

**Grundlagen für eine
vergleichende Bewertung der
Restsubstanz von
Fahrbahnbefestigungen in
Betonbauweise nach
mehrjähriger Verkehrsnutzung**

**Fachveröffentlichung der
Bundesanstalt für Straßenwesen**

bast

Grundlagen für eine vergleichende Bewertung der Restsubstanz von Fahrbahnbefestigungen in Betonbauweise nach mehrjähriger Verkehrsnutzung

Projektnummer

FE 04.0433/2009

Stephan Villaret
Jan Birbaum
Micha Tobias Buch
Eberhard Eickschen
Jürgen Niessen
Stefan Pichottka
Axel Riwe
Tanja Tschernack
Ulf Zander

Villaret Ingenieurgesellschaft mbH
Hoppegarten

Fachbetreuung

Dirk Jansen

Herausgeber

Bundesanstalt für Straßenwesen
Brüderstraße 53, 51427 Bergisch Gladbach

Mai 2023

Es wird darauf hingewiesen, dass die unter dem Namen der Verfasser veröffentlichten Berichte nicht in jedem Fall die Ansicht des Herausgebers wiedergeben.

Nachdruck und photomechanische Wiedergabe, auch auszugsweise, nur mit Genehmigung der Bundesanstalt für Straßenwesen, Stabsstelle Presse und Kommunikation.

Kurzfassung - Abstract

Grundlagen für eine vergleichende Bewertung der Restsubstanz von Fahrbahnbefestigungen in Betonbauweise nach mehrjähriger Verkehrsnutzung

Die gezielte Berechnung der erforderlichen Deckendicke für eine vorgesehene normative Nutzungsdauer erfolgt mittels rechnerischer Dimensionierung nach dem Verfahren der [RDO Beton 09] und ist seit einigen Jahren Stand der Wissenschaft und Technik. Die dort formulierten theoretischen Grundlagen und Grundsätze sollen künftig für eine Bewertung der strukturellen Substanz und somit zur rechnerischen Abschätzung der Restsubstanz herangezogen werden.

Daher sind die zu Grunde gelegten Stoffmerkmale und das Ermüdungsverhalten des Deckenbetons sowie die Randbedingungen aus Geometrie, Schichtdicken und Unterlage hinsichtlich der Betrachtungsweise bei einer Substanzbewertung zu untersuchen. Das Hauptaugenmerk gilt dabei der zeitlichen Entwicklung der Festigkeit des Betons sowie der Entwicklung unter Ermüdungsbeanspruchung.

In zwei großen Komplexen wurde die Festigkeitsentwicklung von im Straßenbau eingesetzten Zementen und Betonen sowie das Ermüdungsverhalten von Straßenbetonen jeweils über einen Zeitraum von 360 Tagen untersucht. Dabei wurden insbesondere die Spaltzugfestigkeiten betrachtet, um eine Zugfestigkeitskenngröße zu untersuchen, die versagensrelevant ist.

Zur Überprüfung der Ergebnisse der Laborversuche wurden parallel vier Autobahnabschnitte untersucht und beprobt. Mit Hilfe von visuellen Zustandserfassungen in Kombination mit Georadar- und FWD-Messungen wurde die tatsächlich vorhandene Ausfallrate des Hauptfahrstreifens zum Bewertungszeitpunkt ermittelt. Bohrkernentnahmen aus den Untersuchungsstrecken gaben Aufschluss über die Art und Wirksamkeit der Unterlage und ermöglichten darüber hinaus Laboruntersuchungen der statischen Festigkeit zum Bewertungszeitpunkt sowie nach weiterer Ermüdungsbeanspruchung im Labor.

Für die Bewertung der strukturellen Substanz erfolgte zunächst eine rechnerische Überprüfung der Dimensionierung. Die Restsubstanzermittlung führte in ihrer rechnerischen Prognose zu immer unsicherer werdenden Ergebnissen, je größer der Prognosezeitraum angesetzt wurde. Aus diesem Grund wurde das Verfahren mit einem alternativen Ansatz zur Ermittlung der prognostischen

Ausfallrate versehen. Dabei wurde mit Hilfe der Hazard-Funktion der qualitative Schadensverlauf, der von Fahrbahndecken aus Beton aus der Praxis bekannt ist, mathematisch gefasst.

Die einzelnen Ergebnisse der Substanzbewertung der Untersuchungsstrecken konnten nunmehr für eine rechnerische Prognose der Restsubstanz

Im Anschluss konnten die Ergebnisse der Substanzbewertung objektscharf verwendet werden, um die Restsubstanz prognostizieren zu können.

Basic principles for a comparative assessment of the residual substance of concrete pavements after several years of use

The systematic calculation of the required slab thickness for an intended normative service life by means of analytic design by the method of [RDO Beton 09] is the standard method in science and technology. The theoretical basics and principles of the [RDO Beton 09] should be used in future to assess the structural substance and thus the mathematical estimation of residual substance.

Therefore, the underlying material characteristics and the fatigue behavior of the concrete and the boundary conditions of geometry, thickness and foundation in terms of the approach to evaluation of a substance shall be investigated. The main attention is paid to the temporal evolution of the strength of the concrete and the development under fatigue loading.

In two large complexes, the strength development of cements and concretes used in road construction and the fatigue behavior of concrete road was examined in each case for a period of 360 days. In particular, the split tensile strength was investigated as a parameter relevant for failing.

To check the results of the laboratory tests four highway sections were examined and sampled in parallel. With help of visual state scans in combination with GPR and FWD measurements the real failure rate of the main lane was determined at the measurement date. Withdrawals of cores from test sections shed light on the kind and effectiveness of the sub layer and allowed beyond laboratory studies of the static strength on the valuation date and followed by further fatigue loading in the laboratory.

First was a mathematical verification of analytic design of the pavement for evaluating the structural substance. The computational prediction of the residual substance investigation led to ever more uncertain results, the greater the forecast period was applied. For this reason, the method has been provided with an alternative approach to determine

the prognostic failure rate. The qualitative course of the damage, known of concrete pavements in practice, was adopted mathematically using the hazard function.

The individual results of evaluation of the substance of these test sections can now be used for forecast calculation of the residual substance. Subsequently the results of substance evaluation could be used to predict the residual substance

Inhaltsverzeichnis

1 Aufgabenstellung..... 9	3.5 Vergleich Festigkeitsentwicklung Zemente - Betone..... 62
1.1 Kenntnisstand in Wissenschaft und Technik 9	3.6 Bewertung..... 64
1.2 Gesamtziel 9	3.7 Zusammenhang mit Ermüdungsversuchen 65
1.3 Wirtschaftliche, wissenschaftliche und technische Bedeutung..... 9	4 Ermüdungsfestigkeitsversuche..... 66
1.4 Methodik des Vorgehens 10	4.1 Gegenstand und Ziel der Untersuchungen..... 66
1.4.1 Rückblickprogramm mit Prognose..... 10	4.2 Ermittlung der statischen Spaltzugfestigkeiten 66
1.4.2 Laboruntersuchungen an in den letzten Jahren für den Straßenbau verwendeten Zementen und Betonen 11	4.2.1 Statische Festigkeiten der Probekörper aus Laborbeton..... 67
1.4.2 Untersuchungen einer in letzter Zeit gebauten Strecke..... 12	4.2.2 Statische Festigkeiten der Probekörper ausgewählter Streckenabschnitte 67
2 Grundlagen der Substanzbewertung..... 13	4.3 Durchführung der Spaltzugschwellbelastung 70
2.1 Ableitung des rechnerischen Verfahrens aus der Dimensionierung 13	4.3.1 Dynamische Prüfeinrichtung zum Aufbringen der Spaltzug-schwellbelastung 70
2.2 Verfahren der rechnerischen Substanzbewertung 14	4.3.2 Konzeption einer Vorrichtung zur Simultanbelastung dreier Probekörper... 71
2.3 Eingangsgrößen in die rechnerische Substanzbewertung 15	4.3.3 Belastungsprogramm 72
2.4 Zugfestigkeit des Betons..... 15	4.3.4 Ergebnisse des Belastungsprogramms . 75
2.4.1 Materialverhalten unter Zugbeanspruchung 15	4.4 Ermittlung der statischen Festigkeiten dynamisch belasteter Probekörper 76
2.4.2 Der Maßstabeffekt 16	4.4.1 Statische Festigkeiten der dynamisch belasteten Probekörper aus Laborbeton 76
2.4.3 Prüfmethode zur Ermittlung der Betonzugfestigkeit 16	4.4.2 Statische Festigkeiten dynamisch belasteter Probekörper ausgewählter Streckenabschnitte 77
2.5 Festigkeitsentwicklung des Betons 18	4.5 Auswertung der Ergebnisse..... 79
2.6 Ermüdungsfestigkeit des Betons..... 18	4.5.1 Ertragbare Lastwechselzahlen bei definiertem Lastniveau (Ermüdungsfunktion) 79
2.6.1 Ursachen und theoretische Beschreibung der Betonermüdung 18	4.5.2 Statische Festigkeiten der dynamisch belasteten Probekörper aus Laborbeton 81
2.6.2 Vorhandene empirische Ergebnisse..... 19	4.5.3 Statische Festigkeiten der dynamisch belasteten Probekörper aus den Strecken 83
3 Statische Festigkeitsentwicklungen..... 21	4.6 Bewertung..... 84
3.1 Gegenstand und Ziel der Untersuchungen..... 21	4.7 Überlagerung mit Ergebnissen der Versuche zur Festigkeitsentwicklung 84
3.2 Vorgehensweise im Versuchsprogramm .. 21	5 Untersuchungen an vorhandenen Streckenabschnitten 86
3.3 Versuche an Zementmörtelprismen 22	5.1 Gegenstand und Ziel der Untersuchungen..... 86
3.3.1 Umfang der Untersuchungen 22	5.2 Streckenauswahl..... 86
3.3.2 Herstellung, Lagerung und Prüfung der Zementmörtelprismen und -würfel..... 23	5.3 Verkehrsbelastung 86
3.3.3 Auswertung der Prüfergebnisse 32	5.4 Visuelle Zustandserfassungen..... 88
3.4 Versuche an Laborbetonproben..... 37	5.5 Bohrkernentnahmen und -untersuchungen 90
3.4.1 Zusammensetzung der Laborbetone..... 37	
3.4.2 Festigkeitsprüfungen 42	
3.4.3 Ergebnisse der Untersuchungen 43	
3.4.4 Auswertung der Prüfergebnisse 60	

5.5.1	Ergebnisse aus Kontrollprüfungen.....	90	Anhang 1 – Streckenbänder für Substanz-
5.5.2	Bohrkernentnahmen zum		bewertung aus visueller
	Bewertungszeitpunkt	90	Zustandserfassung und zerstörungs-
5.5.3	Festigkeiten zum Bewertungszeitpunkt und		freien Messungen
	Festigkeitsentwicklungen der		Anhang 2 – Berechnungsprotokolle der
	Streckenbetone	91	rechnerischen Dimensionierung auf
5.6	Messungen Georadar.....	92	Basis der zum Bewertungszeitpunkt
5.6.1	Beschreibung Mess- und		festgestellten Kenngrößen
	Auswerteverfahren.....	92	Anhang 3 – Protokolle zur Berechnung der
5.6.2	Dokumentation der Messungen.....	99	Restsubstanz
5.6.3	Bewertung.....	100	
5.7	Messungen FWD.....	100	
5.7.1	Beschreibung Mess- und		
	Auswerteverfahren.....	100	
5.7.2	Dokumentation der Messungen.....	102	
5.7.3	Auswertung der FWD Messungen.....	103	
5.8	Auswertung der Untersuchungen.....	108	
6	Substanzbewertung.....	111	
6.1	Allgemeine Vorgehensweise	111	
6.2	Bewertung der strukturellen Substanz aus		
	visueller Zustandserfassung und		
	zerstörungsfreien Messungen.....	111	
6.3	Rechnerische Überprüfung der		
	Dimensionierung	112	
6.3.1	Rechnerische Grundlagen	112	
6.3.2	Eingangsgrößen.....	112	
6.3.3	Ergebnisse	113	
6.3.4	Interpretationen.....	113	
6.4	Diskussion der Möglichkeiten zur		
	theoretischen Restsubstanzermittlung	114	
6.4.1	Rechnerischer Ansatz.....	114	
6.4.2	Eingangsgrößen.....	114	
6.4.3	Ergebnis.....	115	
6.4.4	Genauigkeit des Systems	115	
6.5	Heuristisches Modell zur Ermittlung der		
	prognostischen Ausfallrate	116	
6.5.1	Qualitative Kurvenverläufe der Ausfallrate		
	über den Nutzungszeitraum.....	116	
6.5.2	Bestimmung der strukturellen		
	Restsubstanz mit Hilfe der definierten		
	Kurvenverläufe.....	118	
6.5.3	Bewertung des Verfahrens	118	
7	Zusammenfassung und Ausblick	119	
	Literatur	121	
	Verwendete Regelwerke	123	

1 Aufgabenstellung

1.1 Kenntnisstand in Wissenschaft und Technik

Die Zunahme des Verkehrs, insbesondere die Zunahme des Schwerverkehrs auf deutschen Straßen, führt zu großen Belastungen des Straßennetzes. Hinzu kommt die Belastung aus der Witterung, der die Straße permanent ausgesetzt ist. Die widerstehenden Kräfte und Größen sind die Material- und Schichteigenschaften des Straßenoberbaus, sowie die Dicke und die Lagerungsbedingungen der Decke. Entscheidend ist auch die zeitliche Veränderung dieser Faktoren.

Die Frage nach der Haltbarkeit und Restnutzungsdauer ist nicht nur aus technischer, sondern auch aus wirtschaftlicher Betrachtungsweise von immenser Bedeutung. Dies ist nicht nur bei der Bewertung von normalen Bestandstrecken wichtig, es betrifft auch die Abwicklung von Funktionsbauverträgen und Konzessionsverträgen (PPP-Modelle), bei denen eine turnusmäßige Überprüfung der Gebrauchs- und Substanzwerte vereinbart wird, wobei letztere momentan ausschließlich aus dem Merkmal Oberflächenbild abgeleitet werden. Die strukturelle Substanz des befestigten Oberbaus kann zurzeit nicht berücksichtigt werden. Dies betrifft auch den Zeitpunkt der Abnahme am Ende der Vertragszeit, z.B. nach 30 Jahren.

Die theoretischen Grundsätze für eine Bewertung der strukturellen Eigenschaften liefert die rechnerische Dimensionierung von Fahrbahnbefestigungen mit Betondecke, die in den vergangenen Jahren von Pfeifer/Villaret aufgestellt und schrittweise weiterentwickelt wurde. Die hieraus resultierende Software AWDSTAKO wurde zur Ermittlung bzw. Überprüfung der Gleichwertigkeit unterschiedlicher Konstruktionen, insbesondere im Rahmen von funktionalen Ausschreibungen vom BMVBS 2004 eingeführt. Das Verfahren der rechnerischen Dimensionierung ist in den [RDO Beton 09] beschrieben und bildet gleichzeitig die Grundlage für eine Bewertung der strukturellen Substanz.

Die dort zugrunde gelegten Stoffmerkmale und das Ermüdungsverhalten sowie die Randbedingungen aus Geometrie, Schichtdicken und Unterlage können für eine erste Bewertung der Substanz nach erfolgter Beanspruchung herangezogen werden. Im Kontext mit einer detaillierten Aufnahme des Grades der Schädigung der Oberfläche und der Ermittlung der Tragfähigkeit

der Konstruktion zum Zeitpunkt der Erfassung ist ein Verfahren zu entwickeln, mit dem man in der Lage ist, die Restsubstanz bewerten zu können.

Darüber hinaus liegen zur Thematik der Ermüdungsfestigkeit Forschungsergebnisse von Wellner/Schubert [WE/SCHU 2004] vor, auf die innerhalb dieses FE Vorhabens aufgebaut werden kann. In diesem Zusammenhang ist jedoch auch festzustellen, dass bisher keine Ergebnisse über die Entwicklung der Spaltzugfestigkeit von derzeit verwendeten Straßenbaubetonen über die 60-Tages-Werte hinaus vorliegen.

Ansätze für ein Schadensakkumulationsmodell, auf denen aufgebaut werden kann, sind in [FE 04.0218/2008/ARB] zu finden. Die Ermittlung von praxisnahen Ausfallwahrscheinlichkeiten kann hierdurch von der Dimensionierung auf die Ermittlung der strukturellen Substanz überführt werden.

1.2 Gesamtziel

Ziel dieses Forschungsvorhabens ist die Entwicklung von praxisnahen neuen Zustandsgrößen für eine vergleichende Bewertung der Restsubstanz. Die nachfolgenden Einflussgrößen sollen dabei Berücksichtigung finden:

- sichtbare Vorschädigung der Konstruktion zum Bewertungszeitpunkt
- Alter und bisher ertragene Verkehrsbelastung
- bisher ertragene Belastung aus Witterung
- Konstruktionsaufbau und Dicken
- relevante statische Festigkeiten und deren Entwicklung
- relevante Ermüdungsfestigkeiten
- Lagerungsbedingungen der Betondecke zum Bewertungszeitpunkt

1.3 Wirtschaftliche, wissenschaftliche und technische Bedeutung

Der strukturelle Zustand von Straßenbefestigungen ist im Hinblick auf Strukturschäden und die Restnutzungsdauer am Ende der Vertragslaufzeit von Funktionsbauverträgen von besonderer Bedeutung. Für die Anwendung der neuen Bauvertragsformen ist es wichtig, die strukturelle Substanzbewertung als bisher fehlenden Baustein in das Gesamtkonzept der funktionalen Ausschreibung einzubinden. Durch die damit ermöglichte monetäre Abgeltung eines Restwertes von Straßenbefestigungen bei der Bauwerksabnahme wird nicht nur die Akzeptanz

der Funktionsbauverträge bei den Anwendern (Baufirmen) gesteigert, sondern vor allem die Bereitschaft zur Steigerung der Bauqualität und damit der Verlängerung der Nutzungsdauer von Straßenbefestigungen durch die Schaffung finanzieller Anreize gezielt angesprochen. Die damit einhergehende Reduzierung der Baustellenanzahl führt zu erheblichen volkswirtschaftlichen Einsparungen.

1.4 Methodik des Vorgehens

Es handelt sich um ein äußerst komplexes Thema, das in zahlreichen spezifisch zu formulierenden Teilaufgaben gezielt zu bearbeiten ist und nur bei konzeptioneller, kontinuierlicher Steuerung und Zusammenführung der Teilergebnisse zum Ziel führt. Dabei spielt insbesondere auch die besondere Beton immanente Eigenschaft eine Rolle, dass sich Ermüdung und Nacherhärtung entgegengerichten.

Schlussfolgernd insbesondere aus den Arbeiten [WE/SCHU 2004] und [FE 04.0218/2008/ARB] wird eine Vorgehensweise / ein Verfahren entwickelt, das im Wesentlichen den in [GRO/VI 2009] beschriebenen Schritten folgt. Dabei wird zunächst ein so genanntes Rückblickprogramm anhand von 3 Streckenabschnitten unterschiedlichen Alters und unterschiedlicher Belastung aufgenommen und ausgewertet. Für die Einschätzung neuer bzw. in letzter Zeit gebauter Strecken wird ein kombiniertes Programm aufgelegt, das 1 bis 2 Neubaustrecken und die stoffliche Untersuchung der zurzeit eingesetzten Betone beinhaltet. Die neueren Betone werden hinsichtlich ihrer Eigenschaften der Festigkeitsentwicklung und der Ermüdungsfestigkeit geprüft. Die relevante Prüf- und Rechenfestigkeit ist die Spaltzugfestigkeit.

1.4.1 Rückblickprogramm mit Prognose

- Auswahl von 3 älteren Strecken und Auswertung der Ergebnisse der ZEB.
- Recherche zu den Bestands- und Zustandsdaten (Alter, Verkehrsbelastung, Dicken, Aufbau, Materialien, Prüfungen, Oberflächenbild).
- Streckenbegehung mit systematischer visueller Aufnahme des Oberflächenbildes
- FWD-Messung zur Bestimmung der Lagerungsbedingungen (Hohllagerungen) der Betonplatte in den Bereichen Plattenmitte und Plattenrand sowie Beurteilung der Querkraftübertragung in den Bereichen der Fuge
- Zerstörungsfreie Georadarmessung mit speziellen Messverfahren (Abstand, Zahl und Frequenz der Antennen, Aufnahmedichte etc.)

- Punktuelle Bohrkernentnahmen zur Kalibrierung der Schichtdickenmessung mit dem Georadar sowie zur Gewinnung von Proben für die Festigkeitsuntersuchungen
- Statistische Auswertung von Dicken, Spaltzug- und Druckfestigkeiten
- Ermüdungsversuche bezüglich Spaltzugfestigkeit, der angestrebte Prüfumfang geht aus der nachfolgenden Tabelle hervor. Er ist abhängig von den Proben und dem Prüfverlauf, da mit hohen Lastwechselzahlen wenig Erfahrungen vorliegen.

	Oberlast	80%	70%	60%	50%
Strecke 1	4 Proben	1 Mio. LW	2 Mio. LW	10 Mio. LW	50 Mio. LW
Strecke 2	3 Proben	1 Mio. LW	2 Mio. LW	10 Mio. LW	-
Strecke 3	3 Proben	1 Mio. LW	2 Mio. LW	10 Mio. LW	-

- Die Ermüdungsversuche Spaltzugfestigkeit können mit der gezielten Ermittlung der statischen Bruchlast nach Aufbringen der gewünschten Lastwechselzahl abschließen.
- Die zu kalkulierende Nacherhärtung des Betons erfolgt über die statischen Versuche im Vergleich zu den Werten der damaligen Kontrollprüfung.
- Es werden der Vorschädigungsgrad (visuelle Begehung und ZEB), die Lagerungsbedingungen (FWD und Georadar), die Nacherhärtung des Deckenbetons und die Ermüdungsfunktion bestimmt.
- Die Plausibilitätsprüfung erfolgt über die Nachrechnung mit der tatsächlichen Verkehrsbelastung nach dem Verfahren der [RDO Beton 09] ggf. unter Berücksichtigung der Erkenntnisse aus [FE 04.0218/2008/ARB].
- Anhand der Vorschädigung wird eine Ausfallrate ermittelt und mit Hilfe der Erkenntnisse aus Lagerungsbedingung, Nacherhärtung und Ermüdungsfestigkeit eine Prognoserechnung erstellt, die die noch ertragbare B-Zahl bis zum wirtschaftlichen Nutzungsausfallzeitpunkt zum Ergebnis haben soll.

1.4.2 Laboruntersuchungen an in den letzten Jahren für den Straßenbau verwendeten Zementen und Betonen

Für neuere Betone ist die Festigkeitsentwicklung weitgehend unbekannt, wenn die Betrachtung über 60 Tage nach Herstellung hinausgehen soll. Die Entwicklung wird maßgeblich vom eingesetzten Zement und vom Wasser-Zement-Wert beeinflusst. Folgende Vorgehensweise ist vorgesehen:

- Auswahl von 6 repräsentativen Zementen aus der Gesamtheit der derzeit verwendeten Straßenbauzemente zur Prüfung der Mörtelfestigkeit.
- Herstellung von je 6 Prismen zur Prüfung der Druck- und Biegezugfestigkeit der Zemente nach EN 196-1 nach jeweils 2, 7, 28, 60, 120, 180 und 360 Tagen
- Bestimmung der Zementkennwerte (Wasseranspruch, Blaine-Wert, chemische Vollanalyse (RFA), Na₂O-Äquivalent, Hüttensandgehalt)
- Auswertung statistisch möglich, da jeweils 6 Prismen vorliegen werden
- Herstellung von je 1 Ober- und 1 Unterbeton aus 2 der auszuwählenden Zemente
- Prüfung dieser 4 Betone nach 7, 28, 60, 120, 180 und 360 Tagen statisch auf Spaltzug (gemäß [AL Sp-Beton 06]) und auf Druck [DIN EN 12390] geprüft.
- Statistische Auswertung, da jeweils 6 Proben pro Beton und Alter vorliegen
- Herstellung des Zusammenhangs der Festigkeitsentwicklung der einzelnen Ober- und Unterbetone mit der des verwendeten Zements
- Entwicklung der Spaltzugfestigkeitskurven für die Substanzbewertung

Im Ergebnis dieser Untersuchungen können die Festigkeitsentwicklungspotentiale der zurzeit zur Anwendung kommenden Zemente im Voraus abgeschätzt werden. Des Weiteren sind im Ergebnis die Festigkeitsentwicklungspotentiale der beiden ausgewählten Ober- und Unterbetone bekannt, die das Verhältnis zwischen Festigkeitsentwicklung der zugehörigen Zemente und den Straßenbetonen aufzeigen. Für eine abzusichernde Prognoserechnung ist dieser Schritt unabdingbar.

Große Bedeutung hat die Ermüdungsfestigkeit im Kontext mit der Festigkeitsentwicklung der Betone. Hinsichtlich der zeitlichen Überlagerung dieser

Eigenschaften liegen derzeit keine Kenntnisse vor. Es wird folgende Vorgehensweise vorgeschlagen:

- Rezeptierung und Herstellung von zylindrischen Probekörpern gemäß [AL Sp-Beton 06] aus 2 Straßenbetonen mit den gewählten Zementen.
- Bestimmung des Nacherhärtungsverlaufs (wie zuvor beschrieben) an Zementmörtelprobekörpern mit Bezug auf die in den Ermüdungsversuchen vorgesehenen 2 Zementen.
- Bestimmung des Nacherhärtungsverlaufs (wie zuvor beschrieben) an Betonprobekörpern in Anlehnung an die [AL Sp-Beton 06] mit Bezug auf die in den Ermüdungsversuchen vorgesehenen 2 labortechnisch hergestellten Straßenbetonen.
- Ermüdungsversuche Spaltzugfestigkeit über einen Gesamtprüfzeitraum von 360 Tagen an den 2 Laborbetonen. Der angestrebte Prüfumfang geht aus der nachfolgenden Tabelle hervor. Er ist abhängig von den Proben und vom Prüfverlauf, da mit hohen Lastwechselzahlen wenig Erfahrungen vorliegen.

