim Hauptfahrstreifen.

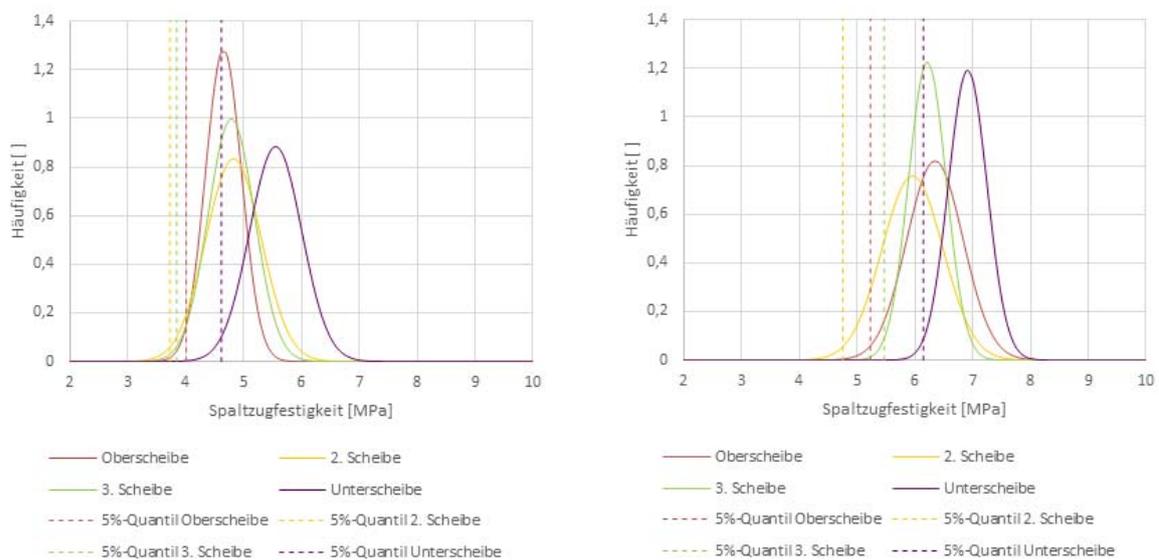


Abbildung 4-7: Ermittelte charakteristische Spaltzugfestigkeiten der Probekörper der aus der Autobahn A113 in Deutschland entnommenen Bohrkern (links: Hauptfahrstreifen, rechts: Standstreifen)

Bei den Versuchsergebnissen der Probekörper der A113 kann man sehr deutliche Unterschiede zwischen den Spaltzugfestigkeiten der jeweiligen Scheiben des Stand- und

denen des Hauptfahrstreifens erkennen (siehe Abbildung 4-7 und Tabelle 4-4). Trotz dieser Unterschiede weisen die Ergebnisse beider Streifen eine nach unten hin zunehmende Spaltzugfestigkeit auf, was bedeutet, dass die Unterscheiben die höchsten charakteristischen Spaltzugfestigkeiten besitzen. Des Weiteren kann man erkennen, dass es im Vergleich zu den anderen Bohrkernentnahmestellen innerhalb des Projektes relativ geringe Streuungen bei den gemessenen Spaltzugfestigkeiten gab, was möglicherweise auf die noch relativ kurze Liegezeit von 12 Jahren zurückzuführen ist.

Im Nachhinein ist es nicht mehr eindeutig nachvollziehbar, ob die bereits erwähnten unterschiedlichen charakteristischen Spaltzugfestigkeiten der Scheiben aus dem Stand- und dem Hauptfahrstreifen auf die unterschiedliche Verkehrsbelastung oder auf Materialunterschiede zurückzuführen sind.

Tabelle 4-4: Ermittelte charakteristische Spaltzugfestigkeiten der Probekörper der aus der Autobahn A113 in Deutschland entnommenen Bohrkern

Probekörper	Hauptfahrstreifen				Standstreifen			
	Mittelwert	Standardabweichung	Variationskoeffizient	Charakt. Spaltzugfestigkeit	Mittelwert	Standardabweichung	Variationskoeffizient	Charakt. Spaltzugfestigkeit
Oberscheibe	4,65	0,31	6,6819	4,0090	6,35	0,49	7,6714	5,2317
2. Scheibe	4,83	0,48	9,9179	3,7295	5,96	0,53	8,8306	4,7535
3. Scheibe	4,79	0,40	8,3474	3,8462	6,21	0,33	5,2352	5,4694
Unterscheibe	5,56	0,45	8,1261	4,6199	6,91	0,33	4,8382	6,1468

Neben der regulären Entnahme von Bohrkernen eröffnete die grundlegende Erneuerung der A113 im genannten Bereich die Möglichkeit der Entnahme von zusätzlichen Bohrkernen aus einer Endplatte im Übergangsbereich zu einem Brückenbauwerk. Diese Bohrkern hatten jeweils eine Länge von zirka 50 cm und ermöglichten so eine erweiterte Sicht auf den vertikalen Verlauf der Spaltzugfestigkeit.

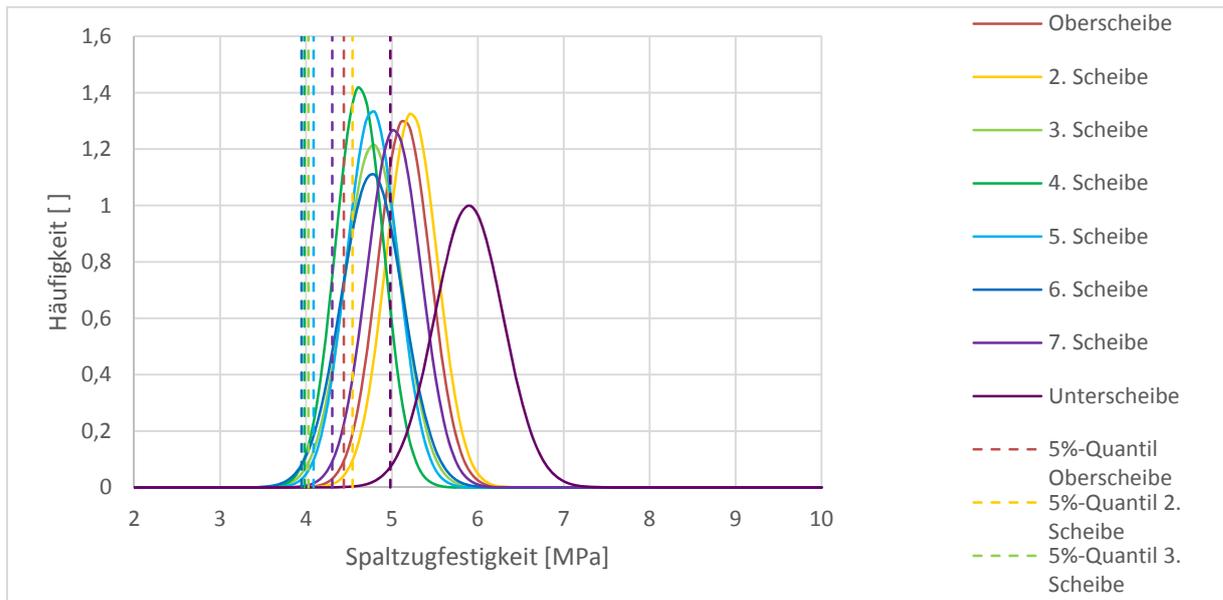


Abbildung 4-8: Ermittelte charakteristische Spaltzugfestigkeiten der Probekörper der aus der Autobahn A113 in Deutschland entnommenen Bohrkern (aus Endplatte)

Wie in der Abbildung 4-8 und Tabelle 4-5 erkennbar ist, sind die Mittelwerte der scheibenbezogenen Spaltzugfestigkeiten untereinander sehr ähnlich, was die Vermutung eines einzigen verbauten Materials unterstützt. Nichtsdestotrotz gibt es aber Unterschiede zwischen den scheibenbezogenen Mittelwerten und charakteristische Spaltzugfestigkeiten. Sowohl die beiden oberen, als auch die beiden unteren Scheiben weisen jeweils höhere Werte auf, als die vier mittleren. Das ist insoweit bemerkenswert, weil die Bestimmung der Rohdichten keine signifikanten Unterschiede in den Schichten ergeben haben. Somit liegt die Vermutung nahe, dass es sich eher um eine hydraulische oder chemische Ursache handelt, als um eine mechanisch/physikalische. Bemerkenswert ist auch, dass die Ergebnisse der Bohrkern, die aus der Endplatte entnommen wurden, eine verhältnismäßig geringe Streuung aufweisen, was möglicherweise auf die relativ kurze Liegezeit und damit auf eine geringe Schädigung zurückzuführen ist.

Tabelle 4-5: Ermittelte charakteristische Spaltzugfestigkeiten der Probekörper der aus der Autobahn A113 in Deutschland entnommenen Bohrkern (aus Endplatte)

Probekörper	Hauptfahrstreifen - Endplatte			
	Mittelwert	Standard-abweichung	Variations-koeffizient	Charakt. Spaltzug-festigkeit
Oberscheibe	5,14	0,31	5,9447	4,4399
2. Scheibe	5,23	0,30	5,7414	4,5405
3. Scheibe	4,78	0,33	6,8611	4,0281
4. Scheibe	4,62	0,28	6,0692	3,9798
5. Scheibe	4,77	0,30	6,2496	4,0868
6. Scheibe	4,77	0,36	7,5189	3,9470
7. Scheibe	5,02	0,31	6,2537	4,3046
Unterscheibe	5,90	0,40	6,7714	4,9807

Im Ergebnis der Untersuchungen konnte festgestellt werden, dass die Spaltzugfestigkeit und deren Variabilität über die Betondeckenhöhe erheblich streuen kann. Des Weiteren konnte ein Zusammenhang zwischen belasteten Materialproben (Fahrstreifen) und unbelasteten Materialproben (Stand- bzw. Pannestreifen) nicht eindeutig nachgewiesen werden. Anzumerken bleibt, dass der Stichprobenumfang (4 Versuchsstrecken) für belastbare statistische Untersuchungen hierfür zu gering war und Materialkennwerte früherer Zeitpunkte nicht vorlagen.

4.1.3 Versuchsergebnisse der Spaltzugfestigkeit nach RVS.08.17.02 bzw. B23303 der entnommenen Bohrkern

Entsprechend der Anweisungen von RVS.08.17.02 wurden für jede Entnahmestelle drei Probekörper mit 10 cm Durchmesser und 6 Probekörper mit einem Durchmesser von 5 cm geprüft und anschließend die Mittelwerte berechnet. Die Ergebnisse sind in Abbildung 4-9 zusammengestellt.

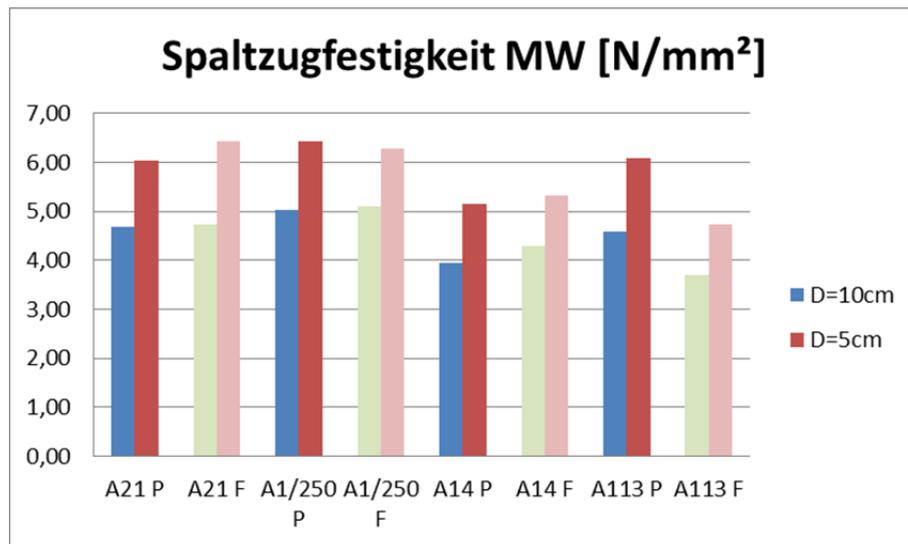


Abbildung 4-9 Spaltzugfestigkeit der entsprechenden Entnahmestellen

Die Ergebnisse der Untersuchungen zeigen, dass wie erwartet der Size-Effekt sichtbar wird, d. h. die jeweils kleineren Probekörper ($d = 5 \text{ cm}$) zeigen eine höhere Festigkeit als die größeren Probekörper ($d = 10 \text{ cm}$).

Bei der Gegenüberstellung der Spaltzugfestigkeit von Fahrspur und Pannestreifen ist keine eindeutige Tendenz feststellbar.

Betrachtet man den Mittelwert über alle Proben aller Messstellen so zeigt sich zwar scheinbar, dass die Spaltzugfestigkeit beim Pannestreifen höher ist als bei der Fahrspur, allerdings kann aufgrund der Ergebnisse der einzelnen Entnahmestellen die Hypothese, dass der Pannestreifen aufgrund der geringeren Belastung eine höhere Festigkeit aufweisen müsste nicht bestätigt werden.

4.1.4 Gegenüberstellung der Messergebnisse Spaltzugfestigkeit: AL-Sp Beton - RVS 08.17.02

Die Versuche zur Ermittlung der Spaltzugfestigkeit erfolgt in Österreich und Deutschland an Probekörpern mit unterschiedlichen Abmessungen. Für den Oberbeton lassen sich am ehesten die in Deutschland verwendeten Oberscheiben ($d = 10 \text{ cm}$) und die für den Oberbeton verwendeten Bohrkerne mit $d = 5 \text{ cm}$ vergleichen. Abbildung 4-10 zeigt, dass mit Ausnahme der Probestelle A113P der Sizeeffekt sichtbar wird, d. h. die kleineren Probekörper ergeben eine höhere Festigkeit.

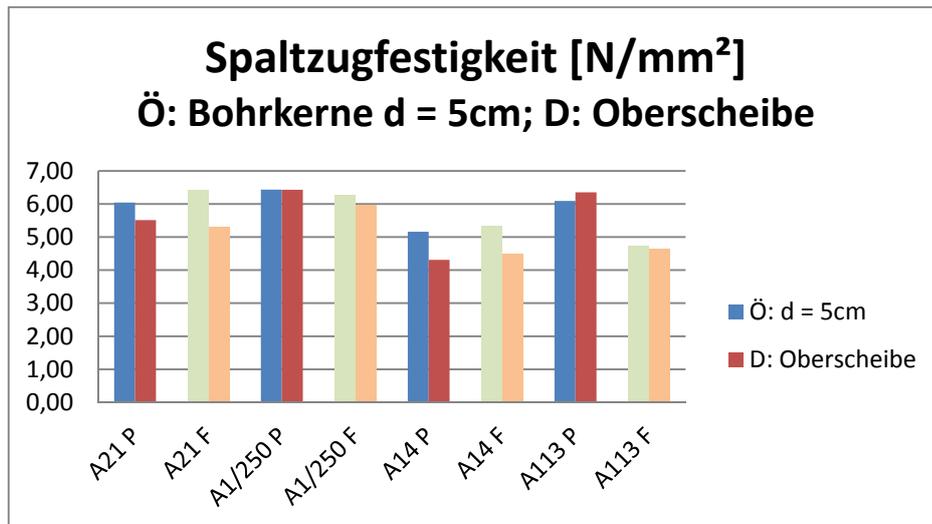


Abbildung 4-10 Spaltzugfestigkeit: Vergleich Ö – D: Österreich Bohrkerne d = 5cm, D: Oberscheiben d = 10cm

Abbildung 4-11 zeigt den Vergleich der Mittelwerte der Spaltzugfestigkeit aller entnommener Bohrkerne mit einem Durchmesser von 10 cm. Die Darstellung zeigt, dass die Messwerte der Spaltzugfestigkeit mit der in Deutschland verwendeten Methode der Einzelscheiben im Allgemeinen um ca. 20% (19,4) höher sind als in Österreich bei der Verwendung des Bohrkerns in gesamter Länge.

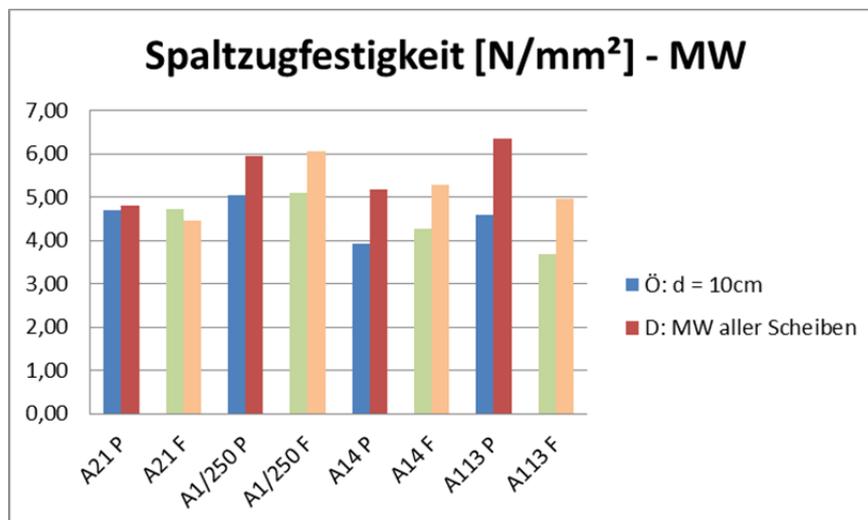


Abbildung 4-11 Vergleich der Mittelwerte der Spaltzugfestigkeiten nach den österreichischen und deutschen Vorschriften¹²

¹² Die Unterschiede der Messstelle A21 F zu den anderen Messstellen wurden analysiert, es konnte aber kein Messfehler ermittelt werden

4.2 Ermittlung weiterer Materialparameter

Für die weitergehende Charakterisierung des Bestandsbetons wurde aufgrund einer eingehenden Literaturrecherche folgende Materialparameter bestimmt:

- Druckfestigkeit
- Biegefestigkeit
- Statischer E-Modul
- Luftpermeabilität.

Für die geplanten Versuche wurden entweder Probekörper mit einem Durchmesser von 10 cm herangezogen (E-Modul) oder aus den Bohrkernen mit 25 cm (30 cm) entsprechend Abbildung 4-12 Probekörper geschnitten.

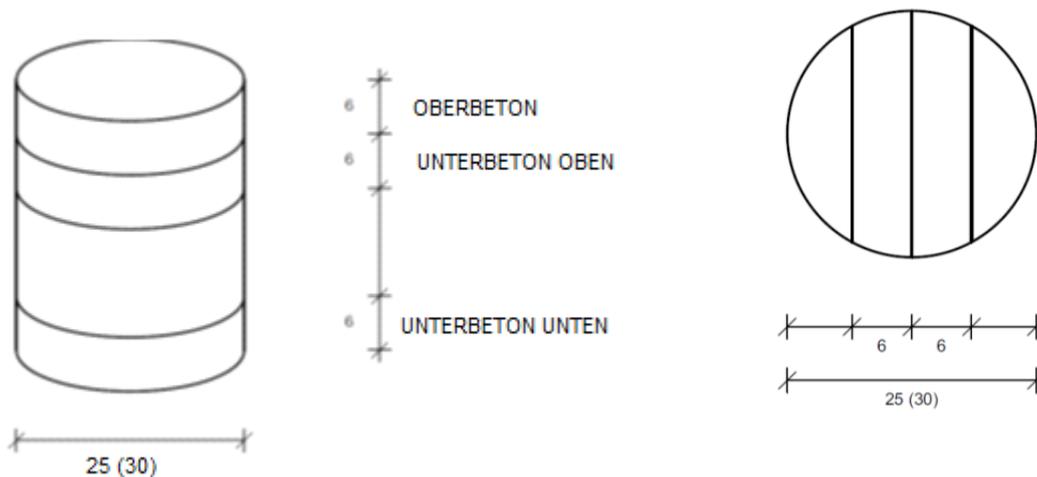


Abbildung 4-12 Systemskizze der geschnittenen Probekörper

4.2.1 Die Biegefestigkeit am Bestandsbeton

Für die Biegeversuche wurden die Prismen gemessen und anschließend im 4-Punkt-Biegeversuch geprüft (Abbildung 4-13).

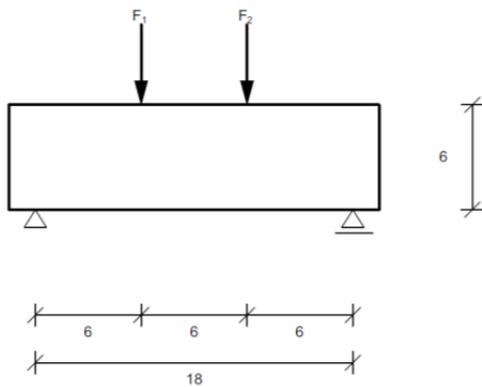


Abbildung 4-13 Biegeversuch an den Bestandsproben

Für die Maschineneinstellung wurde eine Laststeigerung von 0,06 N/mm²s in Anlehnung an ONR 23303 gewählt. Angegeben wird jeweils der Mittelwert der beiden Versuchsergebnisse (Abbildung 4-14).

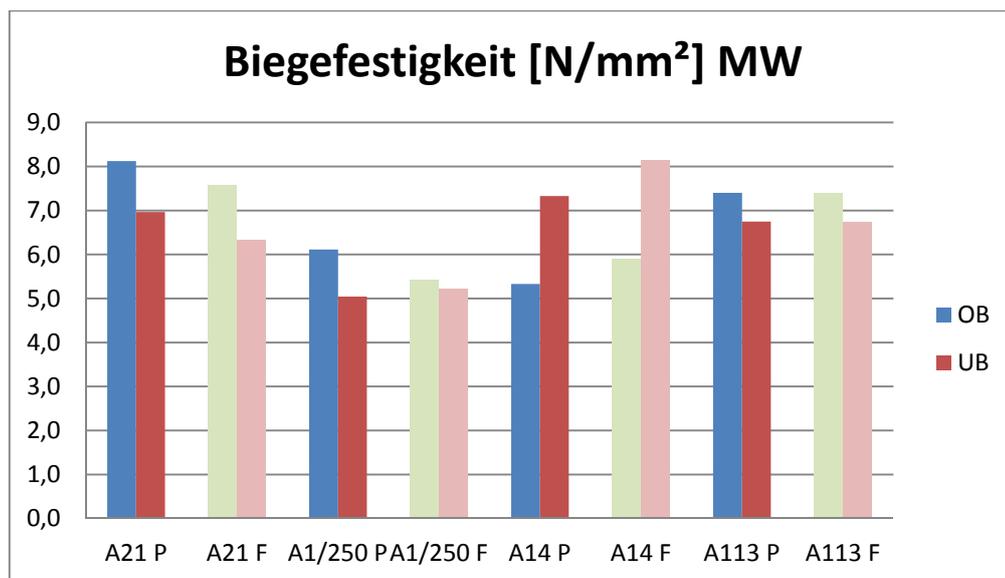


Abbildung 4-14 Ergebnisse der Biegeprüfung am Bestandsbeton

Betrachtet man die Ergebnisse, so ist folgendes festzustellen:

- Bei drei (A21, A1/250 und A113) der vier Messstellen sind die Ergebnisse vergleichbar:
 - Die Biegefestigkeit der Fahrspur ist gleich oder geringer als beim Pannenstreifen.
 - Die Biegefestigkeit im Oberbeton ist höher als im Unterbeton.

- Die Messwerte der A14 zeigen genau umgekehrtes Verhalten.
- Betrachtet man die Absolutwerte, so ist festzustellen, dass die Probekörper der A21 trotz höherer Belastung als die der A1/250 eine höhere Biegefestigkeit aufweisen.

Geht man davon aus, dass die dynamischen Belastung zu einer Mikrorissbildung und damit zu einer Verringerung der Biegefestigkeit führt und die Verformung aufgrund der maßgeblichen Bettung bzw. der Verformung aufgrund der Temperaturdehnungen zu einer Schädigung des Oberbetons bzw. des Unterbetons führt, so kann die prozentuelle Änderung der Biegefestigkeiten von Ober- und Unterbeton evtl. als Messgröße für den Schädigungsgrad herangezogen werden (Abbildung 4-15).

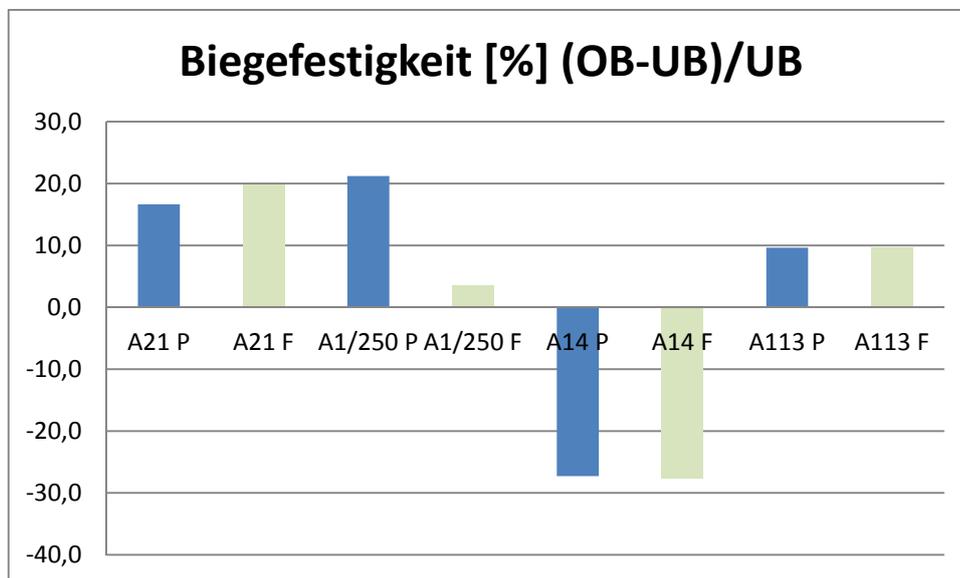


Abbildung 4-15 Prozentuelle Abweichung der Biegefestigkeit zwischen Oberbeton und Unterbeton

Die Darstellung zeigt auch hier keine eindeutige Tendenz einer höheren Schädigung der Fahrspur im Gegensatz zum Pannestreifen.

4.2.2 Die Druckfestigkeit am Bestandsbeton

Die Bestimmung der Druckfestigkeit wurde in Anlehnung an EN 196-1 mit den Reststücken der Probekörper der Biegeprüfung durchgeführt. Die Laststeigerung beträgt 400 ± 200 N/s. Als Auflagefläche wurden 40x40mm gewählt.

Abbildung 4-16 zeigt die Druckfestigkeit des Betons der entnommenen Bohrkern. In Abbildung 4-17 ist die Differenz der Druckfestigkeiten von Oberbeton und Unterbeton bezogen auf die Festigkeit des Unterbetons in Prozent dargestellt.

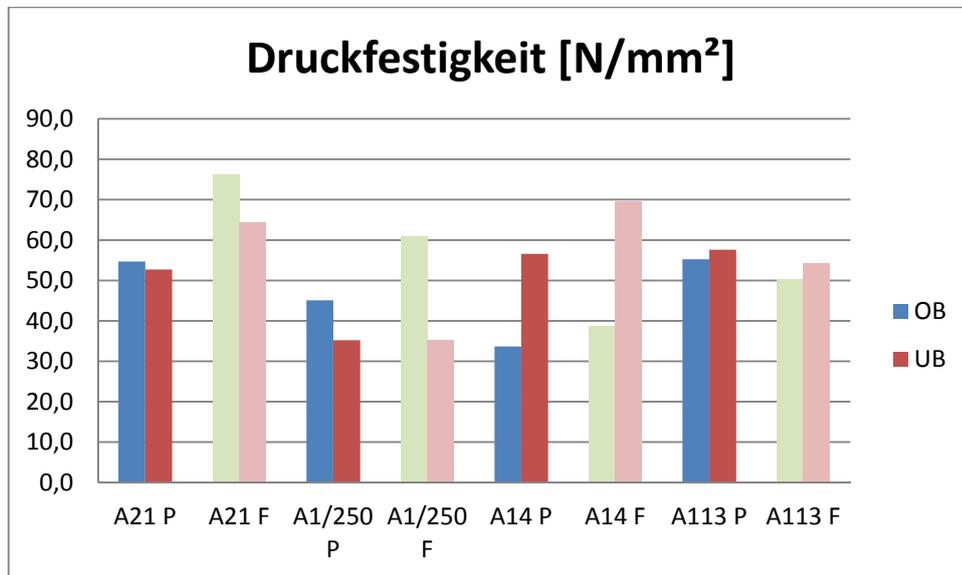


Abbildung 4-16 Druckfestigkeit der Bestandsproben

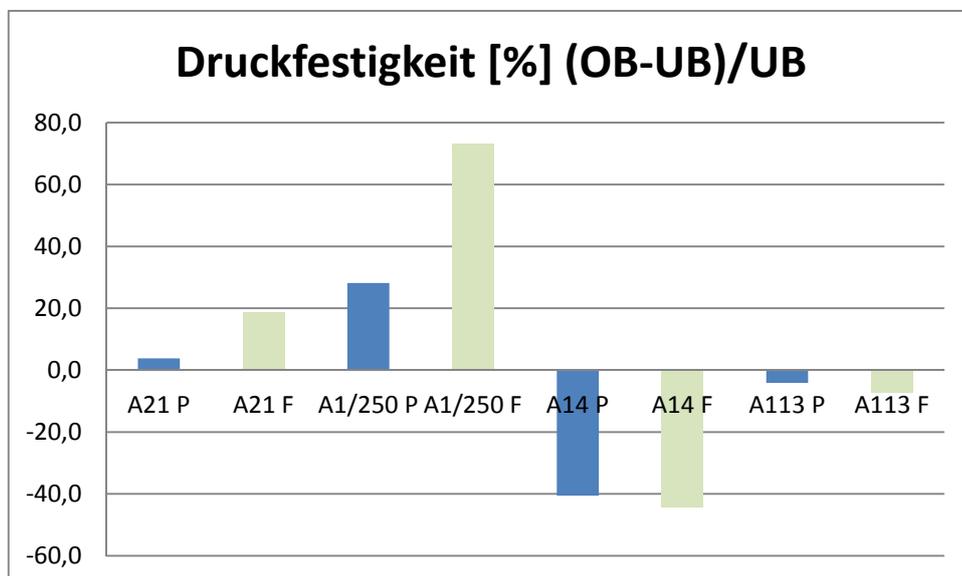


Abbildung 4-17 Prozentuelle Abweichung der Druckfestigkeit zwischen Oberbeton und Unterbeton

Die Ergebnisse zeigen keine eindeutige Tendenz hinsichtlich der Druckfestigkeit von Fahrspur zu Pannestreifen, aber auch hinsichtlich der Belastungsfrequenz ist keine

Tabelle 4-6 Maschineneinstellungen für die Messungen des E-Moduls nach ONR 23303

Maximale Belastung	1/3 der Druckfestigkeit	
Belastungszyklen	4	
Haltezeit		
Belastungsgeschwindigkeit	0,6 kN/s	
Vorlast	10% der Maximallast	
Abstand der Fühler des Wegaufnehmers	6 cm	

Abbildung 4-19 zeigt die Ergebnisse der E-Modulmessungen. In Abbildung 4-20 sind wieder die Unterschiede des E-Moduls zwischen Oberbeton und Unterbeton bezogen auf den Unterbeton dargestellt.

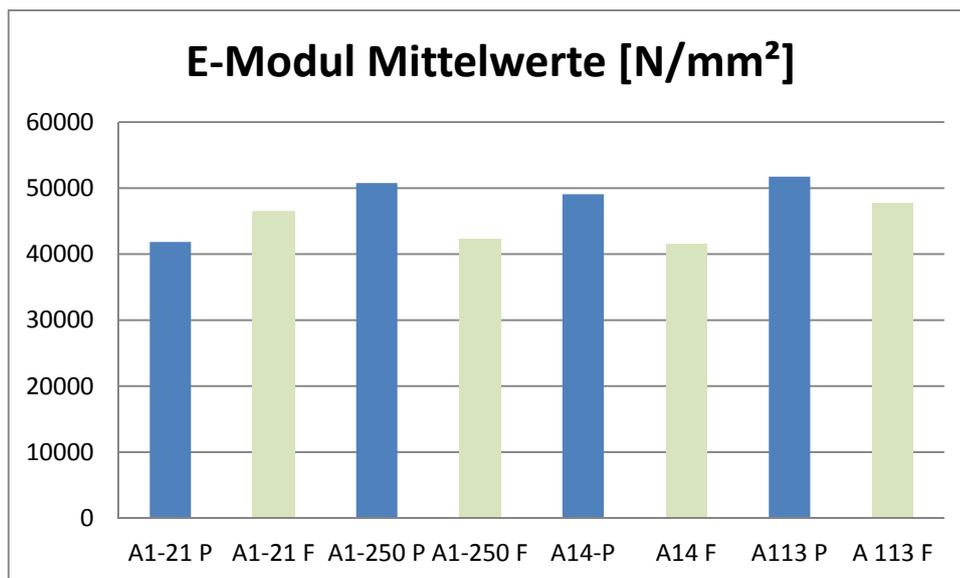


Abbildung 4-19 Mittelwerte der Ergebnisse der E-Modulmessungen an Bohrkernen des Bestandsbetons

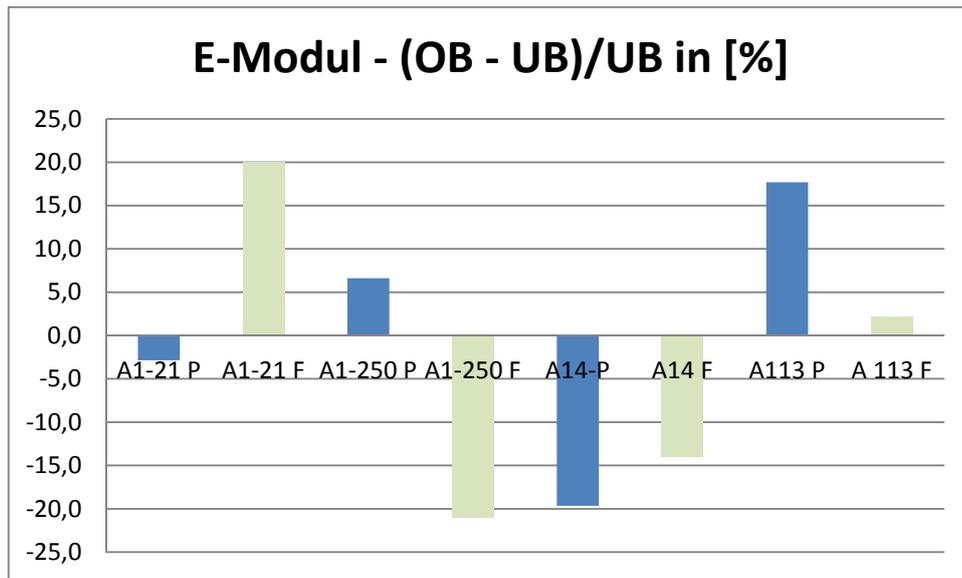


Abbildung 4-20 Differenz der E-Module von Oberbeton zu Unterbeton bezogen auf den E-Modul des Unterbetons

Die Ergebnisse der E-Modulmessung zeigen wiederum keine klaren Tendenzen. So sind die Werte im Vergleich zwischen Pannestreifen und Fahrspur divergierend. Hinsichtlich der Belastungsfrequenz erscheinen die Messergebnisse des Pannestreifens bei A21 und A1/250 schlüssig, bei der Fahrspur jedoch nicht.

4.2.4 Der dynamischer E-Modul am Bestandsbeton

4.2.4.1 Österreich

Die Messung des dynamischen E-Moduls wurde mit Hilfe einer Messanordnung zur Bestimmung der Ultraschalllaufzeit durchgeführt. Verwendet wurde das Gerät TICO Proceq mit folgenden Gerätespezifika:

- Messbereich: ca. 15 bis 6550 μs
- Auflösung: 0,1 $\sim \mu\text{s}$
- Spannungsimpuls: 1 kV
- Impulsrate: 3/s
- Impedanz am Eingang: 11 M Ω
- Schallköpfe 54 kHz.

Die Ermittlung des dynamischen E-Moduls erfolgt mit Hilfe der Methode der Durchschallung des Probekörpers (Abbildung 4-21), bei der der Zusammenhang zwischen dem E-Modul und

der Schallausbreitung in einem Material genutzt wird. Der Schallimpuls in Form einer Longitudinalwelle durchläuft dabei den Probekörper der Länge nach. Dabei wird die Laufzeit zwischen den Schallköpfen, d. h. vom Sender zum Empfänger gemessen und daraus der Elastizitätsmodul mit Hilfe folgender Zusammenhänge berechnet wird:

$$v = \sqrt{\frac{E}{\rho}}$$

v Schallgeschwindigkeit [m/s]

ρ Dichte [kg/m³]

E dyn. E-Modul [N/m²]

$$E_{dyn} = \frac{l^2 \cdot \rho}{t^2}$$

l Probenlänge [m]

t Schalllaufzeit [s]

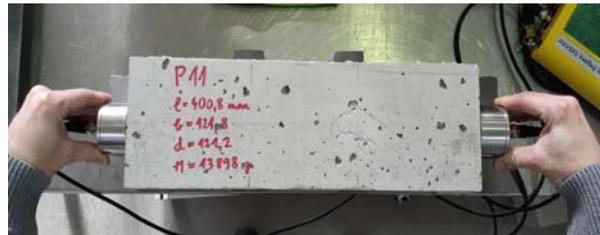
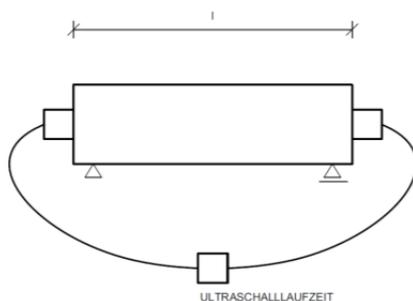


Abbildung 4-21: Messung der Ultraschalllaufzeit

Die bei der Messung des dynamischen E-Moduls ermittelten Werte für den Elastizitätsmodul liegen bekanntermaßen im Allgemeinen höher als die Messergebnisse des statischen E-Moduls.

Diese Unterschiede liegen einerseits am Aufbau der Prüfapparaturen, da bei der statischen Prüfung die Steifigkeit der Prüfeinrichtung das Ergebnis beeinflusst und andererseits gibt es einen Einfluss des Baustoffs, da bei nicht rein elastischem Verhalten die Belastungsgeschwindigkeit das Ergebnis beeinflusst. Je höher die Belastungsgeschwindigkeit ist, desto höher wird die gemessene Festigkeit und der Elastizitätsmodul für denselben Baustoff.

In Abbildung 4-22 sind die berechneten dynamischen E-Module aufgrund der Ultraschallmessungen der Probekörper der verschiedenen Entnahmestellen dargestellt.

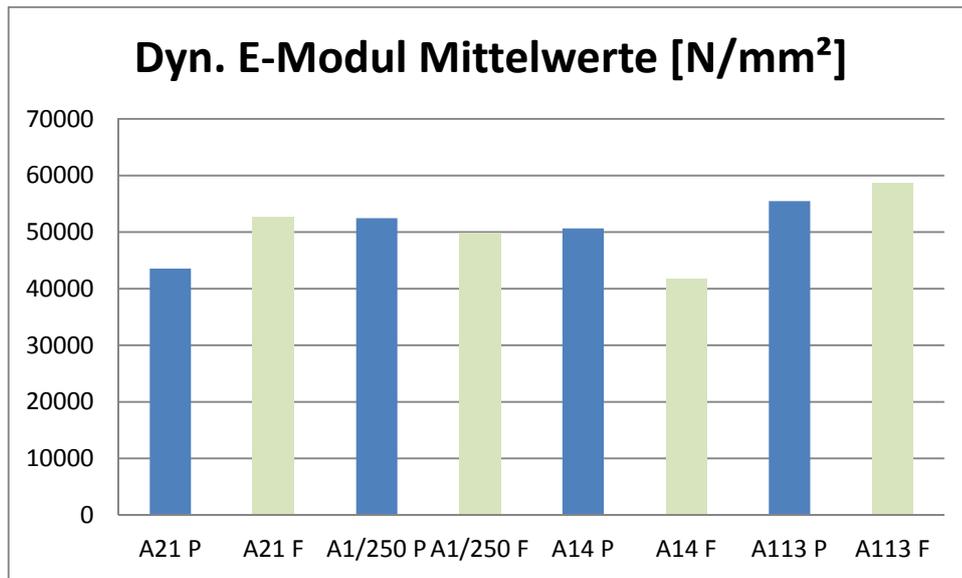


Abbildung 4-22: Mittelwerte des dynamischen E-Moduls der entnommenen Bohrkern

Die Ergebnisse zeigen wiederum keine eindeutige Tendenz in Bezug auf die Differenz zwischen Pannestreifen und Fahrspur. Vergleicht man die Ergebnisse von statischem und dynamischem E-Modul so ist Höhe der Ergebnisse nicht konsistent. Dies kann einerseits am Messverfahren, oder an der relativ geringen Anzahl an gemessenen Probekörper liegen.

4.2.4.2 Deutschland

Die Bohrkernscheiben der Betonfahrbahndecken der A1, bzw. der A21 aus Österreich wurden ultraschalltechnisch untersucht. Hierbei ging es um die messtechnische Bestimmung der Ultraschalllaufzeit einer Longitudinalwelle im Betongefüge. Daraus folgend lässt sich bei Vorgabe einer Messbasis die Ultraschallgeschwindigkeit ermitteln. Diese wiederum kann unter Ansatz nachstehender Gleichung für eine Abschätzung des dynamischen E-Moduls des Betons herangezogen werden:

$$E_{dyn} = \frac{c_L^2 \cdot (1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu) \cdot \rho}{(1 - \nu)}$$

mit:

c_L Ultraschallgeschwindigkeit der Longitudinalwelle [m/s]

E_{dyn} Dynamischer E-Modul des Betons [N/mm²]

ν Querdehnzahl des Betons [-]

ρ ... Dichte des Betons [g/cm³]

Die Ultraschalllaufzeit wurde mit dem Ultraschall-Messsystem CELplus der Firma GEOTRON-ELEKTRONIK gemessen, welches vom Institut für Baustoffe der TU Dresden zur Verfügung gestellt wurde. Die Messungen erfolgten in Form direkter Transmissionsmessungen unter Verwendung zweier identischer Prüfköpfe für Geber und Empfänger. Deren plane Oberfläche erlaubte eine Ankopplung ausschließlich an den Stirnseiten der Betonzylinderscheiben. Somit ergab sich die Messbasis aus der Probekörperhöhe der jeweiligen Zylinderscheibe zu circa 50 mm. Das Verhältnis zwischen Messbasis und Größtkorn der zu durchschallenden Betonmatrix hat einen erheblichen Einfluss auf die gemessene Ultraschallgeschwindigkeit, da die Ultraschallgeschwindigkeit der Zuschlagstoffe signifikant höher ist als die des Zementsteins. Vor allem die Unterscheiben der entnommenen Bohrkernscheiben zeigten Zuschläge, deren Korngröße nahezu 1/3 der Probekörperhöhe ausmachte. Folglich war es notwendig, die Ultraschallgeschwindigkeit einer Bohrkernscheibe als Mittelwert einer Vielzahl von Einzelmessungen zu bestimmen. Die Positionen der Einzelmessungen sollten so angeordnet werden, dass der Probekörper möglichst ganzheitlich durchschallt und die gesamte Anzahl der Messungen in einem realisierbaren Rahmen gehalten wird. Im Zuge dessen wurden mehrere „Messraster“ entwickelt und in Hinsicht auf die zuvor genannten Kritikpunkte vergleichend gegenübergestellt.