	Oberlast	80%	70%	60%	50%
Laborbeton 1	6 Proben	1 Mio. LW	2 Mio. LW	10 Mio. LW	3 à 50 Mio. LW
Laborbeton 2	6 Proben	1 Mio. LW	2 Mio. LW	10 Mio. LW	3 à 50 Mio. LW

- Die Ermüdungsversuche Spaltzugfestigkeit können mit der gezielten Ermittlung der statischen Bruchlast nach Aufbringen der gewünschten Lastwechselzahl abschließen.
- Die Ermittlung der Funktion der Nacherhärtung des Betons erfolgt über die statischen Versuche.
- Durch Vergleich der Ergebnisse von dynamisch belasteten und nicht belasteten Probekörpern lassen sich die Funktion der Nacherhärtung und der Ermüdung trennen und die relevanten Anteile bestimmen.
- Beide Funktionen werden benötigt, um in Praxi vorhandene Betone beurteilen und einordnen zu können.
- Die Funktionen können ggf. in ein Substanzbewertungsprogramm einfließen. Die Übertragbarkeit in das Dimensionierungsprogramm wird geprüft und diskutiert.

1.4.2 Untersuchungen einer in letzter Zeit gebauten Strecke

- Auswahl von einer in letzter Zeit gebauten Strecke, zu der statistische Ergebnisse zur Dicke und 60-Tage-Spaltzugfestigkeit vorliegen, und Auswertung der Ergebnisse der ZEB (soweit vorhanden)
- Recherche zu den Bestands- und Zustandsdaten (Alter, Verkehrsbelastung, Dicken, Aufbau, Materialien, Prüfungen, Oberflächenbild).
- Streckenbegehung mit systematischer visueller Aufnahme des Oberflächenbildes
- FWD-Messung zur Bestimmung der Lagerungsbedingen (Hohllagerungen) der Betonplatte in den Bereichen Plattenmitte und Plattenrand sowie Beurteilung der Querkraftübertragung in den Bereichen der Fuge
- Zerstörungsfreie Georadarmessung mit speziellen Messverfahren (Abstand, Zahl und Frequenz der Antennen, Aufnahmedichte etc.)
- Punktuelle Bohrkernentnahmen zur Kalibrierung der Schichtdickenmessung mit dem Georadar sowie zur Gewinnung von Proben für die Festigkeitsuntersuchungen
- Statistische Auswertung von Dicken, Spaltzug- und Druckfestigkeiten
- Ermüdungsversuche Spaltzugfestigkeit, der angestrebte Prüfumfang geht aus der nachfolgenden Tabelle hervor. Er ist abhängig von den Proben und dem Prüfverlauf, da mit hohen Lastwechselzahlen wenig Erfahrungen vorliegen.

	Oberlast	80%	70%	60%	50%
Strecke 4	4 Proben	1 Mio. LW	2 Mio. LW	10 Mio. LW	50 Mio. LW

- Die Ermüdungsversuche Spaltzugfestigkeit schließen mit der gezielten Ermittlung der statischen Bruchlast nach Aufbringen der gewünschten Lastwechselzahl ab.
- Die zu kalkulierende Nacherhärtung des Betons erfolgt über die statischen Versuche im Vergleich zu den Werten der ursprünglichen Kontrollprüfung.
- Es werden der Vorschädigungsgrad (visuelle Begehung und ZEB), die Lagerungsbedingungen (FWD und Georadar), die Nacherhärtung des Deckenbetons und die Ermüdungsfunktion bestimmt.
- Die Plausibilitätsprüfung erfolgt über die Nachrechnung mit der tatsächlichen Verkehrsbelastung nach dem Verfahren der [RDO Beton 09] ggf. unter Berücksichtigung der Erkenntnisse aus [FE 04.0218/2008/ARB].

- Anhand der Vorschädigung wird eine Ausfallrate ermittelt und mit Hilfe der Erkenntnisse aus Lagerungsbedingung, Nacherhärtung und Ermüdungsfestigkeit eine Prognoserechnung erstellt, die die noch ertragbare B-Zahl bis zum wirtschaftlichen Nutzungsausfallzeitpunkt zum Ergebnis haben soll.
- Die so dokumentierte Strecke eignet sich hervorragend, um eine Langzeituntersuchung diesem Vorhaben folgen zu lassen, da alle Anfangswerte einer noch jungen Strecke vorliegen.

2 Grundlagen der Substanzbewertung

2.1 Ableitung des rechnerischen Verfahrens aus der Dimensionierung

Die Verfahrensweise einer vergleichenden Bewertung der Restsubstanz kann, wie gezeigt wird, aus den semiprobabilistischen / probabilistischen Dimensionierungsverfahren abgeleitet werden. Dabei sind deren Grundlagen und Bausteine zu spezifizieren und zu erweitern.

Die strukturelle Restsubstanz ist definiert als die Anzahl an Lastwechseln, die die Straßenbefestigung zum Bewertungszeitpunkt für festgelegte Verkehrs- und Temperaturprognosewerte bis zum Erreichen des Nutzungsausfallzeitpunktes noch ertragen kann. Der Begriff „Nutzungsausfallzeitpunkt“ kann wiederum definiert werden als Zeitpunkt für die Überschreitung eines Schwellenwertes für den Anteil der durch Überlastung ausgefallenen Platten.

Durch die Verwendung dieser Definitionen wird die strukturelle Substanz zu einer objektiv quantifizierbaren Größe, welche mit den Methoden der Ingenieurtechnik und der Mathematik aus den Substanzdaten der Fahrbahn berechnet werden kann.

Indem der Nutzungsausfallzeitpunkt auf den Anteil ausgefallener Platten bezogen wird, wird die Aufgabe der Berechnung der strukturellen Substanz zurückgeführt auf die Berechnung der Ausfallwahrscheinlichkeit der Einzelplatte für einen bestimmten Zeitraum.

Hierfür kann auf bekannte probabilistische Verfahren [FE 04.0218/2008/ARB] zurückgegriffen werden.

Geht man davon aus, dass die Tragfähigkeit der Betonplatte über die gesamte Nutzungsdauer konstant ist, also ein Einfluss aus Nacherhärtung, Ermüdung und äußeren Einflüssen nicht eintritt, so lässt sich die Grundidee für die Berechnung der Ausfallwahrscheinlichkeit wie folgt formulieren:

Eine Platte versagt nachdem sie X Belastungen überstanden hat nur dann, wenn die nächste Belastung größer ist als alle vorherigen. Also genügt es, die extreme Belastung zu betrachten. Die Wahrscheinlichkeiten für die extreme Belastung und die Widerstandsfähigkeit der Platte können mit mathematischen Verteilungsfunktionen beschrieben werden. Die mathematische Formulierung der Ausfallwahrscheinlichkeit ergibt sich damit zu:

$$P_F = 1 - \int_{-\infty}^{+\infty} F_{ex,y}^{(T)}(x) \cdot f_x(x) dx \quad (2.1)$$

P_F – Ausfallwahrscheinlichkeit der Platte im Zeitraum T

$F_{ex,y}^{(T)}$ – Verteilungsfunktion für die im Zeitraum T auftretende maximale Beanspruchung

f_x – Dichtefunktion für die Widerstandsfähigkeit der Platte

Mit elementaren mathematischen Umformungen [Riwe 2011] erhält man:

$$P_F = \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} f_x(x) \cdot f_{ex,y}^{(T)}(y) dx dy \quad (2.2)$$

$f_{ex,y}^{(T)}$ – Verteilungsfunktion für die im Zeitraum T auftretende maximale Beanspruchung

Berücksichtigt man auf der Widerstandsseite die Streuung der Betonfestigkeit und der Deckendicke und auf der Einwirkungsseite die Streuungen der Radlasten und Temperaturlasten, so ergibt sich ein Vierfachintegral:

$$P_F = \int_{g_{h,u}}^{g_{h,o}} \int_{g_{v,u}}^{g_{v,o}} \int_{g_{T,u}}^{g_{T,o}} \int_{g_{B,u}}^{\sigma(M_V+M_T)} f_T(w) \cdot f_h(z) \cdot f_B(y) \cdot f_V(x) dy dw dx dz \quad (2.3)$$

$f_h(z)$ – Dichtefunktion Deckendicke

$f_B(y)$ – Dichtefunktion Spaltzugfestigkeit

$f_T(w)$ – Dichtefunktion Temperaturgradient (Momentanwerte / Extremwerte)

$f_V(x)$ – Dichtefunktion Radlast (Momentanwerte / Extremwerte)

$g_{h,o}, g_{h,u}$ – Integrationsgrenzen Dicke

$g_{v,o}, g_{v,u}$ – Integrationsgrenzen Verkehrslast

$g_{T,o}, g_{T,u}$ – Integrationsgrenzen Temperaturbelastung

$g_{B,u}$ – untere Integrationsgrenze Betonfestigkeit

$\sigma(M_V+M_T)$ – Betonspannung als Funktion des Verkehrs- und Temperaturmomentes

Für die Berechnung der Spannungen / Momente können die Formeln aus den [RDO Beton 09] bzw. den vorangehenden Forschungsberichten [FE 04.194/2004/AGB], [FE 04.0218/2008/ARB] verwendet werden.

In [RDO Beton 09] ist die Überlagerung der Verteilungen von Festigkeit und Dicke noch nicht berücksichtigungsfähig. Ob die Berücksichtigung

weiterer Zufallsgrößen sinnvoll ist, ist gegenwärtig noch nicht geklärt. Im betreffenden Fall würde sich die Dimension des Integrals entsprechend erhöhen.

Die skizzierte Vorgehensweise unterstellt, dass die Widerstandsfähigkeit der Platte im Laufe der Nutzung unverändert bleibt. Dies ist – vorrangig infolge Ermüdung einerseits und Nacherhärtung andererseits – natürlich nicht zutreffend (siehe auch Abschnitte 2.6 und 3).

Gegenstand dieses Forschungsberichtes ist die möglichst präzise Bestimmung des zeitlichen Verlaufs der Betonfestigkeit unter Berücksichtigung der Ermüdung und der Nacherhärtung. Das konkrete Ergebnis für die Berechnung der strukturellen Substanz besteht in der Präzisierung der Parameter für die Dichtefunktion der Spaltzugfestigkeit, welche in Gleichung 2.3 verwendet wird. Die gegenwärtige Lösung bei der Restsubstanzermittlung besteht darin, jeweils den ungünstigsten Wert der Betonfestigkeit zu verwenden und so eine obere Grenze für die Ausfallwahrscheinlichkeit zu berechnen.

2.2 Verfahren der rechnerischen Substanzbewertung

Das grundsätzliche Vorgehen bei der Ermittlung der strukturellen Substanz gestaltet sich so, dass zunächst alle relevanten Daten zum zu bewertenden Fahrbahnabschnitt gesammelt bzw. ermittelt werden. Diese entstehende Datenbasis bildet die Grundlage für die Berechnungen nach dem oben beschriebenen Verfahren. Außerdem ist vor Ort der aktuelle Schädigungsgrad, also der Anteil ausgefallener Platten zu ermitteln. Dieser Wert dient zur Kalibrierung des Berechnungsverfahrens. Mit dem so kalibrierten Verfahren können die Ausfallraten für beliebige Prognosezeiträume berechnet werden. Durch systematische Iteration werden die strukturelle Substanz und damit der Nutzungsausfallzeitpunkt bestimmt.

Die Bestandsdaten können aus unterschiedlichen Quellen gewonnen werden. Prinzipiell ist es notwendig, vorhandene Daten aus Planungs- und Bestandsunterlagen durch Messungen sinnvoll zu ergänzen. Art und Umfang der ergänzenden Untersuchungen sind jeweils für den konkreten Fall festzulegen. Für die korrekte Synthese der Informationen aus den vorhandenen Daten und den ergänzenden Untersuchungen kann die Bayes-Statistik genutzt werden. Für die Definition der Verteilungsfunktionen kann [FE 04.0218/2008/ARB] herangezogen werden. Mit den so gewonnenen Eingangsgrößen ist das Integral für die Berechnung der Ausfallwahrscheinlichkeit (Gleichung 2.3) zu lösen.

Als Bezugszeitraum wird zunächst die Zeitspanne von der Verkehrsfreigabe bis zum Bewertungszeitpunkt angesetzt. Die so berechnete Ausfallrate wird mit dem vor Ort tatsächlich vorgefundenen Schädigungsgrad verglichen. Durch Einführung eines Kalibrierungsfaktors werden diese beiden Werte in Übereinstimmung gebracht. Die Berechnung der Ausfallwahrscheinlichkeit für die Prognosezeiträume erfolgt mit dem kalibrierten Verfahren.

Das probabilistische Berechnungsverfahren für die Ermittlung der strukturellen Substanz benutzt zwar die gleichen mathematischen Methoden wie sie auch für die rechnerische Dimensionierung verwendet werden können [FE 04.0218/2008/ARB], es gibt aber trotzdem grundsätzliche Unterschiede. Bei der rechnerischen Dimensionierung besteht das Ziel darin, eine tragfähige und dauerhafte Betondecke zu planen. Die berechnete Ausfallwahrscheinlichkeit dient zwar als zentrales Maß für die Quantifizierung des Dimensionierungszieles, ist dort aber nur ein Mittel zum Zweck. Das Dimensionierungsverfahren wird am erfahrungsgemäß ausreichenden Standard für die Deckendicke mit Hilfe einer operativen Ausfallrate kalibriert. Durch die Gestaltung der Nachweisformate kann das Dimensionierungsergebnis hinsichtlich besonderer Forderungen beeinflusst werden. Unsicherheiten in der Dimensionierung können durch Teilsicherheitsfaktoren abgedeckt werden. Im Zweifel bleibt man auf der sicheren Seite.

Für die Substanzbewertung dagegen ist es entscheidend, die Ausfallwahrscheinlichkeit hinreichend genau zu bestimmen. Sie ist hier nicht Mittel zum Zweck, sondern selbst der entscheidende Wert.

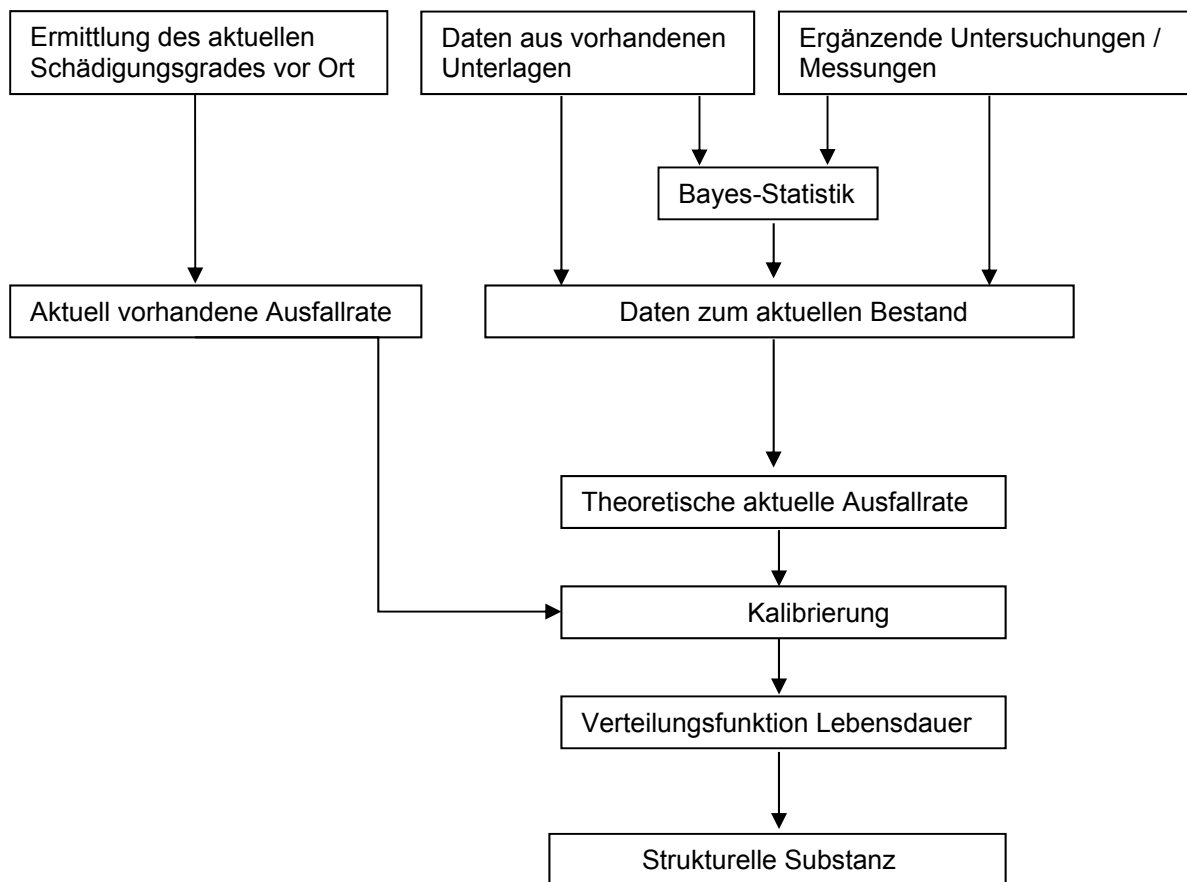


Bild 2.1: Prinzipieller Ablauf der Substanzbewertung

2.3 Eingangsgrößen in die rechnerische Substanzbewertung

Für die Berechnung der strukturellen Substanz sind die gleichen Parameter zu berücksichtigen, welche für die rechnerische Dimensionierung [RDO Beton 09] verwendet werden.

Von besonderer Bedeutung ist die zutreffende Beschreibung der Entwicklung der Parameterwerte, welche einer zeitlichen Veränderung unterliegen. Es sind dies:

- die Ebenheit der Oberfläche (Stoßfaktor)
- die Eigenschaften der Unterlage (Lagerungsfaktor)
- die Betonfestigkeit (Ermüdungs-, Nacherhärtungsfunktionen).

Die vorliegende Arbeit beschäftigt sich mit der zeitlichen Entwicklung der Betonfestigkeit, welche durch die beiden gegenläufigen Prozesse Ermüdung und Nacherhärtung gekennzeichnet ist.

2.4 Zugfestigkeit des Betons

2.4.1 Materialverhalten unter Zugbeanspruchung

Für die Berechnung der Spannungen in der Betonplatte wird die folgende allgemeine Beziehung verwendet:

$$\sigma = \frac{M}{W} \quad (2.4)$$

M – Biegemoment infolge Belastung

W – Widerstandsmoment des Betonquerschnittes

σ – Betonspannung

Die so errechnete Spannung ist die Betonspannung an der Ober- bzw. Unterseite der Platte. Weil die Zugfestigkeit des Betons immer deutlich niedriger ist als die Druckfestigkeit, ist für die Tragfähigkeit der Platte nur die Zugspannung interessant.

Die Arbeitslinie des Betons beim Zugbruch ist in Bild 2.2 dargestellt.

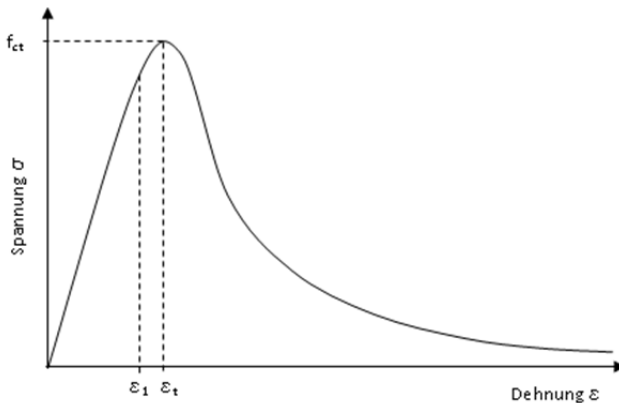


Bild 2.2: Arbeitslinie des Betons unter Zugbeanspruchung

Das Materialverhalten ist bei ansteigender Zugspannung zunächst nahezu ideal elastisch (Bereich $\varepsilon < \varepsilon_1$). Einzelne vorhandene Mikrorisse sind zufällig im Material verteilt. Es folgt ein kleiner Bereich mit plastischen Verformungsanteilen ($\varepsilon_1 < \varepsilon < \varepsilon_t$). Am Punkt $\varepsilon = \varepsilon_t$ ist die maximal aufnehmbare Spannung erreicht. Diese entspricht damit der Zugfestigkeit. Es bildet sich eine Zone mit erhöhter Mikrorisskonzentration aus (Bruchprozesszone). Einzelne Mikrorisse wachsen ineinander. In der Folge kommt es zu Makrorissen und schließlich zum vollständigen Versagen.

Der scharfe Abfall der Spannungs-Dehnungslinie nach der Rissinitialisierung ($\varepsilon = \varepsilon_t$) weist auf ein sprödes Materialverhalten beim Bruch hin. Es kommt aber nicht sofort zum vollständigen Versagen, sondern es gibt einen ausgeprägten Entfestigungsbereich ($\varepsilon > \varepsilon_t$), d.h. auch nach der Erstrissbildung ist noch eine Resttragfähigkeit vorhanden.

Dieses Materialverhalten bei der Rissbildung führt zu verschiedenen Schwierigkeiten bei der Bestimmung der Zugfestigkeit als Materialparameter.

2.4.2 Der Maßstabseffekt

Es ist seit langem bekannt, dass die in einem Laborversuch ermittelte Zugfestigkeit einer Betonprobe von der Größe des Prüfkörpers abhängt. Die durch die Prüfkörpergröße bedingten Unterschiede im Messergebnis können 100% und mehr betragen [OZ 1995]. In den für den Straßenbau relevanten Größenbereichen liegt die mögliche Abweichung bei etwa 25% [BONZ 1965].

Dieser Maßstabseffekt wurde traditionell darauf zurückgeführt, dass die unter Abschnitt 2.4.1 beschriebene Mikrorisskonzentration am Beginn der Rissbildung von einer vorhandenen Schwachstelle im Beton ausgeht. Je größer das unter Zugspannung stehende Probekörpervolumen ist, desto größer ist die Wahrscheinlichkeit für das

Vorhandensein einer besonders ausgeprägten Schwachstelle. Das Bruchverhalten lässt sich also entsprechend der Spröbruchtheorie mit wahrscheinlichkeitstheoretischen Methoden (Weibullverteilung) beschreiben.

In den 1980-er Jahren wurde nachgewiesen, dass diese Erklärung nicht ausreicht, weil der Beton kein rein sprödes Bruchverhalten zeigt (siehe Abschnitt 2.4.1). Von Bazant ([BAZ 1992], [BAZ 2000]) wurde der Maßstabseffekt mit dem Methoden der Bruchmechanik erklärt.

Nach gegenwärtigem Erkenntnisstand liegt die Hauptursache für den Maßstabseffekt in den bruchmechanischen Zusammenhängen. Die statistische Verteilung von Schwachstellen im Material, technologisch bedingte Effekte und Eigenspannungen sind ebenfalls relevant, spielen aber eine untergeordnete Rolle.

Eine gegenläufige Aussage hat sich daher scheinbar nach [ROES 2006] anhand von Plattenversuchen ergeben.

2.4.3 Prüfmethode zur Ermittlung der Betonzugfestigkeit

Die naheliegende Methode zur Ermittlung der Zugfestigkeit des Betons besteht darin, einen Probekörper mit einer Zugkraft bis zum Bruch zu belasten und die maximal aufgenommene Spannung als Quotient aus Zugkraft und Probekörperquerschnitt zu berechnen. Der so gewonnene Festigkeitswert wird als zentrische Zugfestigkeit bezeichnet.

Der zentrische Zugversuch ist wenig praktikabel, weil es schwer ist, unplanmäßige Biegespannungen, sowie Spannungskonzentrationen an den Einspannstellen auszuschließen. Die Messungen sind infolge dessen aufwendig und die Ergebnisse sind wenig vertrauenswürdig. Darüber hinaus würde bei der Prüfung von Bohrkernen die Zugfestigkeit quer zur auftretenden Zugspannung bestimmt. Der zentrische Zugversuch hat deshalb keine baupraktische Bedeutung.

Besser anwendbar ist die indirekte Bestimmung der Zugfestigkeit durch einen Biegeversuch. Die Betonspannung ergibt sich hier als Quotient aus dem aufgetragenen Biegemoment und dem Widerstandsmoment des Querschnittes.

Nach [DIN EN 12390-5] wird die Biegezugfestigkeit in Deutschland an Betonbalken mit den Abmessungen 15 cm x 15 cm x 70 cm durchgeführt. Die Stützweite im Biegeversuch beträgt 60 cm. In den [TP-Beton] wird eine Mindestlänge der Prüfkörper von 525mm vorgeschrieben und im Weiteren auf die DIN verwiesen. Bonzel [BONZ 1965] wies bereits darauf hin, dass bei derart

kurzen Prüfkörpern die Anwendungsgrenzen der klassischen Biegetheorie (Schlankheit > 10) nicht eingehalten sind. Die Spannung müsste mit der erweiterten Biegetheorie nach Timoshenko berechnet werden. Das ist allerdings komplizierter und setzt die Kenntnis eines weiteren Materialparameters (Schubmodul) voraus.

Der Biegeversuch wird mit einer einzelnen Punktlast in Balkenmitte (3-Punkt-Versuch) oder mit 2 Lasten, jeweils in den Drittpunkten (4-Punkt-Versuch) ausgeführt. Der 3-Punkt-Versuch führt zu 10%-20% höheren Festigkeitswerten. Dieser Unterschied lässt sich gut mit dem oben beschriebenen statistischen Maßstabseffekt erklären. Beim 3-Punkt-Versuch ist die Maximalspannung nur in Trägermitte vorhanden, beim 4-Punkt-Versuch dagegen auf einem Drittel der Stützweite. Dadurch erhöht sich die Wahrscheinlichkeit, dass die Maximalspannung auf eine Schwachstelle im Beton trifft. Trotz der beschriebenen Probleme findet der Biegeversuch – i.d.R. als 4-Punkt-Versuch – vielfache Anwendung in der internationalen Prüfpraxis. Auch die [DIN EN 12390-5] schreibt den 4-Punkt-Versuch vor.

Für die Durchführung des zentrischen Zugversuchs wie auch des Biegezugversuchs ist es notwendig, balkenförmige Prüfkörper herzustellen. Dies ist relativ aufwendig. Gleiches gilt für die Handhabung der Prüfkörper im Labor. Eine Prüfung von Betonproben aus bereits vorhandenen Fahrbahnen ist mit diesen Methoden nahezu unmöglich. Deshalb wurde in den 1940-er Jahren in Brasilien und Japan der Spaltzugversuch entwickelt.

Der Spaltzugversuch wird mit den geringsten Störeinflüssen an zylindrischen Probekörpern durchgeführt. Das eröffnet die Möglichkeit, auch Bohrkerne zu verwenden. Damit ist der Spaltzugversuch auch geeignet für die Prüfung bestehender Fahrbahndecken.

Die Versuchsanordnung für den Spaltzugversuch ist in Abschnitt 3.4 und 4.4 beschrieben.

Die theoretischen Grundlagen für den Spaltzugversuch gehen auf Hertz und Föppl zurück. Es kann gezeigt werden, dass der Zugbruch in Zylindermitte auftritt. Hier herrscht unter der Prüflast ein 2-dimensionaler Spannungszustand mit einem Spannungsverhältnis von 1/-3. Die Druckspannung ist dreimal so hoch wie die senkrecht dazu wirkende Zugspannung. Diese Konstellation führt zu einer prüftechnischen Abnahme der Zugfestigkeit. Nach [MAL 2010] vermindert sich die Zugfestigkeit bei normalfestem Beton durch die zweidimensionale Belastung auf 90% der Zugfestigkeit bei einachsiger Belastung. Für höhere Betonklassen kann sich dieser Effekt noch verstärken.

Bei allen drei Versuchsanordnungen tritt der oben beschriebene Maßstabseffekt auf. Darüber hinaus spielen auch weitere Details der Versuchsgestaltung eine Rolle, wie z.B. die Belastungsgeschwindigkeit, die Breite der Lasteintragungsfläche, die Gestaltung der Auflagerflächen u.a.. Deshalb ist es praktisch nicht möglich, eine exakte Umrechnungsformel für die Ergebnisse aus verschiedenen Versuchsanordnungen anzugeben.

In der Literatur findet man verschiedene Umrechnungs-Ansätze, welche aus den beschriebenen Gründen nur mit einer dem Ingenieur angemessenen Skepsis zu benutzen sind. Für die Bewertung der Restsubstanz ist es in jedem Fall besser die Spaltzugfestigkeit direkt durch Spaltzugprüfungen zu bestimmen.

Im MC90 wird folgende Formel für die Umrechnung zwischen zentrischer Zugfestigkeit und Spaltzugfestigkeit angegeben:

$$f_{ctm.ZZ} = 0,9 \cdot f_{ctm.SZ} \quad (2.5)$$

$f_{ctm.ZZ}$ – mittlere zentrische Zugfestigkeit

$f_{ctm.SZ}$ – mittlere Spaltzugfestigkeit

Die Formel widerspricht offensichtlich der Theorie, welche infolge der zweiachsigen Belastungen eine niedrigere Zugfestigkeit im Spaltzugversuch voraussagt. Die Ursache ist vor allem in den schon beschriebenen Schwierigkeiten zu sehen, welche sich bei der praktischen Durchführung zentrischer Zugversuche ergeben. Unplanmäßige Spannungskonzentrationen und Biegungen führen zwangsläufig zu kleineren ermittelten Festigkeitswerten. Der Maßstabseffekt dürfte ebenfalls eine Rolle spielen.

Für die Umrechnung zwischen zentrischer Zugfestigkeit und Biegezugfestigkeit gibt der MC90 eine detailliertere Formel an, welche auch den Maßstabseffekt berücksichtigt:

$$f_{ctm.ZZ} = f_{ctm.BZ} \cdot \frac{\alpha_{fl} \cdot \frac{h_b^{0,7}}{h_0}}{1 + \alpha_{fl} \cdot \frac{h_b^{0,7}}{h_0}} \quad (2.6)$$

$f_{ctm.BZ}$ – mittlere Biegezugfestigkeit

h_0 – Bezugshöhe Balken, $h_0=10\text{cm}$

h_b – Balkenhöhe

α_{fl} – Beiwert zu Berücksichtigung der Bruchenergie, $\alpha_{fl}=1,5$

In [BEKA 1999] werden folgende Richtwerte für die Verhältnisse zwischen Biegezug und Spaltzug angegeben:

Biegezugfestigkeit [N/mm ²]	Zugehöriger Bereich der Spaltzugfestigkeit [N/mm ²]	Mittlerer Verhältniswert Biegezug- zu Spaltzugfestigkeit
1,0	0,4... 0,7	2,0
2,0	0,8... 1,4	1,9
3,0	1,2... 2,3	1,8
4,0	1,6... 3,2	1,6
5,0	2,1... 4,1	1,6
6,0	2,7... 5,1	1,5

Tabelle 2.1: Richtwerte für Verhältnisse zwischen Biegezug und Spaltzug

Nach derzeitigem Erkenntnisstand ist es nicht möglich, eine exakte Beziehung zwischen den im Laborversuch ermittelten Festigkeitswerten und der Festigkeit einer realen Fahrbahnplatte anzugeben. Roesler [ROES 2006] berichtet, dass die Tragfähigkeit einer auf Biegung beanspruchten Fahrbahnplatte deutlich höher ist, als sie auf Grund der im Laborversuch am Balken ermittelten Zugfestigkeit des Betons sein müsste. Die Ursache dürfte in der kontinuierlichen Lagerung der Platte in Verbindung mit dem spezifischen Bruchverhalten des Betons (siehe Bild 2.2) liegen. Weil es nach dem Erreichen der Zugfestigkeit des Betons nicht sofort zum vollständigen Versagen kommt, können sich durch Spannungsumlagerungen im Entfestigungsbereich neue Gleichgewichtszustände bilden.

Weil eine Korrelation zwischen den Festigkeitswerten im Laborversuch und den Festigkeitswerten der Fahrbahnplatten unterstellt werden kann, ist es trotz der Abweichungen möglich, die Ergebnisse aus Laborversuchen für die Berechnung der Betondecke zu verwenden. Da eine Zugfestigkeit an Bohrkernen (in situ) und an Laborprobekörpern mit gleicher Prüfmethode ermittelt werden kann, so ist zurzeit die Spaltzugfestigkeitsprüfung die einzige Prüfmethode, mit der das praktisch möglich ist. Die Prüfung der Spaltzugfestigkeit hat sich als Vergleichsgröße für die Zugfestigkeit bewährt, da die Größenordnung der Prüfergebnisse der Zugfestigkeit nahe kommen und sehr gut statistisch absicherbar sind. Da alle anderen Umrechnungen in die Zugfestigkeit, sowie deren Ermittlung unsicher sind, wurde die Spaltzugfestigkeit direkt als Eingangsgröße in die Dimensionierung und künftig auch für die Bewertung der Restsubstanz eingeführt. Voraussetzung ist in jedem Fall eine Kalibrierung des Berechnungsverfahrens.

2.5 Festigkeitsentwicklung des Betons

Die Betonerhärtung ist ein komplexer Prozess und hängt u.a. von der Zementart und -festigkeitsklasse, dem w/z-Wert, der Nachbehandlung und der Erhärtungstemperatur ab (siehe 3.1).

In früheren Jahren übliche Zemente zeigten ein ausgeprägtes Nacherhärtungsverhalten, welches noch jahrzehntelang zu Festigkeitssteigerungen führte. Das Nacherhärtungspotential konnte dabei 100% der Normfestigkeit und mehr betragen – siehe auch Betonfestigkeit der Autobahnen der 30er Jahre des 20sten Jahrhunderts.

Modernere Zemente dagegen erreichen insbesondere infolge der höheren Mahlfeinheit eine hohe Frühfestigkeit. Die Nacherhärtung fällt entsprechend geringer aus. Von welchem Nacherhärtungspotential gesichert ausgegangen werden kann, ist derzeit nicht bekannt. Ebenfalls ist nicht bekannt, wie sich die Nacherhärtungsverläufe der Druck- und Zugfestigkeit voneinander unterscheiden.

2.6 Ermüdungsfestigkeit des Betons

2.6.1 Ursachen und theoretische Beschreibung der Betonermüdung

Eindeutige Ursachen für die Betonermüdung können nach derzeitigem Erkenntnisstand nicht angegeben werden. Gängige Hypothesen gehen von einem Zusammenhang mit den viskosen Materialeigenschaften des Betons aus. Auf Mikro- und Mesoebene ist unter wiederholter Belastung (Spannung) die Verschiebung und Verkantung kleinster Partikel vorstellbar, welche zu lokalen Spannungsspitzen und damit verbundenen Schädigungen führen. Die Materialermüdung ist dann das Resultat der Akkumulation dieser Schäden.

Zu beobachten ist die schrittweise Lockerung des Verbundes der Zuschlagkörner mit dem Zementstein bzw. die schrittweisen Vergrößerung vorhandener Mikrorisse [KEKRA 2002]. Das Zusammenwachsen der Mikrorisse führt zur Entstehung sichtbarer Makrorisse, welche zu einer deutlichen Schwächung des Materials führen. In der Folge wächst die Beanspruchung im intakten Restquerschnitt und das Risswachstum wird beschleunigt und führt schließlich zum Versagen.

Klassische Ermüdungskurven (Wöhlerlinien) geben Auskunft über die Anzahl der Lastwechsel, welche ein Material bei einem bestimmten Belastungsniveau erträgt. Diese werden aus

Ermüdungsversuchen abgeleitet, in denen der Belastungsvorgang bis zum Bruch wiederholt wird.

Wie sich die Materialparameter im Verlauf des Ermüdungsprozesses entwickeln, lässt sich aus den so gewonnenen Formeln jedoch nicht ablesen. Die oben beschriebenen mechanischen Vorstellungen über den Ermüdungsverlauf lassen vermuten, dass die Festigkeit des Materials im Verlauf der Ermüdung kontinuierlich abnimmt. Im Zusammenhang mit der Bewertung der strukturellen Substanz ist es von besonderem Interesse den Zusammenhang zwischen der Anzahl der ertragenen Lastwechsel und der verbliebenen Restfestigkeit des Betons zu kennen. Die entsprechende Funktion wird als Degradationskurve bezeichnet.

Um die Entwicklung der Zugfestigkeit im Laufe des Ermüdungsprozesses zu beschreiben, ist es nützlich, den Ermüdungsvorgang zunächst im Rahmen einer Theorie zu modellieren. Die Mittel der klassischen Festigkeitslehre auf Makroebene sind dafür nicht geeignet. Diese geht davon aus, dass ein Belastungszustand im elastischen Bereich vollständig reversibel ist, also keinerlei Spuren im Material hinterlässt. Eine Materialermüdung wäre somit nicht möglich.

Grundlage für eine theoretische Beschreibung des Ermüdungsvorganges ist die Bruchmechanik. Im Rahmen dieser Theorie werden energetische Betrachtungen über die Rissentwicklung angestellt. Jedes Risswachstum geht einher mit der Bildung einer neuen Oberfläche. Dies erfordert ein bestimmtes Maß an Oberflächenenergie. Diese wird in Relation zu der beim Risswachstum frei werdenden Energie durch Materialentspannung gesetzt. Die freigesetzte Energie wächst mit der Größe des Risses und erreicht bei einer bestimmten Risslänge (und Risstiefe) die Größe der für den Rissfortschritt notwendigen Oberflächenenergie. Ab diesem Moment ist für das Risswachstum keine Energiezufuhr von außen mehr nötig. Das Risswachstum wird instabil. Auf Grundlage dieser Zusammenhänge ist es möglich, die Anzahl der Lastwechsel bis zur kritischen Risslänge zu bestimmen.

Die existierenden theoretischen Modelle für die Betonermüdung beschäftigen sich überwiegend mit der Berechnung der Lastwechselzahl, welche zum Bruch führt. Kessler-Kramer [KEKRA 2002] entwickelte aber bereits ein Berechnungsverfahren, mit dem die Entwicklung der Betonparameter auf der Grundlage eines rheologisch-statistischen Materialmodells möglich wird. Die experimentelle Überprüfung des Verfahrens erfolgte allerdings mit relativ hohen Lastniveaus und entsprechend kleinen Lastwechselzahlen. Das Verfahren von Pfanner [PFA 2003] erlaubt die Berechnung der

Ermüdungsfestigkeit des Betons auf der Grundlage eines Energieansatzes. Hierzu liegen keinerlei empirische Untersuchungen vor, um die Berechnungsergebnisse zu verifizieren.

2.6.2 Vorhandene empirische Ergebnisse

Die vorliegenden empirischen Untersuchungen zur Betonermüdung befassen sich fast alle mit der Ermittlung der kritischen Lastwechselzahl, die zum Bruch führt. Die Ergebnisse werden dargestellt in einer Gleichung, welche die allgemeine Form hat:

$$\log N_f = A + B \cdot \frac{\sigma_{\max}}{f_{ct}} \quad (2.7)$$

A, B freie Parameter

N_f Anzahl der Lastwechsel bis zum Bruch

σ_{\max} maximale Spannung bei Erreichen der kritischen Lastwechselzahl N_f

f_{ct} Betonzugfestigkeit vor dem Ermüdungsbeginn

Entsprechende Ermüdungsgesetze haben in vielen Ländern Eingang in die nationalen Normen gefunden. Rens, Henriët und van Cauwelaert [RE/HE/CA 2006] liefern eine Zusammenstellung der international gebräuchlichen Ermüdungsgesetze dieser Form. Dabei zeigen sich enorme Abweichungen. Die Autoren merken an, dass den nationalen Ermüdungsgesetzen folgend die belgischen Betonstraßen 3000-mal länger halten müssten als die französischen. Dieser Befund unterstreicht die Problematik der im Laborversuch ermittelten Zugfestigkeitswerte. Die Übernahme eines dieser nationalen Ermüdungsgesetze war daher nicht vertretbar.

Realistischere Werte sind bei Ermüdungsversuchen in Platten realer Größe zu erwarten.

Rens, Henriët und van Cauwelaert [RE/HE/CA 2006] haben Versuche an kreisrunden Platten mit 2,20 m Durchmesser angestellt. Im Ergebnis wurden die Parameter des Ermüdungsgesetzes (2.7) bestimmt zu $A = 11,0$ und $B = -10,6$. Roesler [ROES 2006] gewann aus einer Serie von Labor und in situ-Versuchen: $A = 6,27$ und $B = -3,04$.

Weil die betreffenden Versuche sehr aufwendig sind, wurden in keinem Fall ausreichende Stichprobengrößen und Lastwechselzahlen erreicht. Auch diese Ergebnisse können also für die Erreichung des Forschungsziels nicht angesetzt werden.

Interessant und als realistischer zu betrachten sind die von Kucera [KU 1962] an elastisch gebetteten Prüfkörpern unter Biegebeanspruchung ermittelten Ermüdungskurven im Vergleich mit den Ermüdungskurven unter

Spaltzugschwellbeanspruchung aus [WE/SCHU 2004]: Beide stimmen weitestgehend überein, wobei gezeigt werden konnte, dass bei beiden Prüfverfahren etwa die gleiche Lastwechselzahl bis zum Bruch bei dem jeweiligen relativen Belastungsniveau erreicht wird. In der Arbeit [WE/SCHU 2004] wurde dabei noch eine Differenzierung der Festigkeitsbereiche von Straßenbetonen berücksichtigt.

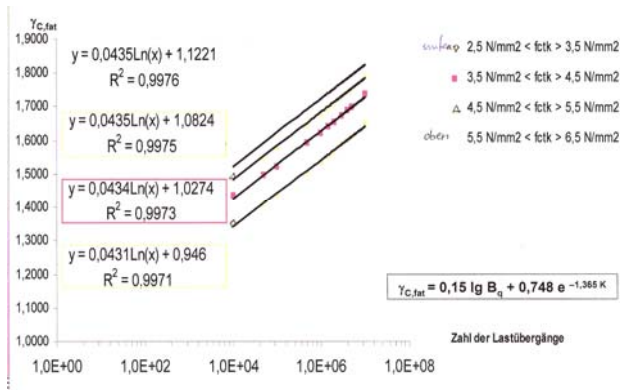


Bild 2.3: Ermüdungskurven Spaltzug, abgeleitet von Pfeifer aus [We/Schu 04]

Die auf [KU 1962] zurückgehenden Beziehungen sind dabei nahezu deckungsgleich mit der Regressionskurve für den Spaltzugfestigkeitsbereich 3,5...4,5 N/mm².

Insgesamt liegen für die Aufstellung einer Degradationskurve international nur sehr wenige Versuchsergebnisse vor. Auch sind die wenigen verfügbaren Ergebnisse sind nur sehr bedingt verwendbar. In der Regel waren die verwendeten Stichproben zu klein um verlässliche Resultate zu erzielen. Die realisierten Lastwechselzahlen liegen deutlich unterhalb des für den Straßenbau relevanten Bereichs. Die ermittelten Degradationskurven beziehen sich im Allgemeinen auf die Druckfestigkeit. Einzig die Untersuchungen von ZHANG und WU [ZHA 1997] sind von größerem Interesse. Auf diese Arbeit wird in Abschnitt 4.5.2 näher eingegangen.

Weil die entsprechenden Versuche außerordentlich aufwendig sind, ist davon auszugehen, dass sich realistische Ermüdungsgesetze nur durch eine Verbindung von empirischen Ergebnissen mit theoretischen Modellen gewinnen lassen. Die heranzuziehenden empirischen Werte sind dabei stets entsprechend ihrer Randbedingungen kritisch zu bewerten und einzuordnen. Ein Untersuchungsprogramm mit dem o.g. Ergebnisziel, speziell für die Spaltzugfestigkeit von Straßenbetonen, wurde im Rahmen dieses Forschungsprojekts aufgestellt – Einzelheiten und Ergebnisse sind in Abschnitt 4 dargestellt.

3 Statische Festigkeitsentwicklungen

3.1 Gegenstand und Ziel der Untersuchungen

Untersuchungen zur Festigkeitsentwicklung von Beton werden seit vielen Jahrzehnten durchgeführt. Dabei handelte es sich zumeist um Druckfestigkeitsprüfungen und in einem wesentlich geringeren Maß um Biegezugfestigkeitsprüfungen. Spaltzugfestigkeiten wurden noch seltener geprüft. Die meisten Versuchsreihen endeten nach 60 Tagen.

Aus den in der Literatur beschriebenen Untersuchungen kann entnommen werden, dass:

- a) die Festigkeitsentwicklung grundsätzlich nach 60 Tagen nicht abgeschlossen ist,
- b) die Festigkeitsentwicklung der Druckfestigkeit, der Biegezugfestigkeit und der Spaltzugfestigkeit unterschiedlich verläuft,
- c) die Festigkeitsentwicklung abhängig ist von der gewählten Zementart und -festigkeitsklasse sowie dem Wasser-Zement-Wert,
- d) die Festigkeitsentwicklung abhängig ist von der Betonzusammensetzung (verwendete Gesteinskörnungen und deren Sieblinie, verwendete Zusatzmittel und deren Kombination untereinander sowie mit dem verwendeten Zement),
- e) die Festigkeitsentwicklung abhängig ist von der Einbautechnologie (Verdichtung etc.),
- f) die Festigkeitsentwicklung abhängig ist von der Art und Intensität der Nachbehandlung,
- g) die Festigkeitsentwicklung letztlich abhängig ist von dem Temperaturverlauf während der Erhärtung und insbesondere auch in den ersten 60 Tagen nach Herstellung.

Die nachfolgend beschriebenen Untersuchungen sollen sich ausschließlich auf Straßenbetone beziehen, die in den letzten 15 Jahren in Deutschland eingesetzt wurden bzw. künftig verstärkt eingesetzt werden. Dieser Ansatz gewährleistet, dass eine Substanzbewertung derzeit bestehender und in naher Zukunft gebauter Strecken abgeleitet werden kann.

Für diese neueren Betone ist die Festigkeitsentwicklung, die über 60 Tage hinausgeht, weitestgehend unbekannt. Dabei beeinflussen der eingesetzte Zement und der Wasser-Zement-Wert die Entwicklung maßgeblich. Aufgrund dieser Tatsache ist es möglich, Kurven

der Festigkeitsentwicklung des Betons aus Versuchen mit Zementmörtelprismen abzuschätzen und die Zahl der statischen Betonversuche zu begrenzen.

Die zeitliche Koordination der wiederholten statischen Betonversuche mit den Ermüdungsversuchen (siehe Punkt 4) eröffnet die Möglichkeit, die Festigkeitsentwicklung des Betons aus Langzeitermüdungsversuchen zu interpretieren.

3.2 Vorgehensweise im Versuchsprogramm

Da die Festigkeitsentwicklung von Betonen wesentlich von c) aus Abschnitt 3.1 abhängig ist, wurden für die Laborversuche die Einflüsse aus e), f) und g) konstant gehalten. Bezüglich des Punktes d) wurden jeweils eine konstante Sieblinie für einen Oberbeton und einen Unterbeton gewählt und gleiche Gesteinskörnungen verwendet. Die versuchstechnisch zu erwartende Festigkeitsentwicklung differiert daher nur nach der verwendeten Zementsorte und über die Zeit. Im Forschungsprojekt wurde somit das folgende Programm vorgesehen:

- An Zementmörtelprismen wurden Druck- und Biegezugversuche nach [DIN EN 196-1] sowie Spaltzugversuche zu verschiedenen Prüfzeitpunkten (nach 2, 7, 28, 60, 120, 180 und 360 Tagen) durchgeführt. Aus 6 ausgewählten verschiedenen Zementen wurden jeweils 6 Proben für jeden Prüfzeitpunkt hergestellt.
- Für zwei der 6 ausgewählten Zemente (CEM I 42,5 N (Werk B) und CEM II/B-S 42,5 N) wurden jeweils ein Ober- und Unterbeton hergestellt. Diese vier Betone wurden jeweils nach 7, 28, 60, 120, 180 und 360 Tagen statisch auf Druck- und Spaltzugfestigkeit geprüft. Für jeden Prüfzeitpunkt wurden 6 Proben verwendet. Die Proben wurden nach 7 Tagen Nasslagerung trocken gelagert und dann geprüft, da die parallel angesetzten dynamischen Prüfungen nur im trockenen Zustand erfolgen konnten und somit vergleichbare Bedingungen hergestellt werden sollten. Für die statischen Prüfungen nach 28 und 360 Tagen wurden zusätzlich jeweils 6 Probekörper der Betone nass gelagert und zu den entsprechenden Zeitpunkten demzufolge als Doppelserien geprüft. Dieses Vorgehen ist begründet auf der in den [AL Sp-Beton 06] vorgesehenen Wasserlagerung der Laborprüfkörper bis zur Prüfung.
- Für die dynamischen Prüfungen wurden jeweils 6 Probekörper des Ober- und Unterbetons mit dem CEM I 42,5 N (Werk B) hergestellt.

- Sowohl für die statischen als auch für die dynamischen Versuche wurden Probekörper zur Reserve hergestellt. Pro Prüfalter und Beton wurden für die statischen Versuche jeweils ein Probekörper und für die dynamischen Versuche jeweils 3 Probekörper je Beton als Reserve vorgehalten.

Zementart (CEM I, CEM II, CEM III) und Festigkeitsklasse (32,5 R, 42,5 N, 42,5 R) variiert.

- CEM I 32,5 R
- CEM I 42,5 N, Werk A
- CEM I 42,5 N, Werk B
- CEM I 42,5 R
- CEM II/B-S 42,5 N
- CEM III/A 42,5 N

3.3 Versuche an Zementmörtelprismen

3.3.1 Umfang der Untersuchungen

In dem Programm sollte die zeitliche Entwicklung der Druck- und Biegezugfestigkeit von Zementmörtelprismen unter Verwendung sechs aktueller Straßenbauzemente im Alter von 2, 7, 28, 60, 120, 180 und 360 Tagen nach [DIN EN 196-1] ermittelt werden. In der 2. Sitzung des Betreuungsausschusses wurde beschlossen, das Untersuchungsprogramm um einen Nachtrag zu erweitern. Zusätzlich sollte somit die Spaltzugfestigkeit an Zementmörtelwürfeln mit einer Kantenlänge von 40 mm zu den gleichen Prüfzeitpunkten bestimmt werden.

In Abstimmung mit dem Betreuungsausschuss wurden die folgenden sechs Fahrbahndeckenzemente ausgewählt. Dabei wurden

Von jedem der Zemente wurden der VDZ gGmbH von der ABE Bauprüf- und -beratungsgesellschaft mbH bis Anfang Dezember 2011 rd. 20 kg übersandt. Zur Charakterisierung der Zemente wurden die folgenden chemischen und physikalischen Zementkennwerte bestimmt:

- Wasseranspruch
- Erstarrungsbeginn
- Spez. Oberfläche nach Blaine
- chemische Analyse
- Na₂O-Äquivalent
- Hüttensandgehalt (2 Zemente)

Die Kennwerte sind in den Tabellen 3.1 und 3.2 zusammengestellt.

Kennwert		CEM I 32,5 R	CEM I 42,5 N Werk A	CEM I 42,5 N Werk B	CEM I 42,5 R	CEM II/B-S 42,5 N	CEM III/A 42,5 N
CO ₂	M.-%	1,66	1,90	1,18	1,71	1,12	2,65
Wasser		0,37	0,40	0,55	0,49	0,86	0,48
SiO ₂		21,26	20,24	20,46	22,59	24,10	24,88
Al ₂ O ₃		5,01	5,07	3,44	4,00	5,87	6,40
TiO ₂		0,27	0,28	0,20	0,21	0,34	0,50
P ₂ O ₅		0,19	0,34	0,04	0,34	0,16	0,11
Fe ₂ O ₃		1,68	2,76	4,38	1,89	1,83	1,89
Mn ₂ O ₃		0,05	0,05	0,05	0,05	0,09	0,10
MgO		0,97	1,19	1,18	0,78	3,16	5,55
CaO		65,18	64,96	65,05	63,95	57,72	52,54
SO ₃		2,61	2,69	2,99	3,21	3,33	2,96
K ₂ O		0,79	0,37	0,85	0,80	0,68	0,79
Na ₂ O		0,27	0,12	0,14	0,17	0,29	0,27
Na ₂ O-Äquiv.		0,79	0,36	0,70	0,70	0,74	0,79
Hüttensand- gehalt		-	-	-	-	28,4	42,3

Tabelle 3.1: Chemische Kennwerte der Zemente

Kennwert		CEM I 32,5 R	CEM I 42,5 N Werk A	CEM I 42,5 N Werk B	CEM I 42,5 R	CEM II/B-S 42,5 N	CEM III/A 42,5 N
Erstarrungs- beginn	Min.	160	190	190	185	160	205
Wasser- anspruch	%	26,5	25,0	24,5	28,5	28,0	31,5
Spez. Oberfläche nach Blaine	cm ² /g	2710	2840	2750	3070	4690	5120

Tabelle 3.2: Physikalische Kennwerte der Zemente

3.3.2 Herstellung, Lagerung und Prüfung der Zementmörtelprismen und -würfel

a) Zementmörtelprismen

Nach Eingang der Zemente wurden bis Januar 2012 mit jedem der sechs Zemente 42 Zementmörtelprismen (6 Prismen je Prüftermin, 7 Prüftermine) hergestellt. Entsprechend den Vorgaben der [DIN EN 196-1] wurden zur Herstellung von drei Prismen 450 g Zement, 225 g Wasser und 1350 g Normensand in einem Hobart-Mischer gemischt (Bild 3.1). Der Mörtel wurde in zwei Lagen in Stahlformen mit drei Fächern (Bild 3.2) mit Aufsetzkasten zur Herstellung von drei Prismen (4 x 4 x 16 cm³) gefüllt und auf einem Vibrationstisch 120 Sekunden verdichtet. Anschließend wurde der Aufsetzkasten entfernt und der überstehende Mörtel abgestrichen. Danach wurden die Stahlformen mit einer Glasplatte abgedeckt und bis zum Entformen 24 h in feuchter Luft (Temperatur (20,0 ± 1,0)°C, Luftfeuchte mindestens 90 %) gelagert. Nach dem Entformen wurden die Prüfkörper bis zur Prüfung in Plastikschaalen unter Wasser im Klimaraum 20/65 gelagert (Bild 3.3). Um ein Auslaugen der Prismen während der maximal einjährigen Wasserlagerung zu verhindern, wurde im Gegensatz zur sonst üblichen Standardlagerung mit 14-tägigem Wasserwechsel kein Wasserwechsel durchgeführt. Die Lagerung ohne Wasserwechsel bewirkt erfahrungsgemäß geringfügig höhere Druckfestigkeiten.