In Abbildung 4-32 ist das favorisierte Messraster für neun Einzelmessungen inklusive der Positionen der Ultraschallprüfköpfe (Prüfkopfdurchmesser 22 mm) auf der linken Seite dargestellt. Die Prüfkopfpositionen (1-9) wurden mittels einer Schablone für das Anzeichnen von „Fadenkreuzen“ auf den Zylinderstirnseiten markiert (siehe Abbildung 4-32 rechts). Abbildung 4-33 zeigt die derartig präparierten Bohrkernscheiben. Die Markierung der Probekörper diente dabei nicht nur der Ultraschalllaufzeitmessung, sondern war gleichzeitig eine vorbereitende Maßnahme für die Bestimmung des statischen E-Moduls der Bohrkernscheiben. Diese erfolgte aufgrund der zuvor beschriebenen Heterogenität des Betongefüges, bzw. ihrer Auswirkungen auf die messtechnisch ermittelten Betonmaterialparameter ebenso in mehreren Einzelmessungen. Hierbei wurde die Steifigkeit des Probekörpers in drei verschiedenen Richtungen gemessen, bzw. der Probekörper entlang drei verschiedener Achsen im Spaltzugschwellversuch¹³ belastet. Die Belastung erfolgte entlang der Achse zwischen den Prüfkopfpositionen 2-6 (folglich als statischer E-

¹³ Technische Prüfvorschriften für Asphalt – Teil 26: Spaltzug-Schwellversuch – Bestimmung der Steifigkeit (TP Asphalt-StB), Forschungsgesellschaft für Straßen und Verkehrswesen (FGSV), 2018

Modul 0° bezeichnet), entlang der Achse zwischen den Prüfkopfpositionen 3-7 (folglich als statischer E-Modul 45° bezeichnet) und entlang der Achse zwischen den Prüfkopfpositionen 4-8 (folglich als statischer E-Modul 90° bezeichnet), siehe Abbildung 4-32. Diese Achsen wurden zusätzlich zu den Prüfkopfpositionen, wie in Abbildung 4-33 dargestellt, auf den Bohrkernscheiben angezeichnet und ermöglichten deren Positionierung während der dreifachen Bestimmung des statischen E-Moduls in 0° -, 45° - und 90° -Richtung.

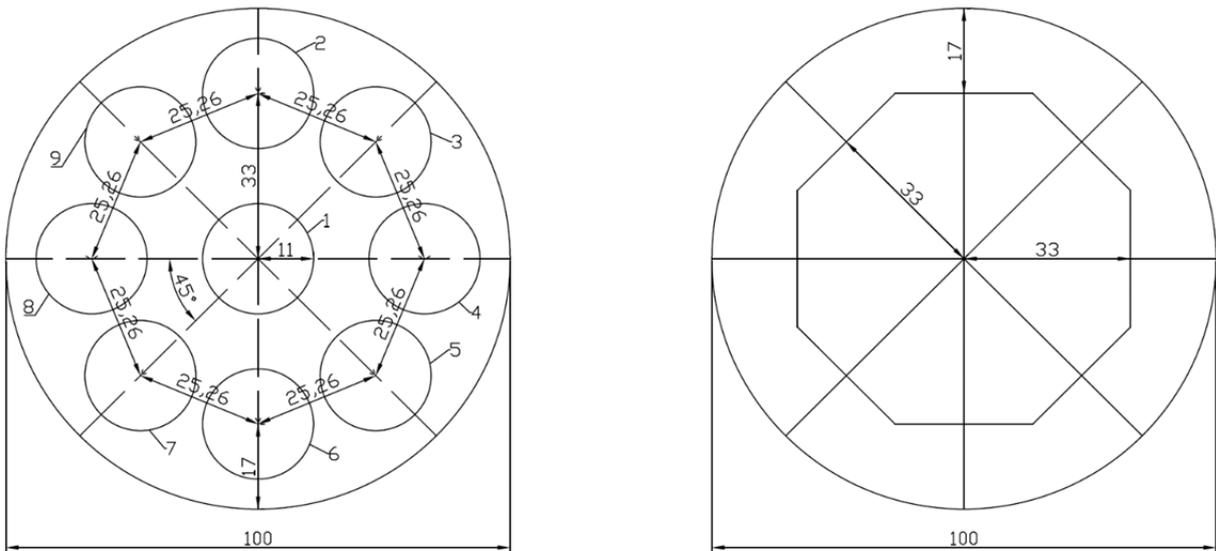


Abbildung 4-32: Links: Prüfkopfpositionen der Einzelmessungen je Bohrkernscheibe für die Ultraschalluntersuchungen (Messraster) Rechts: Schablone zum Anzeichnen des Messrasters auf den Bohrkernscheiben



Abbildung 4-33: Mit Messraster und Belastungsrichtungen versehene Bohrkernscheiben

Aufgrund des Reflexionskoeffizients von nahezu 100% beim Übergang der Schallwelle von Luft auf Beton und umgekehrt war für die Ankopplung der Prüfköpfe die Verwendung eines Koppelmittels (technische Vaseline) unumgänglich. Der Messvorgang für eine der neun Messpositionen umfasste das Applizieren des Koppelmittels, das manuelle Positionieren und Halten der Prüfköpfe auf den dafür vorgesehenen Positionen und die Ultraschalllaufzeitmessung selbst.

Bestimmung des statischen E-Moduls am Bestandsbeton

Um einen Vergleich des dynamischen E-Moduls der Bohrkernscheiben des Bestandsbetons, welcher auf Grundlage der Ultraschalllaufzeitmessungen nach Gleichung 1 abgeschätzt wurde, mit dem statischen E-Modul vornehmen zu können, wurde dieser in Anlehnung an die TP Asphalt StB im zyklischen Spaltzug-Schwellversuch bei 1 Hz Belastungsfrequenz bestimmt. Hierbei wurden die Bohrkernscheiben, wie zuvor beschrieben, in 0°, 45°- und 90°-Richtung belastet und der statische E-Modul entsprechend der Belastungsrichtungen dreifach ermittelt. Teilweise wichen die Ergebnisse der Einzelmessungen dabei stark voneinander ab, der Bestandsbeton zeigte also ein stark ausgeprägt anisotropes Steifigkeitsverhalten. Grund hierfür könnte das Vorhandensein, bzw. die Form und Ausrichtung eines Gesteinskornes in der Betonmatrix einer Bohrkernscheibe sein, dessen Ausmaße im Verhältnis zur Probekörperabmessung vergleichsweise groß sind. Abhängig von der Belastungsrichtung des Probekörpers und demnach auch des groben, unregelmäßig geformten Gesteinskornes im Probekörper, könnten unterschiedliche Probekörperverformungen gemessen werden, was zur Bestimmung unterschiedlich hoher E-Module führt. Exemplarisch seien an dieser Stelle die folgend tabellarisch aufgelisteten E-Module einiger Probekörper genannt, die diesen Effekt verdeutlichen könnten (Tabelle 4-7).

Tabelle 4-7: Statische E-Module exemplarischer Probekörper mit stark ausgeprägtem anisotropem Steifigkeitsverhalten

Probekörperbezeichnung	Stat. E-Modul 0° [N/mm²]	Stat. E-Modul 45° [N/mm²]	Stat. E-Modul 90° [N/mm²]
1-21/22-3	48684	56539	54006
1-11-O	62511	51485	52637
1/21-26-U	50156	47315	55512
1/21-15-U	41434	47297	44266

Somit wurden, wie auch bei der Bestimmung des dynamischen E-Moduls, resultierend aus den Ultraschalluntersuchungen, der Wert des statischen E-Moduls als der Mittelwert mehrerer Einzelmessungen ermittelt, um dem heterogenen Werkstoffgefüge des Betons Rechnung zu tragen.

Vergleich des dynamischen E-Moduls mit dem statischen E-Modul am Bestandsbeton

Zunächst wurden die Werte des statischen E-Moduls mit den Werten des dynamischen E-Moduls aller Bohrkernscheiben vergleichend betrachtet. Hierfür wurde die Querdehnzahl des Betons, zu 0,2 angenommen. Die Dichten der Bohrkernscheiben wurden nach Einstellung der Massekonstanz (Massendifferenz zweier im Abstand von 24 h durchgeführter Wägungen kleiner gleich 0,1%) bestimmt. Wie in Abbildung 4-44 zu sehen ist, zeigt sich kein erkennbarer Zusammenhang zwischen dem statischen und dynamischen E-Modul. Folglich wurden die einzelnen Schichten, also die Oberscheiben, die Scheiben der zweiten Schicht, die der dritten und die Unterscheiben sowie die Entnahmestellen der Bohrkern (A1 und A21) und die Fahrstreifen (1. Fahrstreifen und Pannenstreifen) getrennt betrachtet.

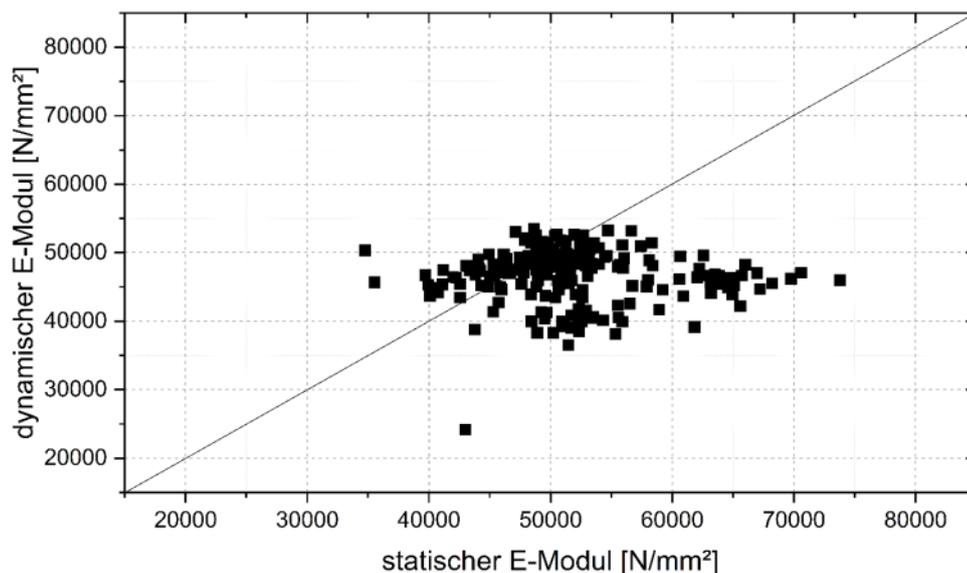


Abbildung 4-44: Vergleich des statischen E-Moduls mit dem dynamischen E-Modul aller Bohrkernscheiben

Aus der Literatur ist bekannt, dass die Messwerte des dynamischen E-Moduls im Allgemeinen von denen des statischen E-Moduls abweichen, was auf das zu Teilen

unelastische, von der Belastungsgeschwindigkeit abhängige Materialverhalten von Beton zurückzuführen ist. *Lydon und Balendran*¹⁴ erarbeiteten den Zusammenhang, dass der dynamische E-Modul von Beton zum 1,20-fachen (im Folgenden als Dynamikfaktor bezeichnet) des statischen E-Moduls abgeschätzt werden kann. Allerdings gilt dieser empirische Zusammenhang nicht uneingeschränkt für alle Betonrezepturen (gilt nicht für Beton mit mehr als 500 kg/m³ Zement und Leichtzuschlägen). *Mehta*¹⁵ unterstützt die Aussage des vergleichsweise höheren dynamischen E-Moduls. Das britische Regelwerk CP110¹⁶ hingegen geht vom circa 0,80-fachen des dynamischen E-Moduls gegenüber dem statischen E-Modul aus. Im Zuge der Differenzierung der Probekörper nach den Einzelschichten, bzw. der Entnahmestellen wurde jeweils der Dynamikfaktor ermittelt. Je geringer die Dichten und daraus resultierend, die Ultraschallgeschwindigkeiten der Bohrkernscheiben sind, desto geringer fällt der Dynamikfaktor als Folge des entsprechend abgeschätzten dynamischen E-Module aus. Abbildung 4-45 und Abbildung 4-46 zeigen den Vergleich der statischen mit den dynamischen E-Module der Bohrkernscheiben des Bestandsbetons der Entnahmestellen A1 und A21.

¹⁴ F. Lydon and R. Balendran, "Some observations on elastic properties of plain concrete." *Cement and Concrete Research*, vol. 16, no. 3, pp. 314-324, 1986

¹⁵ P. K. Mehta. "Concrete. Structure, properties and materials.", 1986 (https://www.researchgate.net/publication/258848178_Concrete_Structure_Properties_and_Materials; letzter Zugriff 27.3.2019)

¹⁶ CP110, B. S. "The structural use of concrete." British Standards Institution, London, 1972

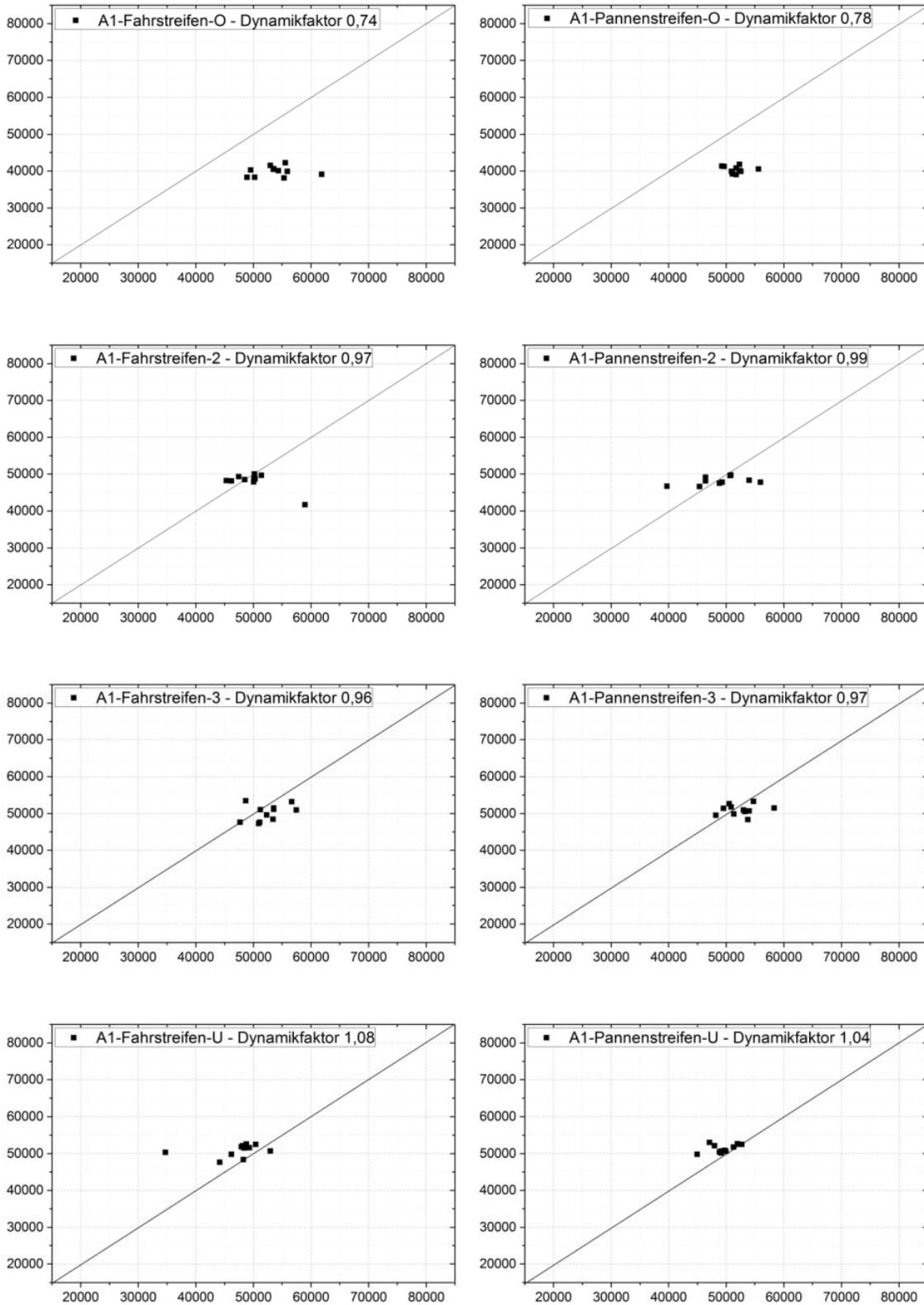


Abbildung 4-45: Vergleich des statischen E-Moduls (Abszisse, in N/mm²) mit dem dynamischen E-Modul (Ordinate, in N/mm²) der Bohrkernscheiben des Fahr- mit dem Pannestreifens der Entnahmestelle A1

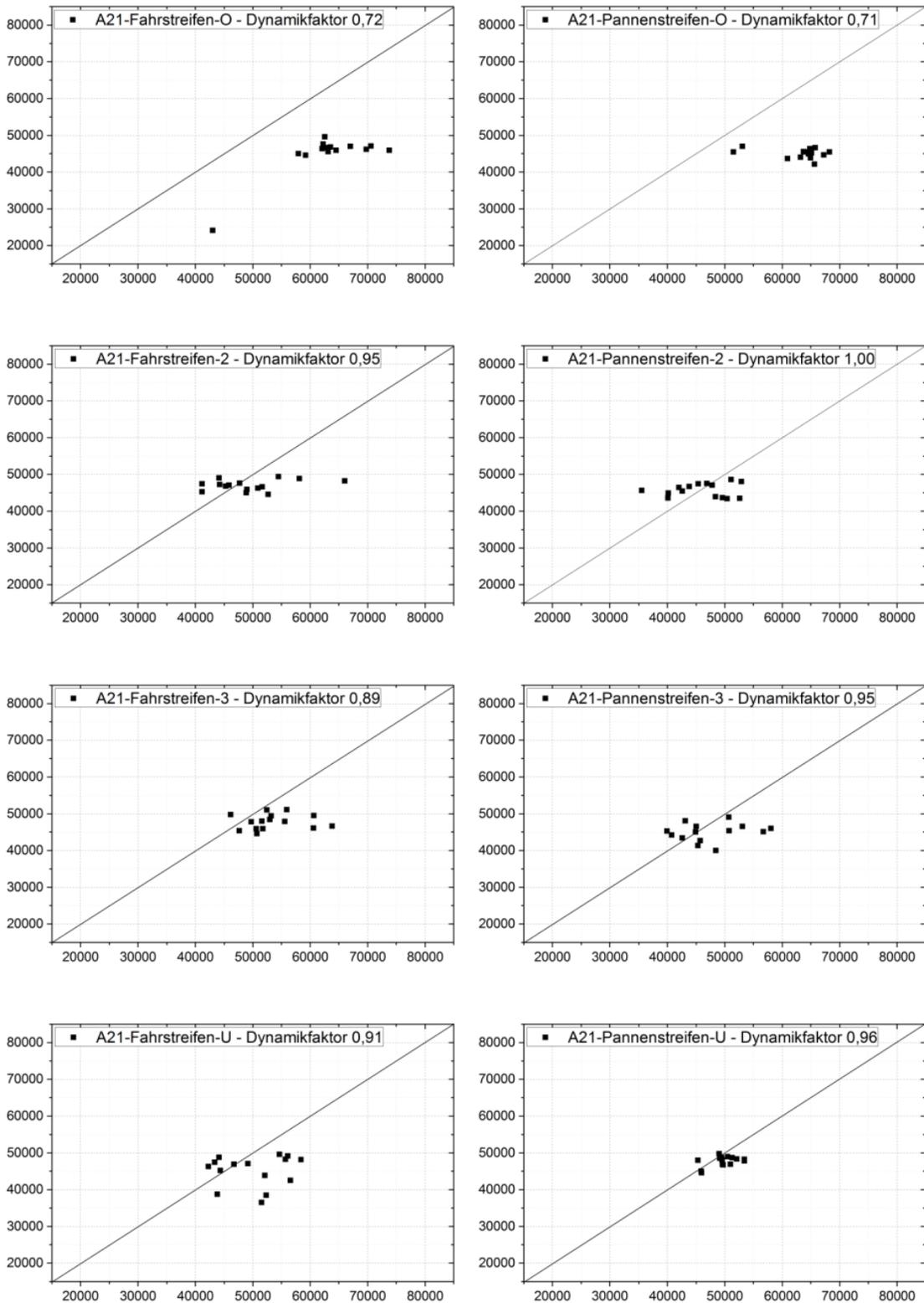


Abbildung 4-46: Vergleich des statischen E-Moduls (Abszisse, in N/mm^2) mit dem dynamischen E-Modul (Ordinate, in N/mm^2) der Bohrkernscheiben des Fahr- mit dem Pannestreifens der Entnahmestelle A21

Ergebnisse:

- Sowohl der statische als auch der dynamische E-Modul des Bestandsbetons der Entnahmestelle A1 streuen im Vergleich zu den E-Moduli des Bestandsbetons der Entnahmestelle A21 weniger stark.
- Die oberen Bohrkernscheiben zeichnen sich für den Bestandsbeton beider Entnahmestellen durch einen sehr geringen Dynamikfaktor sowie die oberen Bohrkernscheiben der Entnahmestelle A21 durch einen hohen statischen E-Modul aus. Der geringe Dynamikfaktor ist, wie oben dargelegt, ein Indiz für geringe Betondichten und daraus resultierend, für geringe Ultraschallgeschwindigkeiten.
- Ein Zusammenhang zwischen den statischen E-Moduli und der Verdichtung des Betons scheint nicht vorhanden zu sein.
- Einzig die Unterscheiben des Bestandsbetons der Entnahmestelle A1 zeigen Anzeichen für das von *Lydon und Balendran* beschriebene Verhältnis von dynamischem zu statischem E-Modul (Dynamikfaktor > 1). Die Oberscheiben beider Entnahmestellen hingegen gehen mit dem vom britischen Regelwerk CP 110 angegebenen Verhältnis von dynamischem zu statischem E-Modul einher (Dynamikfaktor $\approx 0,8$).
- Generell scheint sich in Hinsicht auf den Dynamikfaktor der Einzelschichten folgender Trend abzuzeichnen: O – sehr gering, 2 – vergleichsweise hoch, 3 – vergleichsweise gering, U – vergleichsweise hoch. Dies könnte darauf hindeuten, dass die Betondecke zweilagig oder zweischichtig gefertigt wurde. Im Zuge des Verdichtungsvorganges der einzeln eingebauten Lagen/Schichten ergäben sich jeweils für deren Unterschichten eine höhere Betondichte und folglich höhere Ultraschallgeschwindigkeiten.
- Für den Bestandsbeton der Entnahmestelle A21 zeigen sich über alle Schichten hinweg, aber vor allem für die Unterschicht, stärkere Streuungen der E-Module für den Fahrstreifen als für den Pannestreifen. Dies könnte auf einen Einfluss eines vergleichsweise inhomogenen Materialgefüges (evtl. infolge der Materialermüdung) auf die Bestimmung der E-Module hindeuten.
- Für den Bestandsbeton der Entnahmestelle A1 lässt sich kein Unterschied der E-Module des Fahr- zu denen des Pannestreifens erkennen.

4.2.5 Die Luftpermeabilität am Bestandsbeton

Zur Messung der Luftpermeabilität wurde im Rahmen des Projektes eine neue Messmethode entwickelt, die in Kapitel 5 im Detail beschrieben wird.

In der Schweiz existieren „Empfehlungen zur Qualitätskontrolle von Beton mit Luftpermeabilitätsmessungen“¹⁷ Darin wird angeführt, dass bei Beton *„die häufigsten Schäden durch eine ungenügende Dauerhaftigkeit und nicht durch eine ungenügende Festigkeit“* verursacht werden. Ein wesentlicher Aspekt für die Dauerhaftigkeit ist die Nachbehandlung des Betons im Zusammenhang mit der Dichtigkeit, d. h. es ist erforderlich die Prüfungen so weit wie möglich am Bestandsbeton durchzuführen. Mit Hilfe der Messung der Permeabilität kann der allgemeine Widerstand des Betons gegenüber dem Eindringen von Schadstoffen bestimmt werden. Dies kann entsprechend der Schweizer Empfehlungen an der Baustelle mit Hilfe der Torrent-Methode (SIA 262/1) oder an Bohrkernen mit Hilfe der neu entwickelten Messanlage im Labor durchgeführt werden. Die Methode im Labor hat den Nachteil, dass Bohrkern an der Baustelle entnommen werden müssen (zerstörende Prüfung). Andererseits wird durch die Versuche im Labor unter definierten klimatischen Bedingungen der Einfluss der Feuchtigkeit und der Temperatur des Betons minimiert/ausgeschlossen, der bei Insitu-Messungen die Messwerte stark verändern kann.

In Abbildung 4-23 sind die Ergebnisse der Permeabilitätsmessungen an Betonproben der verschiedenen Entnahmestellen und in Abbildung 4-24 die Differenz der intrinsischer (druckunabhängiger) Permeabilität von Oberbeton zu Unterbeton bezogen auf die intrinsische Permeabilität des Unterbetons dargestellt. Der Absolutwert der intrinsischen Permeabilität zeigt bei den Messungen der einzelnen Druckstufen (2, 3, 4 und 5 bara) eine gute Vergleichbarkeit.

¹⁷ F. Jacobs, A. Lehmann u.a.; Empfehlungen zur Qualitätskontrolle von Beton mit Luftpermeabilitätsmessungen, Bundesamt für Straßen; 2009

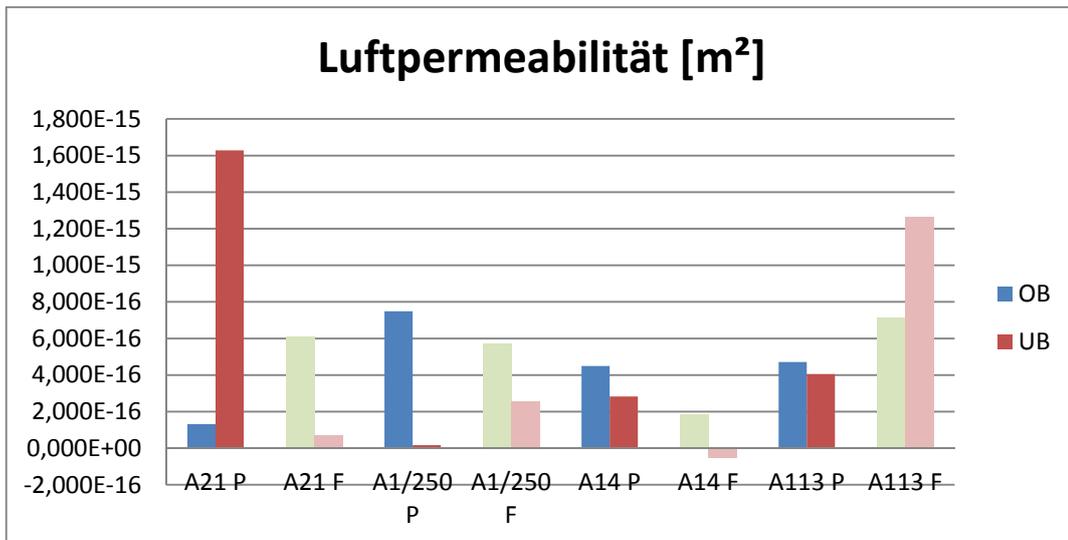


Abbildung 4-23: Ergebnisse der Permeabilitätsmessungen an Betonproben der verschiedenen Entnahmestellen

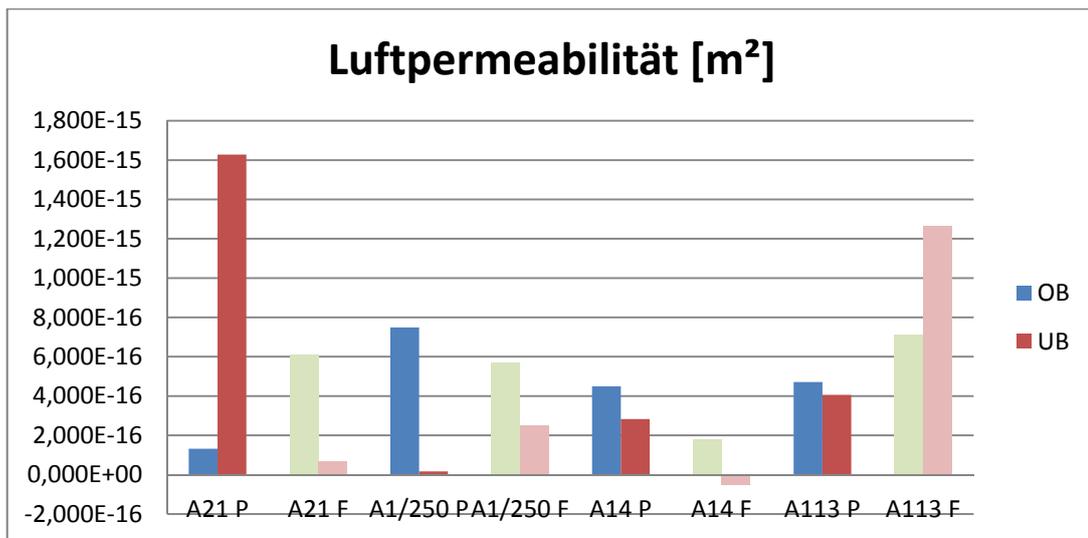


Abbildung 4-24: Differenz der intrinsischen Permeabilität von Oberbeton zu Unterbeton bezogen auf die intrinsische Permeabilität des Unterbetons

Abbildung 4-24 zeigt, dass die Unterschiede von Oberbeton und Unterbeton bei der Permeabilität sehr deutlich sind, d. h., dass ein unterschiedlicher Schädigungsgrad (?) mit Hilfe der Luftpermeabilität bei ausreichender Messgenauigkeit sehr gut darstellbar ist.

4.2.6 Bruchmechanische Kennwerte am Bestandsbeton

Die Ermittlung der bruchmechanischen Kennwerte erfolgte gemäß ÖN B3592¹⁸. Die Bestimmung der Kennwerte Kerb-Spaltzugfestigkeit und der spezifischen Bruchenergie erfolgt mit der Keilspaltmethode nach *Tschegg* gemäß ÖNORM B 3592. Diese Norm definiert die Grundzüge der Prüfung. Anforderungen an mit diesem Verfahren bestimmten Materialkennwerte wurden bis dato nur für dünne Aufbetonschichten („White Topping für Betonstraßen oder NÖBI) in RVS 13.01.51¹⁹ definiert. Zur Bestimmung wurden Bohrkern mit einem Durchmesser von 10 cm herangezogen. Nach der Probenvorbereitung (Schneiden der Starterkerbe, Aufkleben der Lasteinleitungsplatten) wurden die Probekörper in einer Prüfvorrichtung belastet. Im Zuge der Prüfung erfolgt die Aufzeichnung eines Last-Verschiebungsdiagramms bis zum vollkommenen Aufspalten der Probe. Abbildung 4-25 zeigt eine Systemskizze der Prüfung gemäß ÖNORM B 3592.

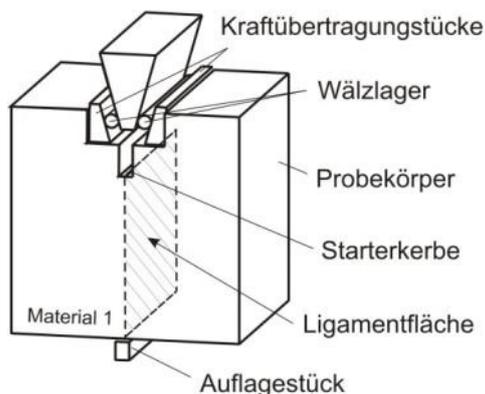


Abbildung 4-25: Ermittlung der bruchmechanischen Kennwerte

Die für die einzelnen Versuche gewählten Einstellungen sind Tabelle 4-8 zu entnehmen.

¹⁸ ÖN B3592: Bestimmung der Kerb-Spaltzugfestigkeit und der spezifischen Bruchenergie von Baustoffen, Baustoffverbindungen und Verbundwerkstoffen, Österreichisches Normungsinstitut, Wien, 2011.

¹⁹ RVS 13.01.51 Betondeckenerhaltung (März 2016)

Tabelle 4-8: Einstellungen für die Durchführung der Keilspaltprüfung

Belastung	Bis zum Absinken der Spalkkraft unter 10 % des Maximalwertes	
Keilwinkel	15 °	
Belastungsgeschwindigkeit	0,3 mm/min	

Auf Grundlage des in Tabelle 4-8 dargestellten Diagramms können die bruchmechanischen Kennwerte Kerb-Spaltzugfestigkeit σ_{KZ} und die spezifische Bruchenergie G_F ermittelt werden. Während die Kerb-Spaltzugfestigkeit in Korrelation zur einaxialen Zugfestigkeit bzw. Haftzugfestigkeit gesetzt werden kann, entspricht die spezifische Bruchenergie jener Gesamtarbeit, die zum Aufspalten des Interface aufgewendet werden muss. Durch Ermittlung dieser Materialkennwerte können Rückschlüsse auf das Materialgefüge getätigt werden.

Die bruchmechanischen Kennwerte wurden für jede Versuchstrecke im 1. Fahrstreifen sowie im Pannestreifen ermittelt. Die Ergebnisse sind Tabelle 4-9 zu entnehmen.

Tabelle 4-9 Ergebnisse der Ermittlung der bruchmechanischen Kennwerte

	Steinhäusl		Oberwang	
	σ_{KZ}	G_F	σ_{KZ}	G_F
1. Fahrstreifen	2,6	98	2,59	56
	3,2	93	2,64	69
	2,7	115	2,82	65
MW	2,8	102,0	2,7	63,3
Pannestreifen	2,57	111	3,27	67
	1,98	84	3,26	71
	2,34	86	3,13	108
MW	2,3	93,7	3,2	82,0

Tabelle 4-9 zeigt ein differenziertes Bild. Während die bruchmechanischen Kennwerte in Oberwang durchwegs im Pannenstreifen höher sind, wurde dies bei der Entnahmestelle Steinhäusl nicht beobachtet.

4.3 Vergleich der ermittelten Materialparameter bei Stand- und Fahrstreifen hinsichtlich ermüdungsbedingter Unterschiede

In Abbildung 4-26 bis Abbildung 4-31 sind die Mittelwerte der jeweiligen in Österreich durchgeführten Untersuchungen zur Spaltzugfestigkeit bei Fahrspur und Pannenstreifen gegenübergestellt.

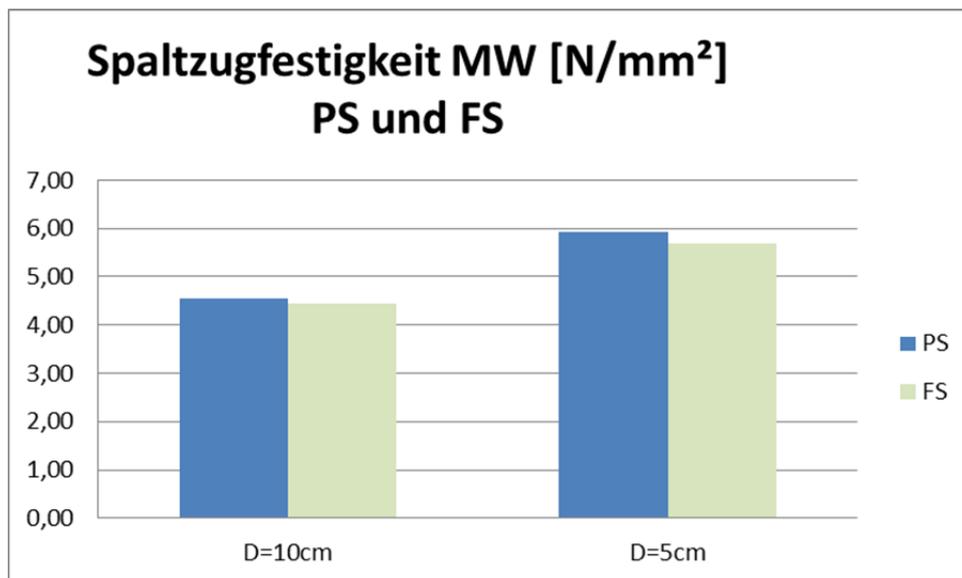


Abbildung 4-26 Vergleich der Mittelwerte der Spaltzugfestigkeit

Bildet man die Mittelwerte der Spaltzugfestigkeit aller geprüften Proben so ergibt sich Abbildung 4-26.

Wie erwartet sind aufgrund des Size-Effektes die Absolutwerte der Probekörper mit Durchmesser 5 cm größer als jene der Probekörper mit Durchmesser 10 cm. Die Mittelwerte zeigen beim Pannenstreifen gering höhere Festigkeiten als bei der Fahrspur. Aufgrund der Werte/Erkenntnisse der einzelnen Entnahmestellen kann dieser Trend allerdings nicht verallgemeinert werden.

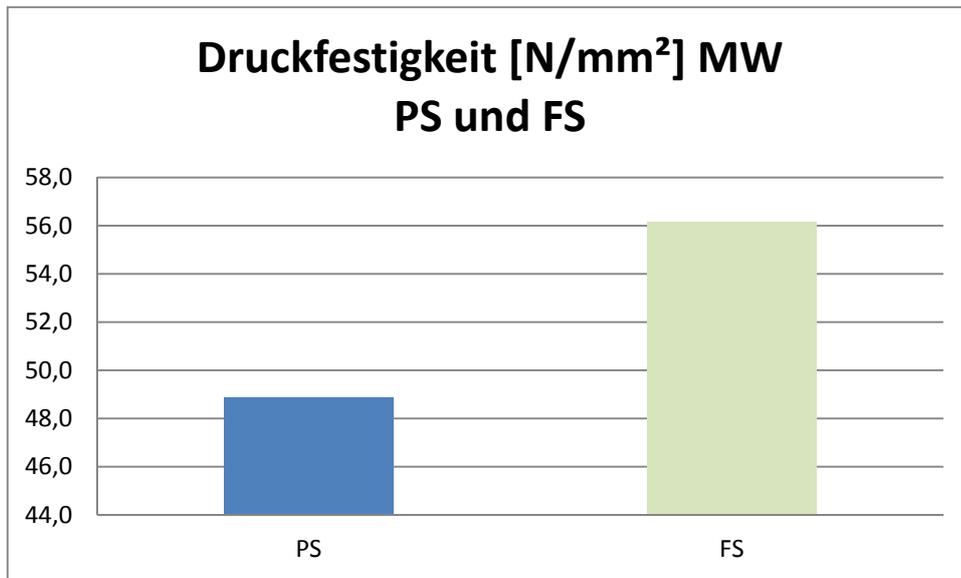


Abbildung 4-27 Vergleich der Mittelwerte der Druckfestigkeit von Fahrspur und Pannestreifen

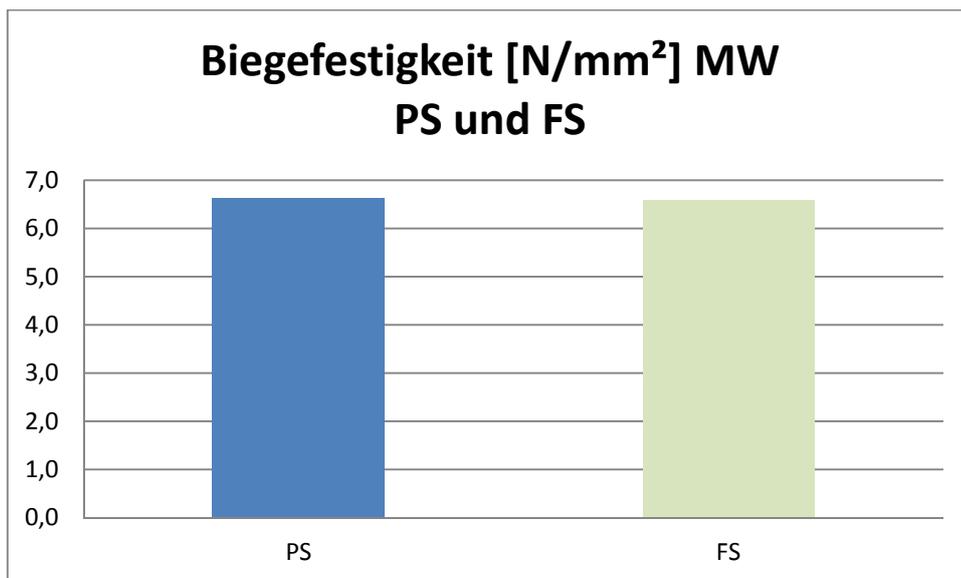


Abbildung 4-28 Vergleich der Mittelwerte der Biegefestigkeit von Fahrspur und Pannestreifen

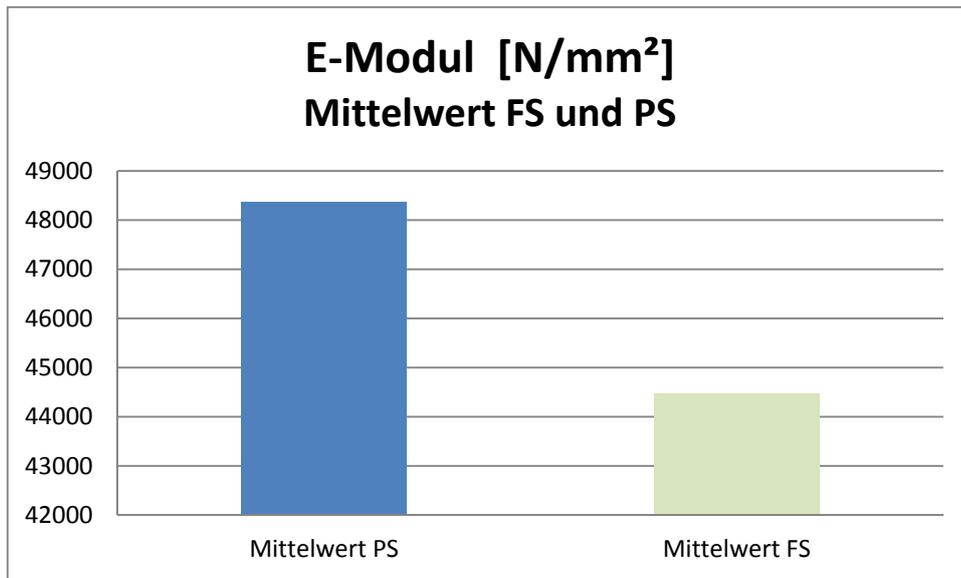


Abbildung 4-29 Vergleich der Mittelwerte des statischen E-Modul von Fahrspur und Pannestreifen

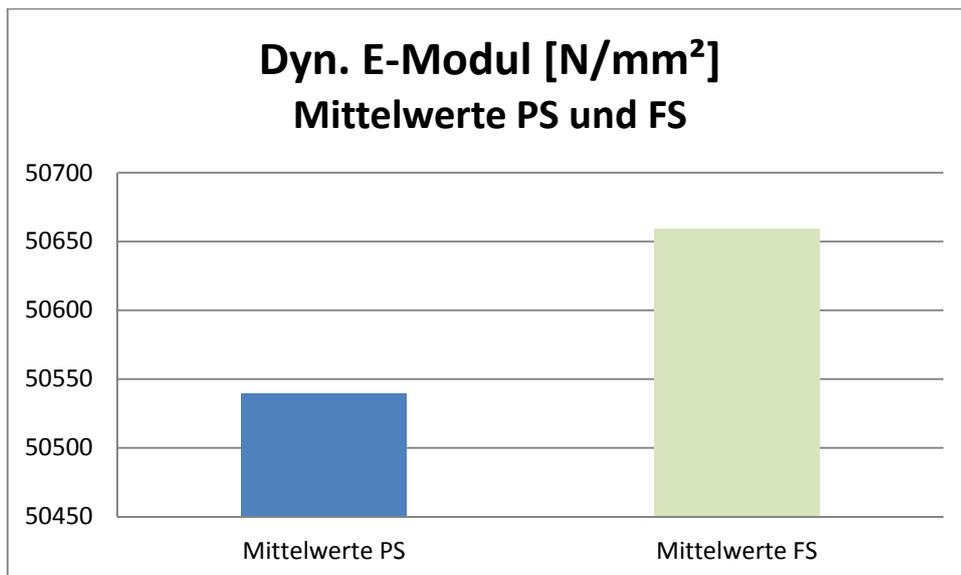


Abbildung 4-30 Vergleich der Mittelwerte des dynamischen E-Moduls von Fahrspur und Pannestreifen

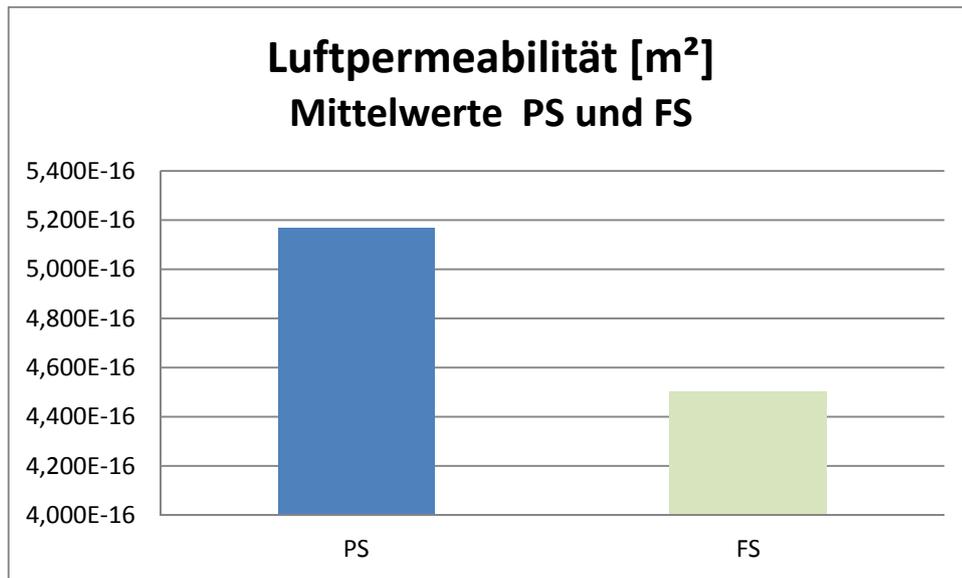


Abbildung 4-31 Vergleich der Mittelwerte der Permeabilität von Fahrspur und Pannestreifen

Die Darstellungen zeigen, dass die am Beginn des Projektes erhofften Unterschiede der Materialkennwerte von Fahrspur und Pannestreifen nicht dazu führen, dass die Materialwerte des Pannestreifen als eine Art „Nullbeton“ verwendet werden können um damit den Schädigungsfortschritt des Fahrstreifens zu beschreiben.