Zu jedem Prüftermin wurde zunächst die Biegezugfestigkeit des Prismas nach DIN EN 196-1 bestimmt (Bild 3.4). Anschließend wurde an den beiden Reststücken die Druckfestigkeit nach DIN EN 196-1 ermittelt (Bild 3.5). Je Prüftermin wurden somit sechs Biegezug- und zwölf Druckfestigkeiten ermittelt. Die Ergebnisse sind in den Tabellen 3.3 bis 3.8 zusammengestellt.

b) Zementmörtelwürfel

Mit jedem der sechs Zemente wurden 42 Zementmörtelwürfel (6 Würfel je Prüftermin, 7 Prüftermine) hergestellt. Anstatt der herkömmlichen Stahlformen (Bild 3.2) mit drei Fächern zur Herstellung von drei Prismen (4 x 4 x 16 cm³) wurden Stahlformen mit neun Fächern zur Herstellung von neun Würfeln mit 40 mm Kantenlänge verwendet (Bild 3.6).

Entsprechend der Vorgehensweise für die Herstellung von drei Prismen wurden für neun Würfel 450 g Zement, 225 g Wasser und 1350 g Normensand in einem Hobart-Mischer gemischt. Der Mörtel wurde in zwei Lagen in Stahlformen mit neun Fächern zur Herstellung von neun Würfeln (4 cm Kantenlänge) gefüllt und verdichtet. Anschließend wurden die Stahlformen mit einer Glasplatte abgedeckt und bis zum Entformen 24 h in feuchter Luft (Temperatur (20,0 ± 1,0)°C, Luftfeuchte mindestens 90 %) gelagert. Nach dem Entformen wurden die Prüfkörper bis zur Prüfung in Plastikschaalen unter Wasser im Klimaraum 20/65 gelagert. Um ein Auslaugen der Würfel zu verhindern, wurde während der Wasserlagerung kein Wasserwechsel durchgeführt.

Zu jedem Prüftermin wurde die Spaltzugfestigkeit von sechs Würfeln bestimmt (Bild 3.7 bis Bild 3.9). Die Würfel wurden so geprüft, dass die Lasteintragsfläche rechtwinklig zur Einfüllrichtung des Normmörtels lag. Da keine spezielle Zentriervorrichtung vorhanden war, musste eine außermittige Belastung der Probekörper auf andere Art vermieden werden. Hierzu wurden die Mittellinien von zwei gegenüberliegenden Seitenflächen der Würfel gekennzeichnet. Die Linien dienten dazu, den oberen und unteren Lastverteilungstreifen mittig zu positionieren. Die Lastverteilungstreifen wurden auf eine Breite von 1/10 der Höhe des Würfels begrenzt und bestanden entsprechend [DIN EN 12390-6] aus

Hartfaserstreifen (4 mm breit, 3 mm hoch und rd. 50 mm lang).

Die Prüfmaschine entsprach den Anforderungen der [DIN EN 12390-4] (Genauigkeitsklasse 1). Die Belastung wurde entsprechend [AL Sp-Beton 06] so gesteigert, dass die Spannung pro Sekunde um $0,05 \text{ N/mm}^2$ zunahm. Die Ergebnisse sind in den Tabellen 3.3 bis 3.8 zusammengestellt.



Bild 3.1: Mischen mit dem Hobart-Mischer



Bild 3.2: Prismenschalung



Bild 3.3: Wasserlagerung der Prismen auf Dreikantleisten in Plastikschalen im Klimaraum 20/65



Bild 3.4: Prüfung der Biegezugfestigkeit (Einzellast in Prismenmitte)

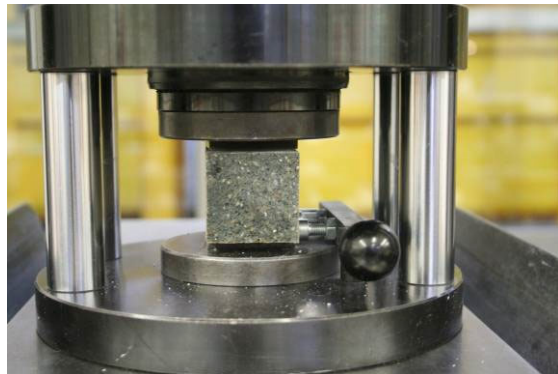


Bild 3.5: Prüfung der Druckfestigkeit (Reststücke der Biegezugprüfung)

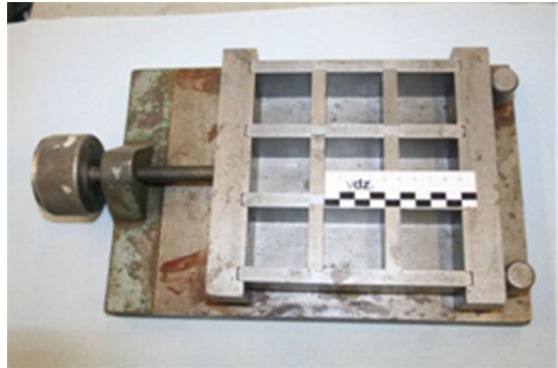


Bild 3.6: Würfelschalung zur Herstellung von 9 Würfeln mit 40 mm Kantenlänge



Bild 3.7: Prüfung der Spaltzugfestigkeit



Bild 3.8: Prüfung der Spaltzugfestigkeit

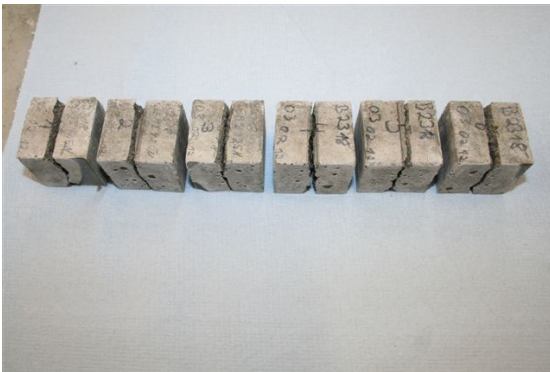


Bild 3.9: Probekörper nach Spaltzugprüfung

Biegezugfestigkeit in MPa in Abhängigkeit des Alters in Tagen								
Alter in Tagen		2	7	28	60	120	180	360
Biegezugfestigkeit Einzelwerte	1	4,51	7,05	7,97	8,17	7,99	8,19	8,65
	2	4,44	6,04	8,29	7,95	8,24	8,52	8,57
	3	4,33	6,48	7,67	8,29	7,92	8,40	7,77
	4	4,55	6,31	8,46	8,49	8,25	8,61	8,18
	5	4,59	6,19	8,09	7,96	7,94	7,86	8,65
	6	4,37	6,66	8,08	7,79	8,39	8,27	8,80
Mittelwert		4,47	6,45	8,09	8,11	8,12	8,31	8,44
Standardabweichung		0,10	0,36	0,27	0,26	0,20	0,27	0,39
Variationskoeffizient		2,24	5,58	3,34	3,21	2,46	3,25	4,62
Druckfestigkeit in MPa in Abhängigkeit des Alters in Tagen								
Alter in Tagen		2	7	28	60	120	180	360
Druckfestigkeit Einzelwerte	1a	23,1	39,8	49,4	56,4	59,1	61,3	61,3
	1b	22,4	39,3	49,4	54,8	57,7	60,5	63,4
	2a	22,8	37,3	51,6	55,1	56,5	59,8	62,4
	2b	22,8	37,8	50,7	56,1	57,3	60,6	62,4
	3a	23,5	38,6	51,2	56,6	58,8	57,6	63,4
	3b	23,9	38,1	50,1	56,8	56,2	59,0	63,2
	4a	22,8	37,6	52,6	56,8	57,3	58,9	63,4
	4b	22,1	38,4	50,8	56,2	59,3	59,9	62,5
	5a	22,7	36,9	51,9	56,4	57,6	57,9	63,5
	5b	21,3	38,5	51,8	55,5	56,4	59,5	64,9
	6a	21,6	36,7	52,4	56,5	57,6	59,7	63,6
	6b	22,3	37,6	53,1	56,5	58,1	62,1	62,6
Mittelwert		22,6	38,0	51,3	56,1	57,7	59,7	63,1
Standardabweichung		0,74	0,93	1,21	0,66	1,03	1,30	0,89
Variationskoeffizient		3,27	2,45	2,36	1,18	1,79	2,18	1,41
Spaltzugfestigkeit in MPa in Abhängigkeit des Alters in Tagen								
Alter in Tagen		2	7	28	60	120	180	360
Spaltzugfestigkeit Einzelwerte	1	2,20	3,05	3,48	4,55	4,86	4,85	4,99
	2	2,26	3,13	3,55	4,53	4,69	4,68	4,61
	3	2,33	3,51	3,93	4,54	4,81	4,79	4,65
	4	2,08	3,45	3,95	4,54	4,80	4,51	4,72
	5	2,17	3,31	3,58	4,47	4,40	4,77	4,88
	6	2,22	3,61	3,88	4,74	4,57	4,82	5,11
Mittelwert		2,21	3,34	3,73	4,56	4,69	4,74	4,83
Standardabweichung		0,08	0,22	0,20	0,09	0,18	0,13	0,20
Variationskoeffizient		3,61	6,59	5,36	1,97	3,84	2,74	4,14

Tabelle 3.3: Druck-, Biegezug- und Spaltzugfestigkeit des Mörtels bei Verwendung des CEM I 32,5 R

Biegezugfestigkeit in MPa in Abhängigkeit des Alters in Tagen								
Alter in Tagen		2	7	28	60	120	180	360
Biegezugfestigkeit Einzelwerte	1	3,83	7,00	8,83	9,47	9,47	9,21	9,52
	2	3,73	6,29	9,07	9,79	9,73	9,89	9,71
	3	3,73	6,69	9,55	9,47	9,85	10,13	9,69
	4	3,85	6,79	9,15	9,86	9,62	9,49	9,63
	5	3,50	6,39	9,23	9,46	9,23	9,56	10,15
	6	3,48	6,56	9,35	9,34	9,47	9,78	9,93
Mittelwert		3,69	6,62	9,20	9,57	9,56	9,68	9,77
Standardabweichung		0,16	0,26	0,25	0,21	0,22	0,32	0,23
Variationskoeffizient		4,34	3,93	2,72	2,19	2,30	3,31	2,35
Druckfestigkeit in MPa in Abhängigkeit des Alters in Tagen								
Alter in Tagen		2	7	28	60	120	180	360
Druckfestigkeit Einzelwerte	1a	17,8	40,2	62,0	67,0	72,6	75,9	80,6
	1b	18,0	39,4	61,5	66,6	73,6	77,1	79,3
	2a	17,9	38,8	63,0	68,5	72,6	76,2	78,6
	2b	18,1	39,4	64,8	70,0	72,4	77,5	79,8
	3a	16,8	40,3	64,9	70,1	73,0	74,4	79,3
	3b	18,0	39,5	66,6	71,6	74,4	76,5	78,1
	4a	16,5	40,4	63,1	68,0	72,4	75,9	76,2
	4b	17,8	39,5	62,9	68,2	73,1	73,5	75,5
	5a	17,5	38,9	62,6	67,9	70,3	75,2	78,0
	5b	17,6	39,6	63,3	69,0	70,5	76,1	77,1
	6a	16,9	40,5	63,0	69,1	69,4	75,5	75,0
	6b	18,0	40,5	64,3	69,3	69,9	74,0	74,7
Mittelwert		17,6	39,8	63,5	68,8	72,0	75,7	77,7
Standardabweichung		0,54	0,60	1,42	1,33	1,59	1,21	1,97
Variationskoeffizient		3,07	1,51	2,24	1,93	2,21	1,60	2,54
Spaltzugfestigkeit in MPa in Abhängigkeit des Alters in Tagen								
Alter in Tagen		2	7	28	60	120	180	360
Spaltzugfestigkeit Einzelwerte	1	1,23	3,38	4,30	5,30	6,11	6,40	6,03
	2	1,22	3,72	4,86	5,70	5,83	6,41	6,09
	3	1,23	3,73	4,79	5,80	6,60	5,91	6,19
	4	1,37	3,40	4,44	5,59	6,23	6,38	6,50
	5	1,36	3,85	4,83	5,68	6,00	6,31	6,30
	6	1,35	3,40	4,24	5,40	6,39	5,86	6,27
Mittelwert		1,29	3,58	4,58	5,58	6,19	6,21	6,23
Standardabweichung		0,07	0,21	0,28	0,19	0,28	0,26	0,17
Variationskoeffizient		5,43	5,87	6,11	3,41	4,52	4,19	2,73

Tabelle 3.4: Druck-, Biegezug- und Spaltzugfestigkeit des Mörtels bei Verwendung des CEM I 42,5 N (Werk A)

Biegezugfestigkeit in MPa in Abhängigkeit des Alters in Tagen								
Alter in Tagen		2	7	28	60	120	180	360
Biegezug- festigkeit Einzelwerte	1	4,73	6,34	7,71	8,35	8,81	8,75	9,14
	2	4,77	6,39	7,97	8,15	9,19	9,13	9,38
	3	4,78	6,55	7,58	7,90	8,69	8,59	8,83
	4	4,95	6,79	8,14	8,18	8,58	9,31	8,63
	5	4,97	6,30	7,85	8,47	8,74	8,84	9,01
	6	4,85	6,74	7,99	8,53	8,89	9,03	8,98
Mittelwert		4,84	6,52	7,87	8,26	8,82	8,94	9,00
Standardabweichung		0,10	0,21	0,21	0,23	0,21	0,26	0,26
Variationskoeffizient		2,07	3,22	2,67	2,79	2,38	2,91	2,89
Druckfestigkeit in MPa in Abhängigkeit des Alters in Tagen								
Alter in Tagen		2	7	28	60	120	180	360
Druck- festigkeit Einzelwerte	1a	24,9	39,1	51,8	57,9	64,3	67,4	70,0
	1b	24,3	40,4	54,9	58,4	63,9	67,3	68,7
	2a	23,4	39,1	54,0	57,3	64,8	66,8	67,7
	2b	24,4	39,7	54,1	58,4	62,6	65,9	68,0
	3a	23,8	39,8	54,3	56,0	63,9	66,8	67,9
	3b	24,4	40,9	54,1	57,7	62,8	65,4	68,0
	4a	24,8	40,9	52,6	58,0	63,1	68,2	68,4
	4b	23,6	39,6	53,8	58,2	62,7	68,8	66,3
	5a	24,8	39,1	52,3	59,5	61,8	66,1	68,4
	5b	23,8	39,9	53,8	59,5	61,9	66,4	68,4
	6a	24,8	40,4	54,1	59,3	61,3	69,5	68,0
	6b	24,1	40,4	53,1	59,6	60,9	68,6	69,5
Mittelwert		24,3	39,9	53,5	58,3	62,8	67,3	68,3
Standardabweichung		0,52	0,66	0,93	1,07	1,22	1,28	0,92
Variationskoeffizient		2,14	1,65	1,74	1,84	1,94	1,90	1,35
Spaltzugfestigkeit in MPa in Abhängigkeit des Alters in Tagen								
Alter in Tagen		2	7	28	60	120	180	360
Spaltzug- festigkeit Einzelwerte	1	2,15	3,54	3,81	4,42	4,71	4,93	4,68
	2	2,30	3,30	4,14	4,22	5,11	4,73	4,94
	3	2,03	3,35	4,20	4,24	4,40	4,95	5,20
	4	2,27	3,30	4,46	4,57	4,79	4,81	4,83
	5	2,11	3,16	4,57	4,17	4,95	4,98	4,87
	6	2,10	3,61	4,25	4,57	4,65	4,75	4,74
Mittelwert		2,16	3,38	4,24	4,37	4,77	4,86	4,88
Standardabweichung		0,10	0,17	0,24	0,18	0,25	0,11	0,18
Variationskoeffizient		4,63	5,03	5,66	4,11	5,24	2,26	3,69

Tabelle 3.5: Druck-, Biegezug- und Spaltzugfestigkeit des Mörtels bei Verwendung des CEM I 42,5 N (Werk B)

Biegezugfestigkeit in MPa in Abhängigkeit des Alters in Tagen								
Alter in Tagen		2	7	28	60	120	180	360
Biegezugfestigkeit Einzelwerte	1	5,71	7,40	9,62	10,19	10,04	9,32	10,00
	2	6,03	7,24	9,36	9,83	9,45	9,47	9,42
	3	5,88	6,98	9,67	9,67	9,85	9,88	9,50
	4	5,76	6,89	9,86	9,29	9,27	9,03	9,88
	5	5,28	6,75	9,17	9,01	9,35	9,54	9,30
	6	5,46	6,89	9,07	9,31	9,48	9,29	9,50
Mittelwert		5,69	7,02	9,46	9,55	9,57	9,42	9,60
Standardabweichung		0,27	0,25	0,31	0,43	0,30	0,29	0,28
Variationskoeffizient		4,75	3,56	3,28	4,50	3,14	3,08	2,92
Druckfestigkeit in MPa in Abhängigkeit des Alters in Tagen								
Alter in Tagen		2	7	28	60	120	180	360
Druckfestigkeit Einzelwerte	1a	30,8	45,5	64,3	68,6	69,7	72,4	77,0
	1b	30,9	45,8	64,4	67,1	70,6	73,0	78,0
	2a	31,4	45,6	62,4	67,8	70,3	72,9	79,1
	2b	31,4	44,4	63,7	67,8	70,0	72,6	74,3
	3a	31,8	46,9	63,0	68,9	70,7	73,0	74,8
	3b	31,4	45,3	61,5	68,3	68,9	71,9	77,1
	4a	29,8	44,3	62,4	65,3	72,4	73,6	76,9
	4b	30,2	43,1	61,7	69,5	73,3	73,1	76,6
	5a	29,5	44,2	63,8	67,4	70,2	75,2	76,9
	5b	29,9	44,8	63,6	67,3	71,9	72,2	76,4
	6a	30,4	43,9	64,1	67,8	71,5	72,7	74,1
	6b	30,3	44,3	62,9	68,1	72,4	73,6	74,8
Mittelwert		30,7	44,8	63,2	67,8	71,0	73,0	76,3
Standardabweichung		0,74	1,01	0,98	1,05	1,31	0,85	1,54
Variationskoeffizient		2,41	2,26	1,55	1,55	1,85	1,16	2,00
Spaltzugfestigkeit in MPa in Abhängigkeit des Alters in Tagen								
Alter in Tagen		2	7	28	60	120	180	360
Spaltzugfestigkeit Einzelwerte	1	2,72	4,80	4,81	5,76	5,44	5,69	5,78
	2	2,87	5,01	4,96	5,56	5,96	5,56	5,76
	3	3,01	4,50	4,70	5,14	5,32	5,61	6,09
	4	3,29	4,81	5,28	5,58	5,81	5,97	6,26
	5	3,21	5,06	4,61	5,26	5,73	5,76	6,33
	6	3,32	5,25	5,17	5,57	5,49	5,89	5,91
Mittelwert		3,07	4,91	4,92	5,48	5,63	5,75	6,02
Standardabweichung		0,24	0,26	0,26	0,23	0,25	0,16	0,24
Variationskoeffizient		7,82	5,87	5,28	4,20	4,44	2,78	3,99

Tabelle 3.6: Druck-, Biegezug- und Spaltzugfestigkeit des Mörtels bei Verwendung des CEM I 42,5 R

Biegezugfestigkeit in MPa in Abhängigkeit des Alters in Tagen								
Alter in Tagen		2	7	28	60	120	180	360
Biegezugfestigkeit Einzelwerte	1	5,34	6,74	9,15	9,30	10,18	9,37	9,68
	2	5,68	7,52	9,22	9,60	10,10	9,52	9,45
	3	5,36	6,91	9,12	9,48	9,40	9,86	9,45
	4	5,51	6,96	8,7	9,40	8,94	9,76	9,60
	5	5,59	7,57	9,2	9,82	9,52	9,64	9,85
	6	5,91	7,28	8,7	9,30	9,37	9,52	9,85
Mittelwert		5,57	7,16	9,02	9,48	9,59	9,61	9,65
Standardabweichung		0,21	0,34	0,25	0,20	0,47	0,18	0,16
Variationskoeffizient		3,77	4,75	2,77	2,11	4,90	1,87	1,66
Druckfestigkeit in MPa in Abhängigkeit des Alters in Tagen								
Alter in Tagen		2	7	28	60	120	180	360
Druckfestigkeit Einzelwerte	1a	29,6	48,9	63,2	71,9	72,6	76,6	80,4
	1b	29,9	48,3	63,5	73,3	75,1	75,6	77,6
	2a	30,0	48,3	63,1	73,9	72,1	75,9	76,4
	2b	30,2	47,7	63,3	71,7	74,1	73,5	75,3
	3a	30,1	49,3	64,3	71,6	75,0	77,0	77,0
	3b	29,9	48,9	62,4	69,1	75,1	77,6	76,6
	4a	30,9	48,4	63,4	73,6	75,2	77,5	77,5
	4b	30,9	47,6	62,4	73,3	75,0	76,8	75,0
	5a	31,3	47,9	64,2	72,4	72,4	74,4	77,5
	5b	31,0	47,6	62,3	72,2	76,4	77,9	75,8
	6a	30,9	48,8	64,0	70,6	74,1	73,3	80,0
	6b	30,6	49,1	64,0	73,3	74,6	75,6	77,0
Mittelwert		30,4	48,4	63,3	72,2	74,3	76,0	77,2
Standardabweichung		0,55	0,60	0,71	1,39	1,31	1,56	1,65
Variationskoeffizient		1,81	1,24	1,12	1,93	1,76	2,05	2,14
Spaltzugfestigkeit in MPa in Abhängigkeit des Alters in Tagen								
Alter in Tagen		2	7	28	60	120	180	360
Spaltzugfestigkeit Einzelwerte	1	2,67	4,41	4,25	5,44	5,97	5,80	5,99
	2	2,82	4,34	4,79	5,53	5,31	5,71	6,01
	3	2,84	4,72	5,26	5,19	5,88	6,00	6,11
	4	2,76	4,63	4,26	5,42	5,12	5,63	5,90
	5	2,77	4,61	4,87	5,66	5,34	5,56	5,86
	6	2,76	4,31	4,82	5,54	5,17	5,56	5,72
Mittelwert		2,77	4,50	4,71	5,46	5,47	5,71	5,93
Standardabweichung		0,06	0,17	0,36	0,16	0,37	0,17	0,14
Variationskoeffizient		2,17	3,80	7,64	2,93	6,76	2,98	2,36

Tabelle 3.7: Druck-, Biegezug- und Spaltzugfestigkeit des Mörtels bei Verwendung des CEM II/B-S 42,5 N

Biegezugfestigkeit in MPa in Abhängigkeit des Alters in Tagen								
Alter in Tagen		2	7	28	60	120	180	360
Biegezugfestigkeit Einzelwerte	1	4,21	7,29	9,32	9,50	10,12	10,55	10,05
	2	4,21	7,05	9,23	9,50	9,49	10,54	10,42
	3	4,39	6,84	9,51	9,48	9,58	10,46	10,00
	4	3,99	7,04	9,22	9,60	9,75	10,51	10,26
	5	4,03	6,73	8,36	9,60	9,60	9,88	10,31
	6	3,89	6,75	9,62	10,01	9,85	9,66	10,69
Mittelwert		4,12	6,95	9,21	9,62	9,73	10,27	10,29
Standardabweichung		0,18	0,22	0,45	0,20	0,23	0,39	0,25
Variationskoeffizient		4,37	3,17	4,89	2,08	2,36	3,80	2,43
Druckfestigkeit in MPa in Abhängigkeit des Alters in Tagen								
Alter in Tagen		2	7	28	60	120	180	360
Druckfestigkeit Einzelwerte	1a	22,6	40,6	60,1	69,9	75,4	77,5	79,9
	1b	23,6	41,3	59,4	71,3	72,2	77,3	80,1
	2a	23,1	40,9	60,9	71,9	75,4	76,5	78,5
	2b	22,8	41,1	59,8	69,7	72,7	77,7	77,3
	3a	22,8	41,8	59,5	69,6	75,4	75,4	79,9
	3b	22,9	40,6	59,3	66,1	72,8	78,0	79,5
	4a	21,8	41,1	59,1	71,6	73,4	78,5	80,1
	4b	21,2	40,3	58,4	71,3	76,5	77,7	78,4
	5a	21,7	39,8	56,8	70,4	74,9	76,2	77,3
	5b	21,9	39,7	57,6	70,2	72,8	76,7	81,0
	6a	21,8	40,4	60,1	68,6	72,7	76,0	78,6
	6b	22,3	39,8	59,4	71,3	73,5	77,4	78,5
Mittelwert		22,4	40,6	59,2	70,2	74,0	77,1	79,1
Standardabweichung		0,70	0,66	1,12	1,61	1,45	0,91	1,17
Variationskoeffizient		3,13	1,63	1,89	2,29	1,96	1,18	1,48
Spaltzugfestigkeit in MPa in Abhängigkeit des Alters in Tagen								
Alter in Tagen		2	7	28	60	120	180	360
Spaltzugfestigkeit Einzelwerte	1	2,18	3,78	5,40	5,95	6,45	6,33	6,47
	2	2,29	3,64	5,46	5,81	6,26	6,84	6,61
	3	2,37	3,77	4,77	5,76	6,16	6,59	6,57
	4	2,25	3,93	4,99	6,46	5,85	6,80	6,73
	5	2,21	3,79	5,07	5,55	6,06	6,66	6,82
	6	2,48	4,01	5,31	5,86	6,30	6,49	6,90
Mittelwert		2,30	3,82	5,17	5,90	6,18	6,62	6,68
Standardabweichung		0,11	0,13	0,27	0,31	0,21	0,19	0,16
Variationskoeffizient		4,78	3,40	5,22	5,25	3,40	2,87	2,40

Tabelle 3.8: Druck-, Biegezug- und Spaltzugfestigkeit des Mörtels bei Verwendung des CEM III/A 42,5 N

3.3.3 Auswertung der Prüfergebnisse

Die in den Tabellen 3.1 und 3.2 aufgeführten chemischen und physikalischen Kennwerte entsprachen den Anforderungen der [TL Beton-StB 07] an Fahrbahndeckenzemente. Die maximale 28-Tage-Druckfestigkeit von 62,5 N/mm² von Zement der Festigkeitsklasse 42,5 wurde bei drei Zementen (CEM I 42,5 N Werk A, CEM I 42,5 R, CEM II/B-S 42,5 N, Tabellen 3.4, 3.6, bzw. 3.7) geringfügig um 0,7 bis 1,0 N/mm² übertroffen. Ursache der Überschreitung dürfte die geänderte Lagerung ohne Wasserwechsel sein, die erfahrungsgemäß zu etwas höheren Festigkeiten führt.

Die Ergebnisse der Prüfung der Druck-, Biegezug- und Spaltzugfestigkeit (Tabellen 3.3 bis 3.9) sind in den Bildern 3.10 bis 3.12 als Mittelwerte zusammengestellt. Dabei wurde in Abhängigkeit der Zeit die Festigkeit (Bild 3.10a, 3.11a und 3.12a), der prozentuale Anstieg der Festigkeit bezogen auf den 60-Tage-Wert (Bild 3.10b, 3.11b und 3.12b) und in Anlehnung an die [ZTV Beton-StB 07] bzw. das Allgemeine Rundschreiben Straßenbau [ARS 27/2012] der Zeitbeiwert (Bild 3.10c, 3.11c und 3.12c) dargestellt. Der Zeitbeiwert berücksichtigt die Nacherhärtung des Betons bezogen auf das Betonalter von 60 Tagen. Ein hoher Zeitbeiwert entspricht dabei einer geringen und ein niedriger Zeitbeiwert einer hohen Nacherhärtung. Die im [ARS 27/2012] aktualisierten Zeitbeiwerte beziehen sich allein auf die Druckfestigkeit von Fahrbahndeckenbeton, Biegezug- oder Spaltzugfestigkeiten wurden nicht ermittelt [MÜLLER et al 2013].

Die Druckfestigkeit stieg bei allen sechs Zementen mit zunehmendem Alter an (Bild 3.10a). Im Vergleich zum 60-Tage-Wert betrug der weitere Anstieg zwischen 5 und 20 % (Bild 3.10b). Wie bereits bei den in [MÜLLER et al 2013] an Beton durchgeführten Untersuchungen wurden bei den Mörtelvarianten mit CEM II- und CEM III-Zement etwas höhere Zeitbeiwerte als bei den Mörtelvarianten mit CEM I-Zement ermittelt (Bild 3.10c).

Im Vergleich zur Druckfestigkeit nahm die Biegezug- und die Spaltzugfestigkeit zwischen 60 und 360 Tagen nur noch geringfügig zu (Bild 3.11a und 3.12a). Der prozentuale Anstieg im Vergleich zum 60-Tage-Wert betrug bei der Biegezugfestigkeit zwischen 0 und 10 % (Bild 3.11b) und bei der Spaltzugfestigkeit zwischen 5 und 15 % (Bild 3.12b). Entsprechend gering waren bei Biegezug- und Spaltzugfestigkeit die Zeitbeiwerte nach 360 Tagen, die i. d. R. über 0,90 lagen und sich zwischen 60 und 360 Tagen nur noch geringfügig veränderten (Bild 3.11c und 3.12c).

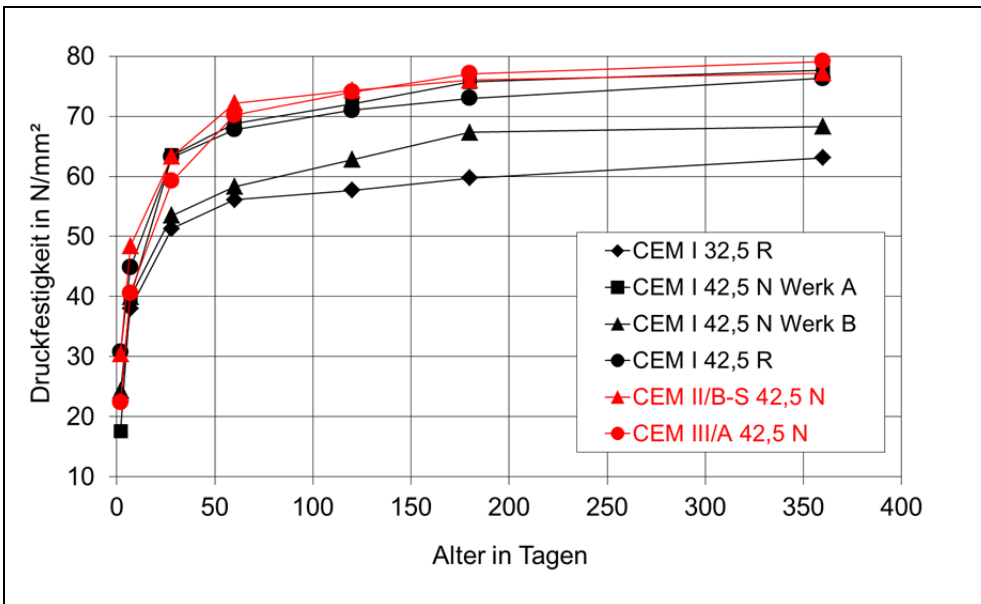


Bild 3.10a: Druckfestigkeit des Mörtels in Abhängigkeit des Alters und des Zements (Mittelwerte)

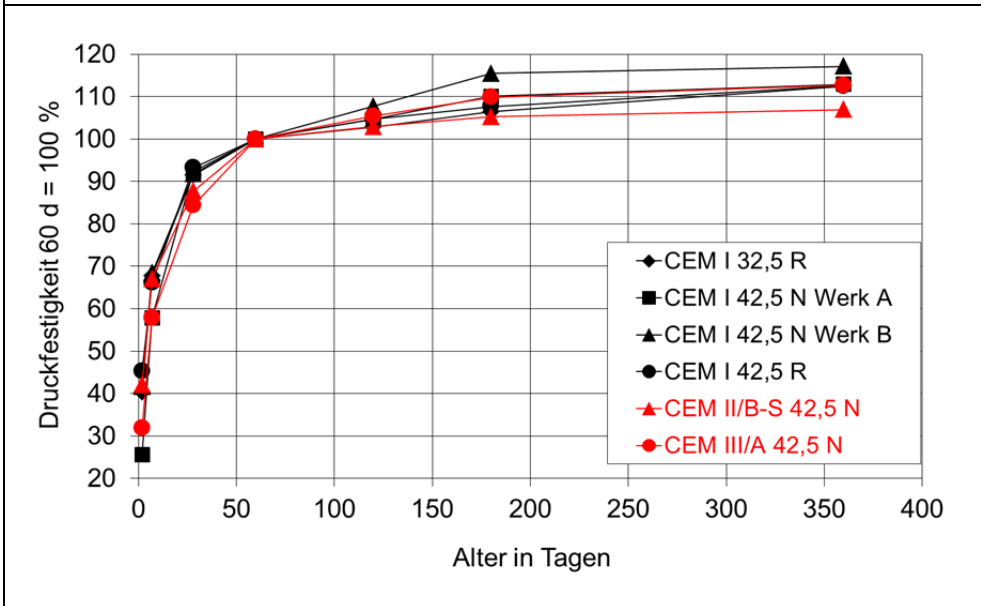


Bild 3.10b: Prozentuale Druckfestigkeit (60 Tage=100 %) des Mörtels in Abhängigkeit des Alters und des Zements (Mittelwerte)

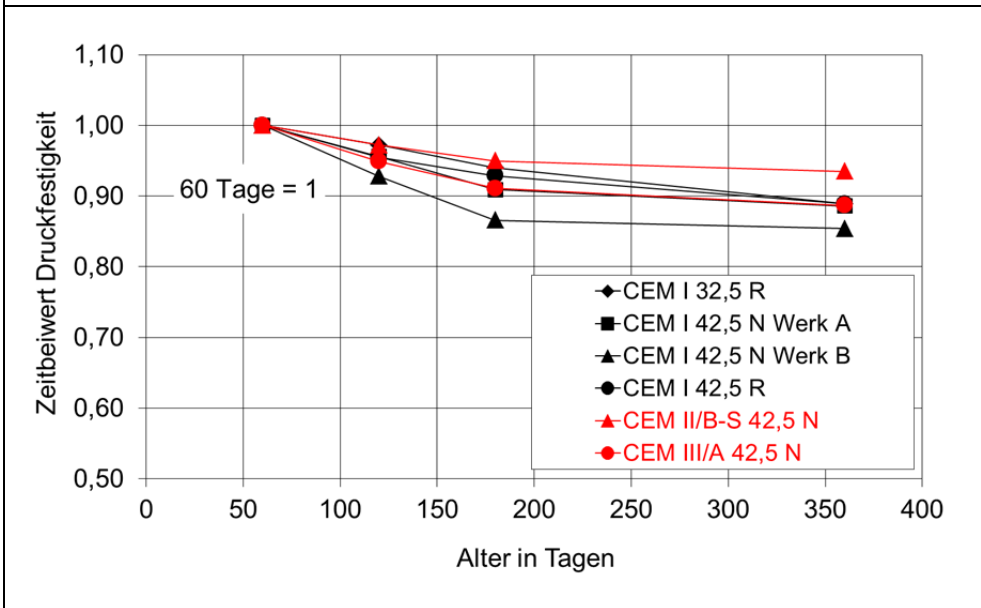


Bild 3.10c: Zeitwert (60 Tage=1) des Mörtels in Abhängigkeit des Alters und des Zements (Mittelwerte)

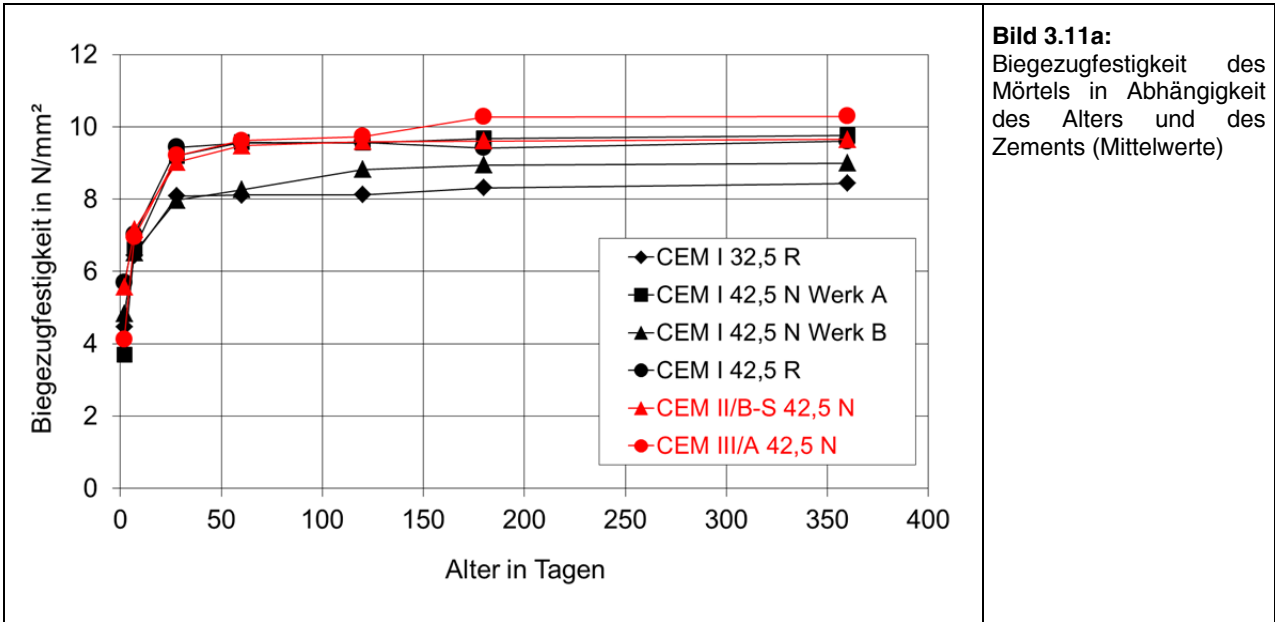


Bild 3.11a: Biegezugfestigkeit des Mörtels in Abhängigkeit des Alters und des Zements (Mittelwerte)

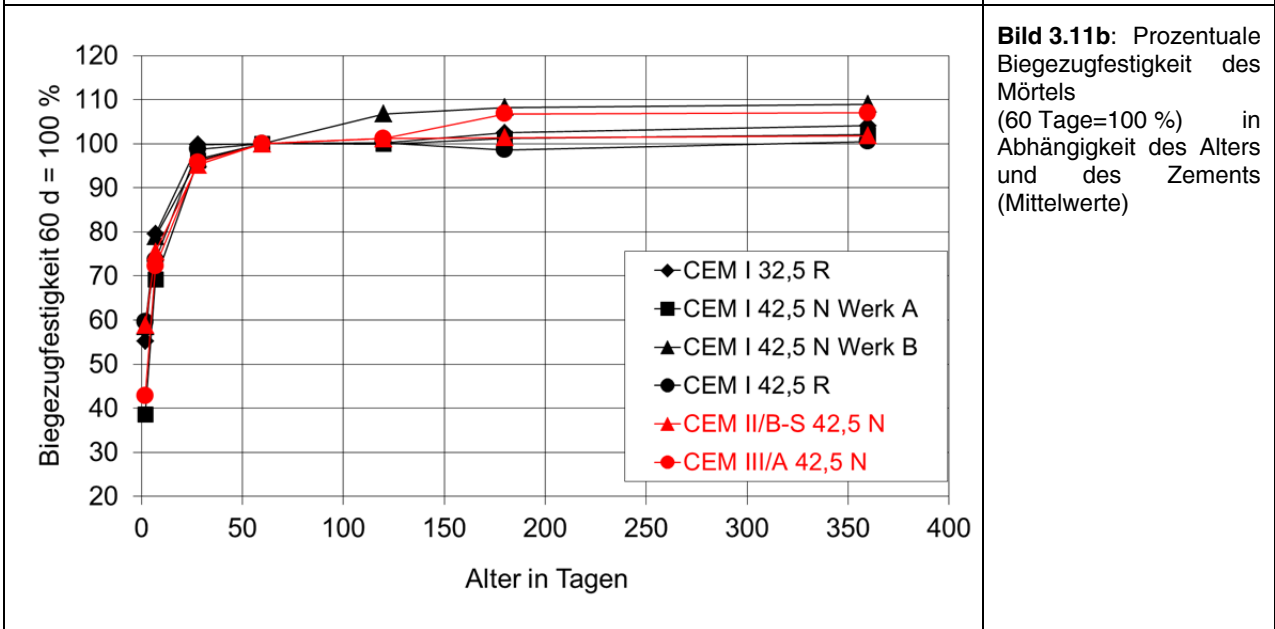


Bild 3.11b: Prozentuale Biegezugfestigkeit des Mörtels (60 Tage=100 %) in Abhängigkeit des Alters und des Zements (Mittelwerte)

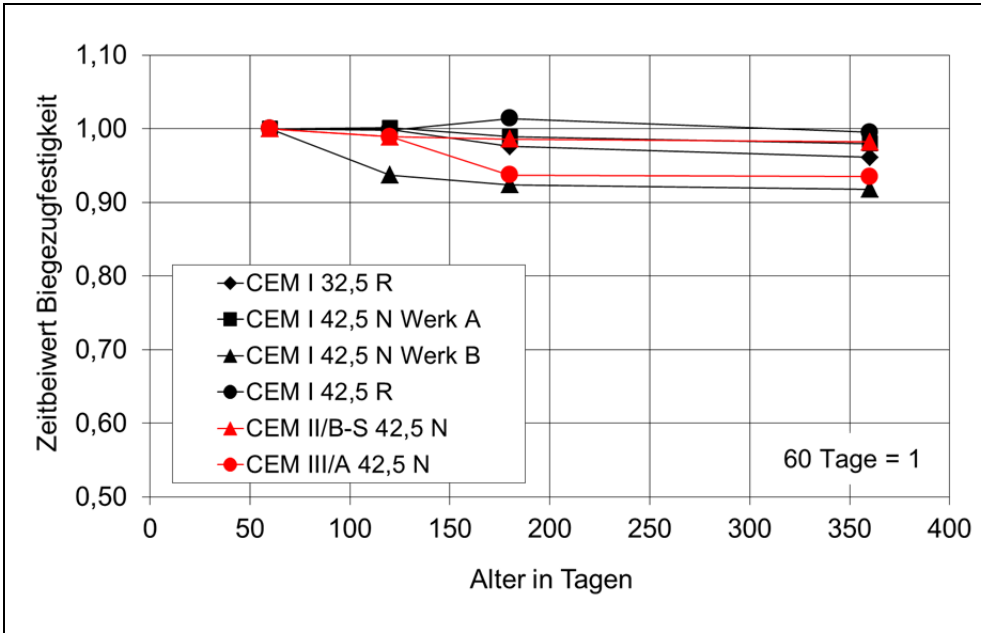


Bild 3.11c: Zeitbeiwert (60 Tage=1) der Biegezugfestigkeit des Mörtels in Abhängigkeit des Alters und des Zements (Mittelwerte)

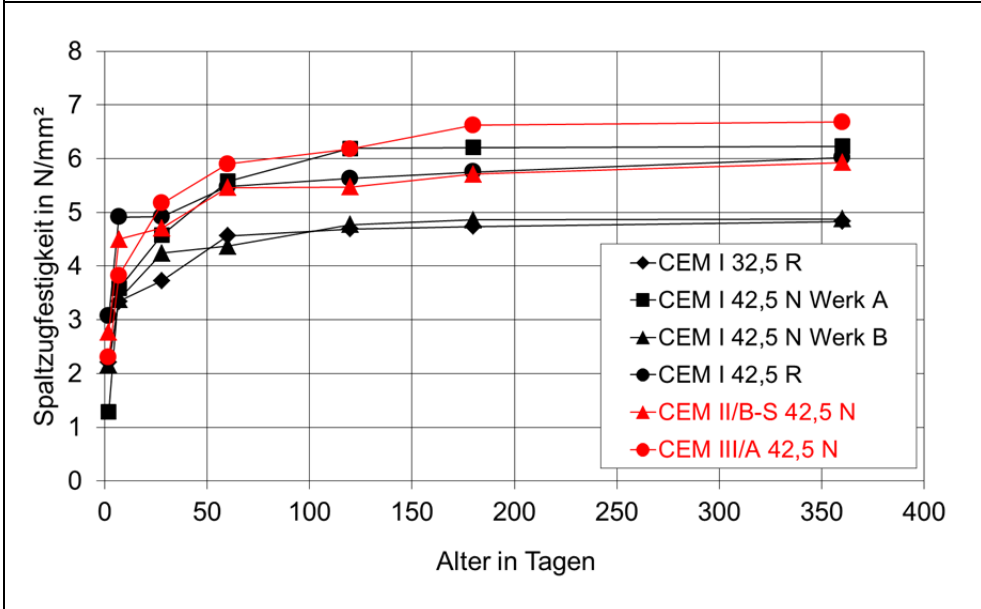


Bild 3.12a: Spaltzugfestigkeit des Mörtels in Abhängigkeit des Alters und des Zements (Mittelwerte)

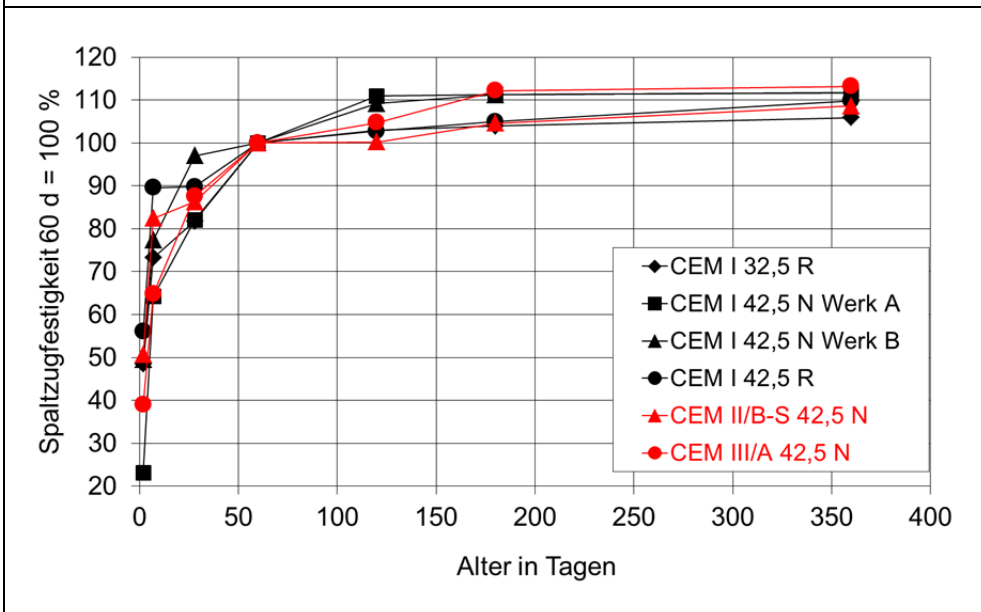
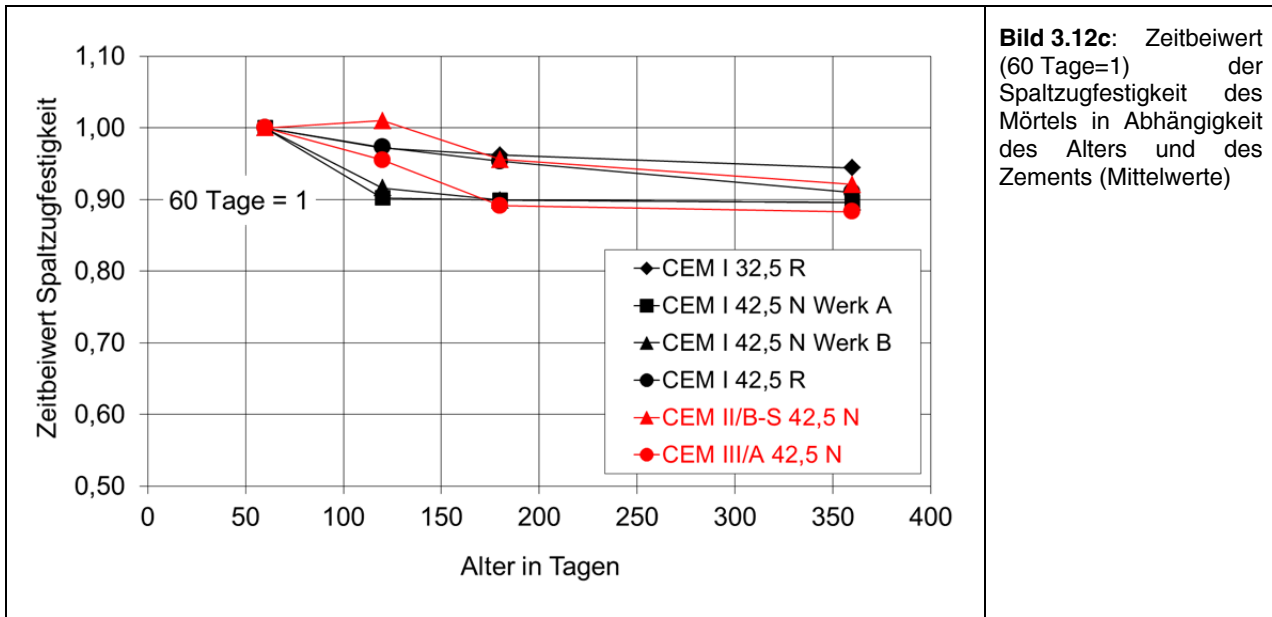


Bild 3.12b: Prozentuale Spaltzugfestigkeit (60 Tage=100 %) des Mörtels in Abhängigkeit des Alters und des Zements (Mittelwerte)



3.4 Versuche an Laborbetonproben

3.4.1 Zusammensetzung der Laborbetone

Aus den sechs aktuellen Straßenbauzementen wurden in Abstimmung mit dem Betreuungsausschuss 2 Zemente ausgewählt, um aus diesen jeweils einen Ober- und einen Unterbeton nach einer für Fahrbahndeckenbeton üblichen Rezeptur herzustellen. Zum Einsatz kamen hierbei die Zemente:

CEM I 42,5 N, Werk B
CEM II/B-S 42,5 N

Für die in den Betonen einzusetzenden Gesteinskörnungen wurde Material aus einer aktuellen Baumaßnahme im Zuge einer Neubaustrecke Bundesautobahn des Jahres 2011 ausgewählt. Im Rahmen einer Baustoffeingangsprüfung von Kornverteilung, Rohdichte, Kernfeuchte und Wasseraufnahme sowie der Sichtung der durch den Lieferanten bereitgestellten Unterlagen zu den Gesteinskörnungen konnten die nachfolgenden Anforderungskennwerte gemäß den [TL Beton-StB 07], Anhang A dokumentiert werden.