4.4 Gegenüberstellung aller Daten

In der folgenden Abbildung 4-32 wurden die Ergebnisse der Einzelprüfungen jeweils auf den Mittelwert über alle Messstellen bezogen. Damit ist ersichtlich, dass die Messwerte der einzelnen Entnahmestellen in einer realistischen Weise streuen, d. h. man kann davon ausgehen, dass die Prüfergebnisse eine ausreichende Genauigkeit besitzen. Lediglich die Permeabilität verändert sich beim Betrag der Einzelmessungen relativ stark. Das deutet darauf hin, dass sich ein unterschiedliches Materialverhalten bei der Luftpermeabilität in einer signifikanten Änderung der Messwerte manifestiert.

Ermittelte Kenngrößen relativ, bezogen auf den Mittelwert aller Proben

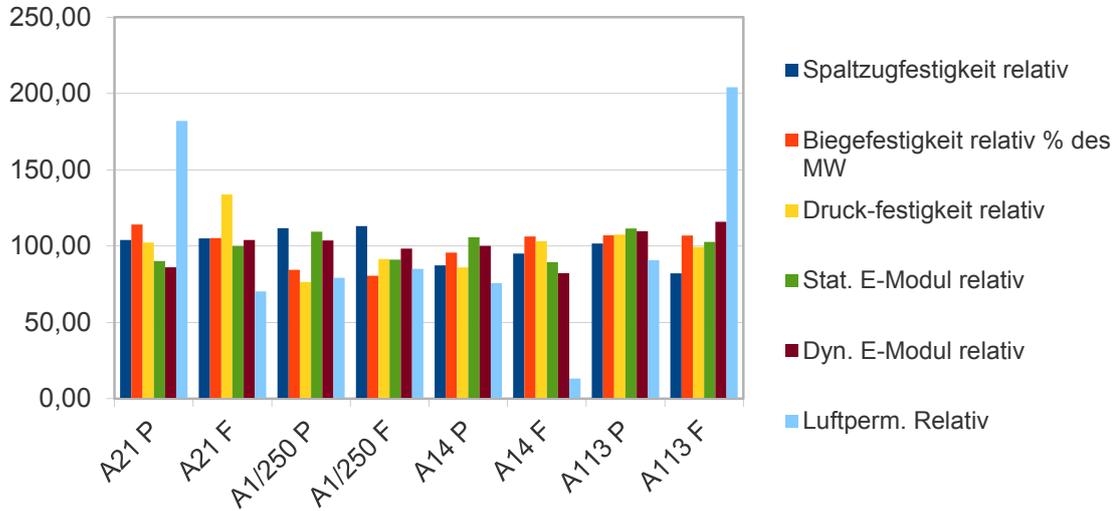


Abbildung 4-32 Relativwerte der Messgrößen, d. h. jeder Messwert wurde auf den Mittelwert der Messgröße aller Entnahmestellen bezogen (in Prozent)

In der folgenden Abbildung 4-33 wird die auf den Unterbeton bezogene Differenz der jeweiligen Messgröße als Schädigungsgrad bezeichnet. Dies geschieht unter der Annahme, dass der Beton aufgrund der dynamischen Belastung bzw. der Temperaturverformungen und der Lagerung der Platte an der Ober- bzw. Unterseite eine deutlichere Degradation aufweist. Die folgende Darstellung dieses Schädigungsgrades (?) zeigt, dass sich die Ergebnisse der Permeabilitätsmessung in ihrer Signifikanz deutlich von den anderen Werten abheben. Das kann einerseits aus einer Ungenauigkeit des Messverfahrens herrühren aber auch, und das ist hier die Annahme, dass sich diese Messgröße durch Ermüdungsbeanspruchungen im Beton signifikanter als die anderen Messgrößen verändert.

Schädigungsgrad Diff/UB aller Messstellen

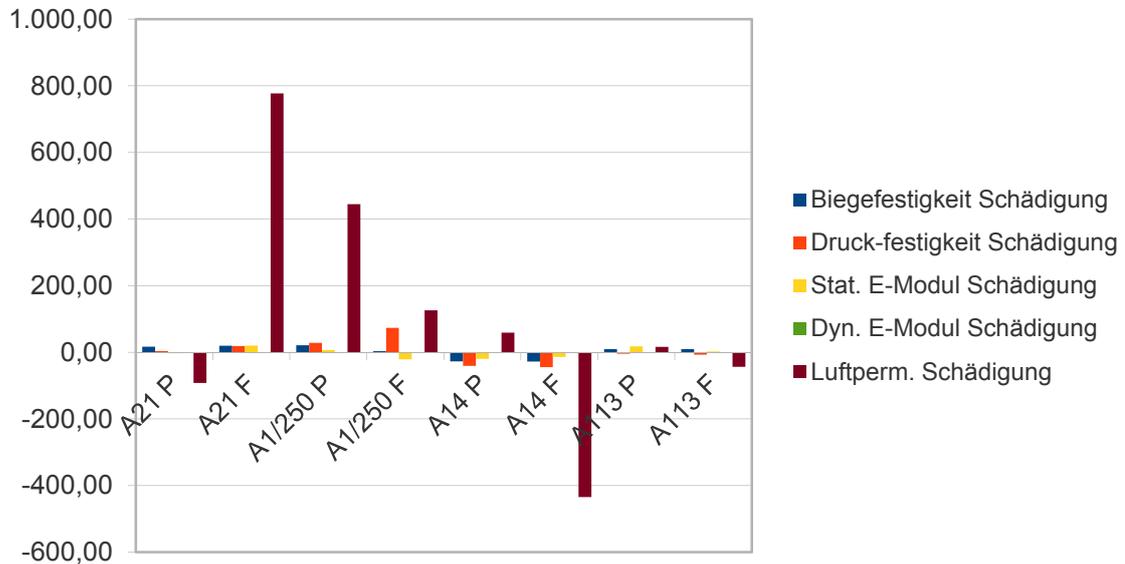


Abbildung 4-33 Darstellung des Schädigungsgrades der Messstellen²⁰

Der nach den Vorversuchen angenommene deutliche Zusammenhang zwischen E-Modul und Permeabilität – Verringerung der E-Moduls bedeutet eine Erhöhung der Permeabilität – kann nach dem Abschluss der Versuche nicht verifiziert werden. Bei einigen der Messstellen ist dieser Zusammenhang noch deutlich zu sehen, allerdings gibt es auch Messstellen mit anderem Materialverhalten. Ob dieser Zusammenhang besteht sollte im Abschnitt fünf des Projektes geklärt werden. In Jedem Fall ist anzumerken, dass für eine Verifizierung eine ausreichende Anzahl von Probekörpern geprüft werden muss. Die in der ONR 23303 angegebene Anzahl der Prüfkörper für den E-Modul (ein Probekörper) erscheint jedenfalls nach den Erfahrungen dieses Projektes als zu gering.

²⁰ Der Wert der Permeabilität der Messstelle A1/250P wurde durch 10 dividiert um die anderen Messwerte in ausreichendem Maße sichtbar zu machen.

5 GRUNDSATZUNTERSUCHUNGEN AM LABORBETON ZUR ERMÜDUNGSINDUZIERTEN SCHADENSEVOLUTION BESCHREIBUNG DES ERMÜDUNGSPROZESSES ZYKLISCH ZUGBEANSPRUCHTER PROBEN UND BEWERTUNG SIMULTAN ERMITTELTEN SCHÄDIGUNGSINDIKATOREN

Zur Erreichung der im Projektantrag angegebenen Ziele des AP 5:

- Beschreibung des Ermüdungsprozesses zyklisch zugbeanspruchter Proben eines im Labor hergestellten repräsentativen Fahrbahndeckenbetons
- Bewertung der Aussagefähigkeit der simultan während der zyklischen Beanspruchung ermittelten Schädigungsindikatoren.

Im vorliegenden Projekt wurden diese Ziele durch die Bearbeitung folgender Bereiche erreicht:

- Das Ermüdungsverhalten von Beton – Grundlagen
- Ausgewählte Parameter zur Beschreibung des Ermüdungsverhalten - E-Modul, Permeabilität
- Durchführung und Interpretation von Versuchen.

5.1 Das Ermüdungsverhalten von Beton

Fasst man die grundsätzliche Aufgabenstellung des vorliegenden Projektes zusammen – Identifizieren eines Materialkennwertes, der die Degradation des Beton beschreiben kann -, so ist für die Aussage über die technische Lebensdauer des Straßenbetons nicht nur die dynamische Belastung und die dadurch erfolgte Ermüdung des Beton relevant, sondern auch die klimatischen Einflüsse auf den Beton, die in der Literatur, als Dauerhaftigkeit des Betons (Durability of Concrete) bezeichnet wird.

*Wesche*²¹ beschreibt die Dauerhaftigkeit damit: „*dass ein Bauwerk und damit auch die im Bauwerk verarbeiteten Baustoffe über die vorgesehene Lebensdauer gegen alle*

²¹ *Wesche, Karlhans*; Baustoffe für tragende Bauteile, Band 2, Vieweg+Teubner Verlag; Auflage: 3. Aufl. 1993. Softcover reprint of the original 3rd ed. 1993 (31. Juli 2012)

vorauszu sehenden Einflüsse bei ausreichender Instandhaltung genügend widerstandsfähig sind“, d. h. er bezieht auch die „Ermüdung“ des Materials in seine Definition mit ein.

Schließt man Schäden aufgrund konstruktiver Mängel oder kurzfristig auftretende Schäden im Zusammenhang mit der Verarbeitung (z. B. Nachbehandlung) des Betons aus, so treten folgende Belastungen auf:

- mechanische Beanspruchung (statische und dynamisch Beanspruchung, Abrieb)
- klimatische Beanspruchung (thermische Beanspruchung, Feuchtebeanspruchung)
- chemische Beanspruchung (z. B. Tausalz, Benzin, Öle)
- Katastrophen (Brandbeanspruchungen, evtl. bei Unfällen).

Im Rahmen dieses Projektes wird in den weiteren Darstellungen nur das Ermüdungsverhalten aufgrund einer zyklischen Beanspruchung des Betons betrachtet.

Folgende Fragen sind dazu zu klären:

- Beziehung zwischen zyklischer Einwirkung und Materialkennwerten
- Methoden zur Beschreibung des Ermüdungsverhaltens von Beton - Prüfverfahren mit Aussagen zur Schädigungsreaktion bei zeitabhängigen Belastungen, Versagenskriterien.

Beziehung zwischen zyklischer Einwirkung und Materialkennwerten

Als Materialermüdung definiert z. B. *Dieter Radaj und Michael Vormwald*²² „die Schädigung oder das Versagen von Werkstoff und Bauteil unter zeitlich veränderlicher, häufig wiederholter Beanspruchung“.

Das Ermüdungsverhalten von Werkstoffen wurde vorerst bei metallischen Werkstoffen entdeckt. *August Wöhler* (1819 – 1914) versuchte nach der Beobachtung von Schadensfällen an Eisenbahnradern die Vorgänge bei ständig wechselnder Belastung zu beschreiben. Damals war nicht bekannt, dass Baustoffe bei einer Wechselbeanspruchung eine geringere Belastbarkeit besitzen als bei reiner statischer Belastung. Dieser Zusammenhang wurde von *August Wöhler* entdeckt. Dieses Materialverhalten bezeichnete er als Ermüdungsverhalten und beschreibt damit die Abnahme der Festigkeit/Leistungsfähigkeit durch zyklisch-mechanische Beanspruchungen. In diesem

²² *Dieter Radaj, Michael Vormwald*; Ermüdungsfestigkeit; Springer; Auflage: 3., Corrected Aufl. 2007, 3., korr. Nachdruck 2010 (13. August 2010)

Zusammenhang veröffentlichte *August Wöhler* im Jahre 1870²³ „Über die Festigkeitsversuche mit Eisen und Stahl“.

Natürlich wurde ab dem Zeitpunkt dieser Veröffentlichung versucht dieses Materialverhalten auch bei anderen Werkstoffen zu entdecken und entsprechend ihrer charakteristischen Belastungsart – bei Beton mit Druckversuchen - zu beschreiben.

Arbeiten zum Thema Ermüdungsverhalten von Beton gibt es aus der Zeit vor dem zweiten Weltkrieg u.a. von *Van Ornum*²⁴ und *Mills*²⁵

Von den Versuchen nach dem 2. Weltkrieg sind neben anderen Arbeiten jene von *W. Freitag*²⁶ und *K. Wesche*²⁷ von Bedeutung, die sich mit einer Zusammenfassung des damals aktuellen Wissens befassten. So schreibt z. B. *Freitag* 1970: „... So ist bis jetzt noch nicht bekannt, ob der Beton eine echte Dauerfestigkeit besitzt, die in einem Knickpunkt der Wöhlerlinie bei der Grenzlastspielzahl N_{Grenz} , wie er vom Stahl her bekannt ist, zum Ausdruck kommen müsste, und die besagt, dass die Überlebenswahrscheinlichkeit In Abhängigkeit von der Schwingbreite im Bereich $N > N_{Gr}$ konstant ist. Weiterhin Ist der Einfluss wechselnder Schwingbreiten unterschiedlicher Reihenfolge und von Belastungspausen nicht ausreichend bekannt.“

K. Wesche (1973) beschäftigt sich am Beginn der Arbeit mit der Dauerstandfestigkeit und insbesondere auch mit dem Versagensverhalten in dem er sich auf *Zaytsev und Wittman* bezieht: „Ausgehend von der Risstheorie, die auf die Verhältnisse in Zementstein und Beton übertragen wird, beschreiben *Zaytsev und Wittmann* das Risswachstum ausgehend von den Zementsteinporen. Der Bruch des Betons wird dabei durch den Beginn des instabilen Risswachstums definiert. Zur Anwendung der Theorie ist die Kenntnis des Erhärtungsverlaufs, des E-Moduls und des Kriechens erforderlich Als Ergebnis aller Versuche kann angenommen werden, dass als unterer Wert für die Dauerstandfestigkeit ca. 75% der Kurzzeitfestigkeit angesetzt werden kann. Die Längsdehnungen von Normalbeton erreichten in Dauerstandversuchen bis 15%. Einflüsse aus unterschiedlicher Betonzusammensetzung lassen sich bisher noch nicht sicher angeben.“

²³ *Wöhler, A.* (1870) Über die Festigkeitsversuche mit Eisen und Stahl, Zeitschrift für Bauwesen vol. 20 pp73-106

²⁴ *Van Ornum, J. L.* The Fatigue of Concrete, Transactions of the American Society of Civil Engineers, 1903, Vol. LVIII, Issue 1, Pg. 294-320.

²⁵ *Mills, R. E., and Oawson, R. F.*, Fatigue of Concrete. Proceedings of the Highway Research; Board 7 (1927), S. 160. (Literaturübersicht und Versuche zwischen 1898 und 1926 um den damals aktuellen Wissenstand auf dem Gebiet der Betonermüdung unter verschiedenen Belastungen und Umgebungsbedingungen zu beschreiben)

²⁶ *Freitag, W.*; Das Ermüdungsverhalten des Betons Stand der Kenntnisse und der Forschung, Darmstadt; Nr. 5, 1970, S. 192-252

²⁷ *Wesche, K. Weber, J. , Kunze W.*; Zum Ermüdungsverhalten von unbewehrtem Beton, Stand der Forschung; Cement and Concrete Research. Vol. 3, pp. 433-443, 1973. Pergamon Press, Inc. Printed in the United States

K. Wesche probiert weiters bereits das Ermüdungsverhalten zu beschreiben und formuliert: „Werden Werkstoffe einer dynamischen Beanspruchung ausgesetzt, so stellen sich Veränderungen in ihrem Gefüge ein, was sich im allgemeinen in einer Verminderung der im üblichen Kurzzeitversuch ermittelten Festigkeit ausdrückt. Diese Gefügeänderungen werden als Teilbrüche angesehen und bedeuten bereits eine Schädigung des Werkstoffes. Ihre Anhäufung führt zum Ermüdungsbruch.“

Prinzipiell müssen bei der Erörterung der Veränderungen der Materialkennwerte infolge Ermüdungsbeanspruchung zwei Zustände unterschieden werden:

- der Schädigungszustand: Dieser Zustand beschreibt den aktuellen Stand der Degradation der relevanten/ausgewählten Materialeigenschaften zum betrachteten Zeitpunkt.
- der Lebensdauerzeitpunkt: Dieser beschreibt wie lange das Material bei einer zu erwartenden dynamischen Belastung noch gebrauchstauglich ist.

An die Indikatoren für den Schädigungszustand und den Lebensdauerzeitpunkt werden unterschiedliche Anforderungen gestellt. Während ein Indikator für die Schädigung nach Thiele²⁸ „eine möglichst große und schädigungssynchrone relative Veränderbarkeit über die gesamte Lebensdauer“ aufweisen muss, um alle wesentlichen Parameter zu berücksichtigen, muss sich ein Indikator für den Lebensdauerzeitpunkt nach einem Zeitgesetz verändern, bei dem auch das Versagen in mathematischer Form beschrieben werden kann.

Über die Degradation der Druckfestigkeit während der Ermüdungbelastung sind u.a. Untersuchungen von Ibuk²⁹, Pfister³⁰ und Thiele vorhanden. Der Aufwand dieser Messungen ist relativ hoch, da, während Verformungen in einem Dauerschwingversuch mit zerstörungsfreien Messungen stetig aufgezeichnet werden können, die Änderung der Druckfestigkeit jedoch nicht an ein und demselben Prüfkörper ermittelt werden kann. Daher ist für derartige zerstörende Prüfungen eine große Anzahl an Betonprobekörpern mit unterschiedlichen Lastspielzahlen N_i notwendig, um die entsprechenden Daten zu erhalten.

²⁸ Thiele, Marc; Experimentelle Untersuchung und Analyse der Schädigungsevolution in Beton unter hochzyklischen Ermüdungsbeanspruchungen; Dissertation; Fakultät VI – Planen Bauen Umwelt der Technischen Universität Berlin zur Erlangung des akademischen Grades; Berlin 2015

²⁹ Ibuk, Hurşit; Ermüdungsverhalten von Beton unter Druckschwellbelastung; Dissertation, Fakultät für Bau- und Umweltingenieurwissenschaften der Ruhr-Universität Bochum;2008

³⁰ Pfister, Tobias Rudolf; Ein Ermüdungsschädigungsmodell für Zuverlässigkeitsanalysen von Stahlbetontragwerken; Dissertation, Fakultät für Bau- und Umweltingenieurwissenschaften der Ruhr-Universität Bochum;2007

Da jede Probe vorher zerstört wird, ist eine Zuordnung der Lastspielzahlen zur Versagenslastspielzahl N_f nicht möglich, da diese nicht mehr eruiert werden kann.

Druckschwellbeanspruchter Beton zeigt typischerweise eine S-förmige Kurve der in Belastungsrichtung auftretenden Verformungen (Abbildung 5-1). Dass sich bei den Dehnungsverläufen drei charakteristische Phasen darstellen lassen, wird in der Literatur übereinstimmend festgestellt. Über die Grenzen der Phasen liegen jedoch unterschiedliche Angaben vor.

Prinzipiell scheinen die Phasen I und III bei Normalbeton stärker ausgeprägt zu sein als bei höherfesten Betonen (vgl. *Thiele*, 2015).

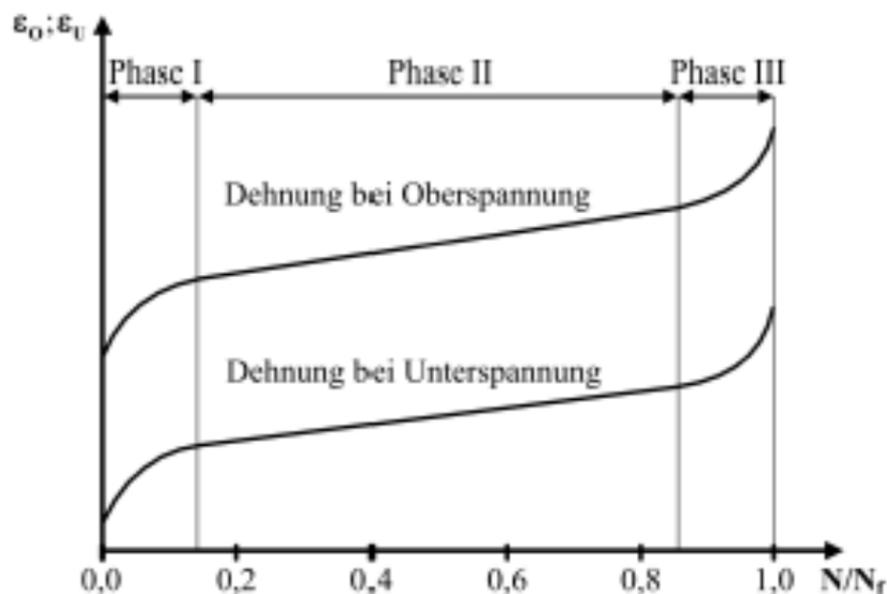


Abbildung 5-1: 3-phasige Entwicklung der Stauchung/Dehnungen bei Ermüdungsversuchen im Druckschwellbereich³¹

Einen Zusammenhang zwischen der Bruchlastwechselzahl und der Stauchungsrate /Dehnungsrate in Phase II, also eine Lebensdauer-Beziehung, versuchten *Cornelissen* und

³¹ *Oneschkow, N.*, Analyse des Ermüdungsverhaltens von Beton anhand der Dehnungsentwicklung; Dissertation, Leibniz Universität Hannover, Institut für Baustoffe, 2014

*Reinhardt*³² herzustellen: Sie zeigten, je höher die Dehnungsrate in Phase II ist, desto geringer ist die ertragbare Lastspielzahl. Obwohl aufbauend auf diesen Überlegungen Abschätzungen der Lebensdauer existieren, konnte nach *Hohberg*³³ noch keine zufriedenstellende und allgemeingültige Beziehung zwischen Verformungsgeschwindigkeit und Lebensdauer hergestellt werden.

Ziel der Arbeit von *Oneschkow*³⁴ war es, einen analytischen Zusammenhang zwischen der Dehnungsentwicklung und den untersuchten Einflüssen Oberspannung, Belastungsfrequenz und Wellenform herzustellen, um das Ermüdungsverhalten zu beschreiben. Es konnte nur die qualitative Feststellung gemacht werden, dass die logarithmierte Bruchwechselzahl linear von der Dehnungsrate in Phase II abhängt. So führt eine geringere Zunahme der Dehnungen in der zweiten Phase zu höheren Bruchlastwechselzahlen.

Ein anderes Modell zur Berücksichtigung der Dehnung unter Ermüdungsbeanspruchung ist in *Von der Haar und Marx*³⁵ beschrieben. Die oft verwendete vereinfachte Annahme, dass sich die Dehnung bei Ermüdungsversuchen aus elastischen und plastischen Anteilen zusammensetzt, wobei die plastische Dehnung als Ermüdungsschädigung verstanden wird, konnte in Versuchen nicht bestätigt werden. Ermüdungsversuche mit gleichen bezogenen Ober- und Unterspannungen, aber unterschiedlichen Versuchsdauern führten zu anderen Ermüdungsbruchdehnungen.

Trägt man die Entwicklung der Steifigkeit wie bei der Dehnung über die Lebensdauer, d. h. die bezogene Lastspielzahl, auf, erkennt man ebenfalls eine 3-phasige Entwicklung, die ähnlich zu jener der Dehnungen verläuft. Als Ursache für die kontinuierliche Steifigkeitsabnahme können analog Mikrorisse und deren spätere Vereinigung zu Makrorissen genannt werden. Das Problem mit den ermüdungsbedingten Verformungen stellt sich bei den Messungen der Steifigkeit laut *Anders*³⁶ nicht, diese sind davon weitestgehend unabhängig. Darüber hinaus ist eine kontinuierliche, zerstörungsfreie Messung möglich.

³² H. A. W., *Reinhardt H. W.*; Uniaxial tensile fatigue of concrete under constant-amplitude and programme loading. Magazine of Concrete Research 36(129): 216-226; 1984

³³ *Hohberg, R.*; Zum Ermüdungsverhalten von Beton; Dissertation; Fakultät VI Bauingenieurwesen u. Angewandte Geowissenschaften; Berlin 2004

³⁴ *Oneschkow, N.*, Analyse des Ermüdungsverhaltens von Beton anhand der Dehnungsentwicklung; Dissertation, Leibniz Universität Hannover, Institut für Baustoffe, 2014

³⁵ *Von der Haar und Marx*; Untersuchungen zur Steifigkeit und Ultraschallgeschwindigkeit dynamisch beanspruchter Betonproben; Beton- und Stahlbetonbau; Volume 111, Issue 3; 2016

³⁶ *Anders, S.*; Betontechnologische Einflüsse auf das Tragverhalten von Grouted Joints. Dissertation, Leibniz Universität Hannover, Hannover 2007

Im Zuge einer Literaturlauswertung hat *Roggendorf und Goralski*³⁷ den Steifigkeitsverlust von zyklisch beanspruchtem Beton als Parameter zur Beschreibung des Ermüdungsprozesses untersucht. Dabei wird der Verlust an Steifigkeit als kontinuumsmechanische Schädigung nach Grünberg und *Göhlmann*³⁸ verstanden und soll einen geeigneten Indikator der Materialdegradation darstellen.

Ermüdungsversuche mit Druckschwellbeanspruchung haben gezeigt, dass es auch in der Spannungs-Dehnungs-Beziehung zu fortlaufenden Veränderungen kommt.

Die Gesamtverformung von Beton beinhaltet nach *Hegger et al.*³⁹ grundsätzlich mehrere reversible, irreversible, spannungsabhängige und spannungsunabhängige Formänderungen. Eine durch äußerliche Beanspruchung verursachte Dehnung setzt sich demnach aus einem elastischen und einem plastischen Anteil zusammen, die beide mit der Lastspielzahl zunehmen. Die plastischen Verformungen bleiben in Form von Eigenspannungen im Gefüge erhalten. Infolge der visko-elastischen Eigenschaft ergibt sich für die zeitabhängigen Dehnungen eine Abhängigkeit vom Belastungsniveau, vom Betonalter und von der Belastungszeit bzw. Belastungsgeschwindigkeit.

Nach *Thiele*⁴⁰ lassen sich die bisherigen Erkenntnisse folgendermaßen zusammenfassen:

- Der Ermüdungsprozess im Beton unterscheidet sich aufgrund der Heterogenität des Materials stark von den entsprechenden Vorgängen in Metallen, d. h. es gibt keine Art der Wöhlerfestigkeit.
- Es gibt keine klare Festlegung für die lastbedingte Materialschädigung bei Beton. D. h. für die Quantifizierung der Schädigung existiert derzeit kein definiertes Maß, es gibt daher immer nur eine relative Betrachtung in Bezug auf einen festgelegten Referenzzustand (Nullbeton).
- Die erzeugte Materialschädigung hat keine zuordenbare Auswirkung auf die einzelnen (makroskopischen) Materialeigenschaften, d. h. der Grad der Materialschädigung kann nicht anhand einzelner (makroskopischen) Materialeigenschaften quantifiziert bzw. bestimmt werden.

³⁷ *Roggendorf, Thomas, Goralski Claus*; Ermüdungsverhalten von Beton unter zyklischer Beanspruchung aus dem Betrieb von Windenergieanlagen; Beton- und Stahlbetonbau, Volume 109, Issue 11; 2014

³⁸ *Grünberg J., Göhlmann, J.*; Schädigungsberechnung an einem Spannbetonbauwerk für eine Windenergieanlage unter mehrstufiger Ermüdung; Beton- und Stahlbetonbau Volume 101, Issue 8; 2006

³⁹ *Hegger, J., Roggendorf, T., et. al.*; Ermüdungsverhalten von Beton unter zyklischer Beanspruchung aus dem Betrieb von Windkraftanlagen. Fraunhofer IRB Verlag, Stuttgart 2014

⁴⁰ *Thiele, Marc*; Experimentelle Untersuchung und Analyse der Schädigungsevolution in Beton unter hochzyklischen Ermüdungsbeanspruchungen; Dissertation; Fakultät VI – Planen Bauen Umwelt der Technischen Universität Berlin zur Erlangung des akademischen Grades; Berlin 2015

- Die Veränderung des E-Moduls gibt den ermüdungsbedingten Schädigungszustand im Beton am deutlichsten wieder. Die Auswirkung der Schädigung auf die Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Betons kann jedoch nicht anhand einer skalaren Größe mit Bezug auf den E-Modul erfasst werden.

Nach dem derzeitigen Wissensstand lässt sich kein belastbarer Indikator für die Ermüdungsschädigung festlegen. Die, von den verschiedenen Autoren gefundenen, Parameter sind entweder nur qualitativer Natur oder lassen sich kaum auf andere Situation übertragen (vgl. z. B. *Payman A., Szymanski*⁴¹ 2006).

Methoden zur Beschreibung des Ermüdungsverhaltens von Beton

Bei einer Betonschädigung treten Änderungen der Mikrostruktur im Material auf. Zur quantitativen Erfassung dieser Schädigungen – Gefügeveränderungen, Gefügeschädigungen – werden unterschiedliche Messmethoden herangezogen.

Mit Hilfe von zerstörenden Prüfverfahren können Kennwert der Gefügeschädigung wie z. B. die Veränderung der Festigkeit bestimmt werden.

Zerstörungsfreie Prüfverfahren wie die Bestimmung der Ultraschalllaufzeit zeigen Änderungen der elastischen Kennwerte, d. h. zum Beispiel die Verringerung des dynamischen E-Moduls, der auch bei der Klassifizierung von Expositionsklassen zur Gewichtung des Schadensfortschrittes verwendet wird.

Eine Übersicht über Prüfungen zur Dauerhaftigkeit ist z. B. bei *Dhanya B. S*⁴² dargestellt. Die Messmethoden beschäftigen sich mit der Beurteilung der Chlorideindringung, Gaseindringvermögen (z. B. Permeabilität), Wasseraufsaugverhalten und elektrischer Oberflächenwiderstand (Wenner 4 Probe resistivity).

Bei Beton zeigt sich im Druckversuch, dass der Werkstoff bis ca. 40 % seiner Festigkeit ein nahezu linear elastisches Verhalten aufweist. In diesem Bereich treten im Beton nur Mikrorissen aufgrund des Hydratationsprozesses und des Schwindverhaltens des Zementsteins auf. Druckbelastungen über den linear elastischen Bereich führen zu einem Aufweiten der Risse (Zugbeanspruchung) und im weiteren zu plastischen Verformungen, d. h. zu einem Anwachsen der Rissstruktur. Die Risse bilden sich vermehrt in der Kontaktzone

⁴¹ *Payman A., Szymanski M.*; Fatigue in Plain Concrete Phenomenon and Methods of Analysis; Göteborg : Chalmers tekniska högskola, 2006. Examensarbete - Institutionen för bygg och miljöteknik, Chalmers tekniska högskola; 2006:5

⁴² *Dhanya B. S.*, Transport mechanisms in concrete and durability test methods, Department of Civil Engineering, IIT Madras National Workshop on Achieving Durable Concrete Construction Through Performance Testing

von Zementstein und Zuschlagskorn (ITZ = interfacial transition zone), was auch durch den unterschiedlichen E-Modul bedingt ist (der Wert des E-Moduls von Normalbeton liegt mit ca. 30 000 N/mm² zwischen den Werten des reinen Zementsteins 5000 bis 20 000 N/mm² und den Werten des Moduls der Gesteinskörnung mit 10 000 N/mm² bis 100 000 N/mm²). Die durch die Risse veränderte/geschädigte Struktur führt im Weiteren zu einer Abflachung der Spannungs-Dehnungslinien, d. h. einem Abfall des E-Moduls.

Bei der Druckbeanspruchung verteilen sich die Verformungen und Schädigungen über die gesamte Probe und weisen vor dem tatsächlichen Bruch noch keine eindeutige Lokalisation auf. Mit dem Erreichen der maximalen Spannung vereinigen sich die Makrorisse und bilden Bruchflächen aus, die vorwiegend parallel zur Belastungsrichtung orientiert sind⁴³.

Nach dem Bruch kommt es, ähnlich wie unter Zugbeanspruchung, zu einer Lokalisation der Schädigungen.

Zur Bestimmung des Ermüdungsverhalten von Beton schreibt *Hohberg*⁴⁴: „Die Ermüdung von Beton wurde bislang hauptsächlich unter Laborbedingungen auf empirischer Basis erforscht. Die Art der Ermüdungsbeanspruchung in zahlreichen Veröffentlichungen variiert zwischen Zug-, Druck-, Biegezug-, Biegedruck- und Spaltzugbeanspruchungen. *Hilsdorf et. al, Mills & Dawson, Ewing, Nordby, Murdock, Soretz, Freitag, Bischoff & Perry und Ceb* stellten u. a. in ihren Arbeiten eine Übersicht über das Ermüdungsverhalten von Beton zusammen. Weitergehende experimentelle Vorgehensweisen zur Ermüdungserfassung bzw. -ermittlung, wie die Sichtbarmachung von Rissen, die Erfassung von Gefügeänderungen mit Hilfe von Röntgenstrahlung, den Einsatz von Ultraschallverfahren ... und der Schallemissionsanalyse (SEA) wurden in der Literatur beschrieben.“

Folgende Einflussfaktoren sind, nach derzeitigem Stand des Wissens, für das Verhalten von Beton unter dynamischer Belastung von Bedeutung:

- Vollkommen identisch hergestellte Probekörper ergeben bei einem identischen Versuchsaufbau stark divergierende Lastwechselzahlen.
- Die Lastspielzahl ist von der gewählten Ober- und Unterspannung abhängig. Hohe Oberspannungen bzw. große Spannungsdifferenzen ergeben eine geringere Lastwechselzahl.
- Bei Pausen in der Lastaufbringen werden häufig höhere Lastwechselzahlen erreicht.

⁴³ Van Mier, J. G. M.; *Strain-softening of concrete under multiaxial loading conditions*. PhD thesis, Eindhoven University of Technology, The Netherlands; 1984

⁴⁴ *Hohberg, R.*; Zum Ermüdungsverhalten von Beton; Dissertation; Fakultät VI Bauingenieurwesen u. Angewandte Geowissenschaften; Berlin 2004

Hohberg gibt weiter an, dass hohe Beanspruchungsfrequenzen höhere Bruchlastspielzahlen ergeben.

5.2 Ausgewählte Parameter zur Beschreibung des Ermüdungsverhaltens

Im Rahmen dieser Arbeit wurden Probekörper auf Biegung dynamisch belastet und die Veränderung des dynamischen E-Moduls, des statischen E-Moduls und der Luftpermeabilität untersucht.

5.2.1 Der dynamischer E-Modul

Wie schon in Abschnitt 4 beschrieben kann der dynamische E-Modul mit Hilfe der Methode der Durchschallung des Probekörpers ermittelt werden. Der Schallimpuls durchläuft dabei den Probekörper der Länge nach in Form einer Longitudinalwelle. Gemessen wird die Laufzeit zwischen den Schallköpfen, d. h. vom Sender zum Empfänger.

Treten im Gefüge durch Ermüdung Mikrorisse auf, so verlängert sich der Schallweg und der dynamische E-Modul sinkt.

5.2.2 Der statischer E-Modul

Der Elastizitätsmodul ist jener Materialkennwert der das linear-elastische Verformungsverhalten eines Werkstoffs beschreibt, d. h. er gibt das Verhältnis der Normalspannung zu der von ihr in Beanspruchungsrichtung ausgelösten elastischen Verformung (Dehnung) an. Bereits geringe äußere Lasten rufen auch bleibende (plastische) Verformungen hervor, daher kann der Beton nach seiner Entlastung nicht mehr auf seine Ausgangslänge zurückfedern. Das hat zur Folge, dass die Spannungs-Dehnungs-Linie des Betons von Anfang an gekrümmt verläuft (Abbildung 5-2).

Die Krümmung der Kurve steigt ab ca. 40% der Betondruckfestigkeit (f_{cm}) sehr stark an. Der Grund liegt darin, dass die Häufigkeit und die Länge der Mikrorisse in der Kontaktzone zwischen Zementstein und groben Gesteinskörnern zunehmen. Bis zu diesem Spannungsniveau folgt der Beton bei kurzzeitiger Druckbeanspruchung annähernd dem Hook'sche Gesetz.

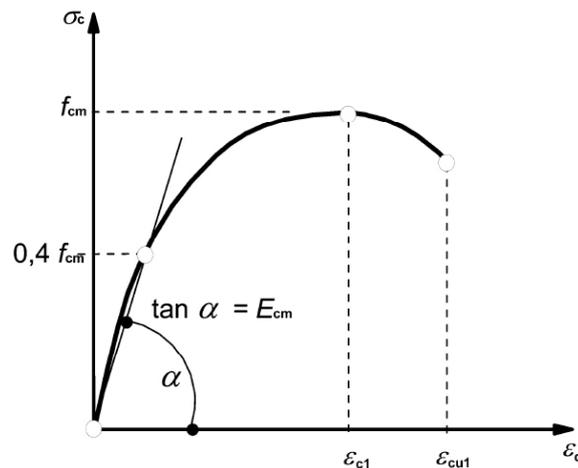


Abbildung 5-2 Schematische Darstellung einer Spannungs-Dehnungs-Linie für Beton⁴⁵

Der Beton muss hinsichtlich des Elastizitätsmoduls näherungsweise als Zweistoffsystem (Zementstein und Gesteinskörnung) angesehen werden.

E-Modul-Prüfung

Die Prüfung des E-Moduls wurde im Rahmen des Projektes nach den Angaben der ONR 23303 durchgeführt.

„Der statische Elastizitätsmodul ist als Quotient der Spannungsdifferenz und der Dehnungsdifferenz zwischen einer Vorlast $\sigma_b = 0,1 \times \sigma_a$ und einer Oberlast von σ_a entsprechend einem Drittel der voraussichtlichen Probendruckfestigkeit zu bestimmen.“

Der Probekörper wird zentrisch in die Druckmaschine eingebaut und mit der Vorlast von $\sigma_b = 0,1 \times \sigma_a$ belasten. Nach der Ablesung der Dehnungsaufnehmer muss die Spannung bis zur Oberspannung von $\sigma_a = f_c/3$ gleichmäßig mit einer Belastungsgeschwindigkeit von $(0,6 \pm 0,4)$ N/mm² je Sekunde erhöht und 60 Sekunden gehalten werden. Zu diesem Zeitpunkt ist eine erneute Dehnungsmessung erforderlich. Danach ist mit der vorgenannten Geschwindigkeit bis zur Vorlast σ_b zu entlasten und der Vorgang mit der gleichen Belastungssteigerung noch zweimal zu wiederholen, wobei die Vorlast und die Oberlast jeweils 60 Sekunden konstant zu halten sind. Nach dem dritten Zyklus (einschließlich der 60 Sekunden Wartezeit) muss innerhalb 30 Sekunden eine Dehnungsmessung nochmals unter der weiterhin konstanten Vorlast durchgeführt werden. Anschließend ist ein letzter Belastungszyklus vorzunehmen,

⁴⁵ Katzer, A.; Die Veränderung des Elastizitätsmoduls bei Dauerschwingbelastung; Diplomarbeit TU-Wien; 2019

bei dem die Dehnungsmessung ohne Wartezeit nach dem Abschluss der gleichmäßigen Belastungssteigerung, binnen 30 Sekunden erfolgt (Abbildung 5-3).

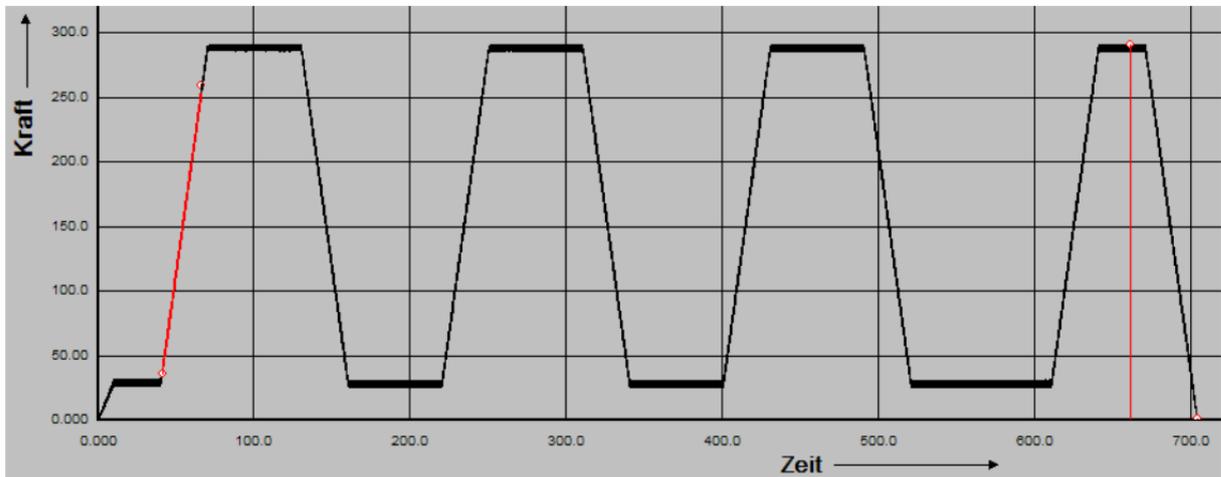


Abbildung 5-3 Schematische Darstellung des zeitlichen Verlaufs einer E-Modul-Prüfung

Aus den im Messzyklus unter den Laststufen σ_a und σ_b an den einzelnen Messstrecken ermittelten Dehnungen werden die Mittelwerte ε_a und ε_b errechnet. Der statische E-Modul wird als Quotient der Spannungsdifferenz und der Dehnungsdifferenz zwischen der Oberlast und der Vorlast berechnet.

$$E_b = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} = \frac{\sigma_a - \sigma_b}{\varepsilon_a - \varepsilon_b}$$

Es bedeutet:

$$\sigma_a \quad fc / 3$$

$$\sigma_b \quad fc / 30 = \sigma_a \times 0,1$$

$$\varepsilon_a \quad \text{mittlere Dehnung unter } \sigma_a$$

$$\varepsilon_b \quad \text{mittlere Dehnung unter } \sigma_b$$

$$E_b \quad \text{statischer E-Modul, in kN/mm}^2; \text{ auf } 0,5 \text{ kN/mm}^2 \text{ genau}$$

5.2.3 Die Luftpermeabilität

5.2.3.1 Grundlagen zur Luftpermeabilität

Die Lebensdauer von Beton wird durch die Festigkeit und den Widerstand des Betons gegen das Eindringen aggressiver Medien d. h. neben den chemischen Eigenschaften durch die

Struktur des Betongefüges bestimmt. Daher kann die Durchlässigkeit – Sorption oder Permeabilität - von Beton als ein Kriterium für die Klassifizierung der Dauerhaftigkeit verwendet werden.

Aufgrund der Porosität des Betons - d. h. in der porösen Struktur des Betons aufgebaut aus Kanälen oder Porenräumen - finden entsprechende Transportphänomene statt. Die Porosität stellt die räumlichen Bedingungen im Werkstoff für die Strömung der Luft oder einer Flüssigkeit dar, während die Permeabilität jene Größe ist, die das Strömungsausmaß beschreibt.

Versuche zeigen, dass die Sorption und die Gasdurchlässigkeit linear proportional zueinander sind⁴⁶, d. h. die Luftpermeabilität kann als Kennwert für die Dauerhaftigkeit verwendet werden. In diesem Zusammenhang wird die Luftpermeabilität neben dem Regelwerk in der Schweiz auch im „Durability Test Index“ in Südafrika verwendet⁴⁷.

Die Luftpermeabilität verändert sich u.a. mit der Dauer der Betonerhärtung, dem W/Z-Wert, der Art der Nachbehandlung und der Feuchtigkeit des Betons.

Die Ergebnisse von Messungen der Permeabilität hängen daher von folgenden Faktoren ab:

- vom freien Porenraum - Sättigungsgrad an Flüssigkeit, d. h. im Wesentlichen vom Feuchtegehalt des Betons
- von der Anzahl der Phasen – d. h. im Allgemeinen vom Wasser und der Luft inklusive Wasserdampf
- von der Art und Anzahl der gleichzeitig auftretenden Transportprozesse und den Kapillareffekten
- von der Wechselwirkung der transportierten Stoffe mit den Feststoffphasen des Betons.

Auch aus Untersuchungen von *Kropp und Hilsdorf*⁴⁸ ist bekannt, dass die Gaspermeabilität mit der Diffusion und dem kapillaren Saugen korreliert.

Von *Frank Jacobs* wurde die Luftpermeabilität als Grundlage für Schweizer Richtlinien für die Dauerhaftigkeit von Straßenbeton als Kenngröße für die Qualität des Überdeckungsbetons

⁴⁶ *Abebe Dinku and H. W. Reinhardt*; Gas permeability coefficient of cover concrete as a performance control; *Materials and Structures*; 1997n. 7, v.30

⁴⁷ *Alexander, Mark G.*; Durability Index Testing Procedure Manual; Department of Civil Engineering, University of Cape Town, South Africa (<http://demo.webdefy.com/rilem-new/wp-content/uploads/2016/10/pro036-002.pdf>); letzter Zugriff: 25.3.2019

⁴⁸ *Kropp, J. Hilsdorf H. K.*; 28_Performance Criteria for Concrete Durability - Kropp Hilsdorf - RILEM Report 12; E & FN Spon; 1995

von Bauwerken beschrieben⁴⁹. Darin wurden für im Labor hergestellte Betone in Bezug auf die Luftpermeabilität folgende Zusammenhänge festgestellt:

- neben dem W/Z-Wert bestimmt auch die Zementart und evtl. Zusatzstoffe die Luftpermeabilität.
- das Betonalter verändert die Luftpermeabilität
- der Wassergehalt des Betons verändert die Luftpermeabilität
- die Betontemperatur (bei niedrigen Temperaturen) verändert die Luftpermeabilität.

Bei der Untersuchung von Bauteilen mit der Methode der Messung der Luftpermeabilität ergaben sich folgende Erkenntnisse:

- die Luftpermeabilität passt zum Wissen über die Zusammensetzung des Betons
- die Bauteile müssen eine entsprechende Trockenheit aufweisen (bei kapazitiver Messung < 5,5 – 6,0 Masse-%)
- mit der Luftpermeabilität kann kontrolliert werden, ob die Nachbehandlung ausreichend war.

Bei den durchgeführten Untersuchungen wurden vor allem Prüfungen vor Ort mit einem Torrent Permeabilitätsmessgerät durchgeführt.

Im Rahmen des Ausschusses RILEM TC 189 wurden im Labor verschiedene Methoden zur Bestimmung der Permeabilität des Überdeckungsbetons am Bauwerk untersucht bei denen sich die Luftpermeabilität nach Torrent als eine gute Methode ergab. Mit dieser Methode konnten sechs von sieben Testbedingungen unterschieden werden (wesentlich: die Betonsorte, Lagerungsfeuchte).

Von besonderer Bedeutung für die Luftpermeabilität ist der Feuchtigkeitsgehalt des Betons. In Abbildung 5-4 ist der Zusammenhang zwischen dem Wassersättigungsgrad und der Gaspermeabilität gemessen mit der Torrentmethode dargestellt.

⁴⁹ Jacobs F.; Permeabilität und Porengefüge zementgebundener Werkstoffe; Dissertation ETH Zürich, 1994

Gaspermeabilität von Beton (W/Z = 0,8)

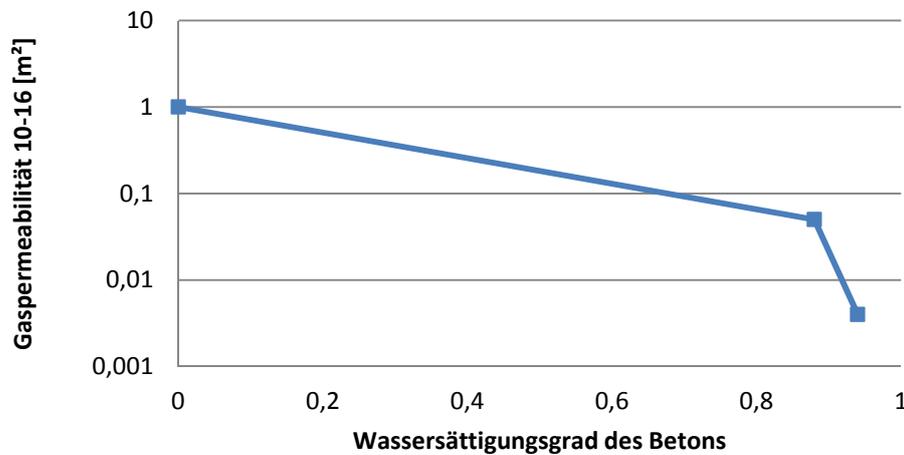


Abbildung 5-4 Zusammenhang von Wassersättigungsgrad des Betons und der Gaspermeabilität nach Jacobs

Tauscher⁵⁰ schreibt weiters: „Der Einfluss des Wassergehalts kann nicht unabhängig von der Porosität der Mörtel wiedergegeben werden. Mörtel mit geringer Kapillarporosität mit kleinen Öffnungsweiten und einem für das Prüfgas wenig kontinuierliche Kapillarporensystem waren durch eine sehr geringe Gasdurchlässigkeit geprägt. Die Gasdurchlässigkeit dieser Mörtel wurde erst durch die Umgebungsfeuchten oberhalb von 55% durch den im Porensystem zunehmenden Wassergehalt reduziert ... Die Permeabilitätskoeffizienten wurden dabei bei beiden Porositäten bei 93% Feuchte auf ca. 2% der Werte bei den geringeren Feuchten reduziert“.

5.2.3.2 Messverfahren zur Bestimmung der Luftpermeabilität

Neben dem von Frank Jacobs verwendeten Verfahren der Torrentmethode die auf der Methode von Schönlin aufbaut stehen noch weitere Methoden zur Bestimmung der Luftpermeabilität zur Verfügung. Viele dieser Messanordnungen untersuchen die Permeabilität bei höheren Temperaturen, da diese Messgröße für die Materialcharakterisierung im Brandfall verwendet werden kann.

Die Messapparatur nach Schönlin (dem Vorläufer der Torrentmethode) beschränkt sich auf die Gasdurchlässigkeit von glatten Betonoberflächen (Abbildung 5-5). Bei diesem

⁵⁰ Tauscher, F., Einfluss des Wassergehalts auf die Gaspermeabilität von Mörtel und Beton, Shaker Verlag Aachen 2005

Messverfahren wird eine Saugglocke auf eine glatte Betonoberfläche gesetzt. Eine aufgeklebte Gummidichtung, die mit Dichtungsfett bestrichen wird, sorgt für die Abdichtung. Anschließend wird in der Saugglocke mit einer Vakuumpumpe ein Unterdruck erzeugt. Nach dem Schließen des Durchflusshahnes wird an einem digital anzeigenden Manometer, das an die Saugglocke angeschlossen ist, der zeitliche Verlauf des Druckanstiegs gemessen. Bei ausreichender Dichtigkeit zwischen Betonoberfläche und Saugglocke kann Luft nur von außen durch die oberflächennahen Bereiche des Betons in die Saugglocke strömen. Demnach steigt der Druck umso schneller an, je durchlässiger der Beton ist.

Für die Torrentmethode wird eine zweizellige Vakuumpumpe auf den glatten Beton aufgebracht und ein hoher Unterdruck erzeugt. Wobei der äußere Schutzring nur für stationäre Verhältnisse in und unterhalb der eigentlichen Prüfkammer sorgt, wo die eigentliche Messung stattfindet. Für die nötige Abdichtung zwischen Gerät und Beton sorgen Schaumstoffabdichtungen.

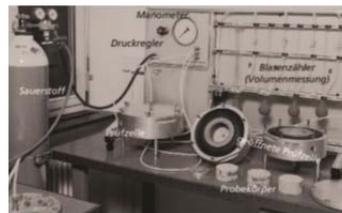
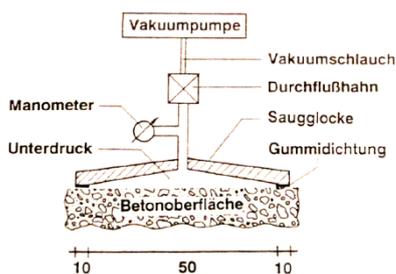


Abbildung 5-5 links: Messapparatur nach Schönlin; mitte: Cembureau-Methode; rechts: Insitu-Methode nach Paulini⁵¹

Bei der Cembureau-Methode, einem Standard-Laborverfahren, werden zylindrische Scheiben ($h = 50 \text{ mm}$, $d = 150 \text{ mm}$), in eine Prüfzelle eingebaut wobei die Mantelfläche vollständig abgedichtet werden muss (einem Hauptproblem bei Laborverfahren). Danach wird von einer Seite ein inertes Gas (meist Luft), unter einem Druck von 1,5 bis 3,5 bar auf den Probekörper aufgebracht. Das Volumen des durchströmenden Gases wird auf der gegenüberliegenden Seite gemessen.

⁵¹ Fölk, M., Untersuchung zur Luftpermeabilität an ultrahochfesten Betonen Diplomarbeit, TU-Wien;2017

Permeabilitätsmessung vor Ort können auch nach einer Methode von *Reinhardt und Dinku* durchgeführt werden. Dazu wird in ein 45 mm tiefes Bohrloch mit einem Durchmesser von 14 mm Stickstoff mit einem Druck von 11 bar gepresst. Für die Bestimmung der Gaspermeabilität wird der zeitliche Druckabfallsverlauf in Intervallen von 0,5 bar bei Normalbeton und 0,1 bar bei sehr dichtem Beton gemessen. Da die Feuchtigkeit des Betons einen großen Einfluss auf die Gaspermeabilität im Bohrloch hat wird vor der Durchlässigkeitsmessung die relative Feuchte im Beton bestimmt⁵².

Das nach *Paulini* benannte Messverfahren eignet sich sowohl für die Labornutzung als auch für die Verwendung in situ. Das System besteht aus einem Druckgefäß mit Manometer und Steuerventil, einer Permeabilitätszelle und einem, mit dem Computer verbundenen Verstärker zur Datenerfassung. Bei in situ Anwendungen kann die Permeabilitätszelle durch einen Injektionspacker, der mit einer Dichtungsscheibe auf dem Beton befestigt ist, ersetzt werden. Die bei den Laborversuchen verwendeten Probekörper haben einen Durchmesser von 10 cm und eine Dicke zwischen 2 und 3 cm. Diese Proben werden seitlich mit einem Gummischlauch abgedichtet, zwischen zwei Stahlrohren fixiert und in die Permeabilitätszelle eingebaut. Für die Messungen in situ wird ein Loch mit einem Durchmesser von 3 cm gebohrt in das der Injektionspacker eingesetzt wird. Dabei wird der Packer so positioniert, dass direkt unterhalb der Betonoberfläche ein Luftspalt von 1 cm vorhanden ist. Die Oberfläche des Betons wird mittels Gummidichtung von der Aluminiumplatte mit 8 cm Durchmesser getrennt⁵³.

Dieses Messverfahren wurde von der Universität Innsbruck weiterentwickelt. Dabei wurden zur Steigerung der Genauigkeit anstelle von einem Kessel drei Kessel eingebaut, die in Serie geschaltet sind. Diese Kessel können voneinander unabhängig durch Kugelventile vom Kesselvolumen an- oder abgehängt werden, wodurch das Volumen des Reservoirs variiert werden kann. Eine weitere Verbesserung wird durch die Verwendung einer hochauflösenden Druckmessdose auf der Reservoirseite erreicht. Auf der Probenseite befindet sich eine zweite Druckmessdose. Außerdem werden hohle, zylinderförmige Proben für Versuche bis 200 °C verwendet.

⁵² *Hermann, K.*; Gaspermeabilität von Betonen; Cementbulletin. Band 68, Heft 11(2000).

⁵³ *Paulini Peter*; A laboratory and on-site test method for air-permeability of concrete; 2nd International Symposium on Service Life Design for Infrastructure. 4-6, Delft, The Netherlands; October 2010]

Weiters wurden Messverfahren zur Bestimmung der Permeabilität bei hohen Temperaturen von *U. Schneider*, an der TU Stuttgart und an der TU-Wien entwickelt.

5.2.4 Entwicklung einer Messeinrichtung zur Ermittlung der Luftpermeabilität für Probekörper unterschiedlicher Geometrie

Aus den Erfahrungen bei der Entwicklung einer Messvorrichtung zur Ermittlung der Permeabilität unter hohen Temperaturen wurde im Rahmen dieses Projektes eine neue Messeinrichtung entwickelt. Dazu wurden folgende Anforderungen definiert:

- Messmethode für das Labor, um die Randbedingungen, insbesondere den Feuchtegehalt der Probe, möglichst genau definieren zu können
- die Messmethode soll für verschiedene Probekörperformen geeignet sein (Würfel, Bohrzylinder)
- der Messvorgang soll möglichst einfach sein um Serienprüfungen durchführen zu können
- die Messergebnisse müssen eine ausreichende Genauigkeit besitzen und mit anderen Verfahren vergleichbar sein.

Für die Messung wird ein entsprechender Stahlzylinder verwendet in den die geschliffene Probe zwischen zwei Metallplatten und einer dazwischen angebrachten Kunststoffdichtung eingebaut wird. Die Randabdichtung erfolgt einerseits mit einer einfachen eng anliegenden Zellophanfolie um das Eindringen von Feuchtigkeit in den Probekörper zu verhindern und einer Isolierung aus Bentonit. Das Bentonit wird in den Behälter gepumpt und legt sich an den Probekörper an und dichtet ihn damit an den Seitenflächen unabhängig von der geometrischen Form vollständig ab. Der Behälter wird druckdicht verschlossen. Der Luftdruck wird an der Probenoberseite aufgebracht mit einem Ventil geregelt und mit einem elektronischen Drucksensor entsprechend überprüft. Die hindurchströmende Luft wird bei verschiedenen Druckstufen mit Hilfe von Rotametern, aber auch mit einem elektronischen Strömungssensor gemessen. Aus der Druckdifferenz und der durchströmenden Luftmenge wird die druckabhängige Permeabilität gemessen und anschließend die intrinsische Permeabilität berechnet.



Abbildung 5-6 Neu entwickelte Messmethode zur Messung der Luftpermeabilität

5.3 Durchgeführte Versuche und Bewertung der Aussagefähigkeit der ermittelten Schädigungsindikatoren

5.3.1 Probekörperherstellung

Straßenbeton ist durch den Verkehr und die Witterung sehr hohen Beanspruchungen ausgesetzt, d. h. er benötigt beispielsweise gute Druck- und Biegefestigkeit, hohen Verschleißwiderstand, Frost- und Frost-Taumittel-Widerstand, Griffigkeit, Ebenheit, die Fähigkeit zu Lichtreflexion sowie Eigenschaften zur Rollgeräuschbeschränkung. In Bezug auf den Straßenbeton enthalten in Österreich die Richtlinien und Vorschriften für das Straßenwesen (RVS) den Stand der Technik.

Beton-Fahrbahndecken werden im Allgemeinen ohne Bewehrung hergestellt. Die Ausführung kann ein- oder zweischichtig, sowie ein- oder zweilagig erfolgen. Im Falle einer zweischichtigen Bauweise besteht die Decke unten aus Kiesbeton (Unterbeton) und oben aus Splittbeton (Oberbeton). Wenn nur eine Schicht verwendet wird, ist dafür Oberbeton

erforderlich. Der Einbau und das Verdichten der oberen Schicht bzw. Lage müssen vor dem Beginn des Abtrocknens und Erstarrens der unteren Schicht vollendet werden.

Als Deckenzement wird ausschließlich CEM II/B-S (DZ) gemäß ÖNORM B 3327 verwendet. Er weist einen Erstarrungsbeginn nach 120 Minuten (Berücksichtigung der längeren Transportwege und Verarbeitungszeiten), eine 28-Tage-Biegezugfestigkeit von 7 N/mm² bzw. MPa (Bz7), eine Mahlfineheit (spezifische Oberfläche nach *Blaine*) max. 4000 cm²/g, eine Zementtemperatur von 80°C beim Verlassen des Werkes und eine Festigkeitsklasse von 32,5N/mm² bis 42,5N/mm² auf.

Die Tabelle 8 und Tabelle 9 der RVS 08.17.02 gibt in Abhängigkeit der Einbauart Richtwerte für den Zementgehalt und die Mischzeiten sowie Anforderung an den Luftgehalt von Betonmischgut an.

Die Sieblinie und die Betonrezeptur der im Labor hergestellten Betone sind in Abbildung 5-7 und

Tabelle 5-1 angegeben.

Die Probekörper wurden aufgrund des jeweiligen Betonierdatums in 8 Probeserien eingeteilt (A, B, C, D, E, F). Es wurden Prismen mit den Abmessungen 12x12x40cm (12er) und 10x10x40cm (10er) hergestellt.

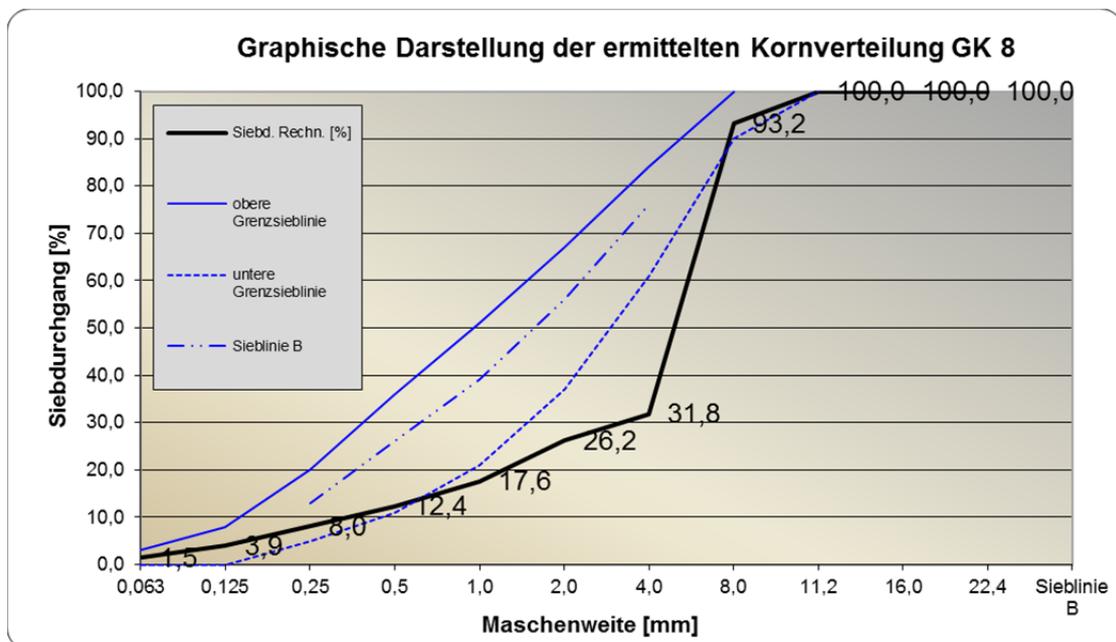


Abbildung 5-7 Sieblinie der verwendeten Gesteinskörnung

5.3.2 Schwingversuche - Aufbringen der dynamischen Belastungen

Für die dynamische Belastung wurde die Anordnung eines 4-Punkt Biegeversuchs gewählt (Abbildung 5-8 Belastungsmodell für die dynamische Belastung der Probekörper).

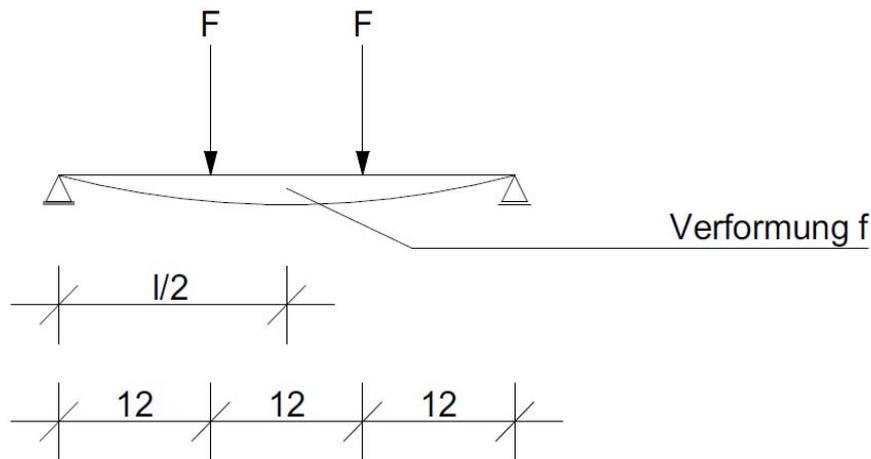


Abbildung 5-8 Belastungsmodell für die dynamische Belastung der Probekörper

Anhand von Vorversuche wurde vorerst der Zusammenhang zwischen der Rohdichte und der mittleren Biegezugfestigkeit der verwendeten Betonmischung bestimmt. Die Lasten für die dynamische Belastung der einzelnen Probekörper wurden aus der über die Rohdichte ermittelten zu erwartenden Biegefestigkeit berechnet.

Die Probekörper sollten einer möglichst hohen Beanspruchung/Lasten ausgesetzt werden, um schon bei einer relativ geringen Lastzykluszahl eine Veränderung der geprüften Materialparameter messtechnisch wahrnehmen zu können.

Aufgrund der durchgeführten Vorversuche und in Anlehnung an *Hohberg*, wurde ein Faktor für die aufzubringende Biegespannung von 81% für die Oberlast und 35% der angenommenen Bruchlast für die Unterlast gewählt. Da jeder Probekörper eine leicht veränderte Rohdichte aufweist und sich in den Vorversuchen herausgestellt hat, dass dies hier von großer Bedeutung ist, werden die einzustellenden Lasten für jede Probe einzeln berechnet.

Die Kraft wird mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 2 kN/s bis zum Erreichen einer Vorlast von 10 kN gesteigert und 5 Sekunde lang gehalten (Abbildung 5-9). Anschließend wird der Probekörper mit 1500 bzw. 3000 Lastzyklen belastet, in denen die Kraft zwischen der Unterlast und der Oberlast schwankt, die Frequenz beträgt 2 Hz (Abbildung 5-9). Nach

dem Abschluss des letzten Zyklus fällt die Kraft mit der gleichen Rate (2 kN/s) auf 0 ab. Die gewählten Belastungsbedingungen wurden an die Möglichkeiten der Prüfmaschine angepasst.

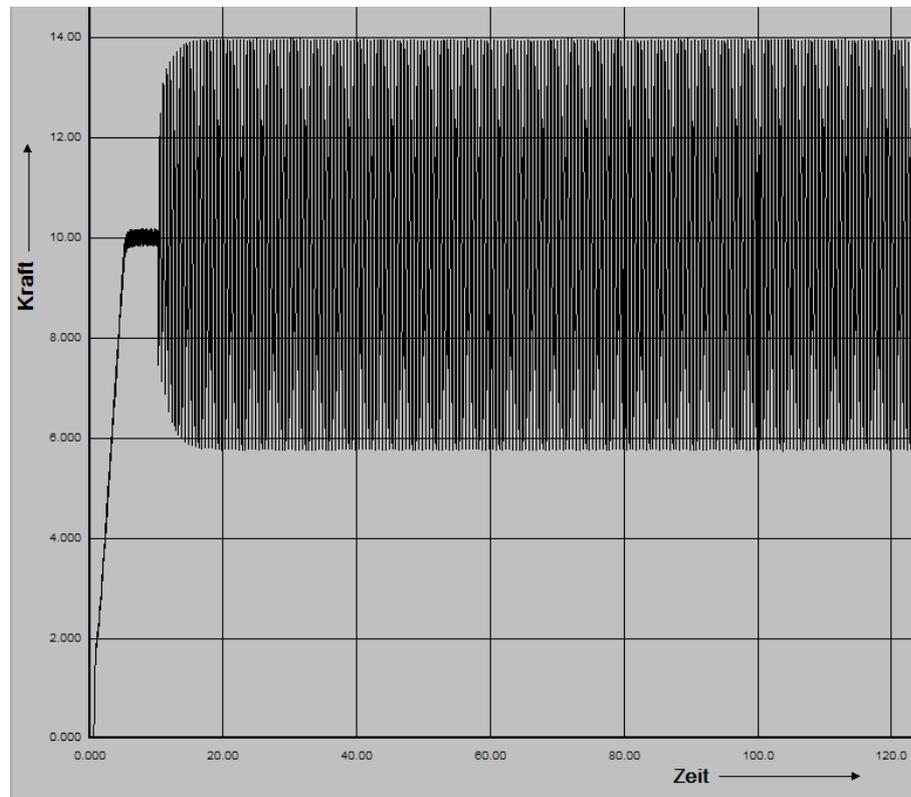


Abbildung 5-9 Schematische Darstellung des Belastungsablaufs

Trotz des sorgfältigen Einbaus sind einige Probekörper bereits während der Schwingbelastung gebrochen. Bei einem Bruch eines Probekörpers wurde für die weiteren Probekörper dieser Probenserie die Belastung schrittweise vermindert (Belastungsfaktoren minus 1 bis 3%), damit eine ausreichende Anzahl an Probekörpern für die weiteren Prüfungen zur Verfügung stehen. Die geringste Lastfaktorkombination betrug 75% bzw. 0,29% der angenommenen Bruchlast.

Abbildung 5-10 zeigt einen der gebrochenen Probekörper und Abbildung 5-11 die während des Versuchs aufgezeichneten Lastzyklen bzw. die Verformungen während des Versuchs. Die Verformung wurde jeweils an der Vorder- (rot) und an der Rückseite (blau) des Probekörpers gemessen. Auch bei diesen sehr kurzen Versuchen zeigt sich die stetige Veränderung bei der Durchbiegung in Phase II und die rasche Vergrößerung bei der Verformung in Phase III des Versuchs.



Abbildung 5-10 Vorderes Bruchbild der Probe P9

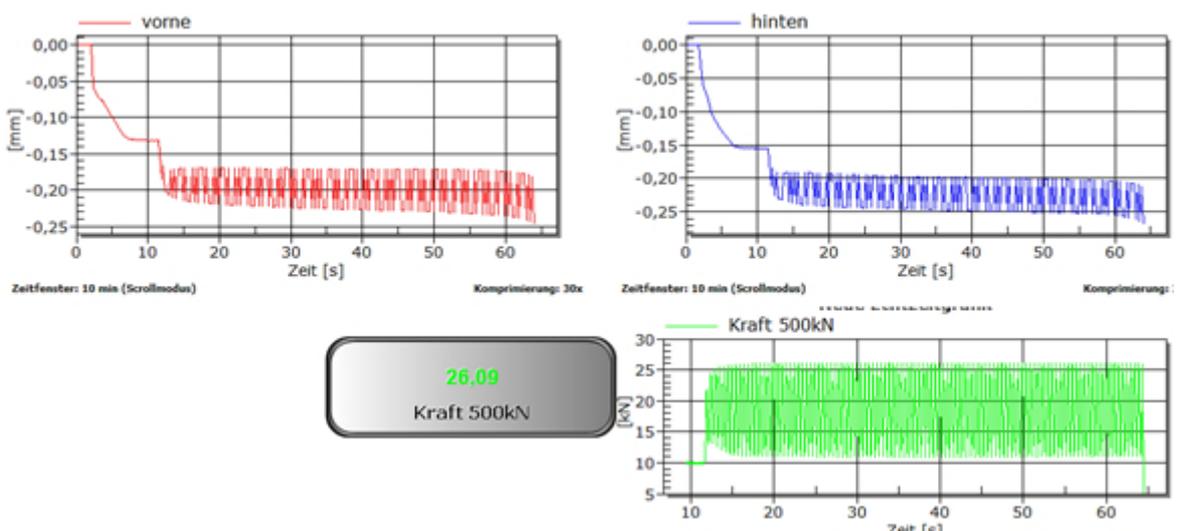


Abbildung 5-11 Echtzeitgrafiken der Probe P9

5.3.3 Die Messung des dynamischen E-Moduls

Die Ultraschall-Laufzeit - neben der Probenlänge - der Messwert zur Berechnung des dynamischen E-Moduls wurde an drei Stellen (oben, in der Mitte und unten) der Stirnflächen vor und nach der dynamischen Belastung der Probekörper gemessen, um die Degradation des Betons durch die zyklische Belastung zu beschreiben. Es wird bei den Versuchen davon ausgegangen, dass die Schwingbelastung/Biegebeanspruchung in der Zugzone (unten) eine andere Schädigung als in der Druckzone (oben) hervorruft, d. h. es müsste Unterschiede in der Ultraschalllaufzeit dokumentierbar sein.

Zur Bestimmung der Ultraschallgeschwindigkeit wurden die Probenstirnseiten geschliffen um einen möglichst optimalen Kontakt des Sensors zu erreichen und anschließend die Probenlänge ermittelt (Abbildung 5-12).

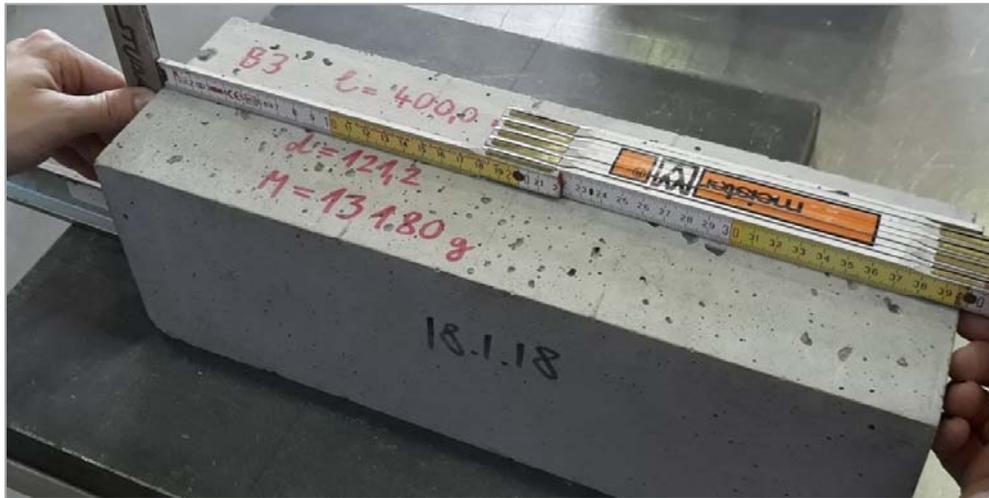


Abbildung 5-12 Längenmessung der abgeschliffenen Probekörper

Messvorgang

Um die Ultraschall-Laufzeit möglichst genau messen zu können (Abbildung 5-13) wird eine Kontaktschicht zwischen dem Sensor und dem Probekörper verwendet. Dieses Ultraschallkontaktgel ist wasserlöslich, d. h. es lässt sich mit einem nassen Tuch entfernen, somit bleibt kein Gleitfilm an den Oberflächen nach der Messung zurück, der evtl. die nachfolgende E-Modulmessung beeinflussen könnte.

Pro Messpunkt wurden aufgrund der Erfahrungen der Vorversuche jeweils 4 Messungen durchgeführt und anschließend der Mittelwert der letzten drei Messungen berechnet. Vor jeder Messserie wurde das Gerät mit einem Kalibrierstab überprüft (Abbildung 5-14).

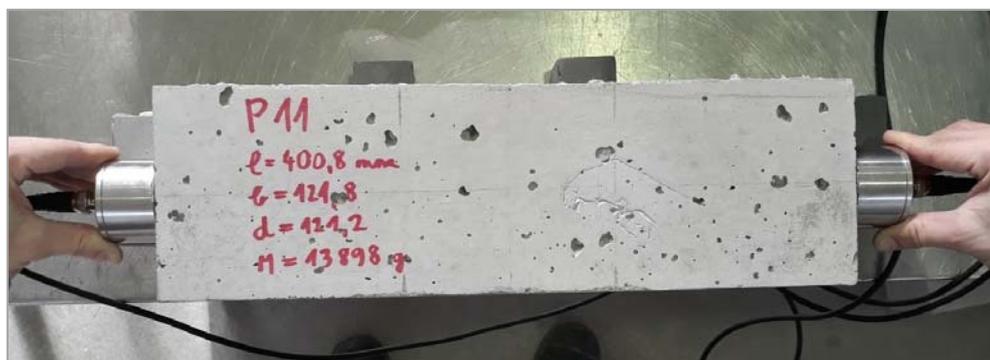


Abbildung 5-13 Messung der Ultraschall-Laufzeit im oberen Bereich des Probekörpers

Damit die Messstellen bei jeder Messung in der gleichen Höhe liegen, wurden Unterstüztungen eingesetzt (Abbildung 5-14). Zur Bestimmung der horizontalen Lage wurde die Mittellinie der oberen Probenfläche verwendet.

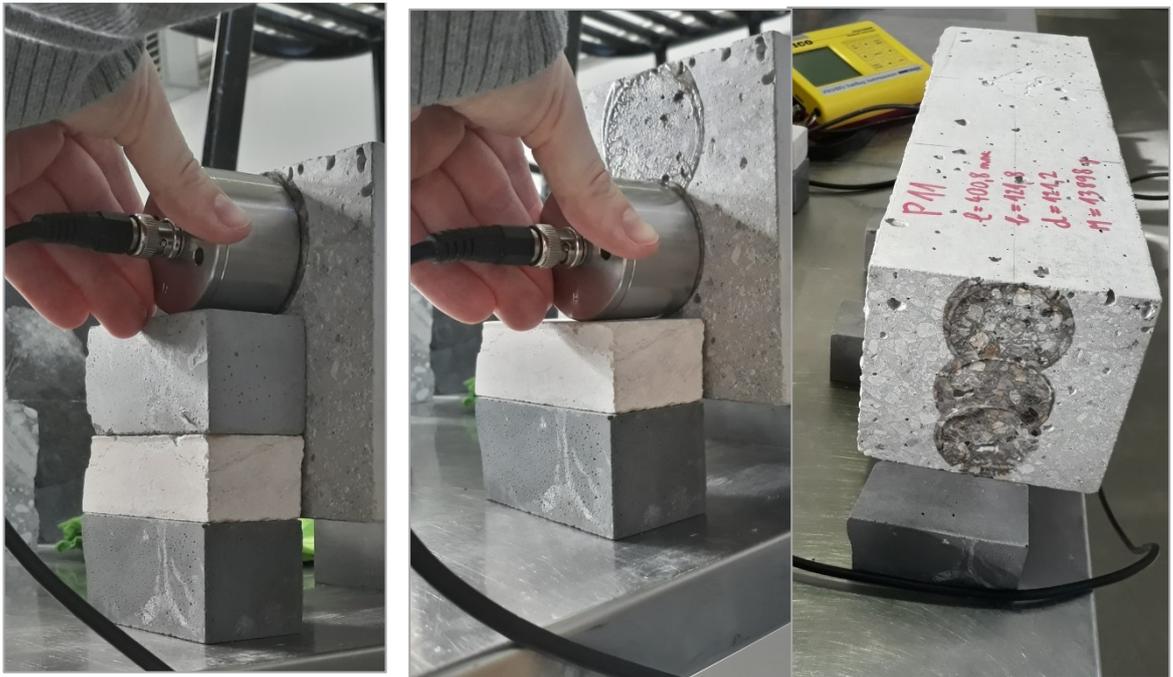


Abbildung 5-14 Unterstüztung zur richtigen Höhenlage der Messstellen

Um den Mittelwert der Messwerte zu kontrollieren, wurde eine weitere Messung je Messstelle vorgenommen. Die Streuung der Ultraschalllaufzeit war immer kleiner $\pm 0,2 \mu\text{s}$.

Bestimmung der US-Geschwindigkeit vor der Schwingbelastung

In Tabelle 5-2 sind als Beispiel die mittleren Ultraschallgeschwindigkeiten [m/s] pro Messstelle (Oben, Mitte, Unten) je nach Mischung (A bis F) bei unbelasteten Proben angegeben.

Tabelle 5-2 Mittlere US-Geschwindigkeiten [m/s] pro Messstelle je nach Mischung für unbelastete Proben

	A	B	C	D	E	F
Oben	4284,9	4297,3	4221,9	4414,2	4255,0	4109,1
Mitte	4322,0	4333,3	4238,3	4446,6	4274,6	4160,1
Unten	4296,9	4303,6	4218,6	4433,3	4246,0	4129,3
Mittelwert	4301,3	4311,4	4226,3	4431,3	4258,5	4132,8

Der berechnete dynamische E-Modul für unbelastete Proben und für Proben nach 1500 bzw. 3000 Belastungszyklen ist in Abbildung 5-15 dargestellt.

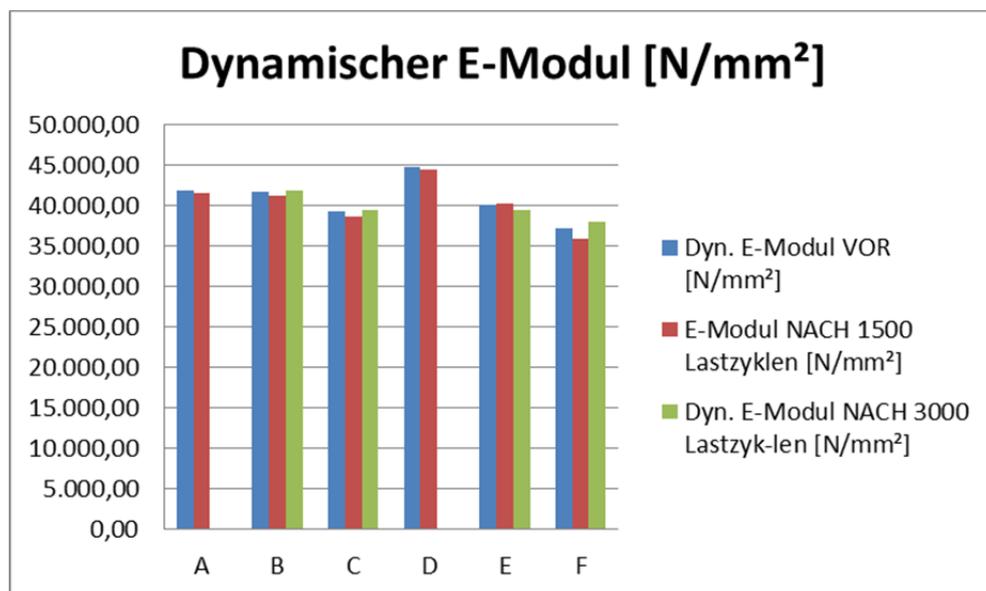


Abbildung 5-15 Veränderung des dyn. E-Moduls der geprüften Serien

In Abbildung 5-16 ist die Veränderung des dynamischen E-Moduls bei zyklischer Belastung als Mittelwert der geprüften Serien dargestellt. Man sieht, dass die Ermüdung des Betons zu einer Reduzierung des dyn. E-Moduls führt.

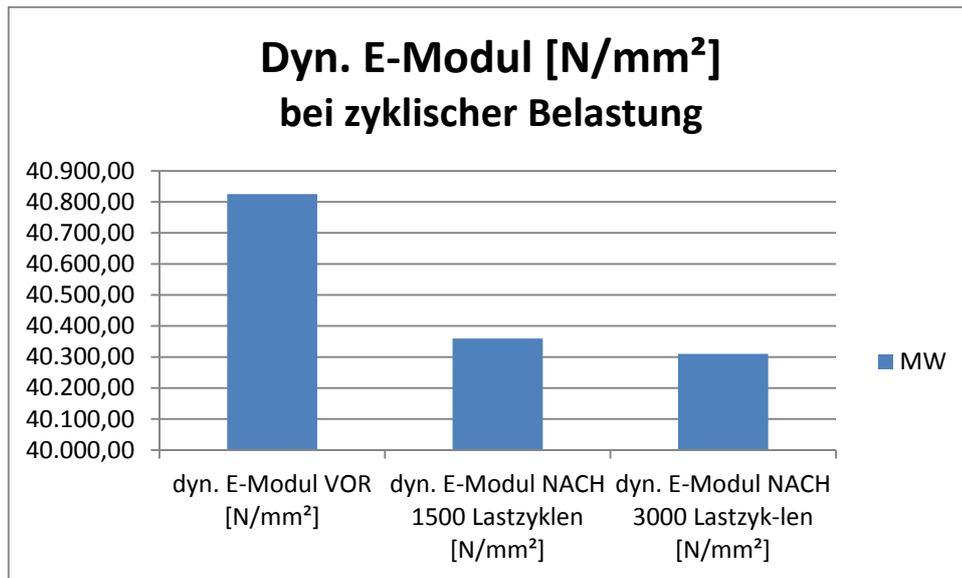


Abbildung 5-16 Veränderung des dynamische E-Moduls bei zyklischer Belastung

5.3.4 Der statischer E-Modul

Der statische E-Modul wurde ebenfalls für jede Serie mit unbelasteten und belasteten Proben (1500 und 3000 Belastungszyklen) ermittelt (Abbildung 5-17).