Siebdurchgang [M.-%] nach DIN EN 933-1												
	0,063	0,125	0,25	0,5	1	2	4	8	16	22,4	31,5	45
Sand 0/2	0,7	1,5	8,7	40,7	74,3	94,3	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0
Splitt 2/8	0,5	0,5	0,7	0,9	1,2	3,7	26,0	94,7	100,0	100,0	100,0	100,0
Splitt 8/16	0,7	0,8	0,9	1,1	1,1	1,1	1,1	3,8	90,3	100,0	100,0	100,0
Splitt 16/22	0,8	0,9	0,9	0,9	0,9	1,0	1,0	1,0	12,2	90,8	100,0	100,0

Tabelle 3.9: Kornzusammensetzung

	Norm	0/2	2/8	8/16	16/22
Kornzusammensetzung	DIN EN 933-1	$G_{r,85}$	$G_{c,85/20}$	$G_{c,85/20}$	$G_{c,90/15}$
Rohdichte [Mg/m ³]	DIN EN 1097-6	2,64	2,67	2,71	2,69
Petrografie		Quarzsand	Andesit	Andesit	Andesit
Feinanteile	DIN EN 933-1	f_3	f_1	f_1	f_1
Kornform	DIN EN 933-4	-	Sl ₁₅	Sl ₂₀	Sl ₂₀
Widerstand gegen Frost	DIN EN 1367-1	-	F1	F1	F1
Widerstand gegen Frost-Tausalz [M.-%] (mit 1% NaCl) - Abwitterung (8/16)	DIN EN 1367-1	-	< 8	< 8	< 8
Wasseraufnahme WA ₂₄ [M.-%]	DIN EN 1097-6	0,2	1,9	0,7	0,9
Bruchflächigkeit	DIN EN 933-5	-	C _{100/0}	C _{100/0}	C _{100/0}
Polierwert PSV/PWS (8/11)	DIN EN 1097-8/	-	55	55	55
Grobe org. Verunreinigungen	DIN EN 1744-1	m _{LPC0,25}	m _{LPC0,05}	m _{LPC0,05}	m _{LPC0,05}
NaOH	DIN EN 1744-1	farblos	-	-	-
Alkali-Kieselsäure-Reaktion	DAfStB / ARS	EI O/OF	EI-S	EI-S	EI-S

Tabelle 3.10: Gesteinseigenschaften

Die Anforderungen der [TL Beton-StB 07] werden für die in Tabelle 3.9 und Tabelle 3.10 dokumentierten Parameter in Bezug auf die vorliegenden Prüfzeugnisse und geprüften Merkmale erfüllt.

Als Zusatzmittel wurden ein Luftporenbildnerkonzentrat und ein Betonverflüssiger eingesetzt.

Die Zusammensetzung der Betone entspricht den Anforderungen der [TL Beton-StB 07] und wurde wie folgt gewählt:

Betonzusammensetzung [kg/m ³]	Oberbeton 0/8	Unterbeton 0/22
Zement	420	340
Wasser	168	139
Feine Gesteinskörnung 0/2 (rund)	470	560
Grobe Gesteinskörnung 2/8 (gebrochen)	1226	283
Grobe Gesteinskörnung 8/16 (gebrochen)	-	382
Grobe Gesteinskörnung 16/22 (gebrochen)	-	664
Luftporenbildner	0,21	0,10
Verflüssiger	0,84	0,68

Tabelle 3.11: Betonzusammensetzung

Aus der Summensieblinie der Betonzusammensetzungen ergeben sich die

Zement	Beton	Prüfalter (statisch)																Proben für Ermüdungsversuche			Gesamt
		7		28				60		120		180		360				N	R	R	
		N	R	N	R	W	R	N	R	N	R	W	R	N	R	W	R				
CEM I 42,5 N Werk B	OB I	6	1	6	1	6	1	6	1	6	1	6	1	6	1	6	1	6	3	2	67
	UB I	6	1	6	1	6	1	6	1	6	1	6	1	6	1	6	1	6	3	2	67
CEM II/B-S 42,5 N	OB II	6	1	6	1	6	1	6	1	6	1	6	1	6	1	6	1	-	-	-	56
	UB II	6	1	6	1	6	1	6	1	6	1	6	1	6	1	6	1	-	-	-	56
																				246	

N – Prüfkörper trocken, R – Reserve, W – Prüfkörper nass

Tabelle 3.13: Übersicht hergestellter Laborproben

Für die Herstellung des Frischbetons kam ein Zwangsmischer UEZ ZM 200 (Bild 3.14) zum Einsatz. Da die eingesetzten Gesteinskörnungen eine vergleichsweise hohe Wasseraufnahme besitzen (Körnung 2/8 1,9 M.-%) wurden sie im wassergesättigten, oberflächenfeuchten Zustand der Mischung zugegeben und kurz vorgemischt. Am Gesteinskörnungsgemisch wurde anschließend die Eigenfeuchte ermittelt und für die Wasserzugabe der Betonmischung berücksichtigt.

Durchgänge durch die Siebe 1 mm und 2 mm wie folgt:

Siebdurchgang [M.-%]	Oberbeton 0/8	Unterbeton 0/22	Soll
1 mm	21,7	23,0	≤ 27
2 mm	29,1	29,4	≤ 30 (35*)

*Oberbeton

Tabelle 3.12: Siebdurchgänge der Summensieblinie

Der Anteil an gebrochener Gesteinskörnung > 2 mm beträgt bezogen auf das Gesamtgemisch für den Oberbeton 72 % und für den Unterbeton 70 %.

Der Anteil an Mehlkorn und Feinstsand beträgt für den Oberbeton 469 kg/m³ und für den Unterbeton 400 kg/m³, der Mörtelgehalt 548 dm³ bzw. 501 dm³.

Aus den Betonzusammensetzungen wurden jeweils Mischungen mit einem Volumen von 110 l bzw. 120 l zur Herstellung von 56 bzw. 67 Probezylindern mit den Abmessungen D = 100 mm und H = 200 mm angesetzt.

Die Mischung des Betons erfolgte dann durch:

- kurzes Vormischen der Zuschläge mit dem Zement
- Zugabe des Anmachwassers, des Luftporenbildners und der erforderlichen Menge Betonverflüssiger
- 180 Sekunden Nassmischzeit

Der Luftporenbildner ist ein Konzentrat und wurde 1:3 mit Wasser verdünnt.

Am Frischbeton wurden die Parameter Verdichtungsmaß, Frischbetonrohddichte, Luftporengehalt, Betontemperatur und die

Lufttemperatur jeweils nach 10 und 45 Minuten ermittelt sowie der w/z-Wert bestimmt.

Die Ergebnisse der Frischbetonprüfungen sind in nachfolgender Tabelle zusammengefasst.

Zementsorte			CEM I 42,5 N Werk B				CEM II/B-S 42,5 N			
Betonsorte			OB I		UB I		OB II		UB II	
Prüfzeitpunkt	[min]	Norm	10	45	10	45	10	45	10	45
Verdichtungsmaß	[-]	DIN EN 12350-4	1,24	1,28	1,22	1,42	1,24	1,34	1,29	1,36
Frischbetonrohddichte	[kg/dm ³]	DIN EN 12350-6	2,27	2,34	2,35	2,42	2,26	2,31	2,32	2,37
Luftporengehalt	[Vol.-%]	DIN EN 12350-7	8,4	6,0	4,8	3,5	7,3	5,0	5,5	4,3
Betontemperatur	[°C]	-	20	20	24	24	23	22	24	24
Lufttemperatur	[°C]	-	16	16	18	18	18	18	19	19
w/z-Wert		-	0,37		0,42		0,38		0,38	

Tabelle 3.14: Frischbetoneigenschaften

Die Herstellung der Probezylinder erfolgte paarweise durch jeweils 2 Laboranten. Ein Laborant war für das Befüllen der zylindrischen Probenform und der zweite Laborant für die Verdichtung des Betons in der Form verantwortlich. Der Beton wurde kombiniert durch Stampfen und Rütteln verdichtet, die Rüttelenergie wurde hierbei über einen Hochfrequenzrütteltisch (Bild 3.15) eingetragen, auf welchem die Probezylinder paarweise in einer Rüttelzeit von 45 s verdichtet wurden. Als Formen wurden geschlitzte Stahlzylinder mit einer Eigenmasse von 7,0 kg bis 7,5 kg eingesetzt (Bild 3.16). Die Herstellung der Probezylinder war für alle 4 Betonmischungen innerhalb einer Stunde abgeschlossen.

Neben der in Tabelle 3.14 dokumentierten und im Rahmen der Luftporengehaltsbestimmung nach dem Druckausgleichverfahren ermittelten Frischbetonrohddichte, wurde zusätzlich auch an jedem Probezylinder die Frischbetonrohddichte ermittelt und gemäß Tabelle 3.15 dokumentiert.

CEM II/B-S 42,5 N			CEM I 42,5 N			CEM I 42,5 N			CEM II/B-S 42,5 N		
OB II			OB I			UB I			UB II		
Herstellung 08.12.2011			Herstellung 12.12.2011			Herstellung 14.12.2011			Herstellung 16.12.2011		
Nr.	Probe	RhoF [kg/m ³]	Nr.	Probe	RhoF [kg/m ³]	Nr.	Probe	RhoF [kg/m ³]	Nr.	Probe	RhoF [kg/m ³]
1	7	2390	57	7	2370	124	7	2450	191	7	2390
2	7	2370	58	7	2400	125	7	2450	192	7	2410
3	7	2390	59	7	2400	126	7	2470	193	7	2420
4	7	2400	60	7	2410	127	7	2460	194	7	2460
5	7	2420	61	7	2410	128	7	2470	195	7	2430
6	7	2420	62	7	2410	129	7	2480	196	7	2460
7	7R	2400	63	7R	2410	130	7R	2460	197	7R	2440
8	28	2410	64	28	2410	131	28	2490	198	28	2440
9	28	2420	65	28	2410	132	28	2470	199	28	2440
10	28	2400	66	28	2410	133	28	2470	200	28	2450
11	28	2410	67	28	2470	134	28	2490	201	28	2450
12	28	2410	68	28	2420	135	28	2450	202	28	2430
13	28	2420	69	28	2410	136	28	2470	203	28	2450
14	28R	2400	70	28R	2400	137	28R	2460	204	28R	2430
15	28w	2400	71	28w	2410	138	28w	2450	205	28w	2450
16	28w	2400	72	28w	2420	139	28w	2390	206	28w	2460
17	28w	2380	73	28w	2400	140	28w	2470	207	28w	2440
18	28w	2430	74	28w	2430	141	28w	2460	208	28w	2440
19	28w	2370	75	28w	2370	142	28w	2410	209	28w	2400
20	28w	2360	76	28w	2360	143	28w	2410	210	28w	2390
21	28wR	2390	77	28wR	2390	144	28wR	2450	211	28wR	2400
22	60	2370	78	28D	2360	145	28D	2420	212	60	2420
23	60	2370	79	28D	2390	146	28D	2420	213	60	2420
24	60	2390	80	28D	2370	147	28D	2430	214	60	2420

D-dynamisch, R-Reserve, w-Wasserlagerung

CEM II/B-S 42,5 N			CEM I 42,5 N			CEM I 42,5 N			CEM II/B-S 42,5 N		
OB II			OB I			UB I			UB II		
Herstellung 08.12.2011			Herstellung 12.12.2011			Herstellung 14.12.2011			Herstellung 16.12.2011		
Nr.	Probe	RhoF [kg/m ³]	Nr.	Probe	RhoF [kg/m ³]	Nr.	Probe	RhoF [kg/m ³]	Nr.	Probe	RhoF [kg/m ³]
25	60	2370	81	28D	2370	148	28D	2440	215	60	2390
26	60	2420	82	28D	2420	149	28D	2490	216	60	2440
27	60	2440	83	28D	2420	150	28D	2480	217	60	2450
28	60R	2400	84	28DR	2410	151	28DR	2490	218	60R	2430
29	120	2420	85	28DR	2420	152	28DR	2490	219	120	2450
30	120	2400	86	28DR	2430	153	28DR	2480	220	120	2420
31	120	2420	87	60	2420	154	60	2510	221	120	2450
32	120	2410	88	60	2420	155	60	2470	222	120	2440
33	120	2430	89	60	2430	156	60	2480	223	120	2450
34	120	2420	90	60	2410	157	60	2460	224	120	2450
35	120R	2410	91	60	2420	158	60	2500	225	120R	2420
36	180	2410	92	60	2420	159	60	2480	226	180	2470
37	180	2370	93	60R	2390	160	60R	2450	227	180	2380
38	180	2370	94	120	2390	161	120	2440	228	180	2400
39	180	2420	95	120	2430	162	120	2460	229	180	2430
40	180	2340	96	120	2360	163	120	2410	230	180	2330
41	180	2390	97	120	2390	164	120	2420	231	180	2410
42	180R	2390	98	120	2400	165	120	2440	232	180R	2380
43	360	2360	99	120	2380	166	120	2430	233	360	2390
44	360	2380	100	120R	2370	167	120R	2430	234	360	2390
45	360	2380	101	180	2380	168	180	2440	235	360	2390
46	360	2380	102	180	2370	169	180	2440	236	360	2390
47	360	2380	103	180	2370	170	180	2420	237	360	2380
48	360	2370	104	180	2380	171	180	2430	238	360	2400
49	360R	2420	105	180	2410	172	180	2450	239	360R	2400
50	360w	2370	106	180	2390	173	180	2420	240	360w	2410
51	360w	2400	107	180R	2410	174	180R	2440	241	360w	2410
52	360w	2380	108	360	2400	175	360	2440	242	360w	2400
53	360w	2400	109	360	2400	176	360	2440	243	360w	2400
54	360w	2390	110	360	2410	177	360	2450	244	360w	2390
55	360w	2330	111	360	2400	178	360	2440	245	360w	2340
56	360wR	2430	112	360	2410	179	360	2450	246	360wR	2460
			113	360	2400	180	360	2440			
			114	360dR	2400	181	360R	2450			
			115	360w	2390	182	360w	2460			
			116	360w	2410	183	360w	2440			
			117	360w	2410	184	360w	2440			
			118	360w	2420	185	360w	2450			
			119	360w	2400	186	360w	2440			
			120	360w	2410	187	360w	2450			
			121	360wR	2410	188	360wR	2430			
			122	RR	2420	189	RR	2450			
			123	RR	2430	190	RR	2430			

D-dynamisch, R-Reserve, w-Wasserlagerung

Tabelle 3.15: Frischbetonrohrdichte am Probezylinder

Die Proben wurden für 24 h (OB I, OB II, UB I) bzw. 72 h (UB II) in den Formen belassen und nach dem Entschalen fortlaufend nummerierend gekennzeichnet und bis zum Probenalter von 7 Tagen im Wasserbad bei $20\text{ °C} \pm 2\text{ K}$ gemäß [DIN EN 12390-2] gelagert (Bild 3.17). An die Wasserlagerung schloss sich eine Trockenlagerung gemäß dem nationalen Anhang NA zur [DIN EN 12390-2] bei $20 \pm 2\text{ °C}$ und $65 \pm 5\%$ relativer Feuchte an (Bild 3.18). Durch die Trockenlagerung der Proben wird die Vergleichbarkeit der Ergebnisse der dynamischen Prüfungen zu den statischen Prüfungen sichergestellt. Zusätzlich wurden für die Prüftermine nach 28 Tagen und 360 Tagen Serien hergestellt, die bis zum Prüftermin entsprechend [DIN EN 12390-2] wassergelagert wurden, um einen Vergleich zu Prüfergebnissen an Proben zu ermöglichen, die entsprechend den Forderungen der [AL Sp-Beton 06] bis zum Prüftermin wassergelagert wurden.

3.4.2 Festigkeitsprüfungen

Der statische Spaltzugversuch erfolgt gemäß [AL Sp-Beton 06]. Bei dem Prüfverfahren werden über sich gegenüberliegende Lasteintragungsschienen Druckkräfte in eine Zylinderscheibe eingetragen (siehe Bild 3.13). Diese Druckkräfte erzeugen einen 2-achsigen Spannungszustand innerhalb der Zylinderscheibe mit nahezu konstanter Zugspannung, die den maßgeblichen Bruchzustand bewirkt.

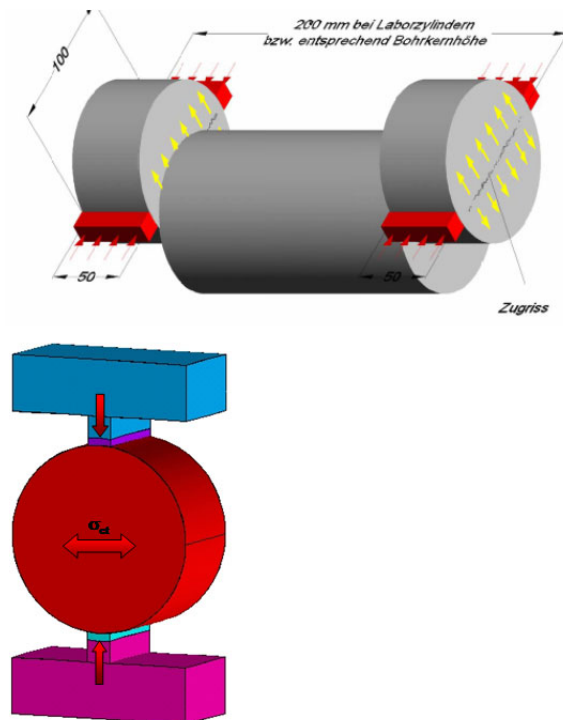


Bild 3.13: Prüfung der statischen Spaltzugfestigkeit

Für die Prüfung der Spaltzugfestigkeit nach [AL Sp-Beton 06] wurde der untere Bereich von 50 mm des Prüfkörpers im Nassschnittverfahren abgetrennt und bis zum Prüftermin wie o.g. gelagert. Die Schalseite der Zylinderscheiben wurde hierbei belassen. Der Mittelteil der Prüfzylinder wurde nach Abtrennen im Nassschnittverfahren und Planparallelschleifen der Stirnflächen zu Prüfkörpern mit dem Längen-/Durchmesserverhältnis 1/1 aufbereitet. Gemäß [DIN EN 13791] darf die Druckfestigkeit von luftgelagerten Bohrkernen mit dem Längen-/Durchmesserverhältnis 1/1 mit der Druckfestigkeit eines bis zur Prüfung wassergelagerten Würfels gleichgesetzt werden.

Die Prüfung der Druckfestigkeit erfolgte nach [DIN EN 12390-3] an einer Druckprüfmaschine ADR 3000 kN ELE International, Güteklasse 1 30 kN bis 3000 kN (Bild 3.19). Die Prüfung der Spaltzugfestigkeit wurde nach den [AL Sp-Beton 06] mit einer Universalpresse 35-5100 mit elektrischem Stellantrieb der Firma Infratest, Güteklasse 1 5 kN bis 50 kN ausgeführt (Bild 3.20 bis Bild 3.22).

3.4.3 Ergebnisse der Untersuchungen

Die nachfolgenden Tabellen 3.16 bis 3.19 dokumentieren die Ergebnisse der Spaltzugfestigkeitsprüfung.

Nr.	Herstell- datum	Alter [d]	Prüftermin	Dichte [kg/m ³]	Spannung [N/mm ²]	Spannung Mittelwert [N/mm ²]	Standard- abweichung [N/mm ²]	Variations- koeffizient [%]
1	08.12.2011	7	15.12.2011	2310	4,7	4,7	0,28	5,97
2	08.12.2011	7	15.12.2011	2300	4,8			
3	08.12.2011	7	15.12.2011	2320	4,8			
4	08.12.2011	7	15.12.2011	2330	4,7			
5	08.12.2011	7	15.12.2011	2370	5,2			
6	08.12.2011	7	15.12.2011	2360	4,3			
7	08.12.2011	7R	15.12.2011	2330	4,7			
8	08.12.2011	28	05.01.2012	2350	5,7	5,3	0,32	5,96
9	08.12.2011	28	05.01.2012	2340	5,5			
10	08.12.2011	28	05.01.2012	2340	5,1			
11	08.12.2011	28	05.01.2012	2360	5,2			
12	08.12.2011	28	05.01.2012	2330	4,9			
13	08.12.2011	28	05.01.2012	2350	5,7			
14	08.12.2011	28R	05.01.2012	2330	5,1			
15	08.12.2011	28w	05.01.2012	2370	5,9	5,7	0,34	6,06
16	08.12.2011	28w	05.01.2012	2370	4,9			
17	08.12.2011	28w	05.01.2012	2360	5,6			
18	08.12.2011	28w	05.01.2012	2370	5,8			
19	08.12.2011	28w	05.01.2012	2370	5,9			
20	08.12.2011	28w	05.01.2012	2370	5,7			
21	08.12.2011	28wR	05.01.2012	2370	5,7			
22	08.12.2011	60	06.02.2012	2370	5,2	5,3	0,24	4,50
23	08.12.2011	60	06.02.2012	2360	5,0			
24	08.12.2011	60	06.02.2012	2350	5,7			
25	08.12.2011	60	06.02.2012	2340	5,2			
26	08.12.2011	60	06.02.2012	2350	5,0			
27	08.12.2011	60	06.02.2012	2370	5,5			
28	08.12.2011	60R	06.02.2012	2340	5,2			

Nr.	Herstell- datum	Alter [d]	Prüftermin	Dichte [kg/m ³]	Spannung [N/mm ²]	Spannung Mittelwert [N/mm ²]	Standard- abweichung [N/mm ²]	Variations- koeffizient [%]
29	08.12.2011	120	06.04.2012	2350	5,2	5,3	0,31	5,76
30	08.12.2011	120	06.04.2012	2330	4,9			
31	08.12.2011	120	06.04.2012	2320	5,2			
32	08.12.2011	120	06.04.2012	2330	5,7			
33	08.12.2011	120	06.04.2012	2340	5,2			
34	08.12.2011	120	06.04.2012	2350	5,7			
35	08.12.2011	120R	06.04.2012	2360	5,4			
36	08.12.2011	180	05.06.2012	2350	5,9	5,5	0,29	5,29
37	08.12.2011	180	05.06.2012	2360	5,5			
38	08.12.2011	180	05.06.2012	2330	5,1			
39	08.12.2011	180	05.06.2012	2350	5,4			
40	08.12.2011	180	05.06.2012	2350	5,3			
41	08.12.2011	180	05.06.2012	2370	5,8			
42	08.12.2011	180	05.06.2012	2350	5,7			
43	08.12.2011	360	02.12.2012	2350	5,9	5,6	0,39	6,97
44	08.12.2011	360	02.12.2012	2340	5,6			
45	08.12.2011	360	02.12.2012	2370	5,6			
46	08.12.2011	360	02.12.2012	2350	4,9			
47	08.12.2011	360	02.12.2012	2360	5,8			
48	08.12.2011	360	02.12.2012	2350	5,3			
49	08.12.2011	360R	02.12.2012	2380	6,1			
50	08.12.2011	360w	02.12.2012	2400	6,3	6,4	0,38	5,96
51	08.12.2011	360w	02.12.2012	2410	6,8			
52	08.12.2011	360w	02.12.2012	2390	6,1			
53	08.12.2011	360w	02.12.2012	2410	7,0			
54	08.12.2011	360w	02.12.2012	2410	6,4			
55	08.12.2011	360w	02.12.2012	2400	5,9			
56	08.12.2011	360wR	02.12.2012	2380	6,4			

D-dynamisch, R-Reserve, w-Wasserlagerung

Tabelle 3.16: 51/219/11 - OB II CEM II/B-S 42,5 N - Spaltzugfestigkeit

Nr.	Herstell- datum	Alter [d]	Prüftermin	Dichte [kg/m ³]	Spannung [N/mm ²]	Spannung Mittelwert [N/mm ²]	Standard- abweichung [N/mm ²]	Variations- koeffizient [%]
57	12.12.2011	7	19.12.2011	2340	4,1	4,3	0,27	6,22
58	12.12.2011	7	19.12.2011	2350	4,6			
59	12.12.2011	7	19.12.2011	2340	4,2			
60	12.12.2011	7	19.12.2011	2340	4,7			
61	12.12.2011	7	19.12.2011	2350	4,0			
62	12.12.2011	7	19.12.2011	2350	4,5			
63	12.12.2011	7R	19.12.2011	2350	4,3			
64	12.12.2011	28	09.01.2012	2340	5,6	5,3	0,21	3,90
65	12.12.2011	28	09.01.2012	2350	5,5			
66	12.12.2011	28	09.01.2012	2340	5,2			
67	12.12.2011	28	09.01.2012	2350	5,1			
68	12.12.2011	28	09.01.2012	2350	5,4			
69	12.12.2011	28	09.01.2012	2350	5,2			
70	12.12.2011	28R	09.01.2012	2330	3,9			
71	12.12.2011	28w	09.01.2012	2370	5,2	5,2	0,15	2,97
72	12.12.2011	28w	09.01.2012	2390	5,0			
73	12.12.2011	28w	09.01.2012	2410	5,2			
74	12.12.2011	28w	09.01.2012	2370	5,1			
75	12.12.2011	28w	09.01.2012	2380	5,3			
76	12.12.2011	28w	09.01.2012	2370	4,9			
77	12.12.2011	28wR	09.01.2012	2400	5,3			
78	12.12.2011	28D	09.01.2012*)					
79	12.12.2011	28D	09.01.2012*)					
80	12.12.2011	28D	09.01.2012*)					
81	12.12.2011	28D	09.01.2012*)					
82	12.12.2011	28D	09.01.2012*)					
83	12.12.2011	28D	09.01.2012*)					
84	12.12.2011	28DR	09.01.2012*)					
85	12.12.2011	28DR	09.01.2012*)					
86	12.12.2011	28DR	09.01.2012*)					