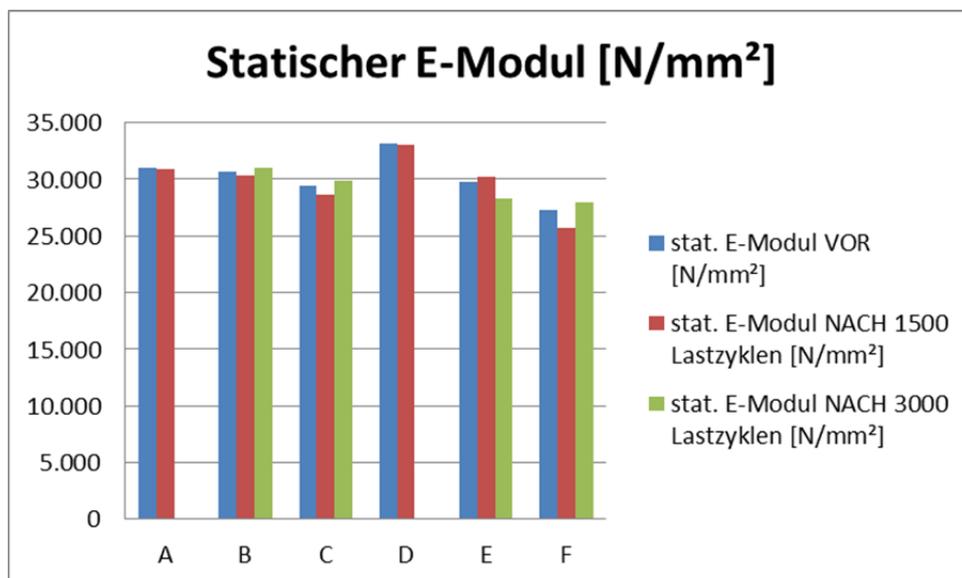


Abbildung 5-17 Statischer E-Modul in Abhängigkeit der Belastungszyklen

Das Diagramm zeigt nicht die erwartete einheitliche Reduktion des statischen E-Moduls für jede Serie. Die Ergebnisse passen aber sehr gut mit jenen des dynamischen E-Moduls

zusammen (Abbildung 5-19). Bildet man den Mittelwert über alle Serien (Abbildung 5-18) so zeigt sich doch wieder das erwartete Bild eines aufgrund zyklischer Belastung abfallenden stat. E-Moduls.

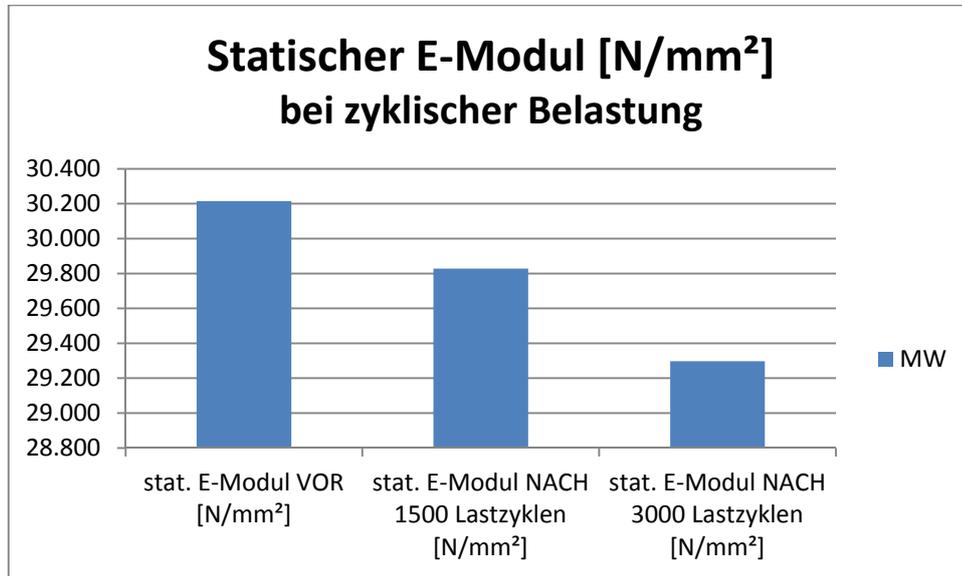


Abbildung 5-18 Veränderung des statischen E-Moduls; Mittelwerte aller Prüfserien

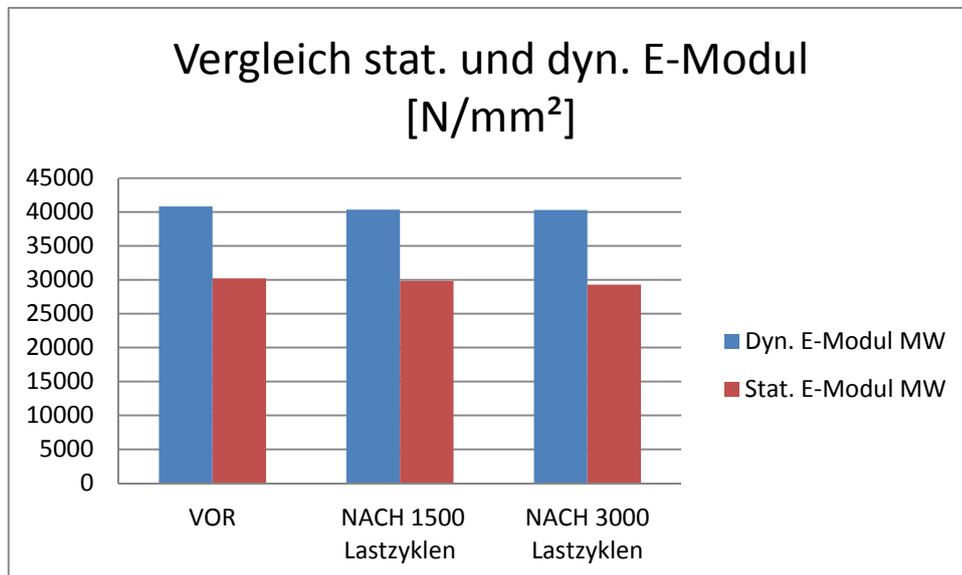


Abbildung 5-19 Vergleich statischer und dynamischer E-Modul

5.3.5 Die Messung der Permeabilität

Für die Messung der Permeabilität wurden die Probekörper herangezogen, die auch zur E-Modulmessung verwendet wurden. Die Probekörperbezeichnung aus den E-Modulmessungen wurde übernommen, d. h. es gibt auch hier sechs Probeserien.

Für die Versuche wurden von den Prismen (10er und 12er) jeweils ein Randscheibe (R) und eine Scheibe aus der Mitte (M) des Probekörpers geschnitten, geschliffen und anschließend bei 105°C bis zur Gewichtskonstanz getrocknet. Veränderungen in der Struktur des Zementsteins, die aufgrund der Temperaturbelastungen beim Trocknen erfolgen können wurden im Rahmen dieser Untersuchungen nicht betrachtet und sollten bei weiterführenden Untersuchungen behandelt werden.

Die Probekörper wurden nach der Trocknung mit einer Kunststoffolie umwickelt, damit keine Feuchtigkeit aus dem Bentonit in den Probekörper gelangen kann, in die Halterungsvorrichtung zwischen die Dichtungen gelegt, gespannt und in den Prüfzylinder eingesetzt. Anschließend wurde das Bentonit bis zur Oberkante des Probekörpers eingepumpt, der Druckbehälter verschlossen und die Druckluftzuleitung angeschlossen.

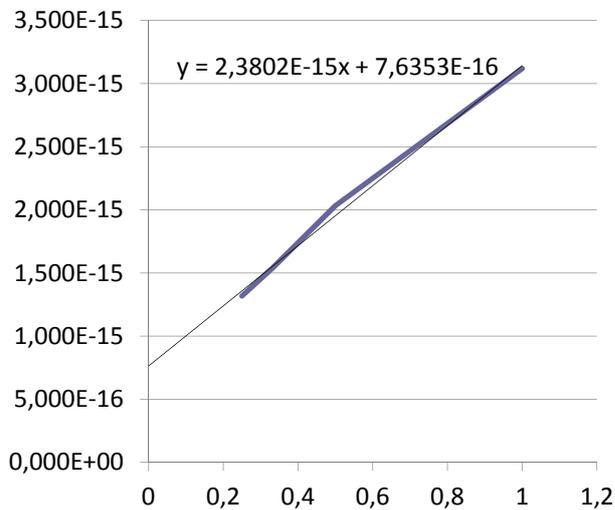
Die Messung des Durchflusses erfolgte jeweils für 1, 2, 3, und 4 bar. Der Luftdurchfluss wird an den Rotametern für die einzelnen Druckstufen in mm abgelesen. Anschließend wird dieser Wert für das verwendete Rotameter in Abhängigkeit der Temperatur und des herrschenden (Luft)Drucks am Rotameter in den Durchfluss in Betriebsliter/Stunde mit Hilfe einer Herstellersoftware der Rotameter berechnet.

Die Drücke am Einlassschlauch des Messbehälters (P1) und vor den Rotametern (P2) werden elektronisch gemessen.

$$k = \frac{\dot{m}_2 \cdot l}{A} \cdot \nu \cdot \frac{2p_2}{p_1^2 - p_2^2}$$

<i>k</i>	<i>Permeabilität [m²]</i>
<i>A</i>	<i>durchströmte Fläche [m²]</i>
<i>l</i>	<i>Dicke des Probekörpers [m]</i>
<i>\dot{m}</i>	<i>Massenstrom [kg/s]</i>
<i>ν</i>	<i>kinematische Zähigkeit [m²/s]</i>
<i>p₁</i>	<i>Druck vor der Probe [N/m²]</i>
<i>p₂</i>	<i>Druck nach der Probe [N/m²]</i>

Aus der druckabhängigen Permeabilität wird anschließend die intrinsische Permeabilität berechnet (Abbildung 5-20).



Die intrinsische (druckunabhängige) Permeabilität ist der Schnittpunkt der Trendlinie mit der y-Achse:

$$k_{\text{intr.}} = 7,6353 \cdot 10^{-16} \text{ [m}^2\text{]}$$

Abbildung 5-20 Ermittlung der intrinsischen Permeabilität für einen ausgewählten Probekörper (mittlere Scheibe)

Die Messergebnisse zeigen, dass der Anstieg der Permeabilität mit zunehmendem Druck nahezu linear erfolgt. Mehrfach-Messungen (Einbau Messung, Ausbau erneuter Einbau des Probekörpers) an den selben Prüfkörpern führten zu nahezu den selben Zahlenwerten der Permeabilität.

In der folgenden Abbildung 5-21 sieht man die Veränderung der Permeabilität in Abhängigkeit der Belastungszyklen für Serie B. Die Kurve der Probekörper, die aus der Mitte der Primen geschnitten wurden zeigen bei zunehmender Anzahl an Belastungszyklen und damit stärkerer Degradation ein stärkeres Ansteigen der Permeabilität als die Probekörper die aus dem Randbereich entnommen wurden.

Ein Problem, das sich bei der Messung der Permeabilität zeigt ist, dass sich Änderungen in der Struktur sehr deutlich im Messergebnis niederschlagen, d. h. die Messwerte verändern sich sehr deutlich. Das ist einerseits günstig im Hinblick auf die Möglichkeiten das Material und seine Eigenschaften zu differenzieren, andererseits kann sich auch das Verhalten zweier Probekörper, die mit der gleichen Mischung hergestellt wurden aufgrund des Einbringens in die Schalung und die etwas geänderte Nachbehandlung im Ergebnis der Messung niederschlagen. Damit kann fallweise die Vergleichbarkeit fehlen.

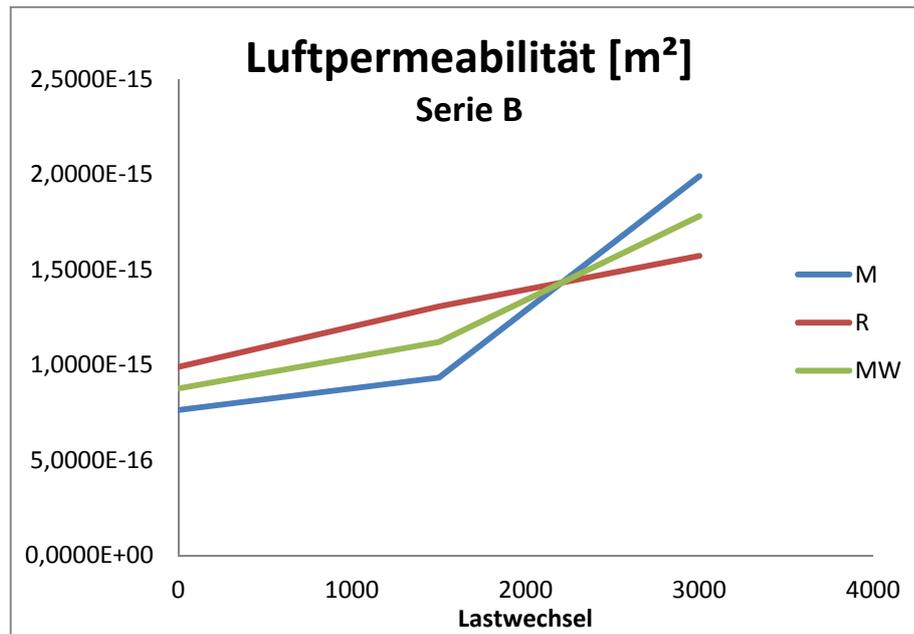


Abbildung 5-21 Veränderung der Permeabilität am Beispiel der Serie B

Abbildung 5-22 zeigt die Mittelwerte der gemessenen Serien. Festzustellen ist, dass die Art der Verarbeitung und die Nachbehandlung bei den Messergebnissen zu deutlichen Unterschieden bei den ermittelten Werten führt, d. h. eine Vergleichbarkeit ist immer nur innerhalb einer Messserie möglich.

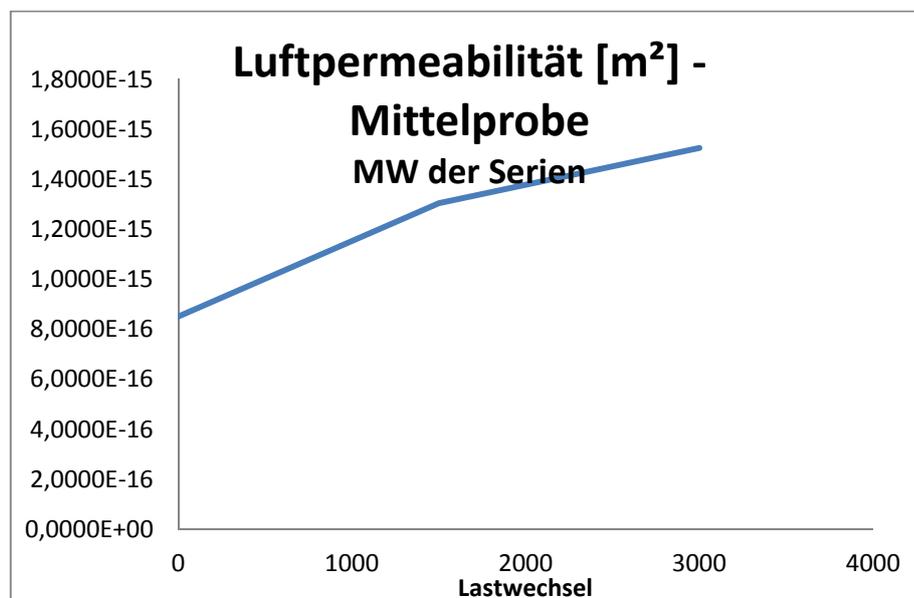


Abbildung 5-22 Zusammenstellung der Ergebnisse der Permeabilitätsmessungen

Die ermittelten Werte zeigen, dass die Permeabilität gut geeignet ist um Unterscheide in der Materialstruktur darzustellen. Aufgrund der Sensibilität der Messmethode ist aber eine statistische Auswertung erforderlich.

5.3.6 Zusammenfassung der Ergebnisse

Die vor der dynamischen Belastung der Probekörper durchgeführten Messungen zeigen den bekannten Zusammenhang der Trocken-Rohdichte mit dem statischen E-Modul. Weiters konnte festgestellt werden, dass die Mittelwerte der Trocken-Rohdichten, der statischen E-Module und der Ultraschallgeschwindigkeiten je nach Mischung im Vergleich zueinander dem gleichen Trend folgen.

Die Ultraschallmessungen weisen an der Messstelle in der Mitte des Probekörpers eine hohe Ultraschallgeschwindigkeit auf.

Die nach der dynamischen Belastung der Probekörper durchgeführten Messungen stehen im Einklang mit den Feststellungen der Vorversuche. Der Vergleich der Mischungen führt zu der Erkenntnis, dass die Trocken-Rohdichten, die statischen E-Module und die Ultraschallgeschwindigkeiten die gleiche Verteilung bei den verschiedenen Mischungen haben.

Zur Auswertung der Veränderung der statischen E-Module und der Ultraschallgeschwindigkeiten infolge der dynamischen Belastung wurde die aufgebrachte Lastzyklenzahl zugrunde gelegt, die den wichtigsten Parameter für die Ermüdungsversuche darstellt. Darüber hinaus erfolgte eine Gegenüberstellung der Anfangs- und Endwerte in Bezug auf das Materialverhalten, wobei die Veränderung des statischen E-Moduls je nach Mischung betrachtet wurde, während jener der Ultraschallgeschwindigkeit entsprechend der Fragestellung des Abschnitts bezüglich des Ermüdungsverhaltens verschiedener biegezugbeanspruchter Querschnittsbereiche die im Abschnitt festgelegten Messstellen zugrunde gelegen sind, da sich keine wesentliche Veränderung in Abhängigkeit der Mischung abzeichnete.

Eine Korrelation der Veränderung der Ultraschallgeschwindigkeit mit jener des statischen E-Moduls ist zu erkennen. Bei den meisten Mischungen haben sich diese Kenngrößen in ähnlicher Weise verringert.

Die Veränderung des statischen E-Moduls infolge der aufgebrachten dynamischen Belastung weist eine fallende Tendenz bezogen auf die Lastzyklenzahl auf.

Die Veränderung der Ultraschallgeschwindigkeit infolge der aufgebrachten dynamischen Belastung ist vor allem bei den unteren und mittigen Messstellen ausgeprägt. Die Ergebnisse der oberen Messstelle deuten darauf hin, dass die Kombination der geringeren Probengröße

und der höheren Lastzyklenzahl auch im oberen druckbeanspruchten Querschnittsbereich nennenswerte Änderungen im Betongefüge hervorrufen kann.

Die Werte der Luftpermeabilität steigen tendenziell mit einer höheren Lastzyklenzahl. Die ermittelten Werte können jedoch fallweise in ihren Größenordnungen – wahrscheinlich aufgrund unterschiedlicher Einbringung/Verdichtung – variieren.

6 ERMITTLUNG UND ANALYSE DER RESTNUTZUNGSDAUER ALLER AUSGEWÄHLTEN AUTOBAHNABSCHNITTE NACH AT- UND DE-MODELL FÜR AUSGEWÄHLTE SZENARIEN

6.1 Übersicht über die Lage und die durchschnittliche tägliche Verkehrsstärke der ausgewählten Probeentnahmestellen

Die folgenden Abbildungen (Abbildung 6-1 bis Abbildung 6-12) zeigen die Lage und die durchschnittliche tägliche Verkehrsstärke der Dauerzählstellen für A1/21, A1/250; A14 und A113.



Abbildung 6-1: Dauerzählstellen im Bereich der Bohrkernentnahmestelle (rot) auf der A1 (Quelle: OpenStreetMap) 1 DZS Halt

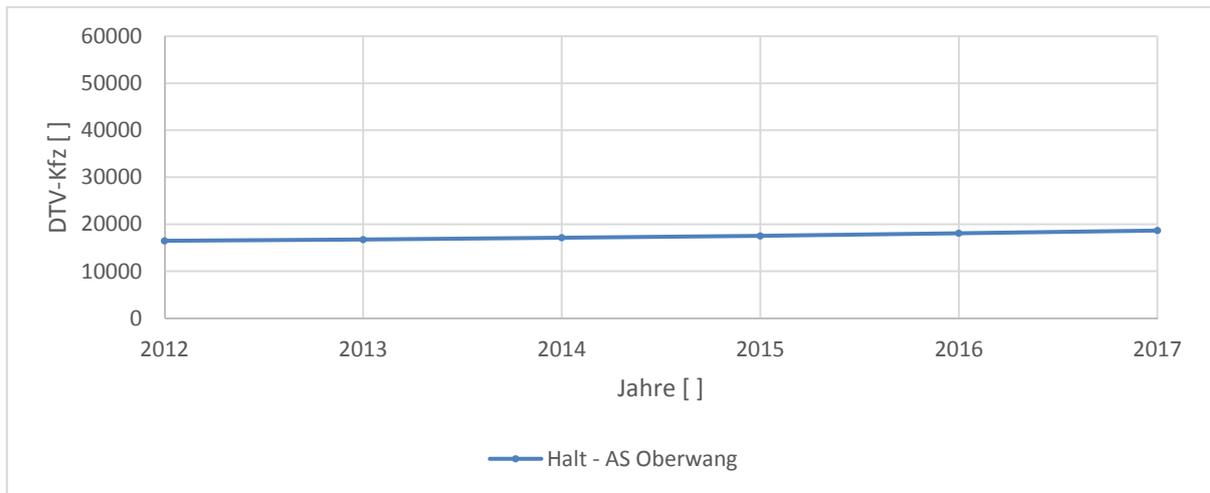


Abbildung 6-2: Durchschnittliche tägliche Verkehrsstärke aller Kraftfahrzeuge an der Dauerzählstelle im Bereich der Bohrkernentnahmestelle auf der A1 (Quelle: ASFINAG)

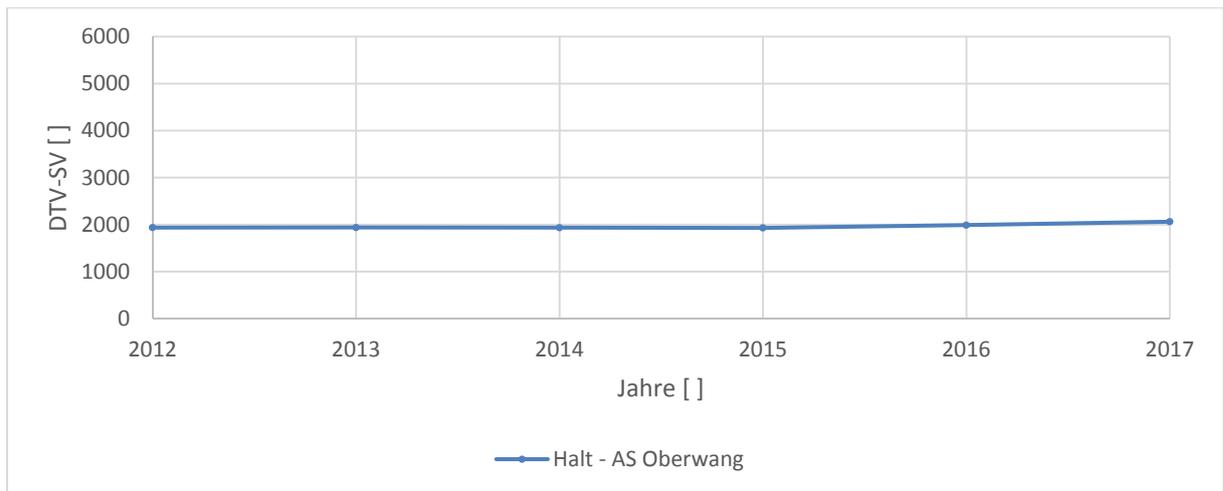


Abbildung 6-3: Durchschnittliche tägliche Verkehrsstärke des Schwerverkehrs an der Dauerzählstelle im Bereich der Bohrkernentnahmestelle auf der A1 (Quelle: ASFINAG)

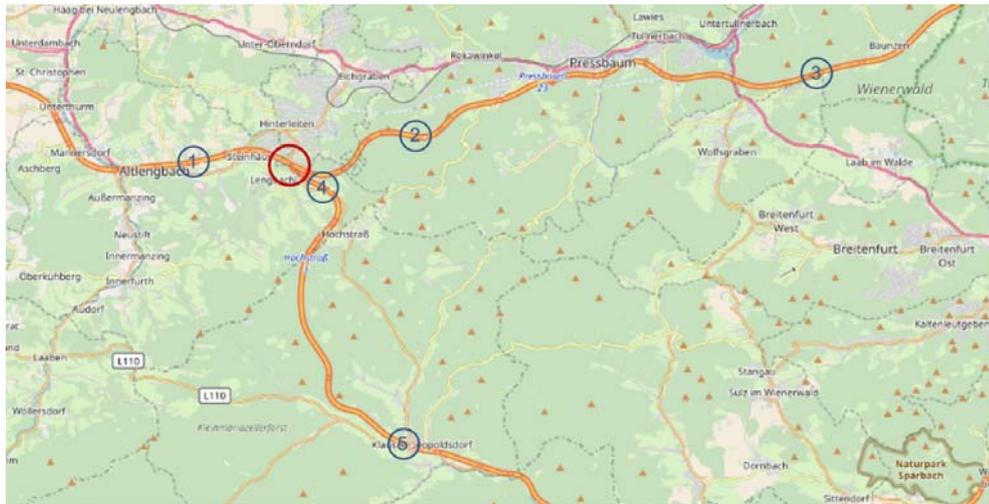


Abbildung 6-4: Dauerzählstellen im Bereich der Bohrkernentnahmestelle (rot) auf der Rampe A21-A1 (Quelle: OpenStreetMap) 1 DZS Altengbach, 2 DZS Kn. Steinhäusl, 3 DZS Pressbaum, 4 DSZ Gschaid, 5 DSZ Alland

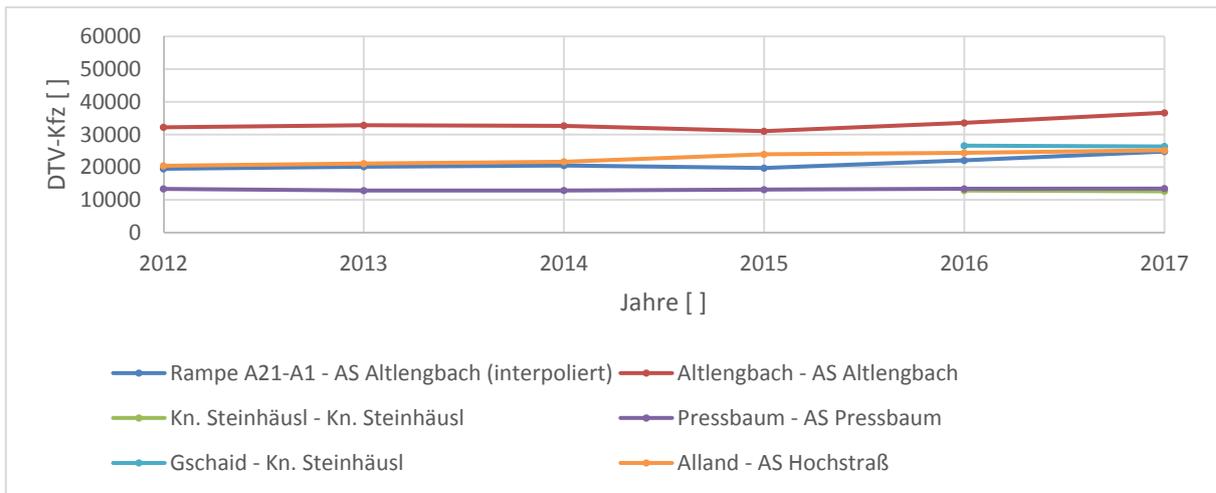


Abbildung 6-5: Durchschnittliche tägliche Verkehrsstärke aller Kraftfahrzeuge an den Dauerzählstellen im Bereich der Bohrkernentnahmestelle und zusätzlich (interpoliert) auf der Rampe von der A21 auf die A1 (Quelle: ASFINAG)

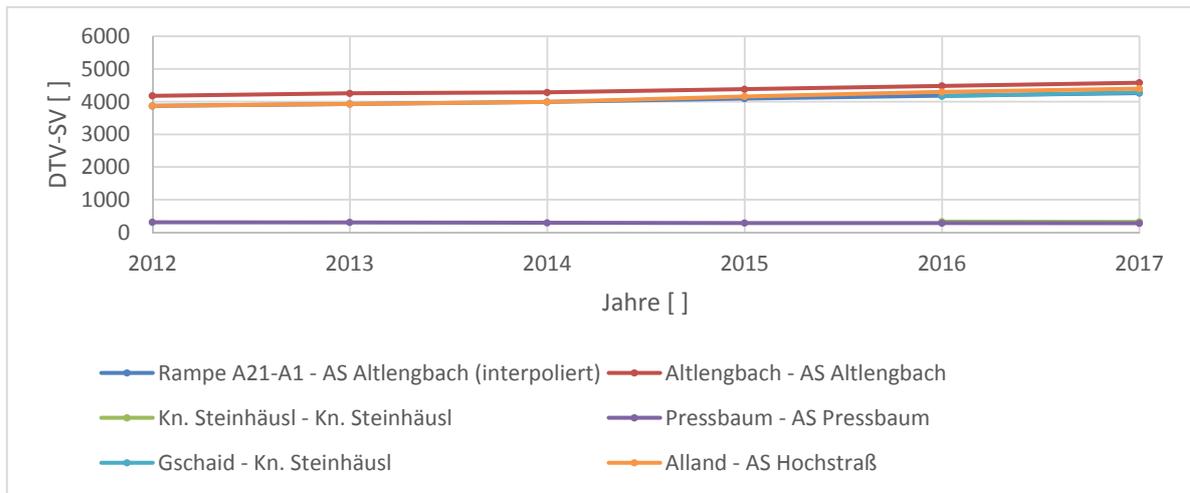


Abbildung 6-6: Durchschnittliche tägliche Verkehrsstärke des Schwerverkehrs an den Dauerzählstellen und zusätzlich (interpoliert) auf der Rampe von der A21 auf die A1 im Bereich der Bohrkernentnahmestelle (Quelle: ASFINAG)

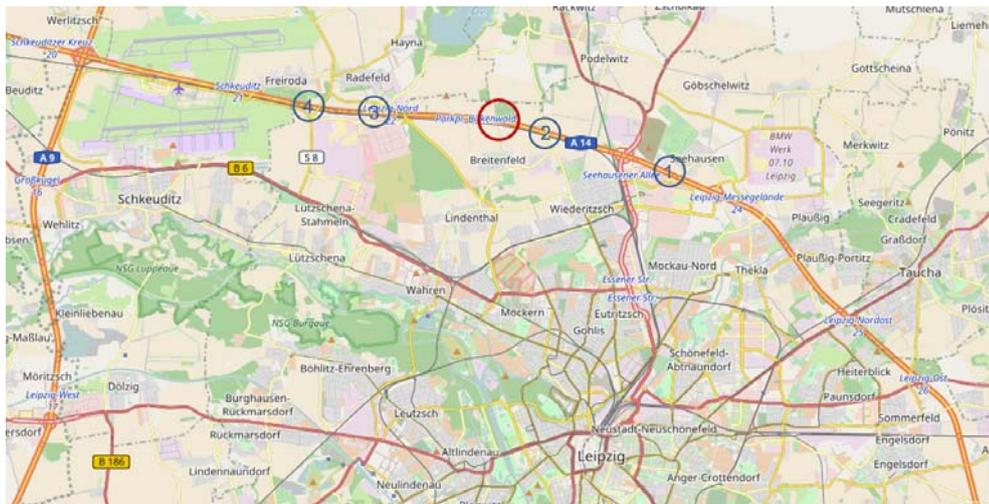


Abbildung 6-7: Dauerzählstellen im Bereich der Bohrkernentnahmestelle (rot) auf der A14 (Quelle: OpenStreetMap) 1 DZS Seehausen, 2 DZS Breitenfeld, 3 DZS Leipzig-Nord, 4 DZS Radefeld

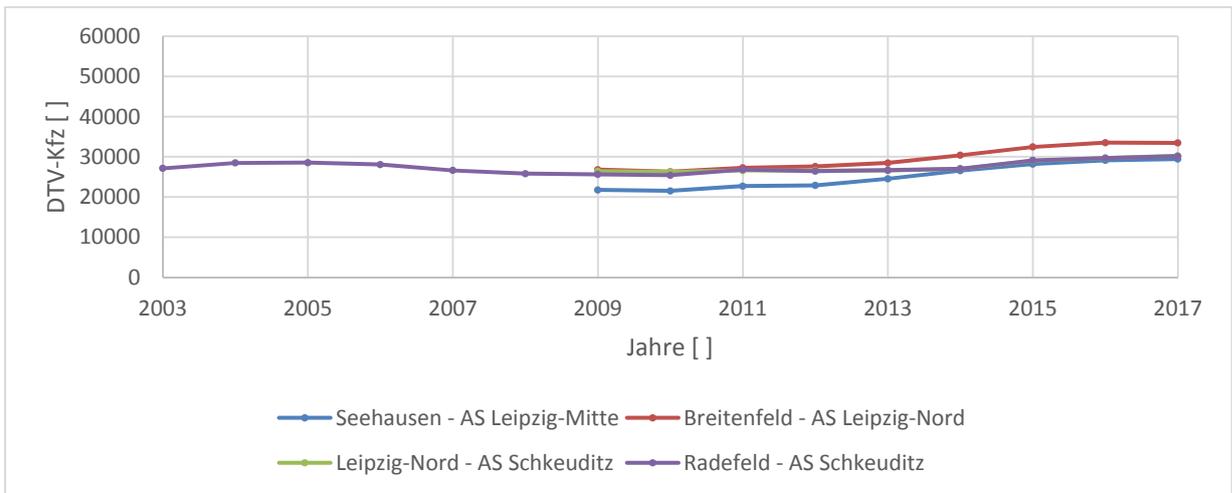


Abbildung 6-8: Durchschnittliche tägliche Verkehrsstärke aller Kraftfahrzeuge an den Dauerzählstellen im Bereich der Bohrkernentnahmestelle auf der A14 (Quelle: BASt)

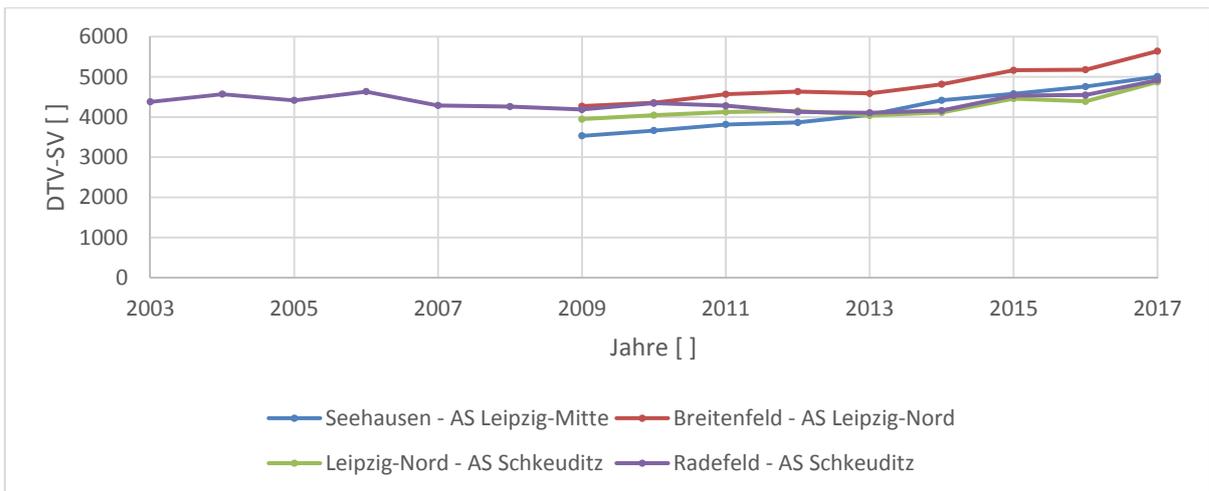


Abbildung 6-9: Durchschnittliche tägliche Verkehrsstärke des Schwerverkehrs an den Dauerzählstellen im Bereich der Bohrkernentnahmestelle auf der A14 (Quelle: BASt)

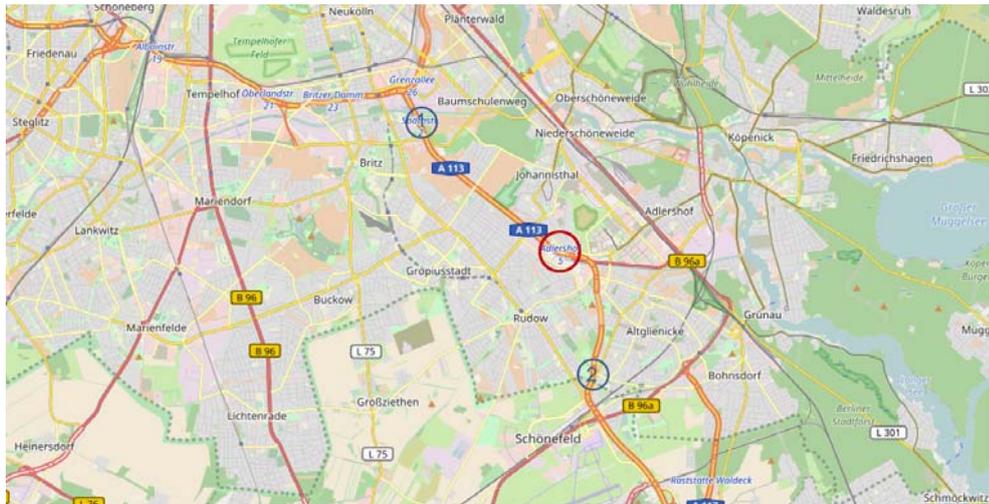


Abbildung 6-10: Dauerzählstellen im Bereich der Bohrkernentnahmestelle (rot) auf der A113 (Quelle: OpenStreetMap) 1 DZS Neukölln, 2 DZS Schönefeld

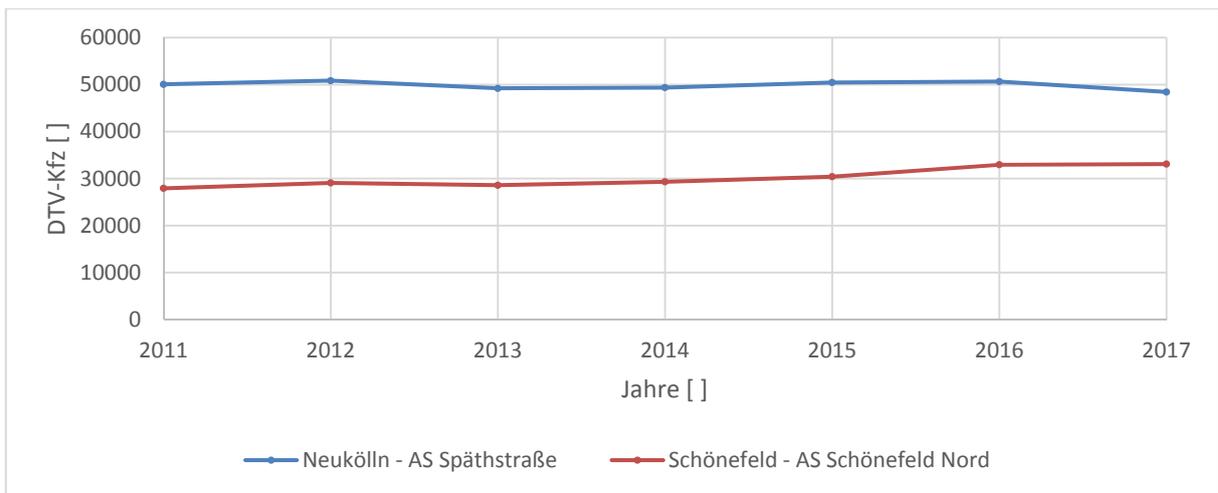


Abbildung 6-11: Durchschnittliche tägliche Verkehrsstärke aller Kraftfahrzeuge an den Dauerzählstellen im Bereich der Bohrkernentnahmestelle auf der A113 (Quelle: BAST)

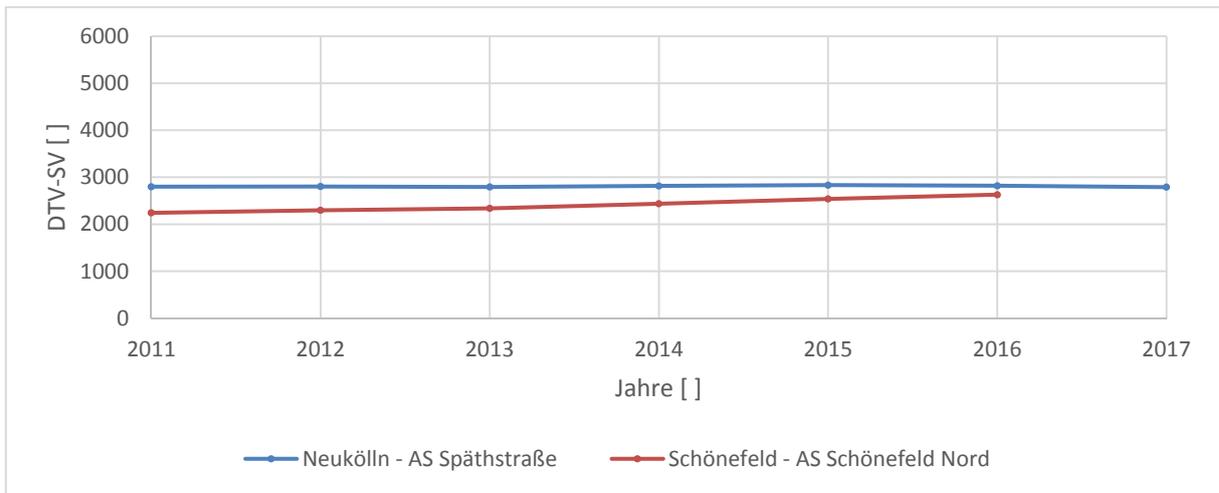


Abbildung 6-12: Durchschnittliche tägliche Verkehrsstärke des Schwerverkehrs an den Dauerzählstellen im Bereich der Bohrkernentnahmestelle auf der A113 (Quelle: BASt)

In Abbildung 6-13 ist eine Zusammenstellung der repräsentativen durchschnittlichen täglichen Verkehrsstärken der Kraftfahrzeuge und des Schwerverkehrs in den Bereichen der Bohrkernentnahmestellen in Österreich und Deutschland. In Tabelle 6-1 sind die Daten tabellarisch zusammengefasst.

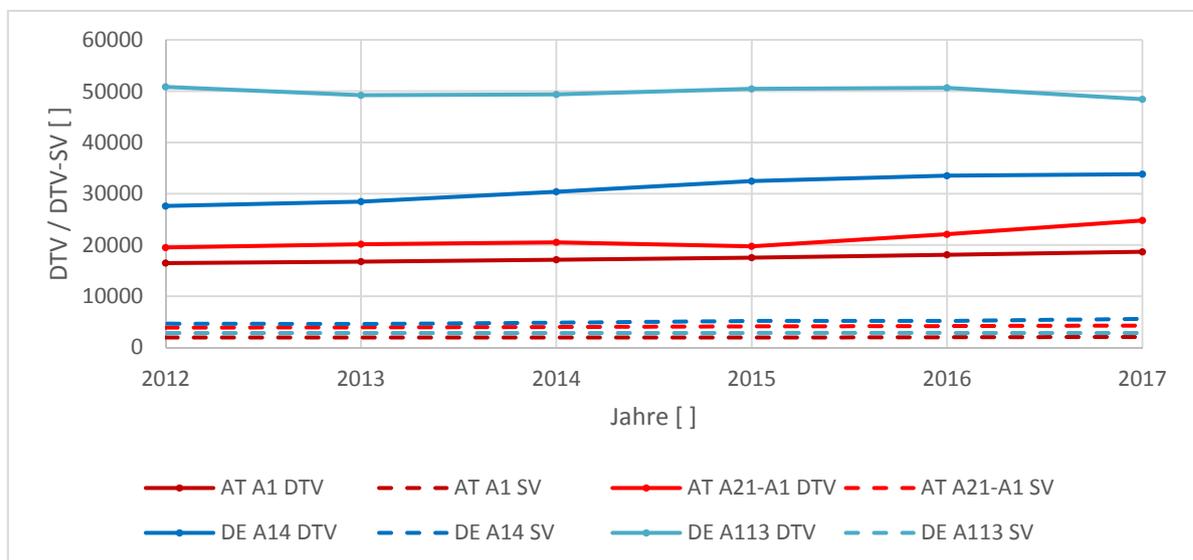


Abbildung 6-13: Vergleich der repräsentativen durchschnittlichen täglichen Verkehrsstärken der Kraftfahrzeuge und des Schwerverkehrs in den Bereichen der Bohrkernentnahmestellen in Österreich und Deutschland

Tabelle 6-1: Repräsentative durchschnittliche tägliche Verkehrsstärken der Kraftfahrzeuge und des Schwerverkehrs in den Bereichen der Bohrkernentnahmestellen in Österreich und Deutschland

Jahre	Österreich				Deutschland			
	A1		A21/A1		A14		A113	
	DTV	SV	DTV	SV	DTV	SV	DTV	SV
2012	16456	1936	19481	3868	27588	4631	50835	2802
2013	16727	1937	20129	3928	28445	4585	49196	2791
2014	17109	1933	20505	3989	30374	4815	49353	2814
2015	17507	1930	19721	4094	32446	5162	50445	2830
2016	18064	1989	22066	4178	33500	5176	50647	2817
2017	18646	2061	24764	4260	33794	5561	48415	2788

6.2 Bewertung der Strecken nach der in Österreich verwendeten Methode

6.2.1 Berechnung der Restnutzungsdauer auf Projektebene

In Österreich wurde ein projektbezogener Ansatz auf Grundlage der rechnerischen Dimensionierungsmethode gemäß RVS 03.08.69 bereits erfolgreich im Forschungsprojekt „ConSTRUKT“ entwickelt. Dabei wird unter Berücksichtigung des an Bohrkernen bestimmten E-Moduls des Betons sowie der Bettungsverhältnisse (ermittelt aus innovativen sternförmigen Tragfähigkeitsmessungen mit dem Fallgewichtsdeflektometer) im untersuchten Abschnitt eine ertragbare Anzahl an Lastwechseln als Widerstandsgröße berechnet. Nach Ermittlung der bereits erfolgten Verkehrsbelastung (Einwirkung) kann die Restlebensdauer abgeschätzt werden. Die Ergebnisse zeigen gute Übereinstimmung mit bisherigen Erfahrungswerten.

Als Abgrenzung zu den Ergebnissen des Projekts ConSTRUKT wurden im gegenständlichen Projekt Überlegungen auf Netzebene angestellt.

6.2.2 Ermüdungskriterium nach *Smith*

In Österreich wird für die Bemessung von Betonstraßen das Ermüdungskriterium nach *Smith* in folgender Form verwendet:

$$\log N_{zul} = \frac{\frac{\sigma_{max}}{f_{ct(BZ)}} - 0,8}{0,0875 \cdot \frac{\sigma_{min}}{f_{ct(BZ)}} - 0,07} + 2$$

mit:

- N_{zul} ... zulässige Anzahl an Lastwechsel [-],
- σ_{min} ... minimale Spannungen infolge Temperatur [N/mm²],
- σ_{max} ... maximale Spannungen infolge Temperatur- und Verkehrsbelastung [N/mm²],
- $f_{ct(BZ)}$... Biegezugfestigkeit [N/mm²].

Für die Berechnung der Spannungen infolge der Temperatur wesentlich sind die Biegezugspannungen an der Unterseite der Betonplatte, welche aufgrund der Verformung durch Erwärmung von oben entstehen. Die Ermittlung dieser Wölbspannungen (Abbildung 6-14) erfolgt mit der von *Houben* überarbeiteten Theorie nach *Eisenmann*, welche die Berücksichtigung verschiedener Temperaturgradienten erlaubt. Neben der Temperaturverteilung in der Betondecke stellen die Plattengeometrie, die Dicke der Betondecke und die beiden Materialparameter Querdehnungszahl und Elastizitätsmodul wichtige Eingangsparameter für die Berechnung der Wölbspannungen dar. Während die Steifigkeit mit zunehmender Ermüdung abnimmt, können andere mechanische Eigenschaften als konstant angenommen werden⁵⁴.

Es gilt:

$$\begin{aligned} \text{schmale Platte } (L/B > 1,2 \text{ oder } L/B < 0,8): & \quad l_{krit} = 200 h \sqrt{E \alpha_T \Delta T} \\ \text{quadratische Platte } (0,8 \leq L/B \leq 1,2): & \quad l_{krit} = 228 h \sqrt{E \alpha_T \Delta T} \end{aligned}$$

⁵⁴ Houben, I. L. J. M. (2009). "Structural Design of Pavements." CT 4860 Part IV Design of concrete Pavements 01.2009. from <http://www.citg.tudelft.nl/en/about-faculty/departments/structural-engineering/sections/pavement-engineering/education/lectures/>

mit

l_{krit} ... kritische Länge [mm],

h ... Dicke der Betondecke [mm],

α_T ... Wärmeausdehnungskoeffizient [1/K],

ΔT ... Temperaturgradient [K/mm],

E ... Elastizitätsmodul von Beton [N/mm²].

$$C = 4,5 \sqrt{\frac{h}{k \Delta T}} \alpha_T E \quad \text{wenn } C \ll L$$

$$L' = L - \frac{2}{3} C \quad B' = B - \frac{2}{3} C$$

$$\text{Ungestörte Wölbspannung: } \sigma_w = \frac{1}{1-\nu} \frac{h \Delta T}{2} \alpha_T E \quad \text{wenn } L > 1,1 l_{krit}$$

$$\text{Gestörte Wölbspannung: } \sigma_w' = 1,2 E \sigma_t \quad \text{wenn } L = 1,1 l_{krit}$$

$$\text{Reduzierte Wölbspannung: } \sigma_w'' = \left(\frac{L'}{0,9 l_{krit}} \right)^2 \sigma_w \quad \text{wenn } L < 0,9 l_{krit}$$

mit

σ_w ... ungestörte Wölbspannung [N/mm²],

σ'_w ... gestörte Wölbspannung [N/mm²],

σ''_w ... reduzierte Wölbspannung [N/mm²],

h ... Plattendicke [mm],

B ... Plattenbreite [mm],

L' ... Spannlänge [mm],

L ... tatsächliche Plattenlänge [mm],

C ... Auflagerbreite [mm],

α_t ... Wärmeausdehnungskoeffizient [1/K],

ν ... Querdehnungszahl von Beton [-],

ΔT ... Temperaturgradient [K/mm],

E ... Elastizitätsmodul von Beton [N/mm²].

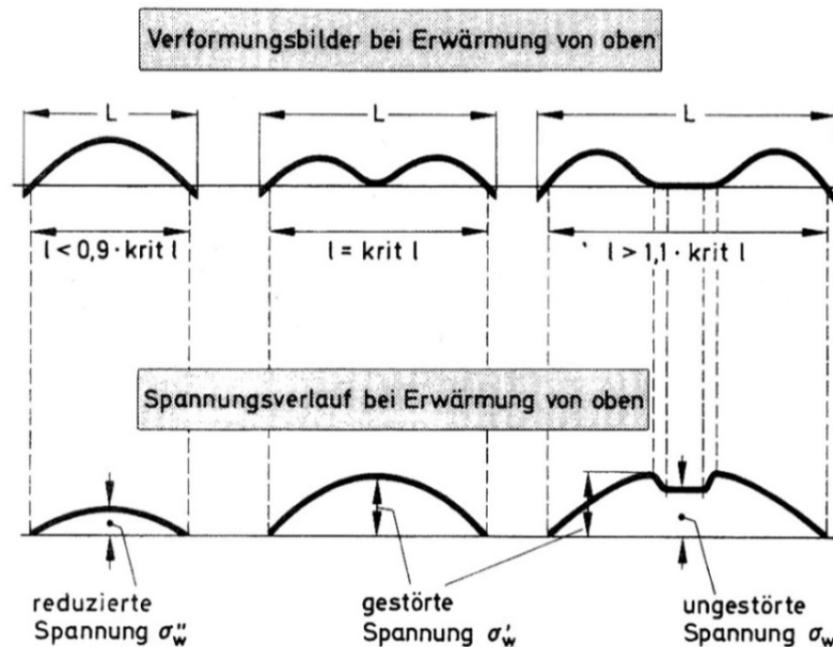


Abbildung 6-14: Verformung und Spannung infolge einer ungleichmäßigen Erwärmung der Oberseite⁵⁵

⁵⁵ Eisenmann, J. and G. Leykauf (2003). Betonfahrbahnen, Wiley

Für die Berechnung der Spannungen infolge Verkehrsbelastung wird das Verfahren nach *Westergaard*⁵⁶ mit einer Weiterentwicklung von *Herzt* angewandt. Dabei wird eine Betondecke als homogene Platte auf schwerer Flüssigkeit beschrieben. Die Lasteinleitung erfolgt über eine kreisrunde Topflast, welche entweder in der Mitte der Betonplatte, am Rand oder in der Ecke einwirkt. Der Lastfall Rand bewirkt im gegenständlichen Fall die größten Biegezugspannungen an der Unterseite der Betondecke und wird daher in den weiteren Berechnungen berücksichtigt. Die maßgeblichen Spannungen können mittels folgender Formel berechnet werden:

$$\sigma_{QR} = \frac{0,529 \cdot Q}{h^2} \cdot (1 + 0,54 \cdot \mu) \cdot \left[\lg \left(\frac{E \cdot h^3}{k \cdot b^4} \right) + \lg \left(\frac{0,1 \cdot b}{1 - \mu^2} \right) - 1,08 \right]$$

mit:

$a = \sqrt{\frac{Q}{\pi \cdot p}}$...	Belastungskreishalbmesser [mm]
p	Kontaktdruck [N/mm ²]
Q	Radlast [N]
b	$\sqrt{1,6 \cdot a^2 + h^2} - 0,675 \cdot h$ für $a < 1,724 \cdot h$ [mm]
b	a für $a > 1,724 h$ [mm]
k	Bettungsmodul [N/mm ³]
μ	Querdehnzahl [-]

Auch in den Formeln zur Berechnung der Verkehrslastspannungen ist die einzige zeitlich veränderliche Variable der E-Modul. Durch Umformen der Spannungen zufolge Temperatur und Verkehrsbelastung und einfügen in das Ermüdungskriterium nach *Smith*, erhält man eine komplexe Gleichung zur Bestimmung des E-Moduls in Abhängigkeit der Verkehrsbelastung und der Biegezugfestigkeit, welche mithilfe geeigneter Mathematiksoftwares aufgelöst werden kann.

⁵⁶ *Eisenmann, J.* (1979). Concrete pavements - Design and Construction (in German). Berlin/Munich/Düsseldorf, Wilhelm Ernst & Sohn.

6.2.3 Ermüdung des Betons am Verlauf des Elastizitätsmoduls

Diese Vorgehensweise soll anhand eines Beispiels näher erläutert werden, wobei folgende Randbedingungen berücksichtigt wurden (Tabelle 6-2):

Tabelle 6-2: Randbedingungen für die Ermüdungsberechnung

Querdehnzahl	0,167
Alpha T	1E ⁻⁵
Länge der Betonplatte	5000 mm
Dicke der Betonplatte	200 mm
Dicke der Ungebundenen Unteren Tragschicht	450 mm
Radlast	50.000 N
Kontaktdruck	0,8 N/mm ²

Da der Bettungsmodul jahreszeitenabhängig ist, wurde das Jahr in vier Tragfähigkeitsperioden eingeteilt und die Ergebnisse nach der Länge der jeweiligen Einwirkungsperiode gewichtet. Für die weiteren Berechnungen wurde ein Jahresdurchschnitt verwendet. Um unterschiedliche klimatische und topografische Verhältnisse in Österreich abbilden zu können, wurde, Österreich zudem in drei Klimazonen eingeteilt und jeweils charakteristische Temperaturgradienten abgeleitet⁵⁷.

Das Ergebnis der theoretischen Abschätzung der Abhängigkeit der Steifigkeit von der Anzahl der Überrollungen (Lastwechsel) – und somit vom Ermüdungszustand – ist in Abbildung 6-15 ersichtlich. Diese Abbildung zeigt die Verringerung des E-Moduls über die Anzahl der ertragenen Lastwechsel. Dieser nimmt am Anfang der Belastung sehr stark ab, und zeigt danach einen fast linearen stetig abnehmenden Verlauf. In demselben Diagramm sind die Ergebnisse für verschiedenen 28 Tage-Biegezugfestigkeiten des Betons dargestellt, da diese mechanische Kenngröße des Betons sehr großen Einfluss besitzt. Das in Österreich verwendete 95 % Quantil der Biegezugfestigkeit liegt bei 5,27 N/mm².

Der qualitative Verlauf des E-Moduls deckt sich mit den Ergebnissen aus den Versuchen, sei es aus der Literatur (*Hohberg, 2004*) oder auch aus diesem Forschungsprojekt (siehe Kapitel **Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden.**). **Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden.**

⁵⁷ Eberhardsteiner, L., et al. (2016). OBESTAS - Optimierte Bemessung starrer Aufbauten von Straßen. Wien

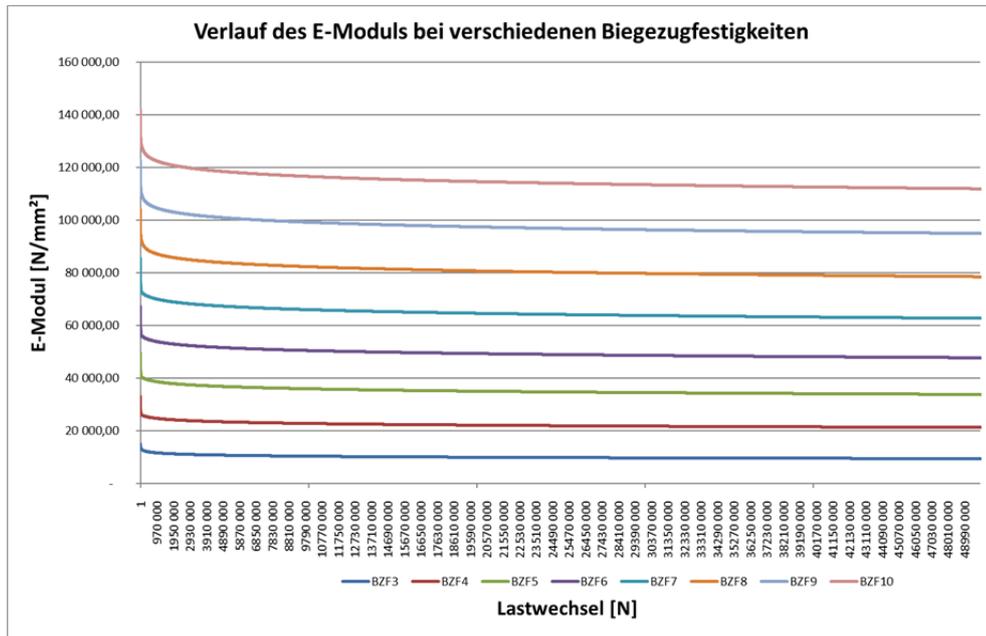


Abbildung 6-15: Verlauf des E-Moduls bei verschiedenen Biegezugfestigkeiten

Mit Hilfe dieses theoretischen Verlaufs der Abnahme des E-Moduls durch Ermüdung kann bei Kenntnis der bereits erfolgten Verkehrsbelastung sowie des statistischen Alters von Betondecken am Netz die rechnerische Restnutzungsdauer abgeschätzt werden. Der in Abbildung 6-15 beschriebene Ermüdungsverlauf soll allerdings im Rahmen weiterer Untersuchungen anhand statistisch über das gesamte Netz verteilter Materialkennwerte (95%-Quantil) kalibriert werden.

Eine Validierung anhand der Versuchsergebnisse an Probekörpern, die aus den Probestrecken in Deutschland und Österreich gewonnen wurden, zeigte jedoch erhebliche Differenzen beim Verhältnis aus Biegezugfestigkeit und E-Modul. Die Ursache dieses Phänomens liegt in der Nachhärtung des Betons. In der Literatur sind einige Versuchsreihen zu finden, die die Zunahme der Druckfestigkeit über die ersten 28 Tagen hinausgehend untersuchen. Unter anderem geben *Grübl, et. al.*⁵⁸ Richtwerte für die Festigkeitsentwicklung von unterschiedlichen Betonen bis zu einem halben Jahr an (siehe Abbildung 6-16).

⁵⁸ *Grübl, P., et al.* (2002). Beton: Arten, Herstellung und Eigenschaften, John Wiley & Sons.

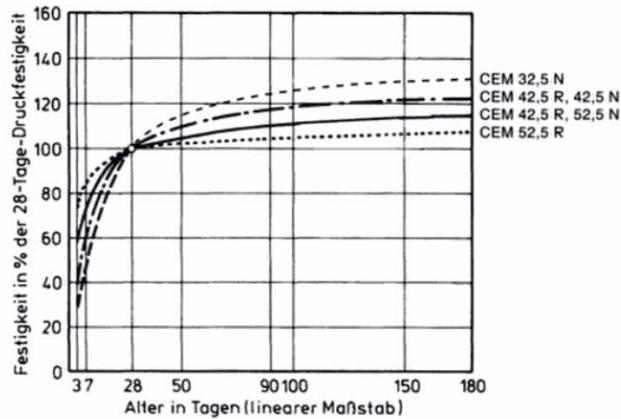


Abbildung 6-16: Festigkeitsentwicklung von unterschiedlichen Betonen⁵⁹

Dieses Diagramm zeigt, dass eine deutliche Nachhärtung des Betons erfolgt: nach 180 Tagen wird eine Festigkeit von 130% gegenüber der 28 Tage-Festigkeit gemessen. *Walz*⁶⁰ (1977) stellte anhand von deutschen und amerikanischen Versuchsberichten die zeitliche Entwicklung der Druckfestigkeit mit Betonen mit unterschiedlicher Zusammensetzung dar. Er untersuchte sechs Betone mit unterschiedlichen W/B-Werten, wobei die W/B-Werte größer als 0,51 bei der gegenständlichen Auswertung nicht berücksichtigt werden. Die Zylinderdruckfestigkeiten wurden jeweils nach 28 Tagen, 1, 10, 25 und 50 Jahren gemessen. Abbildung 6-17 zeigt die Ergebnisse dieser Versuchsreihe. Demnach nimmt die Festigkeit bei dem Beton mit einem W/B Wert von 0,41 nach 25 Jahren auf das Doppelte zu.

⁵⁹ *Grübl, P., et al.* (2002). *Beton: Arten, Herstellung und Eigenschaften*, John Wiley & Sons.

⁶⁰ *Walz, K.* (1977). "Festigkeitsentwicklung von Beton bis zum Alter von 30 und 50 Jahren." *BETONTECHNISCHE BERICHTE* 1976

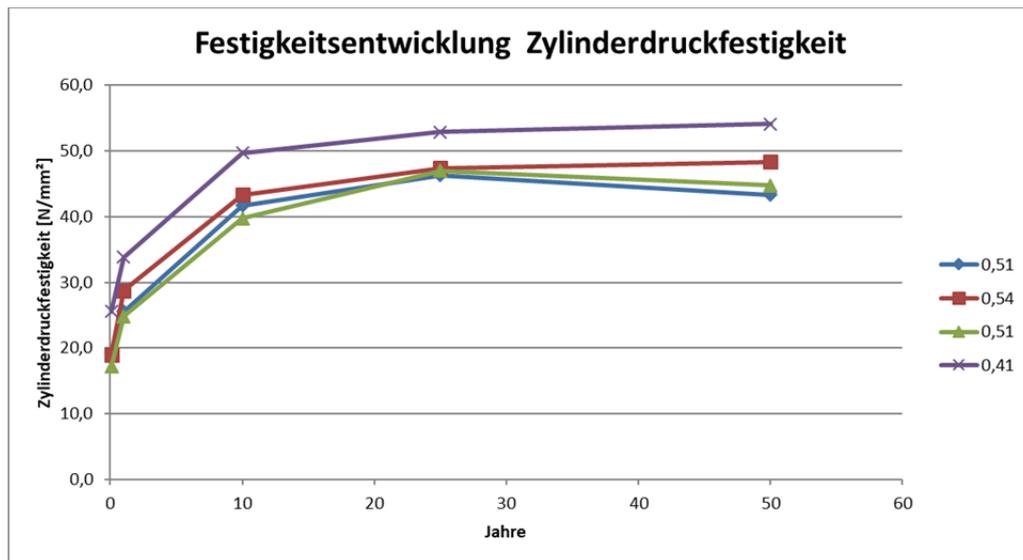


Abbildung 6-17: Festigkeitsentwicklung Zylinderdruckfestigkeit bei verschiedenen W/B Werten

Die Ergebnisse der Untersuchung in Walz⁶¹ wurden für eine Analyse der Zusammenhänge zwischen Betonalter und Biegezugfestigkeit bzw. E-Modul herangezogen. Dabei wurden folgende Zusammenhänge zwischen mechanischen Kenngrößen von Beton aus dem Eurocode 2 (2018) angewandt:

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

$$f_{ctm,fl} = \max \left\{ \left(\frac{1,6 - h}{1000} \right) \cdot f_{ctm}; f_{ctm} \right\}$$

$$E_{cm} = 22 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3}$$

$$E_{cm}(t) = \left(\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right)^{0,3} \cdot E_{cm}$$

mit:

f_{ctm}	Zugfestigkeit [N/mm ²]
f_{ck}	Zylinderdruckfestigkeit [N/mm ²]
$f_{ctm,fl}$	Biegezugfestigkeit [N/mm ²]
f_{cm}	Druckfestigkeit [N/mm ²]
E_{cm}	Elastizitätsmodul [N/mm ²]

⁶¹ Walz, K. (1977). "Festigkeitsentwicklung von Beton bis zum Alter von 30 und 50 Jahren," BETONTECHNISCHE BERICHTS 1976

Diese sind zwar nicht für Straßenbaubetone konzipiert, allerdings lassen sich generelle Zusammenhänge für die Entwicklung mechanischer Eigenschaften von Beton mit dem Alter ableiten. Die (relative) Entwicklung der Biegezugfestigkeit ist in Abbildung 6-18 zu sehen. Für alle vier untersuchten Teststrecken ergibt sich eine Erhöhung der Biegezugfestigkeit von ca. 60% (Tabelle 6-3).

Tabelle 6-3 Erhöhung der Biegezugfestigkeit der vier Teststrecken gemäß Abbildung 6-15

		Baujahr	Theor. Steigerung Biegezugfestigkeit
AT	A1	2006	ca. 60%
	A21	1995	ca. 60%
DE	A14	1999	ca. 60%
	A113	2005	ca. 60%

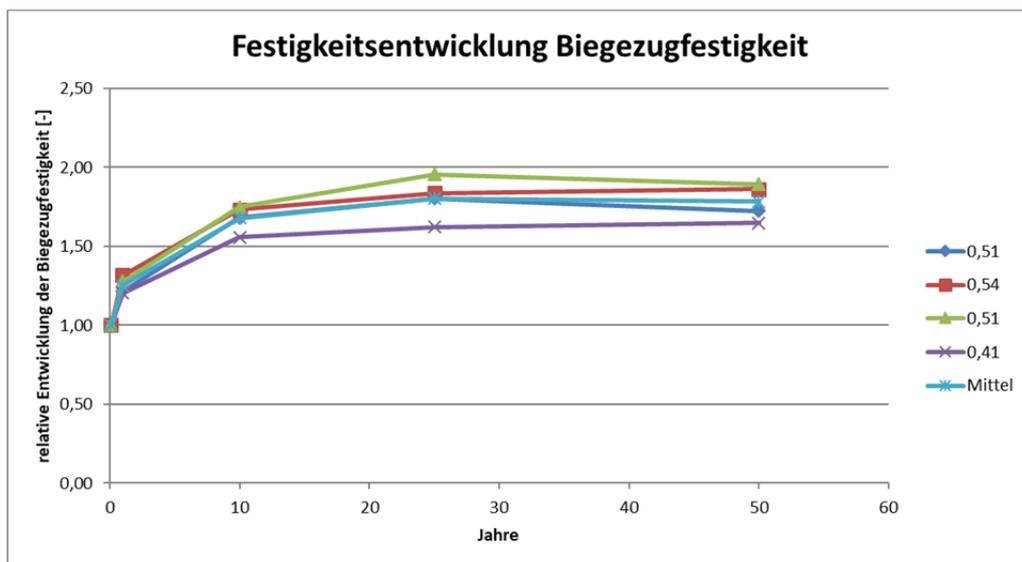


Abbildung 6-18 Entwicklung der Biegezugfestigkeit

Der E-Modul erhöht sich im gleichen Zeitraum von 12 Jahren um ca. 25% bis 35% (Abbildung 6-19)

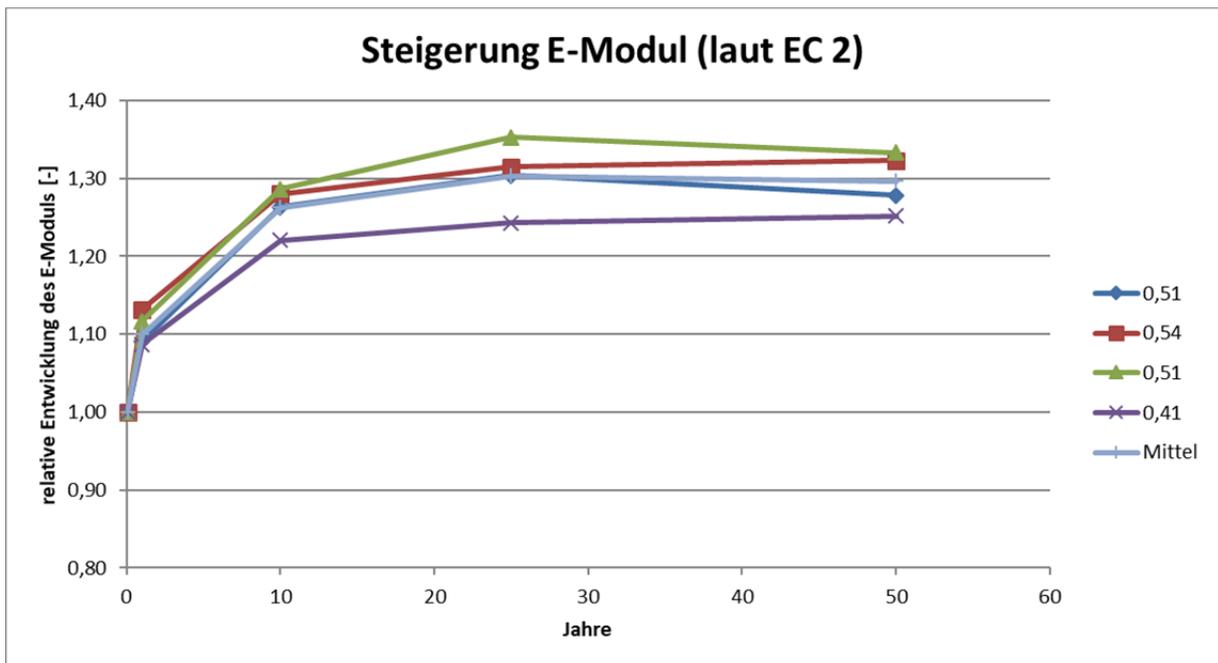


Abbildung 6-19 Berechnete Erhöhung des E-Moduls bei langer Liegezeit

Der Verringerung der Steifigkeit durch Ermüdung wirkt also eine Erhöhung des E-Moduls durch Nacherhärtung entgegen. Bei der Abschätzung der Restlebensdauer einer Betonstraße müssen somit beide Phänomene berücksichtigt werden. Vor allem die Effekte der Nacherhärtung sind jedoch nur sehr schwer im Labor zeitraffend nachzubilden, weshalb weitere Langzeitstudien mit dem Fokus auf typische Straßenbaubetone unabdingbar scheinen.

6.3 Bewertung der Untersuchungsstrecken in Anlehnung an das Verfahren der RDO Beton 09

Zum derzeitigen Stand des Regelwerkes in Deutschland, existiert noch kein zur Anwendungsreife fortgeschriebenes Regelwerk zur Bewertung der strukturellen Substanz von Verkehrsflächen mit Betondecken auf Objektebene. Im Rahmen des vorliegenden Projektes wurde deshalb bereits in der Projektausschreibung vorgesehen, exemplarisch und ausschließlich für vergleichende Zwecke, für die strukturelle Bewertung der Untersuchungsstrecken das Verfahren der RDO Beton 09 zu verwenden. Dabei wird nicht wie im Dimensionierungsverfahren üblich, die Solldicke der Betondecke h_d iterativ auf Grundlage dimensionierungsrelevanter Eingangsgrößen ermittelt, sondern auf Grundlage der in situ vorhandenen Bedingungen (basierend auf den Laboruntersuchungen und

notwendigen Annahmen) rechnerisch abgeschätzt, welche Solldicke erforderlich wäre, um für eine weitere, theoretische Restnutzungsdauer von 30 Jahren allen Beanspruchungen aus Verkehr und Klima widerstehen zu können. Für die Berechnung wurden folgende Eingangswerte ermittelt bzw. festgelegt.

6.3.1 Eingangswerte – ermittelt im Labor

Es wurden folgende Eingangswerte ermittelt:

- charakteristische Spaltzugfestigkeit f_{ctk}
- Die charakteristische Spaltzugfestigkeit f_{ctk} wurde an Bohrkernscheiben (siehe Kapitel 4) ermittelt.
- Solldicke der Betondecke $h_{d_vorh.}$ (unteres 10% Quantil mit 90%iger Sicherheit)
- Die Solldicke der Betondecke h_d wurde am Bohrkern nach der AL DA 2011 ermittelt.
- mittlerer Zug-E-Modul (E_{ctm}) und mittlerer Zug-E-Modul bestimmt an Materialproben (E_{ctm_cal})

Für die Berechnung der einwirkenden Momente infolge Verkehrsbelastung und Temperatur gemäß dem Verfahren der RDO Beton 09 ist die Kenntnis des Elastizitätsmoduls erforderlich. Üblicherweise findet im Dimensionierungsverfahren ein zur Straßenbetonklasse zugeordneter mittlerer Zug-E-Modul (E_{ctm}) Anwendung. Dieser wurde für die Berechnungen mit 41 000 MPa angesetzt: Dies entspricht einem StC 35-45 – 3,7 und repräsentiert damit den mittleren Bereich typischer Zug-E-Module von im Straßenbau verwendeten Straßenbetonklassen, welche Werte zwischen 37000 MPa (StC 30-37 – 3,0) und 44000 MPa (StC 40-50 – 4,6) mit Expositionsclassen XF4 und XM2 erreichen.

Da im Rahmen der über den geplanten Projektumfang hinausgehenden Untersuchungen zur experimentellen Ermittlung des E-Moduls (Kapitel 4) diese Materialkennwerte zur Verfügung standen, konnte für die rechnerischen Nachweise der in situ vorhandene E-Modul in Ansatz gebracht werden. Hierfür wurde jeweils der Mittelwert aller an einer Untersuchungsstrecke entnommenen Proben, fahrstreifenspezifisch, berechnet und angesetzt (E_{ctm_cal}). Darin berücksichtigt sind die bei der Ermittlung des E-Moduls berücksichtigten Richtungsabhängigkeiten.

6.3.2 Eingangswerte – bekannt

Folgende Werte sind infolge der Recherche (Kapitel 6.1) bekannt:

- durchschnittliche tägliche Verkehrsstärke des Schwerverkehrs DTV(SV)
- Angaben zum DTV sowie zum SV-Anteil lagen aus Zählungen vor.
- B – *Summe* gewichteter, äquivalenter 10-t Achsübergänge für den Nutzungszeitraum des Fahrstreifens mit der höchsten Verkehrsbelastung
- Berechnet nach Methode 1 gem. RStO 2012
- B_n - *Summe* gewichteter, äquivalenten Achsübergänge während der normativen Nutzungsdauer bezogen auf die relevante Bezugsachslast
- Berechnet nach RDO Beton 09
- Art der Unterlage: Die Art der Unterlage der Betondecke wurde in situ im Rahmen der Bohrkernentnahmen bestimmt und mit den Unterlagen der Straßenbaulastträger, soweit möglich, abgeglichen.
- Plattengeometrie: Der Geometrie der Betondeckenplatten wurde vor Ort ermittelt.

6.3.3 Eingangswerte – angenommen

Folgende Werte wurden basierend auf dem Stand der RDO Beton 09 angenommen:

- Stahleinlagen: Dübel und Anker: Grundsätzlich wurde davon ausgegangen, dass sowohl in den Längsschein- als auch in den Querscheinfugen regelwerkskonform Anker und Dübel verlegt wurden.
- Temperaturdehnzahl α_T : Für die Temperaturdehnzahl wurde ein Wert von $11,5 \cdot 10^{-6}$ 1/K (Betone mit einem Anteil gebrochener, grober Gesteinskörnungen von 40 bis < 60%, gem. den RDO Beton 09) angesetzt.

In den nachfolgenden Tabellen (Tabelle 6-4 bis Tabelle 6-8) und Abbildungen (Abbildung 6-20 bis Abbildung 6-23) sind die Ergebnisse der Vergleichsberechnungen aller Untersuchungsstrecken dargestellt. Berechnet wurden die erforderlichen Solldicken hd der Betondecke für die zuvor dargestellten Eingangsparameter. Für die Berechnung der Solldicke der Betondecke des Standstreifens wurde auf den Nachweis des Grenzzustandes der Tragfähigkeit (GZT) für den Ermüdungsnachweis verzichtet und ausschließlich die quasidynamischen Nachweise bei hohen Einzellasten geführt.

Tabelle 6-4 maßgebende Eingangswerte für die Dimensionierungsberechnungen (Untersuchungsstrecke A14)

		A14 1. FS		A14 St.St.	
$f_{ctk, (p=0,05; \alpha=0,05)}$	[Mpa]	u. S. 4,68	o. S. 3,69	u. S. 4,17	o. S. 3,47
Plattenlänge L_p	[mm]	4200		4200	
Plattenbreite B_p	[mm]	3500		2000	
$hd_{vorh. (p=0,50; \alpha=0,50)}$	[mm]	298,6		319,6	
$hd_{vorh. (p=0,10; \alpha=0,10)}$	[mm]	291,7		309,7	
Art der Unterlage		STS		STS	
Straßenbetonklasse		*1		*1	
Splittanteil		40 bis 60 % (*2)		40 bis 60 % (*2)	
E_{ctm}	[N/mm ²]	41.000 (*2)		41.000 (*2)	
E_{ctm_cal}	[N/mm ²]	nicht ermittelt		nicht ermittelt	
Längsfuge	[-]	Anker		Anker	
Querfuge	[-]	Dübel		Dübel	
B	[Mio. AÜ]	rd. 132		---	
B_n	[Mio. AÜ]	rd. 156		---	
$hd_{erf. (p=0,10; \alpha=0,10)}$	[mm]	225,0	265,0	200	225
Δhd	[mm]	66,7	26,7	109,7	84,7

*1 unbekannt
*2 angenommen (nach RDO Beton 09)
FS (Fahrsteifen)
St.St. (Standstreifen)
u. S. (untere Bohrkernscheibe)
o. S. (untere Bohrkernscheibe)

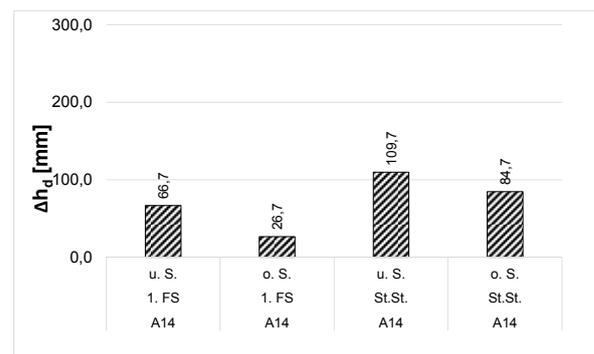
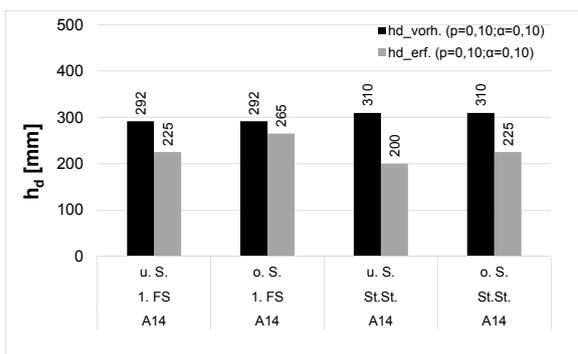


Abbildung 6-20 Vgl. der vorhandenen und erforderlichen Solldicke h_d (links); Differenzsolldicke Δh_d (rechts), (Untersuchungsstrecke A14)

Tabelle 6-5 maßgebende Eingangswerte für die Dimensionierungsberechnungen (Untersuchungsstrecke A113, Abs. 1)

		A113 2. FS Abs.1		A113 3. FS Abs.1	
		u. S.	o. S.	u. S.	o. S.
f_{ctk} , (p=0,05;α=0,05)	[Mpa]	4,95	3,78	5,24	3,62
Plattenlänge L _p	[mm]	5000		5000	
Plattenbreite B _p	[mm]	3500		3500	
hd _v vorh. (p=0,50;α=0,50)	[mm]	260,7		292,9	
hd_v vorh. (p=0,10;α=0,10)	[mm]	258,3		287,8	
Art der Unterlage		Asphalt		Asphalt	
Straßenbetonklasse		*1		*1	
Splittanteil		40 bis 60 % (*2)		40 bis 60 % (*2)	
E _{ctm}	[N/mm ²]	41.000 (*2)		41.000 (*2)	
E _{ctm_cal}	[N/mm ²]	nicht ermittelt		nicht ermittelt	
Längsfuge	[-]	Anker		Anker	
Querfuge	[-]	Dübel		Dübel	
B	[Mio. AÜ]	rd. 64		rd. 64	
B _n	[Mio. AÜ]	rd. 76		rd. 76	
hd_{erf} . (p=0,10;α=0,10)	[mm]	210,0	250,0	200	255
Δhd	[mm]	48,3	8,3	87,8	32,8
*1 unbekannt					
*2 angenommen (nach RDO Beton 09)					
FS (Fahrsteifen)					
St.St. (Standstreifen)					
u. S. (untere Bohrkernscheibe)					
o. S. (untere Bohrkernscheibe)					

Tabelle 6-6 maßgebende Eingangswerte für die Dimensionierungsberechnungen (Untersuchungsstrecke A113, Abs. 2)

		A113 2. FS Abs.2 (Endplatte)		A113 3. FS Abs.2		A113 St. St. Abs.2	
		u. S.	o. S.	u. S.	o. S.	u. S.	o. S.
$f_{ctk, (p=0,05; \alpha=0,05)}$	[Mpa]	4,98	4,44	4,36	4,03	5,23	6,15
Plattenlänge L_p	[mm]	5000		5000		5000	
Plattenbreite B_p	[mm]	3500		3500		3500	
$hd_{vorh. (p=0,50; \alpha=0,50)}$	[mm]	508,0		293,3		245,7	
$hd_{vorh. (p=0,10; \alpha=0,10)}$	[mm]	502,7		267,2		243,8	
Art der Unterlage		---		Asphalt		Asphalt	
Straßenbetonklasse		*1		*1		*1	
Splittanteil		40 bis 60 % (*2)		40 bis 60 % (*2)		40 bis 60 % (*2)	
E_{ctm}	[N/mm ²]	41.000 (*2)		41.000 (*2)		41.000 (*2)	
$E_{ctm, cal}$	[N/mm ²]	nicht ermittelt		nicht ermittelt		nicht ermittelt	
Längsfuge	[-]	Anker		Anker		Anker	
Querfuge	[-]	Dübel		Dübel		Dübel	
B	[Mio. AÜ]	rd. 64		rd. 64		---	
B_n	[Mio. AÜ]	rd. 76		rd. 76		---	
$hd_{erf. (p=0,10; \alpha=0,10)}$	[mm]	---	---	225,0	240,0	175	155
Δhd	[mm]	---	---	42,2	27,2	68,8	88,8

*1 unbekannt
*2 angenommen (nach RDO Beton 09)
FS (Fahrstreifen)
St.St. (Standstreifen)
u. S. (untere Bohrkernscheibe)
o. S. (untere Bohrkernscheibe)

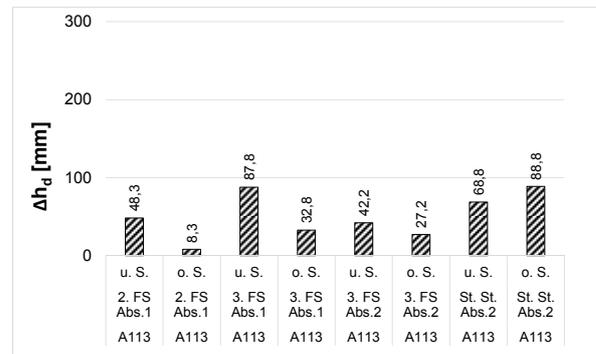
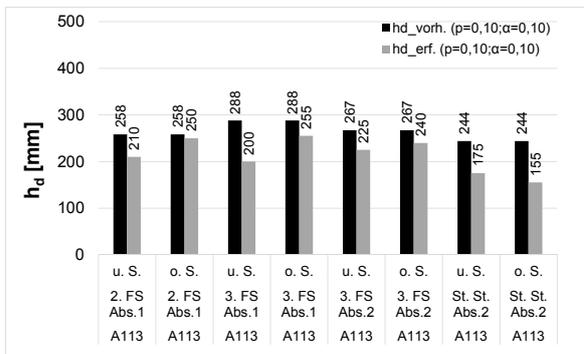


Abbildung 6-21 Vgl. der vorhandenen und erforderlichen Soliddicke h_d (links); Differenzsoliddicke Δh_d (rechts), (Untersuchungsstrecke A113)

Tabelle 6-7 Maßgebende Eingangswerte für die Dimensionierungsberechnungen (Untersuchungsstrecke A1)

$f_{ctk, (p=0,05; \alpha=0,05)}$	[Mpa]
Plattenlänge L_p	[mm]
Plattenbreite B_p	[mm]
$hd_{vorh. (p=0,50; \alpha=0,50)}$	[mm]
$hd_{vorh. (p=0,10; \alpha=0,10)}$	[mm]
Art der Unterlage	
Straßenbetonklasse	
Splittanteil	
E_{ctm}	[N/mm ²]
E_{ctm_cal}	[N/mm ²]
Längsfuge	[-]
Querfuge	[-]
B	[Mio. AÜ]
B_n	[Mio. AÜ]
$hd_{erf. (p=0,10; \alpha=0,10)}$	[mm]
Δhd	[mm]
*1 unbekannt	
*2 angenommen (nach RDO Beton 09)	
FS (Fahrsteifen)	
St.St. (Standstreifen)	
u. S. (untere Bohrkernscheibe)	
o. S. (untere Bohrkernscheibe)	

A1 1. FS		A1 St.St.	
u. S.	o. S.	u. S.	o. S.
3,87	5,31	4,12	5,51
5600	5600	5600	5600
3100	3100	3800	3800
275,91		272,73	
271,1		268,3	
Asphalt		Asphalt	
*1		*1	
40 bis 60 % (*2)		40 bis 60 % (*2)	
41.000 (*2)		41.000 (*2)	
50.813		50.636	
Anker		Anker	
Dübel		Dübel	
rd. 53		---	
rd. 62		---	
240	190	225	180
31,1	81,1	43,3	88,3

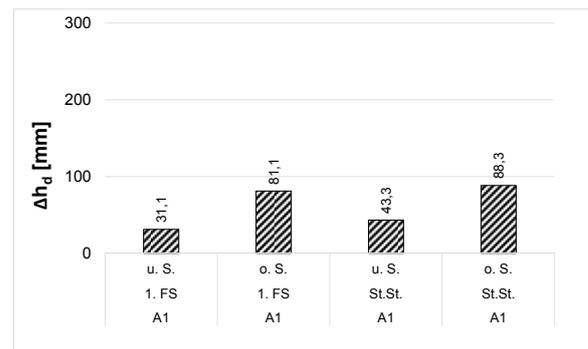
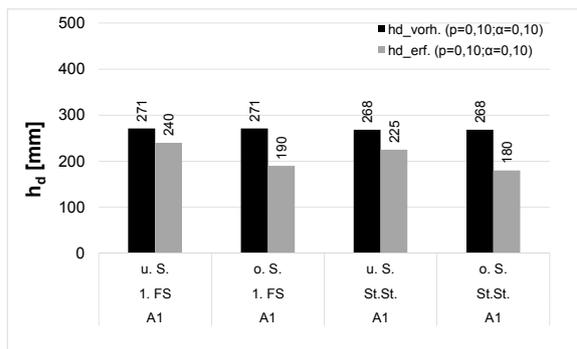


Abbildung 6-22 Vgl. der vorhandenen und erforderlichen Solldicke h_d (links); Differenzsolldicke Δh_d (rechts), (Untersuchungsstrecke A1)

Tabelle 6-8 Maßgebende Eingangswerte für die Dimensionierungsberechnungen (Untersuchungsstrecke A21/A1)

		A21/A1 1. FS		A21/A1 St.St.	
		u. S.	o. S.	u. S.	o. S.
$f_{ctk, (p=0,05; \alpha=0,05)}$	[Mpa]	4,08	5,97	4,46	6,43
Plattenlänge L_p	[mm]	5600	5600	5600	5600
Plattenbreite B_p	[mm]	3100	3100	3800	3800
$hd_{vorh. (p=0,50; \alpha=0,50)}$	[mm]	245,67		249,67	
$hd_{vorh. (p=0,10; \alpha=0,10)}$	[mm]	241,6		245,9	
Art der Unterlage		Asphalt		Asphalt	
Straßenbetonklasse		*1		*1	
Splittanteil		40 bis 60 % (*2)		40 bis 60 % (*2)	
E_{ctm}	[N/mm ²]	41.000 (*2)		41.000 (*2)	
E_{ctm_cal}	[N/mm ²]	53.848		51.642	
Längsfuge	[-]	Anker		Anker	
Querfuge	[-]	Dübel		Dübel	
B	[Mio. AÜ]	rd. 109		rd. 109	
B_n	[Mio. AÜ]			rd. 129	
$hd_{erf. (p=0,10; \alpha=0,10)}$	[mm]	230	180	215	160
Δhd	[mm]	11,6	61,6	30,9	85,9

*1 unbekannt
*2 angenommen (nach RDO Beton 09)
FS (Fahrsteifen)
St.St. (Standstreifen)
u. S. (untere Bohrkernscheibe)
o. S. (untere Bohrkernscheibe)

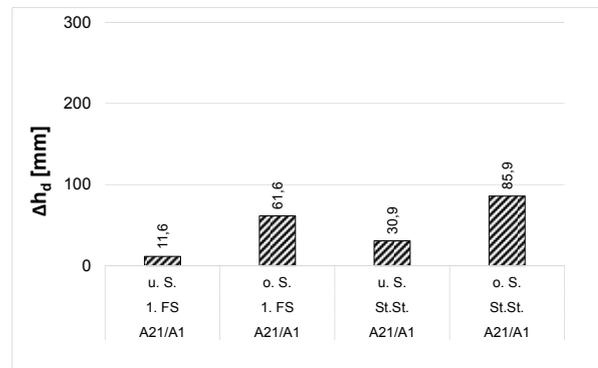
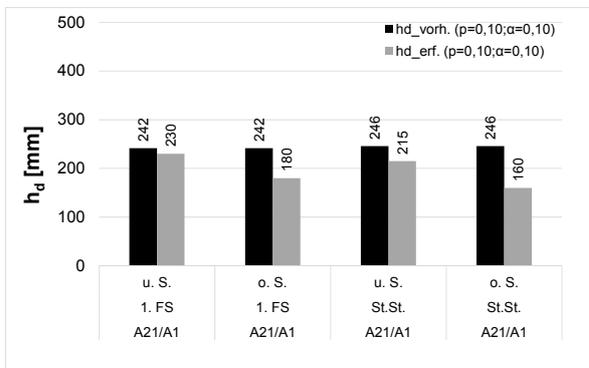


Abbildung 6-23 Vgl. der vorhandenen und erforderlichen Solldicke h_d (links); Differenzsolldicke Δh_d (rechts), (Untersuchungsstrecke A21/A1)

Deutlich erkennbar ist, dass die in situ vorhandenen Solldicken der Betondecken größer sind als die bei den gegebenen Belastungen aus Klima und Verkehr theoretisch rechnerisch erforderlichen Deckendicken für einen Nutzungszeitraum von 30 Jahren. Grund hierfür ist ausnahmslos die Erhöhung der aufnehmbaren Momente infolge deutlicher Erhöhung der charakteristischen Spaltzugfestigkeiten in situ durch Nacherhärtung. Ausschließlich auf diesen Aspekt fokussiert, könnte (ohne Berücksichtigung von Stand- bzw. Pannenstreifen) die Deckendicke im Einzelfall von rd. 1 cm um bis zu rd. 9 cm geringer dimensioniert werden. Die sich dabei ergebende geringste Differenz von rd. 1 cm zwischen der rechnerisch erforderliche Soldeckendicke und der vorhandenen Solldicke liegt für den 1. Fahrsteifen der A21/A1 vor. Die rechnerisch größte Differenz von rd. 9 cm lag für den 3. FS der A113 im ersten Abschnitt vor.