Nr.	Herstell- datum	Alter [d]	Prüftermin	Dichte [kg/m ³]	Spannung [N/mm ²]	Spannung Mittelwert [N/mm ²]	Standard- abweichung [N/mm ²]	Variations- koeffizient [%]
87	12.12.2011	60	10.02.2012	2370	5,9	5,6	0,17	3,12
88	12.12.2011	60	10.02.2012	2360	5,4			
89	12.12.2011	60	10.02.2012	2360	5,5			
90	12.12.2011	60	10.02.2012	2370	5,5			
91	12.12.2011	60	10.02.2012	2360	5,6			
92	12.12.2011	60	10.02.2012	2320	5,5			
93	12.12.2011	60R	10.02.2012	2370	5,5			
94	12.12.2011	120	10.04.2012	2360	5,3	5,6	0,32	5,81
95	12.12.2011	120	10.04.2012	2370	5,4			
96	12.12.2011	120	10.04.2012	2340	5,5			
97	12.12.2011	120	10.04.2012	2370	5,8			
98	12.12.2011	120	10.04.2012	2340	5,4			
99	12.12.2011	120	10.04.2012	2390	6,1			
100	12.12.2011	120R	10.04.2012					
101	12.12.2011	180	09.06.2012	2370	5,3	5,5	0,20	3,72
102	12.12.2011	180	09.06.2012	2350	5,3			
103	12.12.2011	180	09.06.2012	2350	5,3			
104	12.12.2011	180	09.06.2012	2360	5,6			
105	12.12.2011	180	09.06.2012	2390	5,8			
106	12.12.2011	180	09.06.2012	2380	5,6			
107	12.12.2011	180	09.06.2012					
108	12.12.2011	360	06.12.2012	2380	5,4	5,7	0,34	6,06
109	12.12.2011	360	06.12.2012	2400	6,0			
110	12.12.2011	360	06.12.2012	2390	6,1			
111	12.12.2011	360	06.12.2012	2390	5,7			
112	12.12.2011	360	06.12.2012	2390	5,5			
113	12.12.2011	360	06.12.2012	2380	5,3			
114	12.12.2011	360R	06.12.2012					
115	12.12.2011	360w	06.12.2012	2430	5,8	5,5	0,30	5,32
116	12.12.2011	360w	06.12.2012	2430	5,5			
117	12.12.2011	360w	06.12.2012	2450	5,9			
118	12.12.2011	360w	06.12.2012	2430	5,2			
119	12.12.2011	360w	06.12.2012	2440	5,7			
120	12.12.2011	360w	06.12.2012	2440	5,2			
121	12.12.2011	360wR	06.12.2012	2430	5,4			
122	12.12.2011	R						
123	12.12.2011	R						

D-dynamisch, R-Reserve, w-Wasserlagerung, *) Datum bei Beginn der Ermüdungsversuche

Tabelle 3.17: 51/219/11 - OB | CEM | 42,5 N – Spaltzugfestigkeit

Nr.	Herstell- datum	Alter [d]	Prüftermin	Dichte [kg/m ³]	Spannung [N/mm ²]	Spannung Mittelwert [N/mm ²]	Standard- abweichung [N/mm ²]	Variations- koeffizient [%]
124	14.12.2011	7	21.12.2011	2430	4,1	4,3	0,26	6,08
125	14.12.2011	7	21.12.2011	2420	4,2			
126	14.12.2011	7	21.12.2011	2430	4,4			
127	14.12.2011	7	21.12.2011	2430	3,9			
128	14.12.2011	7	21.12.2011	2430	4,6			
129	14.12.2011	7	21.12.2011	2420	4,5			
130	14.12.2011	7R	21.12.2011	2410	4,4			
131	14.12.2011	28	11.01.2012	2440	5,2	5,0	0,17	3,5
132	14.12.2011	28	11.01.2012	2430	5,1			
133	14.12.2011	28	11.01.2012	2400	5,1			
134	14.12.2011	28	11.01.2012	2420	5,0			
135	14.12.2011	28	11.01.2012	2410	5,1			
136	14.12.2011	28	11.01.2012	2390	4,7			
137	14.12.2011	28R	11.01.2012	2400	4,7			
138	14.12.2011	28w	11.01.2012	2440	4,5	4,5	0,27	5,94
139	14.12.2011	28w	11.01.2012	2430	4,3			
140	14.12.2011	28w	11.01.2012	2440	4,3			
141	14.12.2011	28w	11.01.2012	2410	4,3			
142	14.12.2011	28w	11.01.2012	2440	4,9			
143	14.12.2011	28w	11.01.2012	2440	4,3			
144	14.12.2011	28wR	11.01.2012	2430	4,8			
145	14.12.2011	28D	11.01.2012*)					
146	14.12.2011	28D	11.01.2012*)					
147	14.12.2011	28D	11.01.2012*)					
148	14.12.2011	28D	11.01.2012*)					
149	14.12.2011	28D	11.01.2012*)					
150	14.12.2011	28D	11.01.2012*)					
151	14.12.2011	28DR	11.01.2012*)					
152	14.12.2011	28DR	11.01.2012*)					
153	14.12.2011	28DR	11.01.2012*)					
154	14.12.2011	60	12.02.2012	2440	5,6	5,1	0,37	7,21
155	14.12.2011	60	12.02.2012	2420	4,6			
156	14.12.2011	60	12.02.2012	2420	5,4			
157	14.12.2011	60	12.02.2012	2410	4,9			
158	14.12.2011	60	12.02.2012	2460	5,2			
159	14.12.2011	60	12.02.2012	2430	5,3			
160	14.12.2011	60R	12.02.2012	2430	4,6			

Nr.	Herstell- datum	Alter [d]	Prüftermin	Dichte [kg/m ³]	Spannung [N/mm ²]	Spannung Mittelwert [N/mm ²]	Standard- abweichung [N/mm ²]	Variations- koeffizient [%]
161	14.12.2011	120	12.04.2012	2420	4,9	5,2	0,37	7,04
162	14.12.2011	120	12.04.2012	2390	5,4			
163	14.12.2011	120	12.04.2012	2410	4,6			
164	14.12.2011	120	12.04.2012	2410	5,2			
165	14.12.2011	120	12.04.2012	2420	5,5			
166	14.12.2011	120	12.04.2012	2410	5,6			
167	14.12.2011	120R	12.04.2012	2410	5,5			
168	14.12.2011	180	11.06.2012	2400	4,9	5,1	0,36	7,01
169	14.12.2011	180	11.06.2012	2400	5,1			
170	14.12.2011	180	11.06.2012	2420	5,0			
171	14.12.2011	180	11.06.2012	2410	4,8			
172	14.12.2011	180	11.06.2012	2420	5,8			
173	14.12.2011	180	11.06.2012	2440	4,9			
174	14.12.2011	180	11.06.2012					
175	14.12.2011	360	08.12.2012	2430	5,1	5,1	0,37	7,26
176	14.12.2011	360	08.12.2012	2410	5,1			
177	14.12.2011	360	08.12.2012	2420	4,5			
178	14.12.2011	360	08.12.2012	2420	5,6			
179	14.12.2011	360	08.12.2012	2410	5,1			
180	14.12.2011	360	08.12.2012	2430	5,1			
181	14.12.2011	360R	08.12.2012	2420	5,6			
182	14.12.2011	360w	08.12.2012	2470	5,5	5,5	0,18	3,19
183	14.12.2011	360w	08.12.2012	2460	5,3			
184	14.12.2011	360w	08.12.2012	2480	5,7			
185	14.12.2011	360w	08.12.2012	2490	5,7			
186	14.12.2011	360w	08.12.2012	2470	5,3			
187	14.12.2011	360w	08.12.2012	2470	5,6			
188	14.12.2011	360w	08.12.2012	2440	5,7			
189	14.12.2011	R						
190	14.12.2011	R						

D-dynamisch, R-Reserve, w-Wasserlagerung, *) Datum bei Beginn der Ermüdungsversuche

Tabelle 3.18: 51/219/11 - UB I CEM I 42,5 N – Spaltzugfestigkeit

Nr.	Herstell- datum	Alter [d]	Prüftermin	Dichte [kg/m ³]	Spannung [N/mm ²]	Spannung Mittelwert [N/mm ²]	Standard- abweichung [N/mm ²]	Variations- koeffizient [%]
191	16.12.2011	7	23.12.2011	2370	4,1	3,9	0,22	5,70
192	16.12.2011	7	23.12.2011	2390	3,5			
193	16.12.2011	7	23.12.2011	2360	3,9			
194	16.12.2011	7	23.12.2011	2380	3,8			
195	16.12.2011	7	23.12.2011	2350	4,1			
196	16.12.2011	7	23.12.2011	2360	4,0			
197	16.12.2011	7R	23.12.2011	2380	4,0			
198	16.12.2011	28	13.01.2012	2350	4,9	4,7	0,27	5,80
199	16.12.2011	28	13.01.2012	2370	4,5			
200	16.12.2011	28	13.01.2012	2380	5,2			
201	16.12.2011	28	13.01.2012	2370	4,6			
202	16.12.2011	28	13.01.2012	2340	4,5			
203	16.12.2011	28	13.01.2012	2390	5,0			
204	16.12.2011	28R	13.01.2012	2370	4,6			
205	16.12.2011	28w	13.01.2012	2390	5,1	4,7	0,28	5,99
206	16.12.2011	28w	13.01.2012	2390	4,6			
207	16.12.2011	28w	13.01.2012	2400	4,2			
208	16.12.2011	28w	13.01.2012	2380	4,7			
209	16.12.2011	28w	13.01.2012	2390	4,8			
210	16.12.2011	28w	13.01.2012	2390	4,9			
211	16.12.2011	28wR	13.01.2012	2390	4,8			
212	16.12.2011	60	14.02.2012	2390	4,6	4,7	0,22	4,68
213	16.12.2011	60	14.02.2012	2390	4,5			
214	16.12.2011	60	14.02.2012	2360	4,9			
215	16.12.2011	60	14.02.2012	2360	4,6			
216	16.12.2011	60	14.02.2012	2380	4,4			
217	16.12.2011	60	14.02.2012	2370	4,9			
218	16.12.2011	60	14.02.2012	2360	4,9			
219	16.12.2011	120	14.04.2012	2370	4,9	4,9	0,29	5,85
220	16.12.2011	120	14.04.2012	2360	5,3			
221	16.12.2011	120	14.04.2012	2340	4,9			
222	16.12.2011	120	14.04.2012	2370	4,6			
223	16.12.2011	120	14.04.2012	2360	4,5			
224	16.12.2011	120	14.04.2012	2340	5,2			
225	16.12.2011	120	14.04.2012	2350	4,8			

Nr.	Herstell- datum	Alter [d]	Prüftermin	Dichte [kg/m ³]	Spannung [N/mm ²]	Spannung Mittelwert [N/mm ²]	Standard- abweichung [N/mm ²]	Variations- koeffizient [%]
226	16.12.2011	180	13.06.2012	2390	5,6	4,8	0,44	9,09
227	16.12.2011	180	13.06.2012	2370	5,0			
228	16.12.2011	180	13.06.2012	2350	4,4			
229	16.12.2011	180	13.06.2012	2380	4,6			
230	16.12.2011	180	13.06.2012	2350	5,0			
231	16.12.2011	180	13.06.2012	2380	4,5			
232	16.12.2011	180R	13.06.2012					
233	16.12.2011	360	10.12.2012	2370	4,7	4,9	0,31	6,44
234	16.12.2011	360	10.12.2012	2370	4,9			
235	16.12.2011	360	10.12.2012	2350	5,0			
236	16.12.2011	360	10.12.2012	2360	4,7			
237	16.12.2011	360	10.12.2012	2370	5,3			
238	16.12.2011	360	10.12.2012	2370	4,4			
239	16.12.2011	360R	10.12.2012	2390	5,2			
240	16.12.2011	360w	10.12.2012	2410	6,4	6,0	0,44	7,29
241	16.12.2011	360w	10.12.2012	2410	5,6			
242	16.12.2011	360w	10.12.2012	2410	6,4			
243	16.12.2011	360w	10.12.2012	2410	5,3			
244	16.12.2011	360w	10.12.2012	2410	6,3			
245	16.12.2011	360w	10.12.2012	2400	6,2			
246	16.12.2011	360wR	10.12.2012	2410	6,1			

D-dynamisch, R-Reserve, w-Wasserlagerung

Tabelle 3.19: 51/219/11 - UB II CEM II/B-S 42,5 N – Spaltzugfestigkeit

Die nachfolgenden Tabellen 3.20 bis 3.23 dokumentieren die Ergebnisse der Druckfestigkeitsprüfung.

Nr.	Herstell- datum	Alter [d]	Prüftermin	Dichte [kg/m ³]	Spannung [N/mm ²]	Spannung Mittelwert [N/mm ²]	Standard- abweichung [N/mm ²]	Variations- koeffizient [%]
1	08.12.2011	7	15.12.2011	2310	47,6	46,7	2,49	5,35
2	08.12.2011	7	15.12.2011	2300	47,1			
3	08.12.2011	7	15.12.2011	2330	51,3			
4	08.12.2011	7	15.12.2011	2330	45,2			
5	08.12.2011	7	15.12.2011	2340	45,6			
6	08.12.2011	7	15.12.2011	2340	43,2			
7	08.12.2011	7R	15.12.2011	2320	46,7			
8	08.12.2011	28	05.01.2012	2330	61,6	59,0	2,95	5,00
9	08.12.2011	28	05.01.2012	2340	63,3			
10	08.12.2011	28	05.01.2012	2310	54,5			
11	08.12.2011	28	05.01.2012	2330	56,8			
12	08.12.2011	28	05.01.2012	2320	58,4			
13	08.12.2011	28	05.01.2012	2340	60,0			
14	08.12.2011	28R	05.01.2012	2300	58,4			
15	08.12.2011	28w	05.01.2012	2350	50,4	53,5	2,26	4,22
16	08.12.2011	28w	05.01.2012	2320	53,2			
17	08.12.2011	28w	05.01.2012	2320	55,6			
18	08.12.2011	28w	05.01.2012	2350	56,1			
19	08.12.2011	28w	05.01.2012	2320	54,4			
20	08.12.2011	28w	05.01.2012	2290	50,6			
21	08.12.2011	28wR	05.01.2012	2320	54,6			
22	08.12.2011	60	06.02.2012	2340	67,5	68,1	1,52	2,23
23	08.12.2011	60	06.02.2012	2340	69,7			
24	08.12.2011	60	06.02.2012	2320	69,0			
25	08.12.2011	60	06.02.2012	2310	69,5			
26	08.12.2011	60	06.02.2012	2330	65,3			
27	08.12.2011	60	06.02.2012	2350	67,5			
28	08.12.2011	60R	06.02.2012	2310	68,0			
29	08.12.2011	120	06.04.2012	2310	67,8	68,3	1,55	2,28
30	08.12.2011	120	06.04.2012	2300	67,5			
31	08.12.2011	120	06.04.2012	2310	66,5			
32	08.12.2011	120	06.04.2012	2310	66,7			
33	08.12.2011	120	06.04.2012	2320	69,4			
34	08.12.2011	120	06.04.2012	2330	70,8			
35	08.12.2011	120R	06.04.2012	2330	69,1			

Nr.	Herstell- datum	Alter [d]	Prüftermin	Dichte [kg/m ³]	Spannung [N/mm ²]	Spannung Mittelwert [N/mm ²]	Standard- abweichung [N/mm ²]	Variations- koeffizient [%]
36	08.12.2011	180	05.06.2012	2320	70,7	67,5	1,98	2,93
37	08.12.2011	180	05.06.2012	2330	68,5			
38	08.12.2011	180	05.06.2012	2320	68,6			
39	08.12.2011	180	05.06.2012	2330	67,2			
40	08.12.2011	180	05.06.2012	2320	65,9			
41	08.12.2011	180	05.06.2012	2340	67,3			
42	08.12.2011	180	05.06.2012	2330	64,6			
43	08.12.2011	360	02.12.2012	2330	72,1	72,7	3,32	4,57
44	08.12.2011	360	02.12.2012	2320	72,9			
45	08.12.2011	360	02.12.2012	2340	66,0			
46	08.12.2011	360	02.12.2012	2330	73,1			
47	08.12.2011	360	02.12.2012	2330	73,8			
48	08.12.2011	360	02.12.2012	2320	74,3			
49	08.12.2011	360R	02.12.2012	2360	76,8			
50	08.12.2011	360w	02.12.2012	2370	74,7	74,9	2,11	2,82
51	08.12.2011	360w	02.12.2012	2390	78,8			
52	08.12.2011	360w	02.12.2012	2370	73,8			
53	08.12.2011	360w	02.12.2012	2380	71,8			
54	08.12.2011	360w	02.12.2012	2380	75,1			
55	08.12.2011	360w	02.12.2012	2370	75,3			
56	08.12.2011	360wR	02.12.2012	2360	74,5			

D-dynamisch, R-Reserve, w-Wasserlagerung

Tabelle 3.20: 51/219/11 - OB II CEM II/B-S 42,5 N – Druckfestigkeit

Nr.	Herstell- datum	Alter [d]	Prüftermin	Dichte [kg/m ³]	Spannung [N/mm ²]	Spannung Mittelwert [N/mm ²]	Standard- abweichung [N/mm ²]	Variations- koeffizient [%]
57	12.12.2011	7	19.12.2011	2300	40,2	42,4	2,24	5,29
58	12.12.2011	7	19.12.2011	2330	39,0			
59	12.12.2011	7	19.12.2011	2330	43,7			
60	12.12.2011	7	19.12.2011	2330	42,6			
61	12.12.2011	7	19.12.2011	2340	45,7			
62	12.12.2011	7	19.12.2011	2330	42,4			
63	12.12.2011	7R	19.12.2011	2340	43,5			
64	12.12.2011	28	09.01.2012	2310	47,0	49,7	1,94	3,90
65	12.12.2011	28	09.01.2012	2330	50,4			
66	12.12.2011	28	09.01.2012	2310	47,6			
67	12.12.2011	28	09.01.2012	2330	51,5			
68	12.12.2011	28	09.01.2012	2320	50,2			
69	12.12.2011	28	09.01.2012	2330	51,4			
70	12.12.2011	28R	09.01.2012	2300	45,7			
71	12.12.2011	28w	09.01.2012	2370	46,0	47,2	1,20	2,55
72	12.12.2011	28w	09.01.2012	2360	46,9			
73	12.12.2011	28w	09.01.2012	2350	48,2			
74	12.12.2011	28w	09.01.2012	2350	46,3			
75	12.12.2011	28w	09.01.2012	2320	47,6			
76	12.12.2011	28w	09.01.2012	2330	46,0			
77	12.12.2011	28wR	09.01.2012	2340	49,1			
78	12.12.2011	28D	09.01.2012*)					
79	12.12.2011	28D	09.01.2012*)					
80	12.12.2011	28D	09.01.2012*)					
81	12.12.2011	28D	09.01.2012*)					
82	12.12.2011	28D	09.01.2012*)					
83	12.12.2011	28D	09.01.2012*)					
84	12.12.2011	28DR	09.01.2012*)					
85	12.12.2011	28DR	09.01.2012*)					
86	12.12.2011	28DR	09.01.2012*)					
87	12.12.2011	60	10.02.2012	2340	54,6	57,3	3,62	6,31
88	12.12.2011	60	10.02.2012	2330	54,9			
89	12.12.2011	60	10.02.2012	2360	60,7			
90	12.12.2011	60	10.02.2012	2320	59,6			
91	12.12.2011	60	10.02.2012	2340	54,3			
92	12.12.2011	60	10.02.2012	2330	54,1			
93	12.12.2011	60R	10.02.2012	2360	62,7			

Nr.	Herstell- datum	Alter [d]	Prüftermin	Dichte [kg/m ³]	Spannung [N/mm ²]	Spannung Mittelwert [N/mm ²]	Standard- abweichung [N/mm ²]	Variations- koeffizient [%]
94	12.12.2011	120	10.04.2012	2340	61,6	59,2	3,37	5,70
95	12.12.2011	120	10.04.2012	2340	57,2			
96	12.12.2011	120	10.04.2012	2340	53,6			
97	12.12.2011	120	10.04.2012	2340	59,1			
98	12.12.2011	120	10.04.2012	2340	61,8			
99	12.12.2011	120	10.04.2012	2340	62,1			
100	12.12.2011	120R	10.04.2012					
101	12.12.2011	180	09.06.2012	2360	63,4	60,5	2,93	4,85
102	12.12.2011	180	09.06.2012	2330	56,3			
103	12.12.2011	180	09.06.2012	2340	57,5			
104	12.12.2011	180	09.06.2012	2330	61,5			
105	12.12.2011	180	09.06.2012	2360	61,1			
106	12.12.2011	180	09.06.2012	2360	63,0			
107	12.12.2011	180	09.06.2012					
108	12.12.2011	360	06.12.2012	2360	68,4	67,2	2,74	4,08
109	12.12.2011	360	06.12.2012	2370	70,5			
110	12.12.2011	360	06.12.2012	2360	69,1			
111	12.12.2011	360	06.12.2012	2380	69,1			
112	12.12.2011	360	06.12.2012	2360	63,6			
113	12.12.2011	360	06.12.2012	2370	64,5			
114	12.12.2011	360R	06.12.2012	2370	65,0			
115	12.12.2011	360w	06.12.2012	2410	48,2	52,8	4,01	7,59
116	12.12.2011	360w	06.12.2012	2410	57,0			
117	12.12.2011	360w	06.12.2012	2430	50,2			
118	12.12.2011	360w	06.12.2012	2400	58,3			
119	12.12.2011	360w	06.12.2012	2440	55,5			
120	12.12.2011	360w	06.12.2012	2420	50,0			
121	12.12.2011	360wR	06.12.2012	2430	50,4			
122	12.12.2011	R						
123	12.12.2011	R						

D-dynamisch, R-Reserve, w-Wasserlagerung, *) Datum bei Beginn der Ermüdungsversuche

Tabelle 3.21: 51/219/11 - OB | CEM I 42,5 N – Druckfestigkeit

Nr.	Herstell- datum	Alter [d]	Prüftermin	Dichte [kg/m ³]	Spannung [N/mm ²]	Spannung Mittelwert [N/mm ²]	Standard- abweichung [N/mm ²]	Variations- koeffizient [%]
124	14.12.2011	7	21.12.2011	2380	31,3	33,4	1,74	5,21
125	14.12.2011	7	21.12.2011	2390	31,3			
126	14.12.2011	7	21.12.2011	2400	32,8			
127	14.12.2011	7	21.12.2011	2400	33,9			
128	14.12.2011	7	21.12.2011	2410	35,8			
129	14.12.2011	7	21.12.2011	2420	34,3			
130	14.12.2011	7R	21.12.2011	2390	34,7			
131	14.12.2011	28	11.01.2012	2390	43,7	43,5	0,50	1,16
132	14.12.2011	28	11.01.2012	2370	43,2			
133	14.12.2011	28	11.01.2012	2380	43,3			
134	14.12.2011	28	11.01.2012	2400	43,3			
135	14.12.2011	28	11.01.2012	2360	42,9			
136	14.12.2011	28	11.01.2012	2380	43,6			
137	14.12.2011	28R	11.01.2012	2360	44,5			
138	14.12.2011	28w	11.01.2012	2390	36,5	38,3	1,27	3,32
139	14.12.2011	28w	11.01.2012	2400	40,3			
140	14.12.2011	28w	11.01.2012	2400	37,5			
141	14.12.2011	28w	11.01.2012	2400	37,8			
142	14.12.2011	28w	11.01.2012	2360	37,7			
143	14.12.2011	28w	11.01.2012	2360	39,3			
144	14.12.2011	28wR	11.01.2012	2390	38,9			
145	14.12.2011	28D	11.01.2012*)					
146	14.12.2011	28D	11.01.2012*)					
147	14.12.2011	28D	11.01.2012*)					
148	14.12.2011	28D	11.01.2012*)					
149	14.12.2011	28D	11.01.2012*)					
150	14.12.2011	28D	11.01.2012*)					
151	14.12.2011	28DR	11.01.2012*)					
152	14.12.2011	28DR	11.01.2012*)					
153	14.12.2011	28DR	11.01.2012*)					
154	14.12.2011	60	12.02.2012	2430	53,7	51,4	1,38	2,68
155	14.12.2011	60	12.02.2012	2380	50,2			
156	14.12.2011	60	12.02.2012	2400	49,6			
157	14.12.2011	60	12.02.2012	2380	51,1			
158	14.12.2011	60	12.02.2012	2410	51,9			
159	14.12.2011	60	12.02.2012	2400	52,4			
160	14.12.2011	60R	12.02.2012	2400	50,9			

Nr.	Herstell- datum	Alter [d]	Prüftermin	Dichte [kg/m ³]	Spannung [N/mm ²]	Spannung Mittelwert [N/mm ²]	Standard- abweichung [N/mm ²]	Variations- koeffizient [%]
161	14.12.2011	120	12.04.2012	2380	53,5	55,0	1,58	2,87
162	14.12.2011	120	12.04.2012	2370	56,3			
163	14.12.2011	120	12.04.2012	2390	54,9			
164	14.12.2011	120	12.04.2012	2380	54,3			
165	14.12.2011	120	12.04.2012	2380	53,2			
166	14.12.2011	120	12.04.2012	2390	55,2			
167	14.12.2011	120R	12.04.2012	2370	57,7			
168	14.12.2011	180	11.06.2012	2400	54,8	54,3	1,45	2,66
169	14.12.2011	180	11.06.2012	2410	55,6			
170	14.12.2011	180	11.06.2012	2370	54,1			
171	14.12.2011	180	11.06.2012	2390	55,0			
172	14.12.2011	180	11.06.2012	2400	54,8			
173	14.12.2011	180	11.06.2012	2380	51,5			
174	14.12.2011	180R	11.06.2012					
175	14.12.2011	360	08.12.2012	2410	58,3	60,2	2,36	3,91
176	14.12.2011	360	08.12.2012	2380	60,2			
177	14.12.2011	360	08.12.2012	2410	59,8			
178	14.12.2011	360	08.12.2012	2400	62,6			
179	14.12.2011	360	08.12.2012	2400	57,3			
180	14.12.2011	360	08.12.2012	2410	63,3			
181	14.12.2011	360R	08.12.2012	2400	60,4			
182	14.12.2011	360w	08.12.2012	2460	49,3	46,3	3,04	6,57
183	14.12.2011	360w	08.12.2012	2420	50,4			
184	14.12.2011	360w	08.12.2012	2450	42,8			
185	14.12.2011	360w	08.12.2012	2460	45,9			
186	14.12.2011	360w	08.12.2012	2440	45,9			
187	14.12.2011	360w	08.12.2012	2450	43,4			
188	14.12.2011	360w	08.12.2012	2450	48,4			
189	14.12.2011	R						
190	14.12.2011	R						

D-dynamisch, R-Reserve, w-Wasserlagerung, *) Datum bei Beginn der Ermüdungsversuche