Werden im Rahmen der Nachweisführung zusätzlich die an Bohrkernscheiben ermittelten mittleren Zug-E-Moduln (E_{ctm_cal}) in Ansatz gebracht, führt dies zu einer Veränderung des Beanspruchungszustandes der Platte. Infolge der größeren Moduln erhöhen sich die einwirkenden Momente infolge Verkehr und Temperatur, woraus folglich eine Erhöhung der rechnerischen Solldicken der Betondecke resultiert. Die berechneten Dickenanpassungen dafür liegen auf einem Niveau von etwa 0,5 cm (Abbildung 6-24).

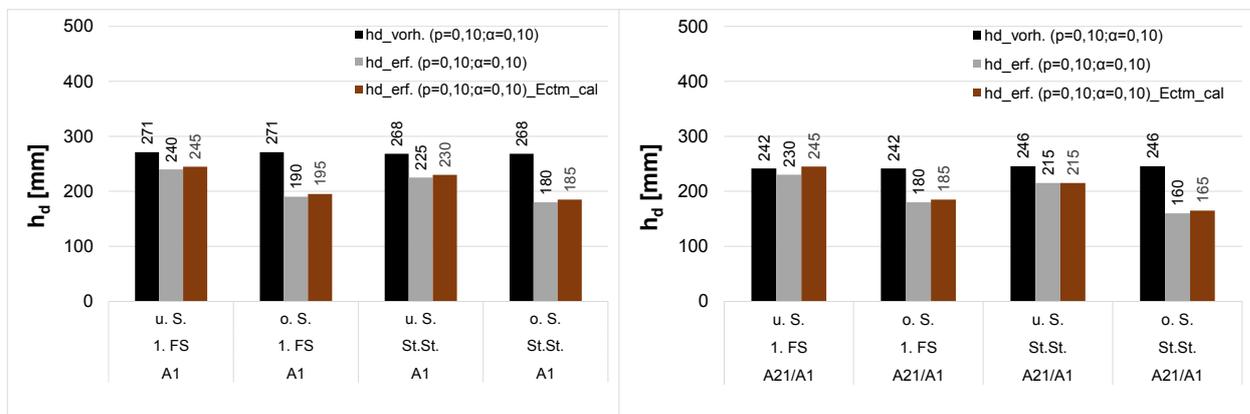


Abbildung 6-24: Vgl. der vorhandenen und erforderlichen Solldicke h_d (links) sowie der erforderlichen Solldicke h_d bei zugrundelegung der an Materialproben im Labor ermittelten mittleren E-Module (E_{ctm_cal}) am Bsp. der Untersuchungsstrecken A1 und A21/A1

Ausnahme hierbei stellt der 1. Fahrsteifen der A21/A1 dar, für welchen bei den veränderten Randbedingungen eine Solldickenerhöhung von rd. 1,5 cm erforderlich wäre. Der für die Nachweisführung angesetzte, im Labor ermittelte, mittlere Zug-E-Modul erreicht mit einem

Wert von 53848 MPa einen deutlich über den straßenklassenspezifischen in Ansatz gebrachten Modul-Wert. Mit einer rechnerisch erforderlichen Solldicke von rd. 24,5 cm sind rd. 0,5 cm Soldeckendicke mehr erforderlich als aktuell in situ vorhanden (Abbildung 6-68). Die auf diesen Randbedingungen basierende, rechnerisch prognostizierbare Restnutzungsdauer beträgt 23 Jahre bei einer noch zu ertragenden „B-Zahl“ von 74 Mio. äquivalenten Achsübergängen (Abbildung 6-25).

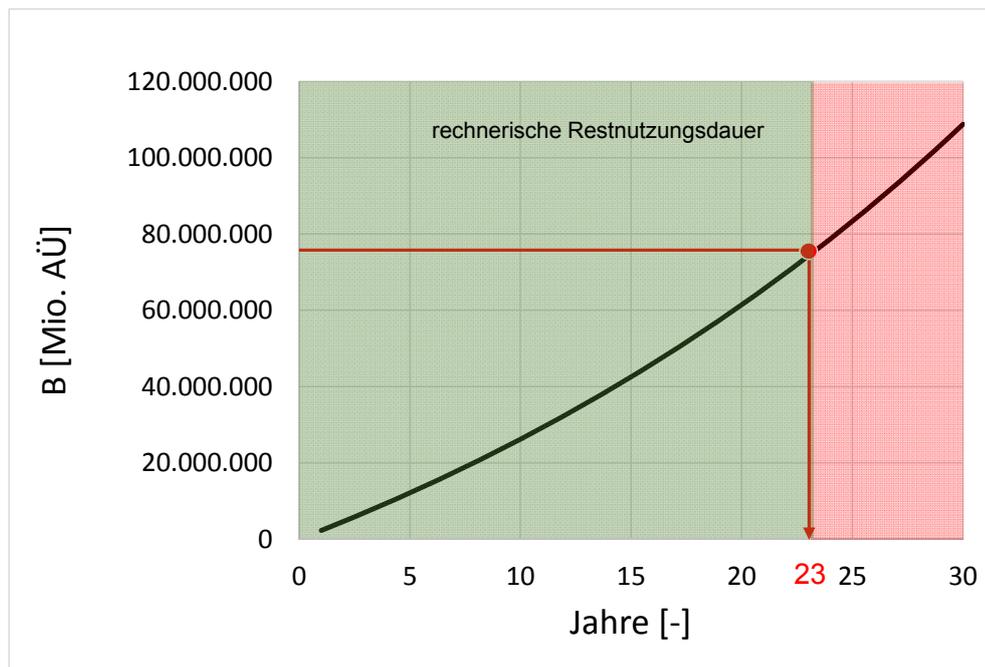


Abbildung 6-25: rechnerisch prognostizierte Restnutzungsdauer für den Untersuchungsabschnitt der A1

6.4 Simulationsgestützte Analyse des Einflusses einer inhomogenen Plattenlagerung auf die Nutzungsdauer von Betonfahrbahndecken

6.4.1 Einfluss der Plattenlagerung auf den Beanspruchungszustand einer Betonfahrbahndecke unter Verkehrs- und Temperaturbelastung

Die Untersuchung des Einflusses einer inhomogenen Plattenlagerung auf die Nutzungsdauer von Betonfahrbahndecken erfolgte in zwei Schritten. Zunächst wurde der Einfluss einer inhomogenen Plattenlagerung auf den Beanspruchungszustand einer Betonfahrbahndecke unter Verkehrs- und Temperaturbelastung mithilfe des nachfolgend beschriebenen Modells simulationsgestützt ermittelt. Anschließend wurde die Bestimmung der erforderlichen

Betonfahrbahndeckendicken unter Zugrundelegung des zuvor ermittelten Beanspruchungszustandes mithilfe der Software zur Bemessung von Verkehrsflächen AWDSTAKO vorgenommen. Der auf diese Weise bestimmte Dickenunterschied für verschiedene Beanspruchungszustände, resultierend aus veränderten Plattenauflagerbedingungen, diente schlussendlich einer Evaluation der Nutzungsdauer der Betonfahrbahndecke.

Die Analyse des Einflusses unterschiedlicher, inhomogener Plattenlagerungen auf den Beanspruchungszustand einer Betonbefestigung erfolgte anhand eines 3D-Volumenmodells, welches mithilfe der Finite-Element-Analyse-Software ABAQUS erstellt wurde. Dieses Modell bildet 3x3, also insgesamt neun Betonplatten ab (siehe Abbildung 6-70), die über Interface-Elemente zur Simulation der Verdübelung der Querscheinfugen, bzw. der Verankerung der Längsscheinfugen verbunden sind. Die Platten sind auf einem Schichtenpaket, bestehend aus einer Schottertragschicht (STS), einer Frostschutzschicht (FSS) und dem Untergrund, aufgelagert. Die Modellparameter des 9-Platten-Modells sind frei wählbar, sodass mithilfe des Einlesens des Quellcodes, anhand dessen das Modell generiert wird, eine Vielzahl von Befestigungsaufbauten unterschiedlichster Dimensionen simuliert werden können. Ebenso lassen sich die Materialparameter der einzelnen Modellelemente (i.e. Betonplatte, Verbindungselement der Fuge, STS, FSS, Untergrund) beliebig variieren und über den Quellcode vor der Modellgenerierung ansteuern. Als Folge dessen lassen sich sowohl die Modell- als auch die Materialparameter derart einstellen, dass ein 3x3 Platten großer Ausschnitt einer Betonbefestigung in situ für die Betrachtung durch eine FEA nachempfunden werden kann. Das Materialverhalten aller Modellelemente wurde als linear-elastisch modelliert.

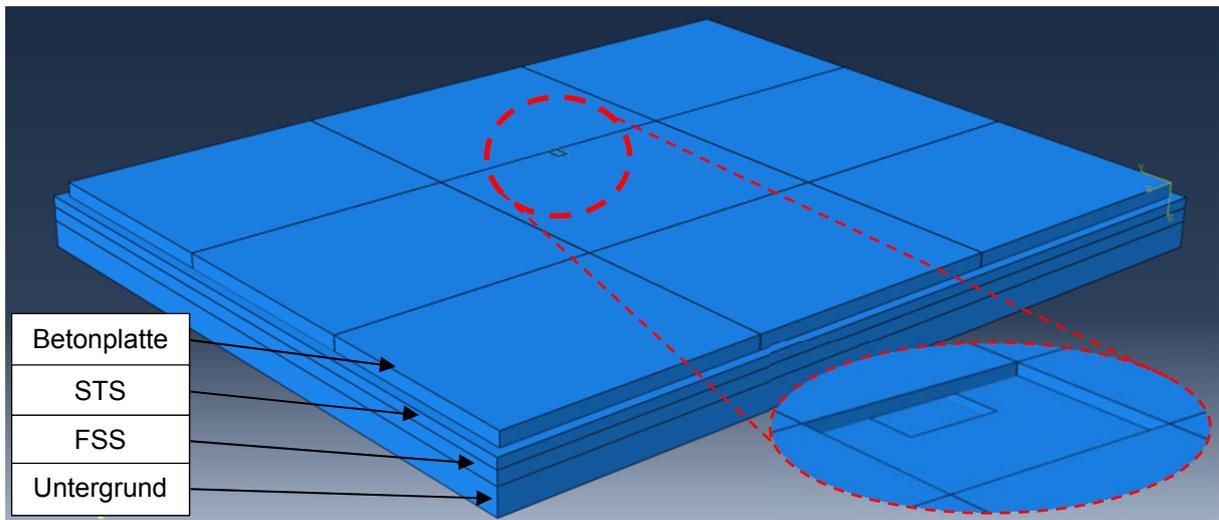


Abbildung 6-26 9-Platten-Modell mit frei wählbaren Modell- und Materialparametern; Last steht direkt an der Längsscheinfuge der belastbaren Betonplatte in mittiger Position; Aussparung der STS direkt unter der Lastposition

Die Position der aufgebracht Last kann beliebig auf der Oberfläche der mittleren Betonplatte, an deren Seiten die acht weiteren Betonplatten des Modells angrenzen, verschoben werden (Abbildung 6-26). Um den Einfluss einer inhomogenen Auflagerung der belasteten Betonplatte auf deren Beanspruchungszustand zu untersuchen, kann die STS bei der Modellgenerierung mit einer „Aussparung“ versehen werden. Deren Position und Dimensionen lassen sich frei einstellen. Die Aussparung der STS wurde im Zuge der Untersuchungen direkt unter der Lastposition angeordnet, um eine tatsächliche Hohlagerung der Betonplatte in der für sie unvorteilhaftesten Konstellation von Lastposition und Position der Hohlagerung hervorzurufen. In Hinsicht auf die Lastposition wurde der in Bezug auf die Plattenbeanspruchung maßgebende Fall „Plattenrand“ an der Längsscheinfuge nach *Westergaard* [26] betrachtet (Abbildung 6-26).

Weiterhin ist mit dem 9-Platten-Modell die Berücksichtigung eines über die Betonplattenhöhe veränderlichen Temperaturverlaufs möglich, mit dem die für Betonplattenbefestigungen typischen Verformungsbilder des Aufschüsselns und des Aufwölbens (siehe Abbildung 6-27) simuliert werden können. Die Berechnung erfolgt so, dass in einem ersten Schritt die Temperaturbeanspruchung der Betonplatten vorgenommen wird, bevor die Betonplatte in mittiger Position in einem zweiten Schritt mit einer Last beaufschlagt wird.

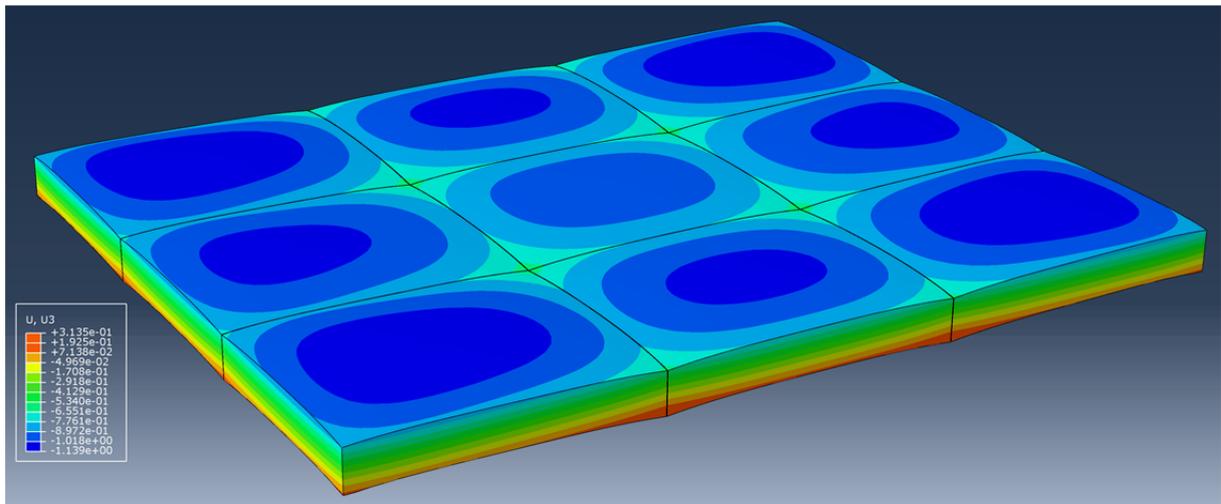


Abbildung 6-27 Im 9-Platten-Modell generiertes Verformungsbild (Aufwölben) bei einem negativen Temperaturgradienten von 6 K (von oben nach unten, 500-fache Überhöhung, max. Vertikalverformung ca. 1 mm)

Die Untersuchung des Einflusses einer inhomogenen Plattenlagerung auf den Beanspruchungszustand der Betonfahrbahndecke erfolgte anhand des 9-Platten-Modells in einer Konfiguration der Modell- und Materialparameter, die sich am Befestigungsaufbau (Schichtenfolge und Modellparameter) der deutschen Bohrkernentnahmestelle A113 in Berlin orientiert. Nachfolgend werden die Berechnungsparameter der FEA aufgelistet.

- Plattengeometrie: 5,00 m Länge, 4,00 m Breite und 0,27 m Dicke
- Beton: Steifigkeit 40000 N/mm², Querdehnzahl 0,2, Dichte 2,35 g/cm³ und Wärmeausdehnungskoeffizient 0,0000115 1/K
- STS: 0,20 m Dicke, Steifigkeit 150 N/mm² (entsprechend EV,2-Wert), Querdehnzahl 0,48 und Dichte 2,65 g/cm³
- FSS: 0,26 m Dicke, Steifigkeit 120 N/mm² (entsprechend EV,2-Wert), Querdehnzahl 0,48 und Dichte 2,65 g/cm³
- Untergrund: 0,50 m Dicke, Steifigkeit 45 N/mm² (entsprechend EV,2-Wert), Querdehnzahl 0,48 und Dichte 2,65 g/cm³
- Lastfall „Plattenrand“ an der Längsscheinfuge: Radlast 80 kN, Radaufstandsfläche 202 mm * 300 mm, Kontaktdruck: 1,32 N/mm²
- linearer, negativer Temperaturgradient mit 6 K Temperaturunterschied von Ober- zu Unterseite Betonplatte (analog Abbildung 6-27)
- Auflagerung Betonplatte unter Last: homogene Auflagerung (Referenzvariante), Aussparung STS 0,2 m * 0,2 m (Variante 1), Aussparung STS 0,5 m * 0,5 m

(Variante 2), Aussparung STS 1,0 m x 1,0 m (Variante 3), Aussparung STS 1,5 m * 1,5 m (Variante 4), Aussparung STS 2,0 m x 2,0 m (Variante 5)

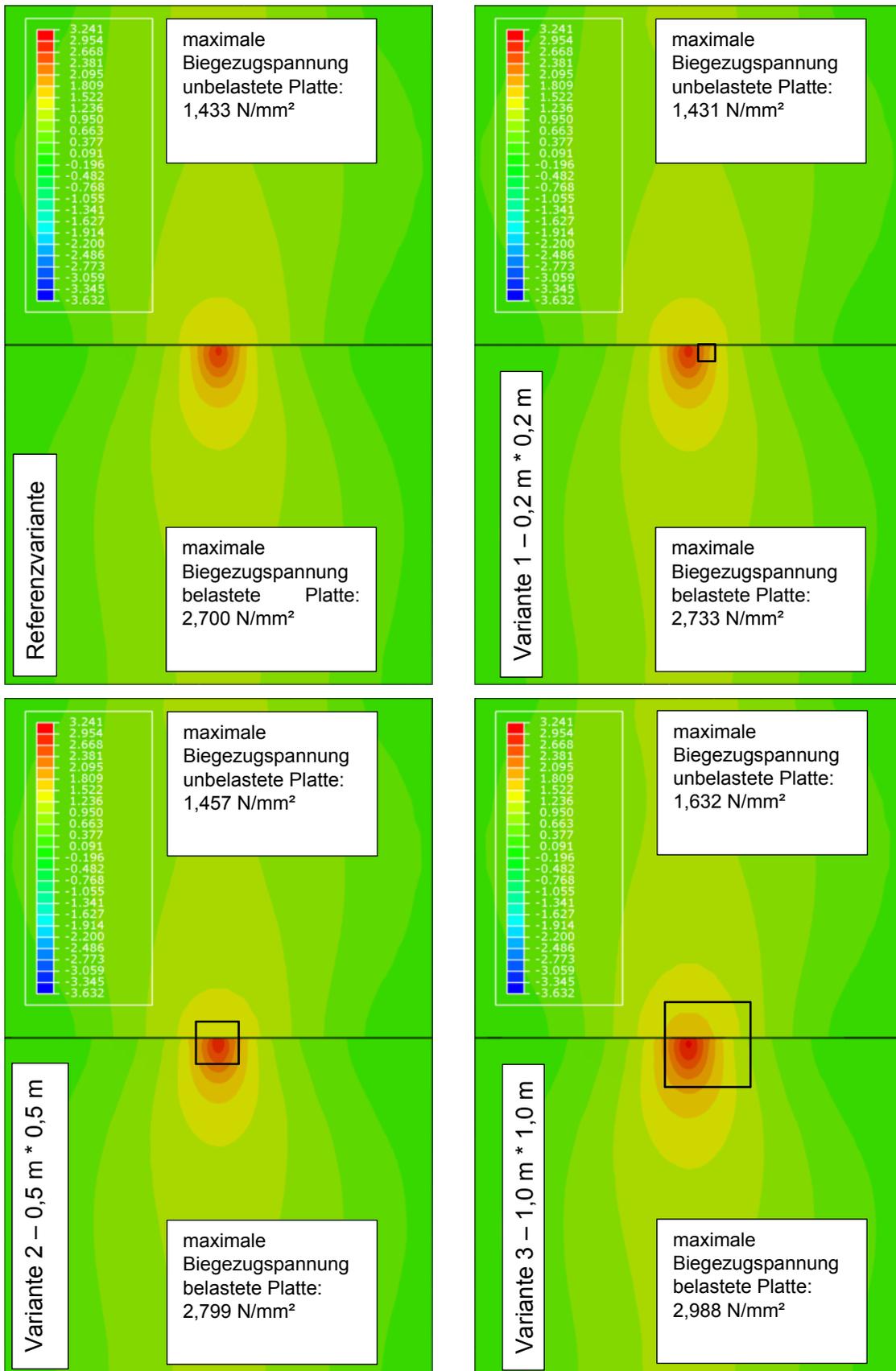
Die Einstellung der Materialparameter des Verbindungselements der Betonfugen bedurfte einer gesonderten Betrachtung, da das Maß an Querkraftübertragung von der Betonplatte unter Last zu den Nachbarplatten, bzw. unter den Nachbarplatten selbst einzig durch das Materialverhalten des Verbindungselements simulationstechnisch beschreibbar ist. Je mehr Querkraftübertragung stattfinden kann, desto geringer fällt die Beanspruchung der belasteten Betonplatte (als Untersuchungsgegenstand dieser Betrachtungen) durch ein Mittragen der verbundenen Platten aus. In einem weiteren FE-Modell, das den großmaßstäblichen Versuchsaufbau eines anderen Projektes an der TU Dresden (laufendes Forschungsprojekt „HESTER“ – Hybrides Ertüchtigungssystem für die Straßenerhaltung unter Einsatz neuartiger Werkstoffe) zur Untersuchung von lediglich zwei verbundenen Betonplatten abbildet, wurde daher die Kalibrierung der Materialeigenschaften des Verbindungselements der Fugen vorgenommen. Hierbei konnte sich auf Versuchsergebnisse eines Plattenverbunds mit Stahldübeln (Ausführungsvariante in situ) bezogen werden. Die Kalibrierungsrechnungen ergaben folgende Materialparameter des Verbindungselements der Fuge, anhand derer die Ergebnisse der großmaßstäblichen Versuche zum Verhältnis der Biegezugspannungen der belasteten und unbelasteten Platte im Stahldübel-Verbund simulationsgestützt nachempfunden werden konnten.

Verbindungselement Fuge:

- $b = 0,01 \text{ m}$
- Höhe gleich Betonplattenhöhe
- Steifigkeit 50 N/mm^2 bis 100 N/mm^2
- Querdehnzahl 0,20
- Dichte $2,00 \text{ g/cm}^3$.

Diese Parameter wurden anschließend dem Verbindungselement der Fugen des 9-Platten-Modells übergeben. Dabei wurden zwei verschiedene Szenarien unter analogen Berechnungsparametern der FEA (oben aufgeführt) und unter Variation der Steifigkeit des Verbindungselements der Fugen betrachtet und berechnet. Somit ergaben sich je sechs Berechnungen (Referenzvariante und Variante 1 bis 5) für eine Steifigkeit des Verbindungselements von 50 N/mm^2 und für eine Steifigkeit von 100 N/mm^2 . Die Berechnungsergebnisse der Biegezugspannungen an den Plattenunterseiten sind in Abbildung 6-72 und Abbildung 6-73 dargestellt.

Es zeigt sich zum einen, dass sich Biegezugspannungen über die gesamte Plattenunterseite einstellen. Diese resultieren aus der temperaturbedingten Aufwölbung der Platten in Zusammenarbeit mit ihrer Gewichtskraft. Zum anderen ist die Auswirkung der unterschiedlichen Steifigkeiten des Verbindungselements der Fugen anhand des Vergleichs der Biegezugspannungen beider Szenarien erkennbar. Für das steifere Verbindungselement (100 N/mm^2) ergeben sich eine geringere Beanspruchung der belasteten Platte und eine höhere Beanspruchung der unbelasteten, verbundenen Platte. Wie zu erwarten, wird die Beanspruchung der belasteten Platte also durch einen besseren Plattenverbund auf die gekoppelte Platte übertragen. Der Vergleich der Spannungen der Referenzvariante, einer homogen gelagerten Platte mit der Variante 5, der Platte mit der größten Hohlagerung, zeigt das Ausmaß einer inhomogenen Auflagerung auf den Beanspruchungszustand der Platten. So ergibt sich für die maximal betrachtete Hohlagerung von $2,0 \text{ m} \times 2,0 \text{ m}$ eine relative Zunahme der Beanspruchungen der belasteten Platte von ca. 20%. Diese gesteigerte Beanspruchung der Platte resultiert in einer theoretischen, signifikanten Verkürzung der Nutzungsdauer, wie die nachfolgend erläuterten Betrachtungen zeigen.



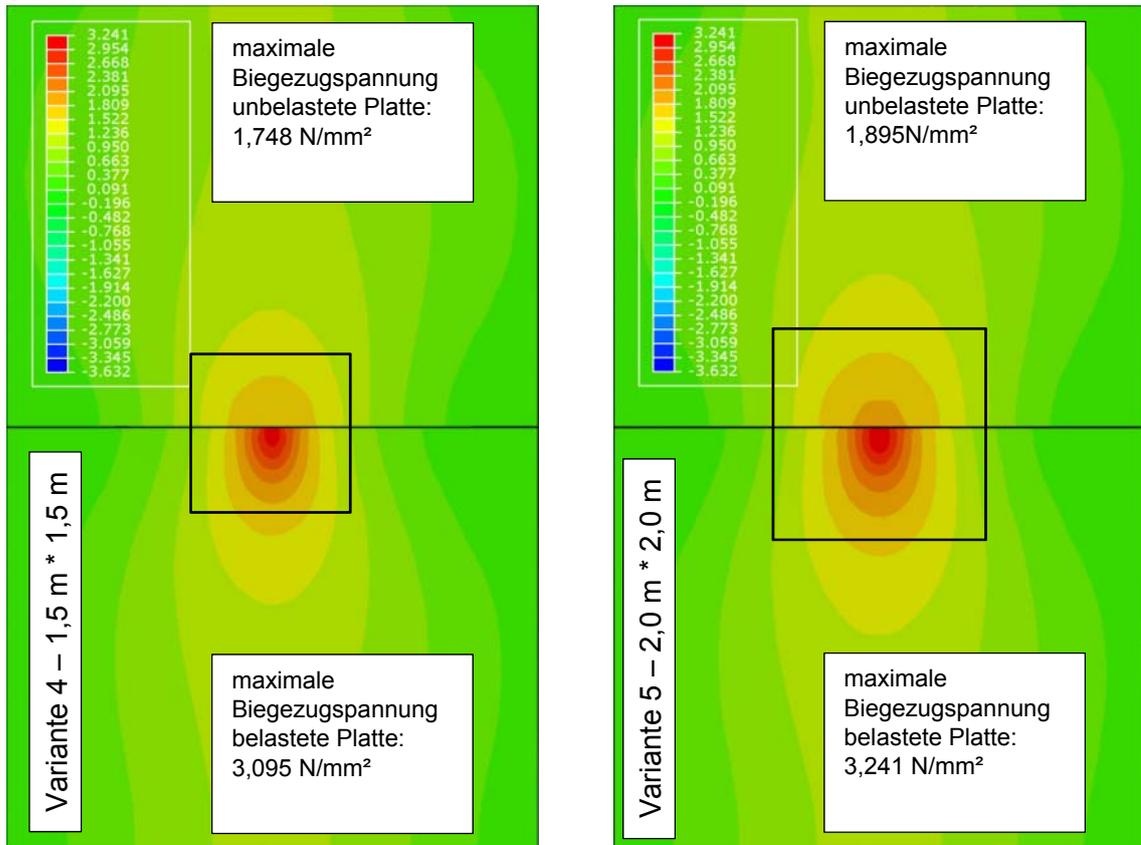
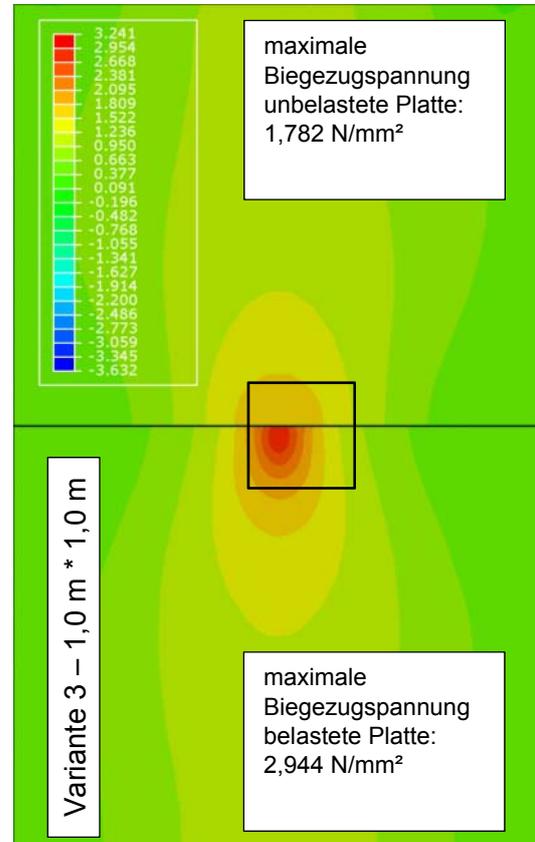
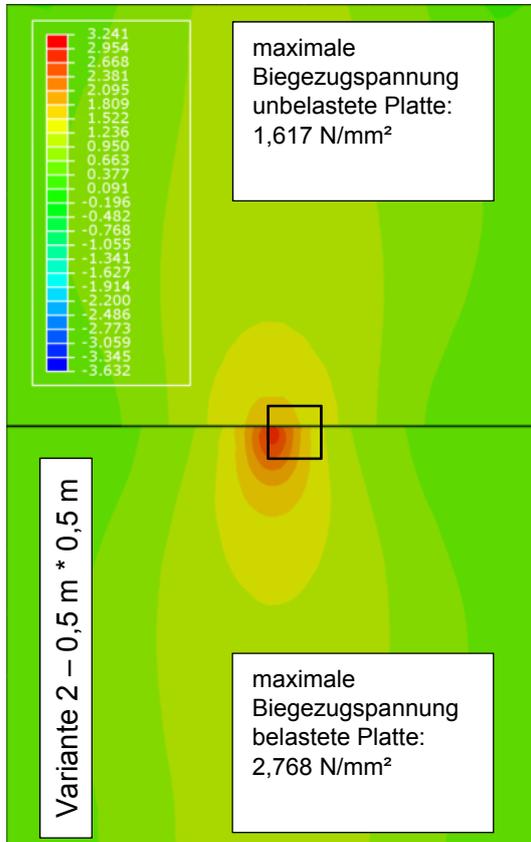
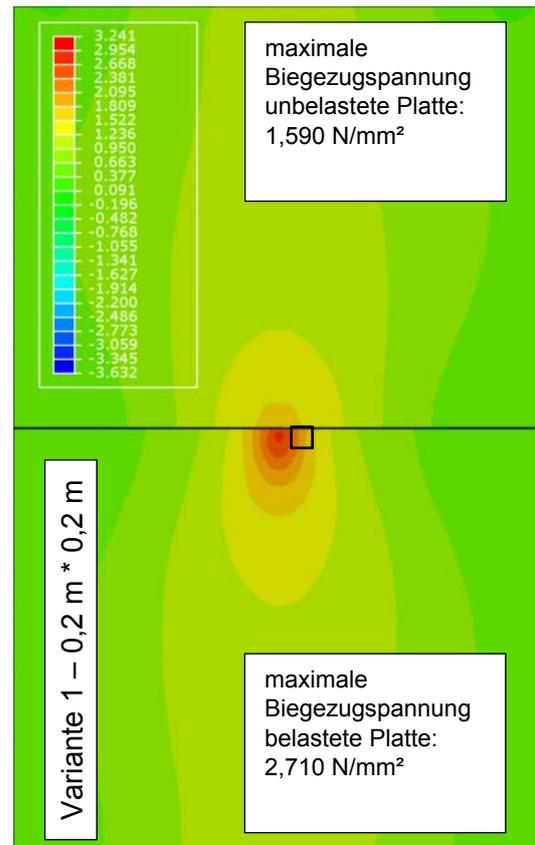
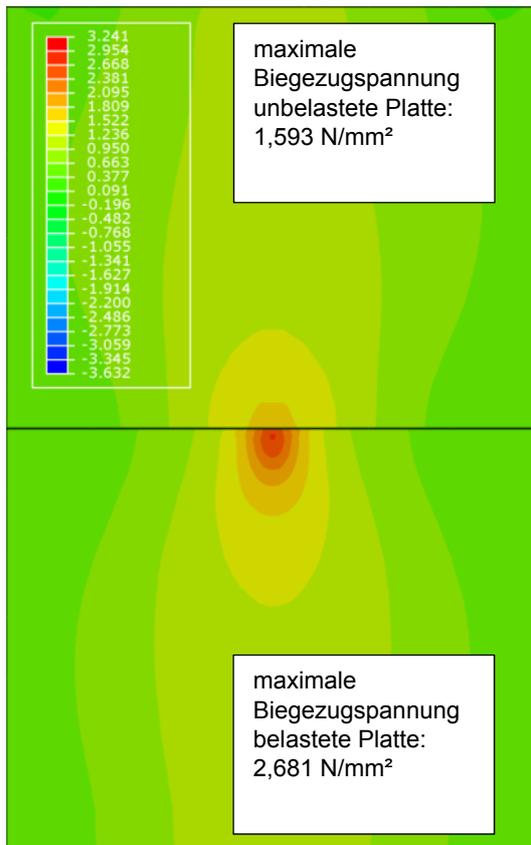


Abbildung 6-72: Berechnungsergebnisse des 9-Platten-Modells für eine Steifigkeit des Verbindungselements der Fugen von 50 N/mm²; dargestellt sind jeweils die Biegezugspannungen in N/mm² an der Unterseite und Längsscheinfuge der belasteten Platte im Verbund mit der angrenzenden Nachbarplatte; das schwarze Quadrat stellt jeweils die Aussparung der STS dar (Variante 1 bis 5)



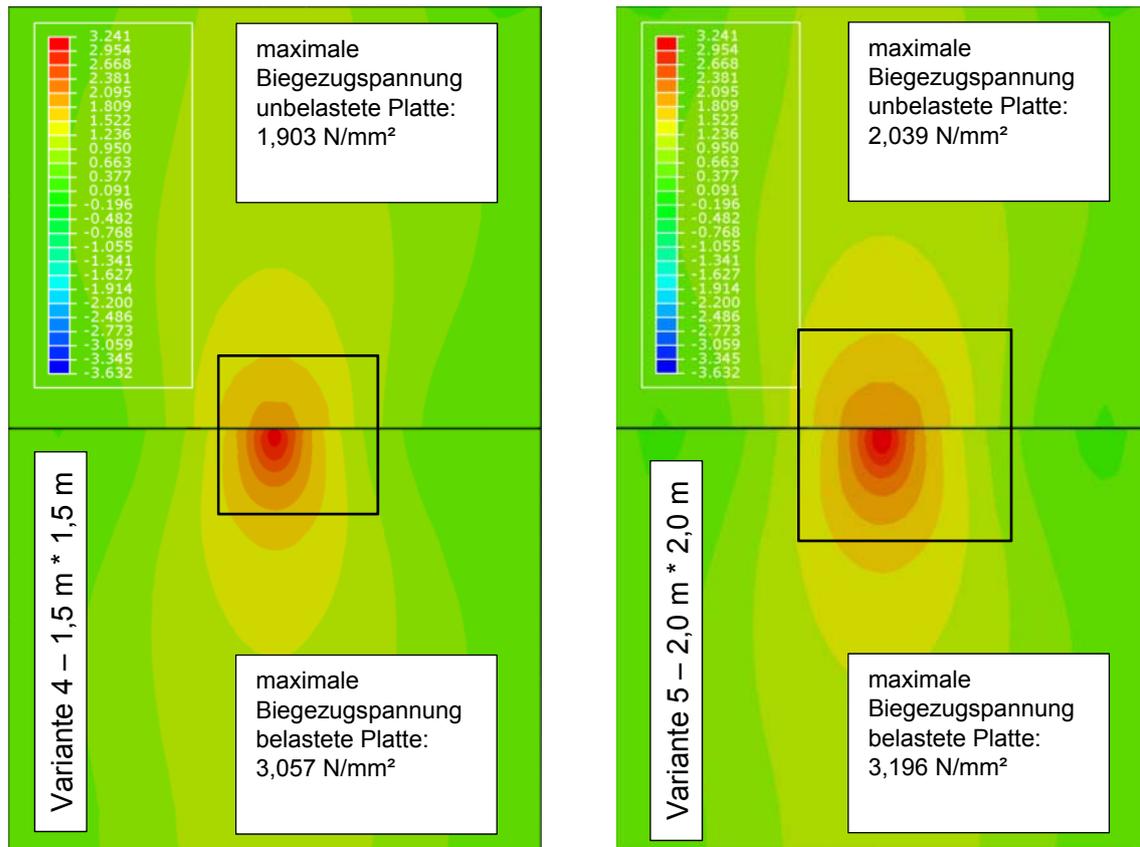


Abbildung 6-28 Berechnungsergebnisse des 9-Platten-Modells für eine Steifigkeit des Verbindungselements der Fugen von 100 N/mm²; dargestellt sind jeweils die Biegezugspannungen in N/mm² an der Unterseite und Längsscheinfuge der belasteten Platte im Verbund mit der angrenzenden Nachbarplatte; das schwarze Quadrat stellt jeweils die Aussparung der STS dar (Variante 1 bis 5)

6.4.2 Evaluation der Nutzungsdauer einer inhomogen gelagerten Betonfahrbahndecke

Anhand der zuvor bestimmten, aus der inhomogenen Plattenlagerung resultierenden gestiegenen Beanspruchung der Betonbefestigung wurde anschließend deren Nutzungsdauer in Form einer erforderlichen, zusätzlichen Plattendicke mithilfe der Software zur Bemessung von Verkehrsflächen AWDSTAKO abgeschätzt. Hierfür wurden zunächst die Biegemomente je Millimeter Plattenstreifen aus den Spannungswerten der FEA berechnet und die Biegemomente für den quasidynamischen Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) an der Längsfuge unter Ansatz gleicher Randbedingungen (Plattengeometrie, Plattenunterlage, Temperaturgradient, Materialeigenschaften Beton, Radlast, etc.) in AWDSTAKO angepasst. Das Biegemoment der FEA für eine homogene

Plattenlagerung und einer Steifigkeit des Verbindungselements der Fugen von 50 N/mm² weicht um gerade einmal 1,3% von dem, das mit AWDSTAKO bestimmt wurde, ab. Unter der Annahme eines linearen Zusammenhangs beider Ergebnisse wurden die Biegemomente für eine Plattenhohllagerung in AWDSTAKO entsprechend (bspw. um 20,04 % für eine Hohllagerung von 2,0 m * 2,0 m) skaliert. Tabelle 6-14 zeigt das Ergebnis. Die charakteristische Spaltzugfestigkeit des Betons wurde anschließend so gewählt, dass sich das davon abhängige Plattenwiderstandsmoment gleich dem einwirkenden Biegemoment für eine homogene Plattenlagerung und den betrachteten Nachweisfall ergibt ($f_{ct,k} = 2,94$ N/mm²). Eine steigende Plattenbeanspruchung infolge der Hohllagerung resultiert demnach in eine rechnerisch notwendigen, zusätzlichen Plattendicke bei gleicher Betonfestigkeit. Folglich wäre für eine gestiegene Plattenbeanspruchung infolge der maximalen Hohllagerung eine zusätzliche Plattendicke von 2,5 cm erforderlich. Anders ausgedrückt, reduziere sich die ertragbare Anzahl an Lastübergängen bei gleicher Plattendicke und Betonfestigkeit im Falle der maximalen Hohllagerung der Platte signifikant. Bereits kleinere, lokale Inhomogenitäten der Plattenunterlage ab 0,5 m * 0,5 m Ausmaß haben eine Auswirkung auf die erforderliche Plattendicke, bzw. auf die Nutzungsdauer der Betonbefestigung, wie das betrachtete Szenario deutlich macht.

Tabelle 6-9 Rechnerisch erforderliche Plattendicke für eine gestiegene Plattenbeanspruchung infolge der inhomogenen Plattenlagerung

Hohllagerung	Biegezugspannung	Biegemoment je mm Plattenstreifen	Anstieg Biegemoment	Biegemoment AWDSTAKO GZTquasidyn	Erf. Plattendicke
[m * m]	[N/mm ²]	[Nmm/mm]	[%]	[Nmm/mm]	[mm]
0 * 0	2,700	32805	---	33236	270
0,2 * 0,2	2,733	33206	1,22	33642	270
0,5 * 0,5	2,799	34008	3,67	34454	275
1,0 * 1,0	2,988	36304	10,67	36781	285
1,5 * 1,5	3,095	37064	14,63	38098	290
2,0 * 2,0	3,241	39378	20,04	39895	295

6.5 Vergleich der deutschen und österreichischen Methode

Sowohl die deutsche, als auch die österreichische Methode zur Bestimmung der Restlebensdauer auf Projektebene beruhen auf Methoden der rechnerischen Dimensionierung unter Berücksichtigung am untersuchten Abschnitt bestimmter Materialkennwerte. In das österreichische Modell geht zudem die Bettungssteifigkeit (ermittelt durch Rückrechnung von FWD-Ergebnissen) ein.

Die Methode nach der deutschen Richtlinie RDO Beton 09 ermöglicht die Berechnung einer Solldicke für die Betondecke, wenn diese für eine theoretische Nutzungsdauer von 30 Jahren zur Verfügung stehen soll. Bei diesen Berechnungen konnte allerdings festgestellt werden, dass die vorhandenen Solldicken größer sind als die theoretisch benötigten Deckendicken.

Das Konzept basierend auf der österreichischen Richtlinie RVS 03.08.69 ermöglicht hingegen die Ermittlung einer (theoretischen) Restlebensdauer für die reale Schichtdicke im untersuchten Abschnitt. Zudem werden lediglich aktuelle Werte für den E-Modul berücksichtigt, während die Biegezugfestigkeit durch charakteristische Werte für die 28 Tage-Festigkeit abgeschätzt wird. Für das gegenständliche Projekt wurde ein netzbezogener Ansatz gewählt, wobei die theoretische Abnahme des E-Moduls durch Ermüdung mithilfe des in Österreich verwendeten Ermüdungskriterium beschrieben wird. Bei Kenntnis der bereits erfolgten Verkehrsbelastung sowie des statistischen Alters von Betondecken (auf Netzebene) kann die Restnutzungsdauer abgeschätzt werden. Die Validierung anhand der an den Bohrkernen der untersuchten Probestrecken ermittelten Materialkennwerte zeigte jedoch erhebliche Differenzen, die auf Nacherhärtungseffekte zurückzuführen sein könnten.

Der Ansatz zur Abschätzung der rechnerischen Restlebensdauer auf Basis von RVS 03.08.69 zeigt Potential; eine Validierung in großem Umfang fehlt jedoch noch. Eine gemeinsame Weiterentwicklung sowie Validierung an Testabschnitten im deutschen und österreichischen Netz scheinen somit empfehlenswert.

7 ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK

7.1 Zusammenfassung

Das Ziel des vorliegenden Projektes ist die vergleichende Darstellung der Bestimmung der Restnutzungsdauer von Betonstraßen in Österreich und Deutschland anhand einer kritischen Bewertung der zu ermittelnden Materialdaten.

Die Ergebnisse lassen sich wie folgt vereinfacht in zwei Abschnitten zusammenfassen:

Abschnitt 1 – Materialeigenschaften:

- Es wurden in Deutschland und Österreich jeweils zwei Entnahmestellen in Abstimmung mit den Auftraggebern ausgewählt (AP 2), Betonproben entnommen (AP 3), die Spaltzugfestigkeit als Dimensionierungsgröße und weitere Materialprüfungen (statischer und dynamischer E-Modul, Biegefestigkeit, Druckfestigkeit und Luftpermeabilität) am Bestandsbeton durchgeführt. Wichtige Ergebnisse:
 - der Beton des Pannenstreifens kann nicht, wie erhofft, als eine Art „Nullbeton“ (unbelastet) im Vergleich zu den Fahrstreifen verwendet werden kann (AP 4).
 - Zusätzlich und über das Regelwerk hinausgehend, wurde aus allen entnommenen Bohrkernen die maximal mögliche Anzahl zylindrischer Probekörper hergestellt. Damit ergab sich erstmalig die Möglichkeit die Variabilität der Spaltzugfestigkeit, des statischen E-Moduls und des dynamischen E-Moduls über die gesamte Höhe der entnommenen Bohrkern untersuchen und auswerten zu können. Im Ergebnis der Untersuchungen konnte festgestellt werden, dass ein Zusammenhang zwischen belasteten Materialproben (Fahrstreifen) und unbelasteten Materialproben (Stand- bzw. Pannenstreifen) nicht eindeutig nachweisbar ist. Anzumerken bleibt, dass der Stichprobenumfang (4 Versuchsstrecken) für belastbare statistische Untersuchungen hierfür zu gering war und Materialkennwerte früherer Zeitpunkte nicht vorlagen. Grundsätzlich konnte jedoch festgestellt werden, dass die an den Probekörpern ermittelten E-Module in Abhängigkeit von der Lage der Bohrkernentnahmestelle innerhalb der Deckenbetonplatte und der Lage der Zylinderscheibe bezogen auf die Deckendicke deutliche Unterschiede aufwiesen. Folglich ist davon auszugehen, dass ein homogener E-Modul nicht über die gesamte Befestigung (Deckenbetonplatte) angesetzt

werden kann. Diese Erkenntnisse konnten mit den Ergebnissen der Untersuchung des dynamischen E-Moduls (Ultraschalluntersuchung) untermauert werden.

- Die Ermittlung der maßgebenden Spaltzugfestigkeit erfolgte mit den entsprechenden unterschiedlichen Probekörperformen nach den länderspezifischen Vorschriften. Der Vergleich der beiden Prüfverfahren zeigt, dass die Ergebnisse gut vergleichbar sind, es allerdings in Deutschland aufgrund der kleineren Probekörper zu ca. 20% höheren Messwerten kommt als in Österreich.
- Des Weiteren wurden Grundsatzuntersuchungen zum Ermüdungsverhalten an im Labor hergestellten Betonproben durchgeführt (AP 5). Hier zeigte sich tendenziell ein Abfall des dynamischen und statischen E-Moduls und eine Erhöhung der Luftpermeabilität in Abhängigkeit der Belastungszyklen.

Abschnitt 2 - Bewertungsmodelle

- Für die Bestimmung der Straßen-Zustandsbeurteilung (AP 2) wird in Österreich jeder einzelne erkennbare Schaden erfasst, bewertet und anschließend nach Schadensschwere gewichtet. Außerdem wird ein theoretischer Tragfähigkeitswert ermittelt, der den Zustand der Substanz abbilden soll. Anschließend kann aus den Teilwerten Gebrauchs- und Substanzwerten (mit Gewichten abhängig von der Straßenkategorie) der Gesamtwert gebildet werden. Um die Restnutzungsdauer zu ermitteln, kann die Methode für die Berechnung des Zustandswertes „theoretische Tragfähigkeit“ herangezogen werden.
- In Deutschland erfolgt die Erfassung und die Bewertung des Straßenzustands (AP 2) nach dem standardisierten Verfahren der ZTV ZEB-StB. Der Erfassungsturnus beträgt i. d. R. 4 Jahre und wird für Bundesautobahnen, Bundesstraßen grundsätzlich aber auch länderspezifisch für Landes- bzw. Staatsstraßen angewendet. Das Verfahren ist dem in Österreich verwendeten Verfahren sehr ähnlich. Eine Harmonisierung des deutschen und österreichischen Verfahrens sollte in einem weiteren Projekt geprüft/durchgeführt werden.
- In Österreich wurde ein projektbezogener Ansatz zur Ermittlung der Restlebensdauer auf Grundlage der rechnerischen Dimensionierungsmethode gemäß RVS 03.08.69 bereits erfolgreich im Forschungsprojekt „ConSTRUKT“ entwickelt und dessen Potential anhand eines Beispiels aufgezeigt. Dabei spielen neben dem an

Bohrkernen bestimmten E-Modul des Betons die Bettungsverhältnisse (ermittelt aus innovativen sternförmigen Tragfähigkeitsmessungen mit dem Fallgewichtsdeflektometer) im untersuchten Abschnitt eine wesentliche Rolle. Für das gegenständliche Projekt wurde ein netzbezogener Ansatz gewählt, wobei die theoretische Abnahme des E-Moduls durch Ermüdung mithilfe des in Österreich verwendeten Ermüdungskriteriums beschrieben wird. Bei Kenntnis der bereits erfolgten Verkehrsbelastung sowie des statistischen Alters von Betondecken (auf Netzebene) kann die Restnutzungsdauer abgeschätzt werden. Die Validierung anhand der an den Bohrkerne der untersuchten Probestrecken ermittelten Materialkennwerte zeigte jedoch erhebliche Differenzen, die auf die Nacherhärtung des Betons zurückzuführen sein könnten.

- Mit dem aktuellen Stand des Regelwerkes in Deutschland, steht derzeit noch kein Verfahren zur Ermittlung der strukturellen Substanz und damit der Restnutzungsdauer (AP 6) von Verkehrsflächen mit Betondecken zur Verfügung. Die Komplexität der Schädigungsmechanismen und der damit verbundenen Schadensevolution bedarf weiterer Forschung für einen späteren Eingang in das Regelwerk und der Anwendung in der Praxis. In der Projektausschreibung war deshalb vorgesehen, die Bewertung der Untersuchungsstrecken auf Grundlage des Verfahrens der RDO Beton durchzuführen. Im Dimensionierungsverfahren nach den RDO Beton wird die Solldicke der Betondecke h_d iterativ auf Grundlage dimensionierungsrelevanter Eingangsgrößen ermittelt. Im Rahmen der Bewertung wird diese Herangehensweise umgekehrt und folglich auf Basis der im Labor bestimmten Kennwerte wie Schichtdicke, Spaltzugfestigkeit und Zug-E-Modul sowie weiterer dimensionierungsrelevanter Kennwerte rechnerisch abgeschätzt, welche Solldicke erforderlich wäre, um für eine weitere, theoretische Restnutzungsdauer von 30 Jahren allen Beanspruchungen aus Verkehr und Klima widerstehen zu können. Zusätzlich, und im Rahmen einer Einzelfallbetrachtung, wurde rechnerisch abgeschätzt, welche Restnutzungsdauer der Befestigung bei den gegebenen Randbedingungen noch erwartet werden kann. Im Ergebnis zeigte sich, wie erwartet, dass bei Anwendung des rechnerischen Dimensionierungsverfahrens, die in situ vorhandenen Solldicken der Betondecken größer sind, als die bei den gegebenen Belastungen aus Klima und Verkehr theoretisch rechnerisch erforderlichen Deckendicken für einen Nutzungszeitraum von 30 Jahren. Grund hierfür ist ausnahmslos die Erhöhung der aufnehmbaren Momente infolge vergleichsweise

hoher charakteristischen Spaltzugfestigkeiten, welche mit hoher Wahrscheinlichkeit auf Nacherhärtung zurückzuführen sind.

7.2 Ausblick

Die durchgeführten Untersuchungen führen deutlich den großen Forschungsbedarf im Bereich des Lebensdauerabschätzung und des Ermüdungsverhaltens von Beton vor Augen. Ein erster Schritt für künftige Arbeiten dazu ist die ausreichende Dokumentation der derzeit hergestellten Betonstraßen, um für die Beschreibung der Lebensdauer/Dauerhaftigkeit entsprechende Ausgangswerte der Materialeigenschaften zu besitzen. Ein weiterer notwendiger Schritt ist die Diskussion über die Anzahl der in den Vorschriften angegebenen Versuche zur Ermittlung von Materialkennwerten. So sollte z.B. die Prüfung des statischen E-Moduls nicht an einem sondern zumindest an drei Probekörper durchgeführt werden. Weiters ist hier anzumerken, dass sich die Materialeigenschaften über den Querschnitt verändern, d. h. die „Höhenlage“ der Prüfstelle genauer definiert werden muss. Ein erster Ansatz findet sich dazu bereits bei der Ermittlung der Spaltzugfestigkeit in Deutschland.

Um die Degradation des Betons zu beschreiben, erscheinen die im Rahmen des Projektes gewählten Materialgrößen statischer, dynamische E-Modul und Luftpermeabilität als geeignet, die Untersuchung sollte fortgesetzt werden.

Von großem Interesse wäre die Weiterführung der Arbeit unter der Voraussetzung Materialproben, entnommen zu unterschiedlichen Zeitpunkten, zu untersuchen, um bei gleichzeitiger Kenntnis der in situ ertragenen Belastungen gezielt Veränderungen der Materialgrößen analysieren zu können. Insbesondere sollte in einer weiteren Arbeit eine Erhöhung der Lastzyklen bis zur durchschnittlichen täglichen Verkehrsstärke erfolgen, wobei es sinnvoll wäre sich vorab auf eine bestimmte Ober- und Unterspannung bzw. Belastungsfrequenz zu einigen. Die Literaturrecherche vermittelt den Eindruck, dass eine große Anzahl der bisher durchgeführten Versuche (verständlicherweise) auf die Möglichkeiten der zur Verfügung stehenden Prüfmaschinen abgestimmt wurden. Die Versuchsserien sind daher nur bedingt vergleichbar.

Die vorhandene Literatur zur Dauerhaftigkeit von Beton beinhaltet zu einem großen Teil Darstellungen über Betoneigenschaften im Zusammenhang mit Beanspruchungen von Feuchtigkeit, Frost (Temperatur) und chemische Substanzen, d. h. um die technische Lebensdauer des Betons zu beschreiben muss die Betonermüdung (Dauerschwingfestigkeit) im Zusammenhang mit den Umgebungsbedingungen betrachtet werden.

Im Rahmen der weiteren Harmonisierung sollte der projektbezogene Ansatz zur Ermittlung der Restlebensdauer auf Grundlage der rechnerischen Dimensionierungsmethode gemäß RVS 03.08.69 im deutschen und österreichischen Netz angewandt sowie gemeinsam weiterentwickelt und stetig validiert werden.

8 LITERATUR

- [1] Pöck, H.; Betondeckenbau in Österreich, in Zement und Beton, Jahrgang 31, Heft 3 (1986) S. 121
- [2] Weninger-Vycudil, Simanek et al.; Handbuch Pavement Management in Österreich; Schriftenreihe Straßenforschung ; Nr: 584; Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie; 2009
- [3] Weninger-Vycudil, A.; Entwicklung von Systemelementen für ein österreichisches Pavement Management System; Mitteilungen des Institutes für Straßenbau und Straßenerhaltung der Technische Universität Wien, Heft 14, Wien
- [4] Jacobs, F.; Empfehlungen zur Qualitätskontrolle von Beton mit Luftpermeabilitätsmessungen; Eidgenössisches Department für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation, 2009
- [5] Alexander, Mark G.; Durability Index Testing Procedure Manual; Department of Civil Engineering, University of Cape Town, South Africa (<http://demo.webdefy.com/rilem-new/wp-content/uploads/2016/10/pro036-002.pdf>; letzter Zugriff: 25.3.2019)
- [6] Technische Prüfvorschriften für Verkehrsflächenbefestigungen – Betonbauweisen, Teil 3.1.05: Spaltzugfestigkeit von Beton an Zylinderscheiben; Ausgabe 2016; Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV)
- [7] RVS 08.17.02 Deckenherstellung (April 2011; Letzte Änderung: Juli 2011); Forschungsgesellschaft Straße - Schiene - Verkehr
- [8] ONR 23303; Prüfverfahren Beton (PVB), Nationale Anwendung der Prüfnormen für Beton und seiner Ausgangsstoffe; 2010-09-01
- [9] Lydon F. and R. Balendran, R., "Some observations on elastic properties of plain concrete." Cement and Concrete Research, vol. 16, no. 3, pp. 314-324, (1986).
- [10] Mehta P. K.; . "Concrete. Structure, properties and materials" (1986). (https://www.researchgate.net/publication/258848178_Concrete_Structure_Properties_and_Materials; letzter Zugriff 27.3.2019)
- [11] Jacobs, F., Lehmann A. u.a.; Empfehlungen zur Qualitätskontrolle von Beton mit Luftpermeabilitätsmessungen, Bundesamt für Strassen; 2009
- [12] Der Wert der Permeabilität der Messstelle A1/250P wurde durch 10 dividiert um die anderen Messwerte in ausreichendem Maße sichtbar zu machen
- [13] Wesche, K.; Baustoffe für tragende Bauteile, Band 2, Vieweg+Teubner Verlag; Auflage: 3. Aufl. 1993. Softcover reprint of the original 3rd ed. 1993 (31. Juli 2012)

- [14] *Dieter Radaj, Michael Vormwald*; Ermüdungsfestigkeit; Springer; Auflage: 3., Corrected Aufl. 2007, 3., korr. Nachdruck 2010 (13. August 2010)
- [15] *Wöhler, A.* (1870) Über die Festigkeitsversuche mit Eisen und Stahl, Zeitschrift für Bauwesen Vol. 20 pp73-106; Berlin, 1870
- [16] *Van Ornum, J. L.*; The Fatigue of Concrete, Transactions of the American Society of Civil Engineers, 1903, Vol. LVIII, Issue 1, Pg. 294-320.
- [17] *Mills, R. E., and Oawson, R. F.*, Fatigue of Concrete. Proceedings of the Highway Research; Board 7 (1927), S. 160.
- [18] *Freitag, W.*; Das Ermüdungsverhalten des Betons. Beton 20, Nr. 5, 1970, S. 192-252
- [19] *Wesche, K., Weber J., und Kunze W.*; Zum Ermüdungsverhalten von unbewehrtem Beton, Stand der Forschung; Cement and Concrete Research. Vol. 3, pp. 433-443, 1973. Pergamon Press, Inc. Printed in the United States
- [20] *Thiele, M.*; Experimentelle Untersuchung und Analyse der Schädigungsevolution in Beton unter hochzyklischen Ermüdungsbeanspruchungen; Dissertation; Fakultät VI – Planen Bauen Umwelt der Technischen Universität Berlin zur Erlangung des akademischen Grades; Berlin 2015
- [21] *Ibuk, H.*; Ermüdungsverhalten von Beton unter Druckschwellbelastung; Dissertation, Fakultät für Bau- und Umweltingenieurwissenschaften der Ruhr-Universität Bochum;2008
- [22] *Pfister, T. R.*; Ein Ermüdungsschädigungsmodell für Zuverlässigkeitsanalysen von Stahlbetontragwerken; Dissertation, Fakultät für Bau- und Umweltingenieurwissenschaften der Ruhr-Universität Bochum;2007
- [23] *Oneschkow, N.*, Analyse des Ermüdungsverhaltens von Beton anhand der Dehnungsentwicklung; Dissertation, Leibniz Universität Hannover, Institut für Baustoffe, 2014]
- [24] *Cornelissen, H. A. W., Reinhardt H. W.*; Uniaxial tensile fatigue of concrete under constant-amplitude and programme loading. Magazine of Concrete Research 36(129): 216-226; 1984
- [25] *Hohberg, R.*; Zum Ermüdungsverhalten von Beton; Dissertation; Fakultät VI Bauingenieurwesen u. Angewandte Geowissenschaften; Berlin 2004
- [26] *Von der Haar und Marx*; Untersuchungen zur Steifigkeit und Ultraschallgeschwindigkeit dynamisch beanspruchter Betonproben; Beton- und Stahlbetonbau; Volume 111, Issue 3; 2016

- [27] *Anders, S.*; Betontechnologische Einflüsse auf das Tragverhalten von Grouted Joints. Dissertation, Leibniz Universität Hannover, Hannover 2007
- [28] *Roggendorf, Thomas, Goralski Claus*; Ermüdungsverhalten von Beton unter zyklischer Beanspruchung aus dem Betrieb von Windenergieanlagen; Beton- und Stahlbetonbau, Volume 109, Issue 11; 2014
- [29] *Grünberg J., Göhlmann, J.*; Schädigungsberechnung an einem Spannbetonschaft für eine Windenergieanlage unter mehrstufiger Ermüdung; Beton- und Stahlbetonbau, Volume 101, Issue 8; 2006
- [30] *Hegger, J., Roggendorf, T., et. al.*; Ermüdungsverhalten von Beton unter zyklischer Beanspruchung aus dem Betrieb von Windkraftanlagen. Fraunhofer IRB Verlag, Stuttgart 2014
- [31] *Thiele, Marc*; Experimentelle Untersuchung und Analyse der Schädigungsevolution in Beton unter hochzyklischen Ermüdungsbeanspruchungen; Dissertation; Fakultät VI – Planen Bauen Umwelt der Technischen Universität Berlin zur Erlangung des akademischen Grades; Berlin 2015
- [32] *Payman A., Szymanski M.*; Fatigue in Plain Concrete Phenomenon and Methods of Analysis; Göteborg: Chalmers tekniska högskola, 2006. Examensarbete - Institutionen för bygg och miljöteknik, Chalmers tekniska högskola; 2006:5, 2006.
- [33] *Dhanya B. S.*; Transport mechanisms in concrete and durability test methods, Department of Civil Engineering, IIT Madras National Workshop on Achieving Durable Concrete Construction Through Performance Testing
- [34] *Van Mier, J. G. M.*; *Strain-softening of concrete under multiaxial loading conditions*. PhD thesis, Eindhoven University of Technology, The Netherlands; 1984
- [35] *Vonk, R. A.*; *Softening of concrete loaded in compression*. PhD thesis, Eindhoven University of Technology, The Netherlands; 1992
- [36] *Dinku A. and Reinhardt H. W.*; Gas permeability coefficient of cover concrete as a performance control; Materials and Structures; 1997n. 7, v.30
- [37] *Alexander, Mark G.*; Durability Index Testing Procedure Manual; Department of Civil Engineering, University of Cape Town, South Africa (<http://demo.webdefy.com/rilem-new/wp-content/uploads/2016/10/pro036-002.pdf>; letzter Zugriff: 25.3.2019
- [38] *Kropp, J., Hilsdorf H. K.*; 28_Performance Criteria for Concrete Durability - Kropp Hilsdorf - RILEM Report 12; E & FN Spon; 1995

- [39] *Jacobs F.*; Permeabilität und Porengefüge zementgebundener Werkstoffe; Dissertation ETH Zürich, 1994
- [40] *Tauscher, F.*, Einfluss des Wassergehalts auf die Gaspermeabilität von Mörtel und Beton, Shaker Verlag Aachen 2005
- [41] *Marc J.*; Untersuchung zur Luftpermeabilität an ultrahochfesten Betonen Diplomarbeit, TU-Wien;2017
- [42] *Hermann, K.*; Gaspermeabilität von Betonen; Cementbulletin. Band 68, Heft 11(2000)
- [43] *Paulini P.*; A laboratory and on-site test method for air-permeability of concrete; 2nd International Symposium on Service Life Design for Infrastructure. 4-6, Delft, The Netherlands; October 2010
- [44] *Jacobs, F.*; Empfehlungen zur Qualitätskontrolle von Beton mit Luftpermeabilitätsmessungen; Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK; 2009 (www.astra.admin.ch letzter Zugriff 27.3.2019)
- [45] ÖNORM B 4710-1; Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung, Verwendung und Konformität - Teil 1: Regeln zur Umsetzung der ÖNORM EN 206 für Normal- und Schwerbeton; 2018
- [46] ONR 23303; Prüfverfahren Beton (PVB) - Nationale Anwendung der Prüfnormen für Beton und seiner Ausgangsstoffe; 2010
- [47] ÖN B3592: Bestimmung der Kerb-Spaltzugfestigkeit und der spezifischen Bruchenergie von Baustoffen, Baustoffverbindungen und Verbundwerkstoffen, Österreichisches Normungsinstitut, Wien, 2011.
- [48] *Westergaard, H. M.*; "Theory of elasticity and plasticity." Cambridge, Mass (1952)
- [49] TP Asphalt-StB. 2018. Technische Prüfvorschriften für Asphalt – Teil 26: Spaltzug-Schwellversuch – Bestimmung der Steifigkeit (TP Asphalt-StB, Fassung 2018). Forschungsgesellschaft für Straßen und Verkehrswesen, FGSV 756/26.
- [50] *Lydon F., and Balendran R.*; Some observations on elastic properties of plain concrete; Cement and Concrete Research, vol. 16, no. 3, pp. 314-324, (1986).
- [51] CP110, B. S. "The structural use of concrete." British Standards Institution, London (1972)
- [52] NORM EN 1992: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken
- [53] *Eberhardsteiner, L., et al.*, OBESTAS - Optimierte Bemessung starrer Aufbauten von Straßen. Wien; 2016

- [54] *Eisenmann, J.*, Concrete pavements - Design and Construction (in German). Berlin/Munich/Düsseldorf, Wilhelm Ernst & Sohn, 1979
- [55] *Eisenmann, J. and G. Leykauf*, Betonfahrbahnen, Wiley, 2003
- [56] FSV. RVS 13.01.16: Bewertung von Oberflächenschäden und Rissen auf Asphalt- und Betondecken, Österreichische Forschungsgesellschaft Straße-Schiene-Verkehr., 2013
- [57] *Grübl, P., et al.*, Beton: Arten, Herstellung und Eigenschaften, John Wiley & Sons, 2002
- [58] *Houben, I. L. J. M.*, "Structural Design of Pavements." CT 4860 Part IV Design of concrete Pavements 01.2009. from <http://www.citg.tudelft.nl/en/about-faculty/departments/structural-engineering/sections/pavement-engineering/education/lectures/>
- [59] *Walz, K.*; "Festigkeitsentwicklung von Beton bis zum Alter von 30 und 50 Jahren." BETONTECHNISCHE BERICHTE 1976 1976.

9 TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 2-1: Gewicht G_i für die Schadensschwere bei Betondecken	15
Tabelle 2-2: Zuordnung Zustandsklasse	16
Tabelle 2-3: Probenmatrix	24
Tabelle 3-1: Potentielle Probenentnahmestellen	28
Tabelle 3-2: Probeentnahmestellen in Deutschland	35
Tabelle 4-1: Ermittelte charakteristische Spaltzugfestigkeiten der Probekörper der aus der Autobahn A1 in Österreich entnommenen Bohrkerne	49
Tabelle 4-2: Ermittelte charakteristische Spaltzugfestigkeiten der Probekörper der aus der Rampe A21/A1 in Österreich entnommenen Bohrkerne	50
Tabelle 4-3: Ermittelte charakteristische Spaltzugfestigkeiten der Probekörper der aus der Autobahn A14 in Deutschland entnommenen Bohrkerne.....	52
Tabelle 4-4: Ermittelte charakteristische Spaltzugfestigkeiten der Probekörper der aus der Autobahn A113 in Deutschland entnommenen Bohrkerne.....	53
Tabelle 4-5: Ermittelte charakteristische Spaltzugfestigkeiten der Probekörper der aus der Autobahn A113 in Deutschland entnommenen Bohrkerne (aus Endplatte)	55
Tabelle 4-6 Maschineneinstellungen für die Messungen des E-Moduls nach ONR 23303...	63
Tabelle 4-7: Statische E-Module exemplarischer Probekörper mit stark ausgeprägtem anisotropem Steifigkeitsverhalten.....	69
Tabelle 4-8: Einstellungen für die Durchführung der Keilspaltprüfung	78
Tabelle 4-9 Ergebnisse der Ermittlung der bruchmechanischen Kennwerte.....	78
Tabelle 5-1 Für die Probekörper verwendete Mischungsrezeptur.....	106
Tabelle 5-2 Mittlere US-Geschwindigkeiten [m/s] pro Messstelle je nach Mischung für unbelastete Proben.....	112
Tabelle 6-1: Repräsentative durchschnittliche tägliche Verkehrsstärken der Kraftfahrzeuge und des Schwerverkehrs in den Bereichen der Bohrkernentnahmestellen in Österreich und Deutschland.....	127
Tabelle 6-2: Randbedingungen für die Ermüdungsberechnung	132
Tabelle 6-3 Erhöhung der Biegezugfestigkeit der vier Teststrecken gemäß Abbildung 6-15	136
Tabelle 6-4 maßgebende Eingangswerte für die Dimensionierungsberechnungen (Untersuchungsstrecke A14).....	140
Tabelle 6-5 maßgebende Eingangswerte für die Dimensionierungsberechnungen (Untersuchungsstrecke A113, Abs. 1).....	141

Tabelle 6-6 maßgebende Eingangswerte für die Dimensionierungsberechnungen (Untersuchungsstrecke A113, Abs. 2).....	142
Tabelle 6-7 Maßgebende Eingangswerte für die Dimensionierungsberechnungen (Untersuchungsstrecke A1).....	143
Tabelle 6-8 Maßgebende Eingangswerte für die Dimensionierungsberechnungen (Untersuchungsstrecke A21/A1).....	144
Tabelle 6-9 Rechnerisch erforderliche Plattendicke für eine gestiegene Plattenbeanspruchung infolge der inhomogenen Plattenlagerung.....	156

10 ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 2-1: Schema der Zustandsbeurteilung in Österreich (<i>Weninger-Vycudil, Simanek et al.</i> 2009).....	14
Abbildung 2-2: Zustandsfunktion Risse.....	17
Abbildung 2-3: Zustandsfunktion Reduktionsfaktor theoretische Tragfähigkeit.....	19
Abbildung 2-4: Verknüpfung der Zustandswerte bei Fahrbahnen mit Betondecke (ZTV ZEB-StB).....	21
Abbildung 3-1 A1/21 – Steinhäusl - Lage.....	28
Abbildung 3-2: A1/21 - Lage der Entnahmestelle.....	29
Abbildung 3-3: Probenahme auf der A1/A21 Rampe 2, km 1,795.....	29
Abbildung 3-4: Probenentnahmeplan A1/A21 Rampe 2 – Knoten Steinhäusl.....	30
Abbildung 3-5: Oberflächentextur der Probenentnahmefelder (links 1. Fahrstreifen, rechts Pannestreifen).....	30
Abbildung 3-6: A1 – Oberwang - Lage.....	31
Abbildung 3-7: A1 – Oberwang – Verkehrslage der Entnahmestelle.....	32
Abbildung 3-8: Entnahme der Bohrkerne.....	32
Abbildung 3-9: Oberflächenbeschaffenheit: links: 1. Fahrstreifen / Pannestreifen; rechts Schadensbild.....	33
Abbildung 3-10: Probenahmeplan.....	33
Abbildung 3-11: entnommene Bohrkerne.....	34
Abbildung 3-12: Entnahmestelle auf der A14 (km 86) zwischen den Anschlussstellen Leipzig-Mitte und Leipzig-Nord (Quelle: OpenStreetMap).....	36
Abbildung 3-13: Probenahme auf der A14, km 86.....	36
Abbildung 3-14: Fahrbahntextur und AKR-Schäden an den Plattenkreuzen.....	37
Abbildung 3-15: AKR-Schäden und Fugenzustand auf dem Standstreifen der A14.....	38

Abbildung 3-16: AKR-Schäden und Fugenzustand auf der A14	38
Abbildung 3-17: Vertikaler Aufbau der Fahrbahn	39
Abbildung 3-18 Entnahmestelle auf der A113 (km 13-14,5) zwischen den Anschlussstellen Stubenrauchstraße und Adlershof (Quelle: OpenStreetMap).....	40
Abbildung 3-19 : Probenahme auf der A113, km 14.....	41
Abbildung 3-20: Fahrbahntextur und AKR-Schäden an den Plattenkreuzen	41
Abbildung 3-21: Fahrbahnschäden – Längsrisse in der Plattenmitte	42
Abbildung 4-1: Bohrkernscheiben gemäß TP B-StB, Teil 3.1.05.....	44
Abbildung 4-2: Statischer Spaltzugversuch	45
Abbildung 4-3: Prüfaufbau nach ONR 23303	47
Abbildung 4-4: Ermittelte charakteristische Spaltzugfestigkeiten der Probekörper der aus der Autobahn A1 (Oberwang) in Österreich entnommenen Bohrkern (links: Hauptfahrstreifen, rechts: Standstreifen).....	48
Abbildung 4-5: Ermittelte charakteristische Spaltzugfestigkeiten der Probekörper der aus der Rampe A21/A1 in Österreich entnommenen Bohrkern (links: Hauptfahrstreifen, rechts: Standstreifen)	50
Abbildung 4-6: Ermittelte charakteristische Spaltzugfestigkeiten der Probekörper der aus der Autobahn A14 in Deutschland entnommenen Bohrkern (links: Hauptfahrstreifen, rechts: Standstreifen)	51
Abbildung 4-7: Ermittelte charakteristische Spaltzugfestigkeiten der Probekörper der aus der Autobahn A113 in Deutschland entnommenen Bohrkern (links: Hauptfahrstreifen, rechts: Standstreifen)	52
Abbildung 4-8: Ermittelte charakteristische Spaltzugfestigkeiten der Probekörper der aus der Autobahn A113 in Deutschland entnommenen Bohrkern (aus Endplatte)	54
Abbildung 4-9 Spaltzugfestigkeit der entsprechenden Entnahmestellen.....	56
Abbildung 4-10 Spaltzugfestigkeit: Vergleich Ö – D: Österreich Bohrkern d = 5cm, D: Oberscheiben d = 10cm	57
Abbildung 4-11 Vergleich der Mittelwerte der Spaltzugfestigkeiten nach den österreichischen und deutschen Vorschriften	57
Abbildung 4-12 Systemskizze der geschnittenen Probekörper.....	58
Abbildung 4-13 Biegeversuch an den Bestandsproben.....	59
Abbildung 4-14 Ergebnisse der Biegeprüfung am Bestandsbeton	59
Abbildung 4-15 Prozentuelle Abweichung der Biegefestigkeit zwischen Oberbeton und Unterbeton.....	60

Abbildung 4-16 Druckfestigkeit der Bestandsproben.....	61
Abbildung 4-17 Prozentuelle Abweichung der Druckfestigkeit zwischen Oberbeton und Unterbeton.....	61
Abbildung 4-18 Messung des E-Moduls	62
Abbildung 4-19 Mittelwerte der Ergebnisse der E-Modulmessungen an Bohrkernen des Bestandsbetons	63
Abbildung 4-20 Differenz der E-Module von Oberbeton zu Unterbeton bezogen auf den E-Modul des Unterbetons.....	64
Abbildung 4-21: Messung der Ultraschallaufzeit	65
Abbildung 4-22: Mittelwerte des dynamischen E-Moduls der entnommenen Bohrkernne	66
Abbildung 4-23: Ergebnisse der Permeabilitätsmessungen an Betonproben der verschiedenen Entnahmestellen.....	76
Abbildung 4-24: Differenz der intrinsischen Permeabilität von Oberbeton zu Unterbeton bezogen auf die intrinsische Permeabilität des Unterbetons.....	76
Abbildung 4-25: Ermittlung der bruchmechanischen Kennwerte.....	77
Abbildung 4-26 Vergleich der Mittelwerte der Spaltzugfestigkeit.....	79
Abbildung 4-27 Vergleich der Mittelwerte der Druckfestigkeit von Fahrspur und Pannestreifen.....	80
Abbildung 4-28 Vergleich der Mittelwerte der Biegefestigkeit von Fahrspur und Pannestreifen.....	80
Abbildung 4-29 Vergleich der Mittelwerte des statischen E-Modul von Fahrspur und Pannestreifen.....	81
Abbildung 4-30 Vergleich der Mittelwerte des dynamischen E-Moduls von Fahrspur und Pannestreifen.....	81
Abbildung 4-31 Vergleich der Mittelwerte der Permeabilität von Fahrspur und Pannestreifen	82
Abbildung 4-32 Relativwerte der Messgrößen, d. h. jeder Messwert wurde auf den Mittelwert der Messgröße aller Entnahmestellen bezogen (in Prozent).....	83
Abbildung 4-33 Darstellung des Schädigungsgrades der Messstellen.....	84
Abbildung 5-1: 3-phasige Entwicklung der Stauchung/Dehnungen bei Ermüdungsversuchen im Druckschwellbereich	89
Abbildung 5-2 Schematische Darstellung einer Spannungs-Dehnungs-Linie für Beton.....	95
Abbildung 5-3 Schematische Darstellung des zeitlichen Verlaufs einer E-Modul-Prüfung....	96

Abbildung 5-4 Zusammenhang von Wassersättigungsgrad des Betons und der Gaspermeabilität nach <i>Jacobs</i>	99
Abbildung 5-5 links: Messapparatur nach <i>Schönlin</i> ; mitte: Cembureau-Methode; rechts: Insitu-Methode nach <i>Paulini</i>	100
Abbildung 5-6 Neu entwickelte Messmethode zur Messung der Luftpermeabilität	103
Abbildung 5-7 Sieblinie der verwendeten Gesteinskörnung	104
Abbildung 5-8 Belastungsmodell für die dynamische Belastung der Probekörper	107
Abbildung 5-9 Schematische Darstellung des Belastungsablaufs.....	108
Abbildung 5-10 Vorderes Bruchbild der Probe P9.....	109
Abbildung 5-11 Echtzeitgrafiken der Probe P9.....	109
Abbildung 5-12 Längenmessung der abgeschliffenen Probekörper	110
Abbildung 5-13 Messung der Ultraschall-Laufzeit im oberen Bereich des Probekörpers....	110
Abbildung 5-14 Unterstützung zur richtigen Höhenlage der Messstellen	111
Abbildung 5-15 Veränderung des dyn. E-Moduls der geprüften Serien	112
Abbildung 5-16 Veränderung des dynamische E-Moduls bei zyklischer Belastung	113
Abbildung 5-17 Statischer E-Modul in Abhängigkeit der Belastungszyklen	113
Abbildung 5-18 Veränderung des statischen E-Moduls; Mittelwerte aller Prüfserien	114
Abbildung 5-19 Vergleich statischer und dynamischer E-Modul	114
Abbildung 5-20 Ermittlung der intrinsischen Permeabilität für einen ausgewählten Probekörper (mittlere Scheibe).....	116
Abbildung 5-21 Veränderung der Permeabilität am Beispiel der Serie B	117
Abbildung 5-22 Zusammenstellung der Ergebnisse der Permeabilitätsmessungen	117
Abbildung 6-1: Dauerzählstellen im Bereich der Bohrkernentnahmestelle (rot) auf der A1 (Quelle: OpenStreetMap) 1 DZS Halt	120
Abbildung 6-2: Durchschnittliche tägliche Verkehrsstärke aller Kraftfahrzeuge an der Dauerzählstelle im Bereich der Bohrkernentnahmestelle auf der A1 (Quelle: ASFINAG)...	121
Abbildung 6-3: Durchschnittliche tägliche Verkehrsstärke des Schwerverkehrs an der Dauerzählstelle im Bereich der Bohrkernentnahmestelle auf der A1 (Quelle: ASFINAG)...	121
Abbildung 6-4: Dauerzählstellen im Bereich der Bohrkernentnahmestelle (rot) auf der Rampe A21-A1 (Quelle: OpenStreetMap) 1 DZS Altlangbach, 2 DZS Kn. Steinhäusl, 3 DZS Pressbaum, 4 DSZ Gschaid, 5 DSZ Alland	122
Abbildung 6-5: Durchschnittliche tägliche Verkehrsstärke aller Kraftfahrzeuge an den Dauerzählstellen im Bereich der Bohrkernentnahmestelle und zusätzlich (interpoliert) auf der Rampe von der A21 auf die A1 (Quelle: ASFINAG).....	122

Abbildung 6-6: Durchschnittliche tägliche Verkehrsstärke des Schwerverkehrs an den Dauerzählstellen und zusätzlich (interpoliert) auf der Rampe von der A21 auf die A1 im Bereich der Bohrkernentnahmestelle (Quelle: ASFINAG).....	123
Abbildung 6-7: Dauerzählstellen im Bereich der Bohrkernentnahmestelle (rot) auf der A14 (Quelle: OpenStreetMap) 1 DZS Seehausen, 2 DZS Breitenfeld, 3 DZS Leipzig-Nord, 4 DZS Radefeld	123
Abbildung 6-8: Durchschnittliche tägliche Verkehrsstärke aller Kraftfahrzeuge an den Dauerzählstellen im Bereich der Bohrkernentnahmestelle auf der A14 (Quelle: BAST)	124
Abbildung 6-9: Durchschnittliche tägliche Verkehrsstärke des Schwerverkehrs an den Dauerzählstellen im Bereich der Bohrkernentnahmestelle auf der A14 (Quelle: BAST)	124
Abbildung 6-10: Dauerzählstellen im Bereich der Bohrkernentnahmestelle (rot) auf der A113 (Quelle: OpenStreetMap) 1 DZS Neukölln, 2 DZS Schönefeld	125
Abbildung 6-11: Durchschnittliche tägliche Verkehrsstärke aller Kraftfahrzeuge an den Dauerzählstellen im Bereich der Bohrkernentnahmestelle auf der A113 (Quelle: BAST)	125
Abbildung 6-12: Durchschnittliche tägliche Verkehrsstärke des Schwerverkehrs an den Dauerzählstellen im Bereich der Bohrkernentnahmestelle auf der A113 (Quelle: BAST)	126
Abbildung 6-13: Vergleich der repräsentativen durchschnittlichen täglichen Verkehrsstärken der Kraftfahrzeuge und des Schwerverkehrs in den Bereichen der Bohrkernentnahmestellen in Österreich und Deutschland	126
Abbildung 6-14: Verformung und Spannung infolge einer ungleichmäßigen Erwärmung der Oberseite	130
Abbildung 6-15: Verlauf des E-Moduls bei verschiedenen Biegezugfestigkeiten.....	133
Abbildung 6-16: Festigkeitsentwicklung von unterschiedlichen Betonen	134
Abbildung 6-17: Festigkeitsentwicklung Zylinderdruckfestigkeit bei verschiedenen W/B Werten	135
Abbildung 6-18 Entwicklung der Biegezugfestigkeit.....	136
Abbildung 6-19 Berechnete Erhöhung des E-Moduls bei langer Liegezeit	137
Abbildung 6-20 Vgl. der vorhandenen und erforderlichen Solldicke h_d (links); Differenzsolldicke Δh_d (rechts), (Untersuchungsstrecke A14)	140
Abbildung 6-21 Vgl. der vorhandenen und erforderlichen Solldicke h_d (links); Differenzsolldicke Δh_d (rechts), (Untersuchungsstrecke A113)	142
Abbildung 6-22 Vgl. der vorhandenen und erforderlichen Solldicke h_d (links); Differenzsolldicke Δh_d (rechts), (Untersuchungsstrecke A1)	143

Abbildung 6-23 Vgl. der vorhandenen und erforderlichen Solldicke h_d (links); Differenzsolldicke Δh_d (rechts), (Untersuchungsstrecke A21/A1).....	144
Abbildung 6-24: Vgl. der vorhandenen und erforderlichen Solldicke h_d (links) sowie der erforderlichen Solldicke h_d bei zugrunde Legung der an Materialproben im Labor ermittelten mittleren E-Module (E_{ctm_cal}) am Bsp. der Untersuchungsstrecken A1 und A21/A1.....	145
Abbildung 6-25: rechnerisch prognostizierte Restnutzungsdauer für den Untersuchungsabschnitt der A1.....	146
Abbildung 6-26 9-Platten-Modell mit frei wählbaren Modell- und Materialparametern; Last steht direkt an der Längsscheinfuge der belastbaren Betonplatte in mittiger Position; Aussparung der STS direkt unter der Lastposition.....	148
Abbildung 6-27 Im 9-Platten-Modell generiertes Verformungsbild (Aufwölben) bei einem negativen Temperaturgradienten von 6 K (von oben nach unten, 500-fache Überhöhung, max. Vertikalverformung ca. 1 mm).....	149
Abbildung 6-28 Berechnungsergebnisse des 9-Platten-Modells für eine Steifigkeit des Verbindungselements der Fugen von 100 N/mm ² ; dargestellt sind jeweils die Biegezugspannungen in N/mm ² an der Unterseite und Längsscheinfuge der belasteten Platte im Verbund mit der angrenzenden Nachbarplatte; das schwarze Quadrat stellt jeweils die Aussparung der STS dar (Variante 1 bis 5).....	155