Tabelle 3.22: 51/219/11 - UB I CEM I 42,5 N – Druckfestigkeit

Nr.	Herstell- datum	Alter [d]	Prüftermin	Dichte [kg/m ³]	Spannung [N/mm ²]	Spannung Mittelwert [N/mm ²]	Standard- abweichung [N/mm ²]	Variations- koeffizient [%]
191	16.12.2011	7	23.12.2011	2410	33,2	32,0	0,88	2,75
192	16.12.2011	7	23.12.2011	2390	32,1			
193	16.12.2011	7	23.12.2011	2370	30,8			
194	16.12.2011	7	23.12.2011	2390	31,4			
195	16.12.2011	7	23.12.2011	2350	32,8			
196	16.12.2011	7	23.12.2011	2360	32,4			
197	16.12.2011	7R	23.12.2011	2350	31,2			
198	16.12.2011	28	13.01.2012	2340	42,4	47,0	2,57	5,46
199	16.12.2011	28	13.01.2012	2340	45,1			
200	16.12.2011	28	13.01.2012	2350	46,8			
201	16.12.2011	28	13.01.2012	2350	48,1			
202	16.12.2011	28	13.01.2012	2340	47,3			
203	16.12.2011	28	13.01.2012	2350	50,0			
204	16.12.2011	28R	13.01.2012	2320	49,2			
205	16.12.2011	28w	13.01.2012	2360	47,5	45,0	2,75	6,10
206	16.12.2011	28w	13.01.2012	2370	47,0			
207	16.12.2011	28w	13.01.2012	2350	41,2			
208	16.12.2011	28w	13.01.2012	2350	44,9			
209	16.12.2011	28w	13.01.2012	2370	47,2			
210	16.12.2011	28w	13.01.2012	2370	41,1			
211	16.12.2011	28wR	13.01.2012	2350	46,0			
212	16.12.2011	60	14.02.2012	2350	50,8	49,5	2,26	4,56
213	16.12.2011	60	14.02.2012	2360	49,4			
214	16.12.2011	60	14.02.2012	2350	47,5			
215	16.12.2011	60	14.02.2012	2360	49,9			
216	16.12.2011	60	14.02.2012	2350	48,9			
217	16.12.2011	60	14.02.2012	2370	53,3			
218	16.12.2011	60R	14.02.2012	2350	46,4			
219	16.12.2011	120	14.04.2012	2320	50,9	51,8	2,74	5,29
220	16.12.2011	120	14.04.2012	2340	47,3			
221	16.12.2011	120	14.04.2012	2360	55,9			
222	16.12.2011	120	14.04.2012	2340	53,2			
223	16.12.2011	120	14.04.2012	2330	52,9			
224	16.12.2011	120	14.04.2012	2310	50,0			
225	16.12.2011	120R	14.04.2012	2320	52,6			

Nr.	Herstell- datum	Alter [d]	Prüftermin	Dichte [kg/m ³]	Spannung [N/mm ²]	Spannung Mittelwert [N/mm ²]	Standard- abweichung [N/mm ²]	Variations- koeffizient [%]
226	16.12.2011	180	13.06.2012	2370	50,2	51,6	2,39	4,63
227	16.12.2011	180	13.06.2012	2340	48,5			
228	16.12.2011	180	13.06.2012	2350	53,6			
229	16.12.2011	180	13.06.2012	2360	52,5			
230	16.12.2011	180	13.06.2012	2380	54,8			
231	16.12.2011	180	13.06.2012	2350	50,2			
232	16.12.2011	180R	13.06.2012					
233	16.12.2011	360	10.12.2012	2350	57,6	57,5	1,91	3,33
234	16.12.2011	360	10.12.2012	2350	58,3			
235	16.12.2011	360	10.12.2012	2360	55,3			
236	16.12.2011	360	10.12.2012	2350	56,1			
237	16.12.2011	360	10.12.2012	2340	55,4			
238	16.12.2011	360	10.12.2012	2360	59,3			
239	16.12.2011	360R	10.12.2012	2340	60,2			
240	16.12.2011	360w	10.12.2012	2390	47,2	45,9	3,31	7,22
241	16.12.2011	360w	10.12.2012	2390	45,4			
242	16.12.2011	360w	10.12.2012	2380	42,9			
243	16.12.2011	360w	10.12.2012	2380	42,7			
244	16.12.2011	360w	10.12.2012	2360	44,0			
245	16.12.2011	360w	10.12.2012	2380	52,3			
246	16.12.2011	360wR	10.12.2012	2420	46,5			

D-dynamisch, R-Reserve, w-Wasserlagerung

Tabelle 3.23: 51/219/11 - UB II CEM II/B-S 42,5 N – Druckfestigkeit



Bild 3.14: Zwangsmischer UEZ ZM 200



Bild 3.15: Hochfrequenzrütteltisch 250 W/9000 U/min



Bild 3.16: Stahlform 7,0 kg bis 7,5 kg

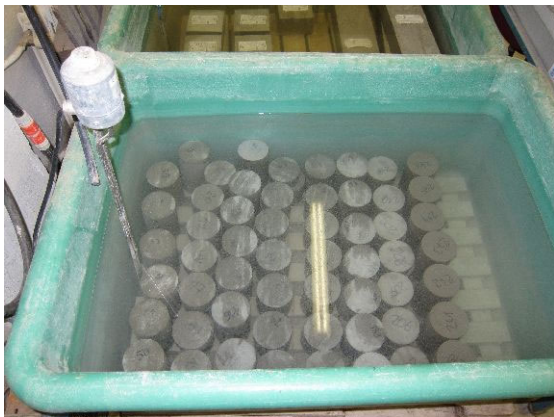


Bild 3.17: Wasserlagerung DIN EN 12390-2



Bild 3.18: Trockenlagerung DIN EN 12390-2 NA



Bild 3.19: Druckprüfung ADR 3000 ELE



Bild 3.20: Spaltzugprüfung infraTest 35-5100

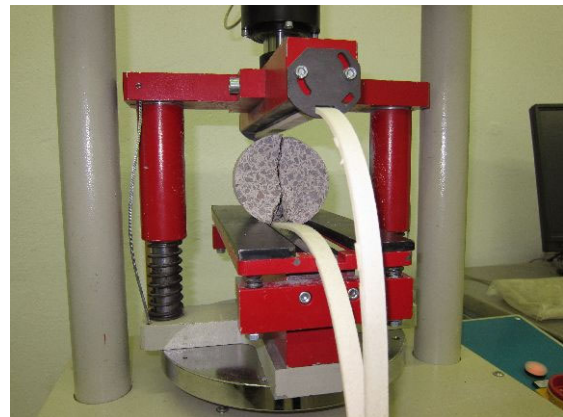


Bild 3.21: Spaltzugprüfung infraTest 35-5100

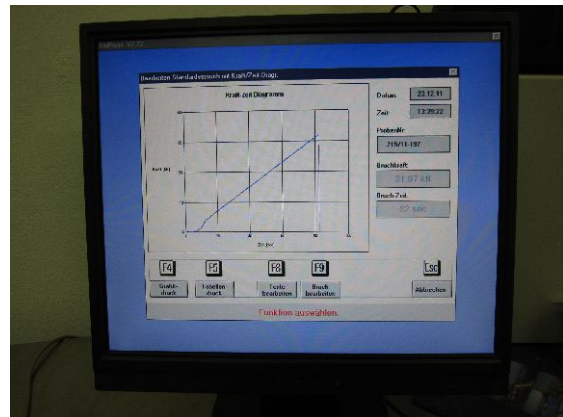


Bild 3.22: Spaltzugprüfung infraTest 35-5100

3.4.4 Auswertung der Prüfergebnisse

Die letzten Festigkeitsprüfungen an den Laborbetonen erfolgten im Dezember 2012 in einem Probenalter von 360 Tagen. Das Resultat der statistischen Auswertung der Prüfergebnisse ist in den folgenden Bildern zu sehen. Dabei sind in Bild 3.23 und Bild 3.24 jeweils die Mittelwerte von Druck- und Spaltzugfestigkeit im Zeitraum von 7 bis 360 Tagen für die vier Laborbetone dargestellt.

Es wird deutlich, dass sich sowohl bei den Druck- als auch bei den Spaltzugfestigkeiten nach den 60-Tageswerten nur noch geringe Veränderungen ergeben. Eine Ausnahme bilden die Werte der Druckfestigkeit im Prüfalter von 360 Tagen, die einen Anstieg erkennen und eine weitere Zunahme der Festigkeit im Folgezeitraum vermuten lassen.

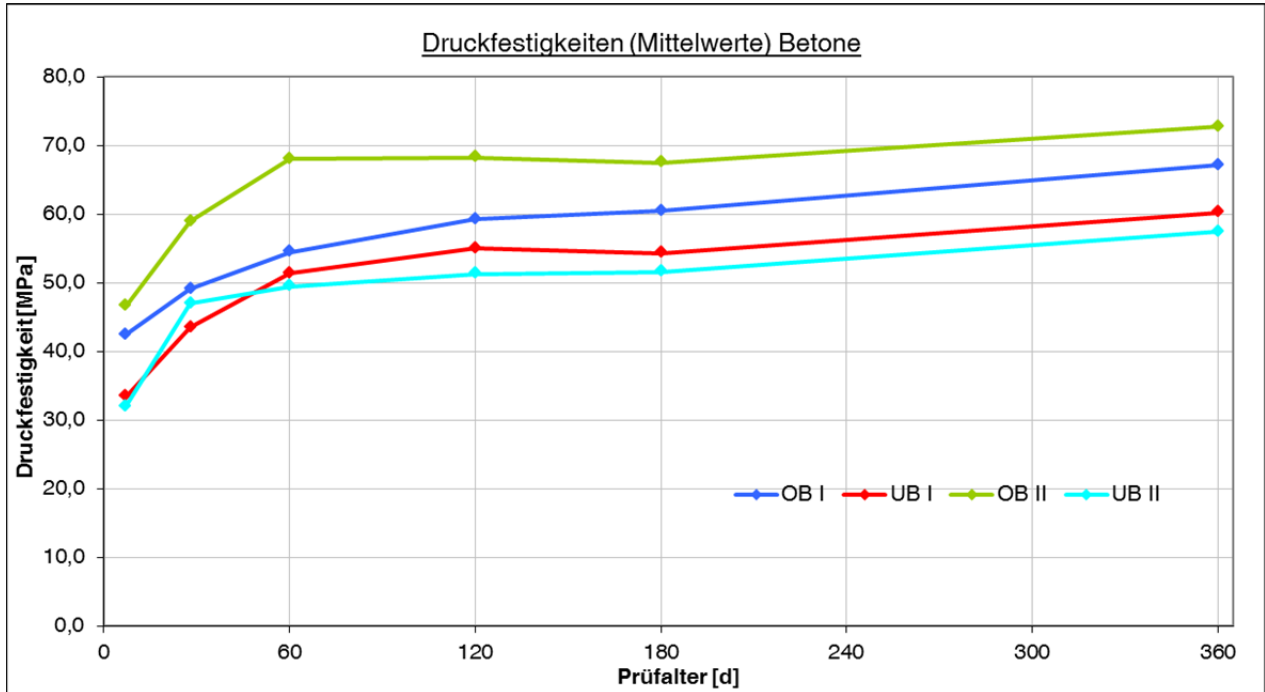


Bild 3.23: Mittelwerte der Druckfestigkeiten der Laborbetone

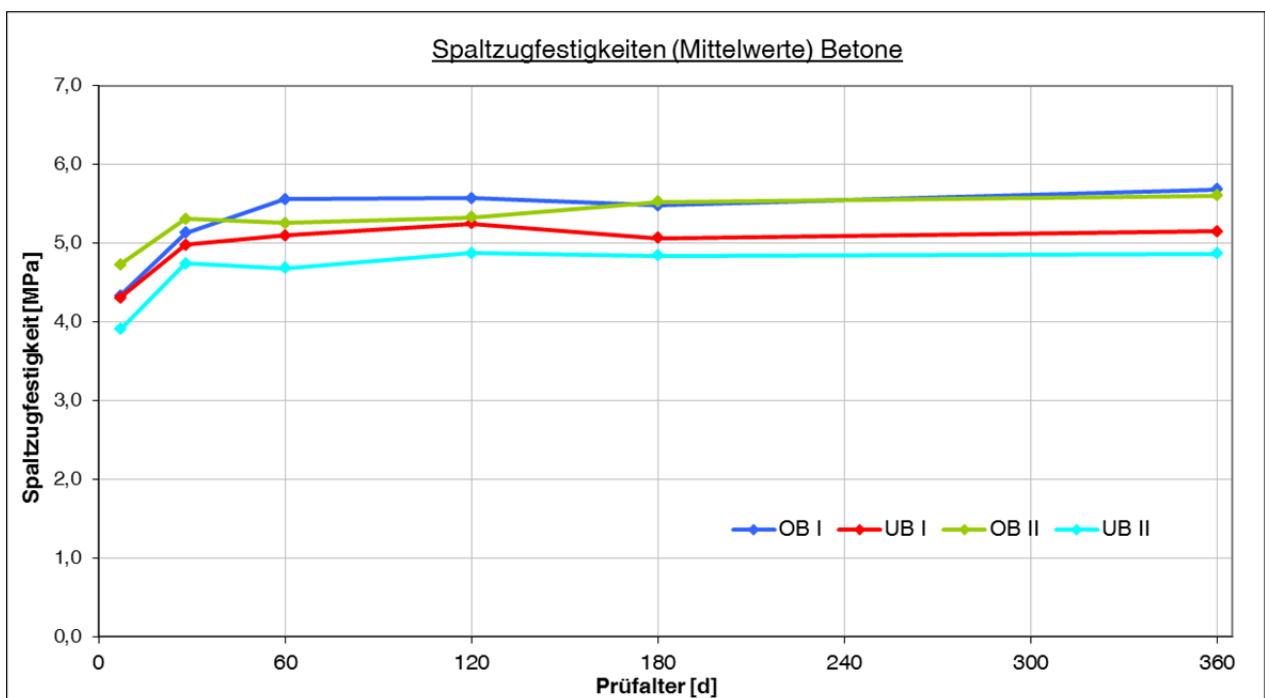


Bild 3.24: Mittelwerte der Spaltzugfestigkeiten der Laborbetone

Bei der Betrachtung der prozentualen Entwicklung, bei der für den 60-Tageswert 100% angenommen wurden, wird der Trend, der aus den Absolutwerten bereits erkennbar war, bestätigt. Die Betone weisen bei den Druckfestigkeiten nach 360 Tagen eine 7-23 %-ige Steigerung zu den

Ergebnissen der Versuche im Alter von 60 Tagen, was in Bild 3.25 dargestellt ist.

Die prozentuale Zunahme der Spaltzugfestigkeit hingegen liegt gemäß Bild 3.26 nur bei 1-7%.

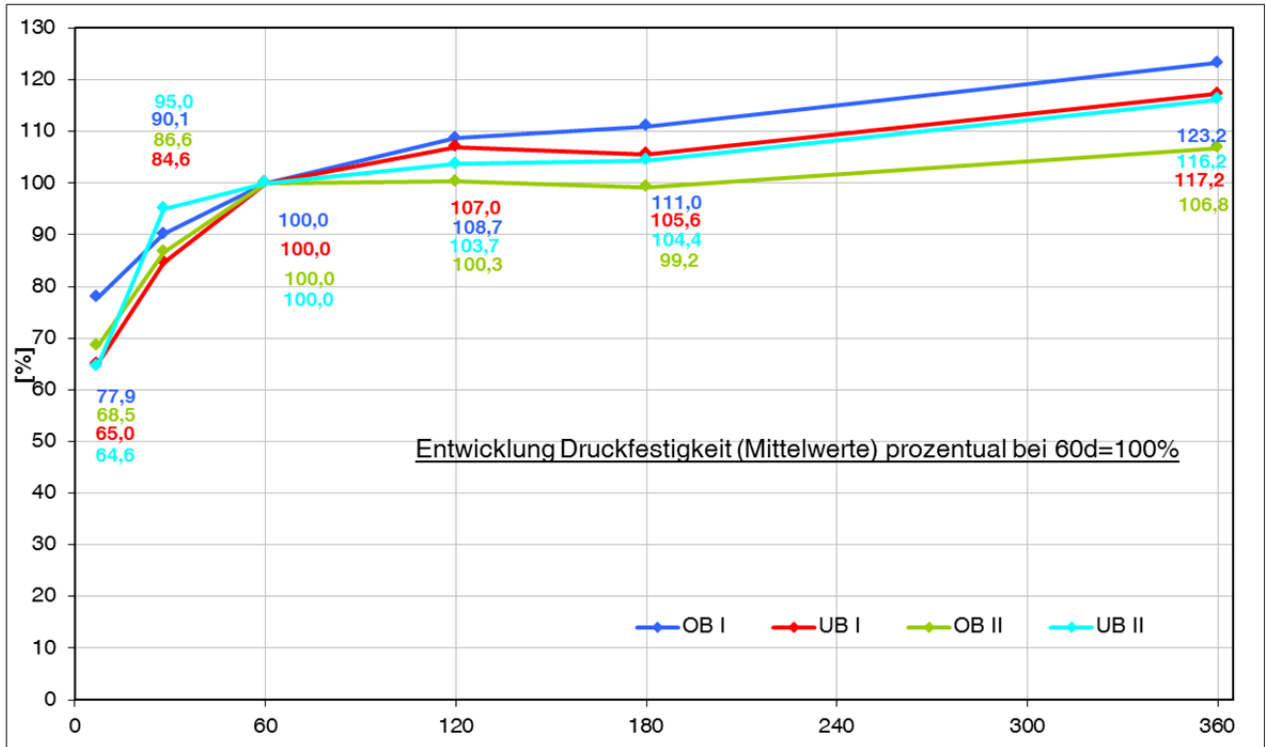


Bild 3.25: Prozentuale Entwicklung der Druckfestigkeiten der Laborbetone

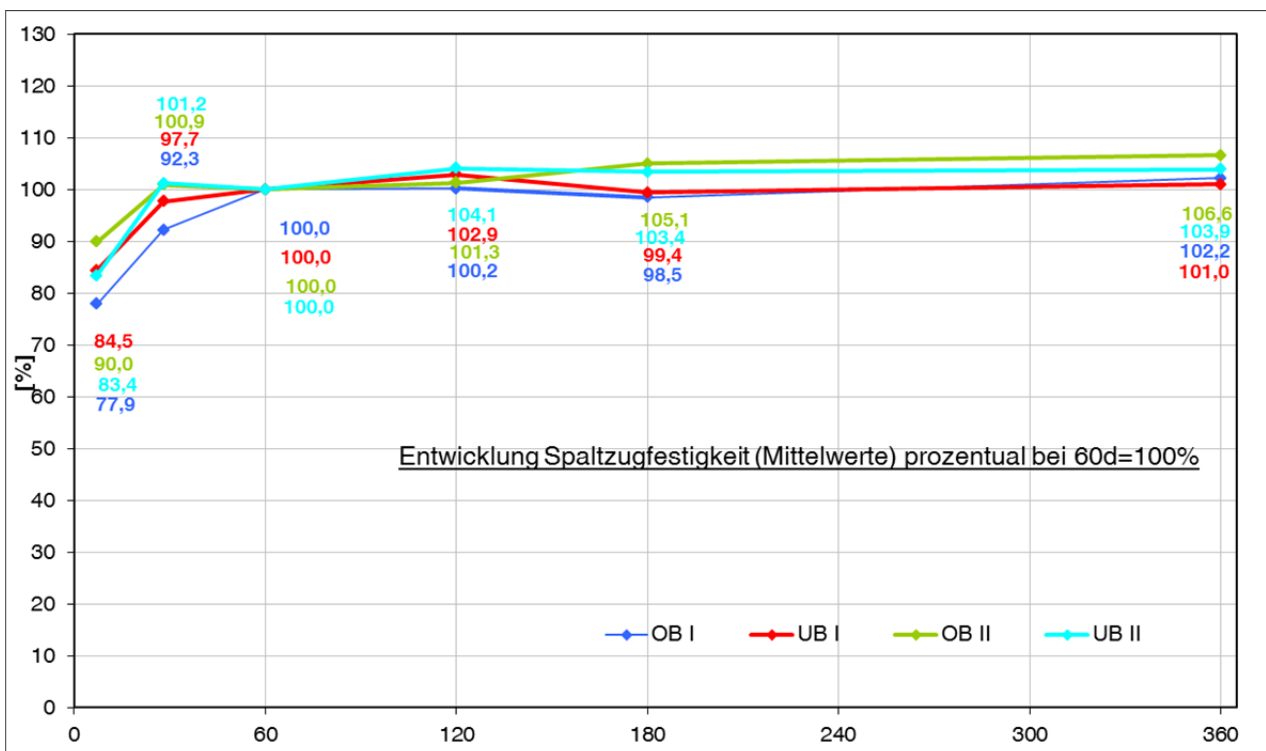


Bild 3.26: Prozentuale Entwicklung der Spaltzugfestigkeiten der Laborbetone

3.5 Vergleich Festigkeitsentwicklung Zemente - Betone

In den folgenden Bildern ist die Festigkeitsentwicklung der Laborbetone der Festigkeitsentwicklung der jeweils zugehörigen, in den Betonen eingesetzten, Zemente gegenübergestellt.

des CEM I 42,5 N. Es ist erkennbar, dass die Festigkeitsentwicklungen des Betons und des Zements zeitlich in etwa gleich verlaufen. Eine Ausnahme bildet die Spaltzugfestigkeit des Zements zwischen 60 und 120 Tagen. Hier lässt sich gegenüber dem Beton eine deutlichere Zunahme erkennen, was letztlich auch zu einer prozentual größeren Gesamtzunahme am Ende des Betrachtungszeitraumes (360 Tage) führt.

Bild 3.27 und Bild 3.28 enthalten dabei die Festigkeitsentwicklungen des Laborbetons I sowie

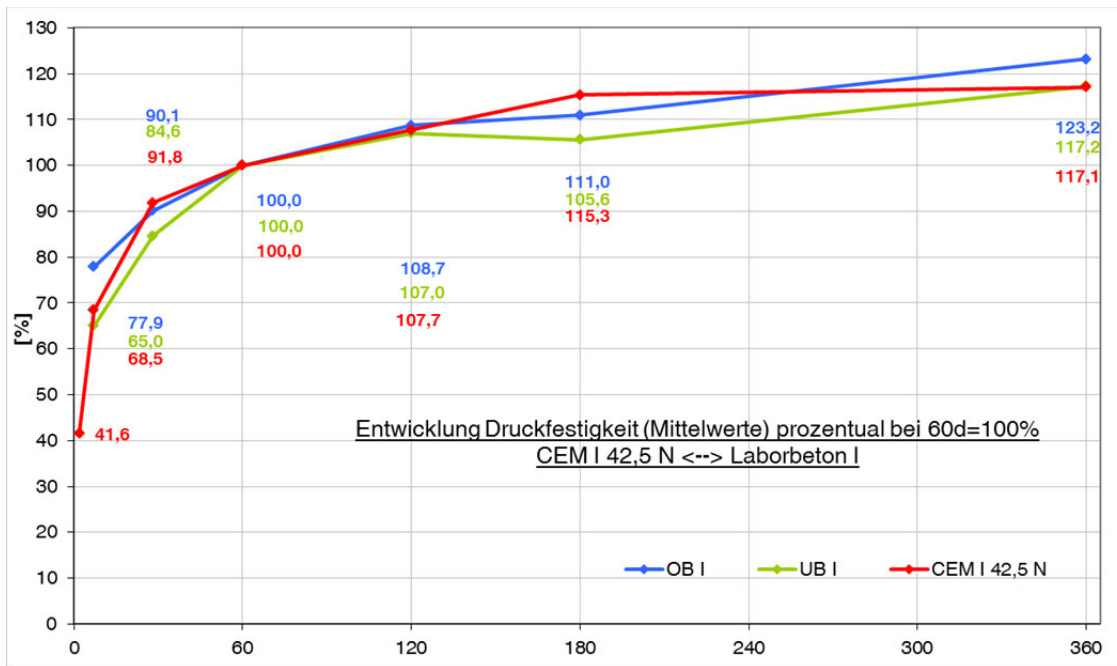


Bild 3.27: Prozentuale Entwicklung der Druckfestigkeit CEM I 42,5 N Werk B → Laborbeton I

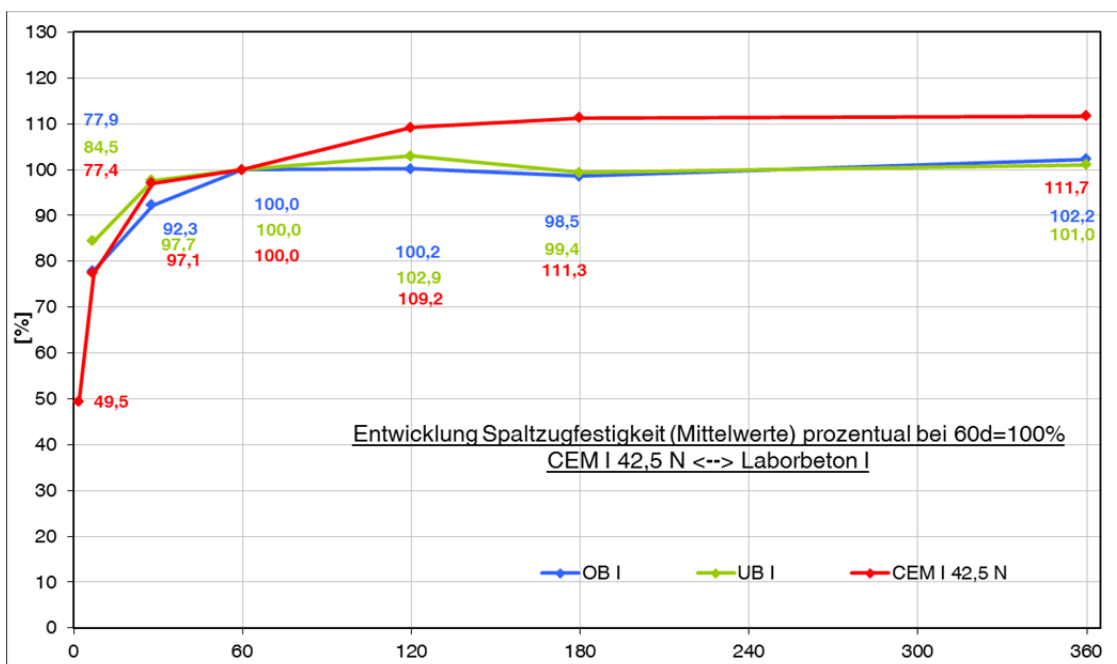


Bild 3.28: Prozentuale Entwicklung der Spaltzugfestigkeit CEM I 42,5 N Werk B → Laborbeton I

Im Folgenden (Bild 3.29 und Bild 3.30) sind Festigkeitsentwicklungen des Laborbetons II mit dem eingesetzten Zement CEM II/B-S 42,5 N dargestellt. Die Entwicklungen von Beton und Zement verlaufen annähernd gleich. Lediglich der

28-Tageswert der Spaltzugfestigkeit des Zements lässt Abweichungen erkennen.

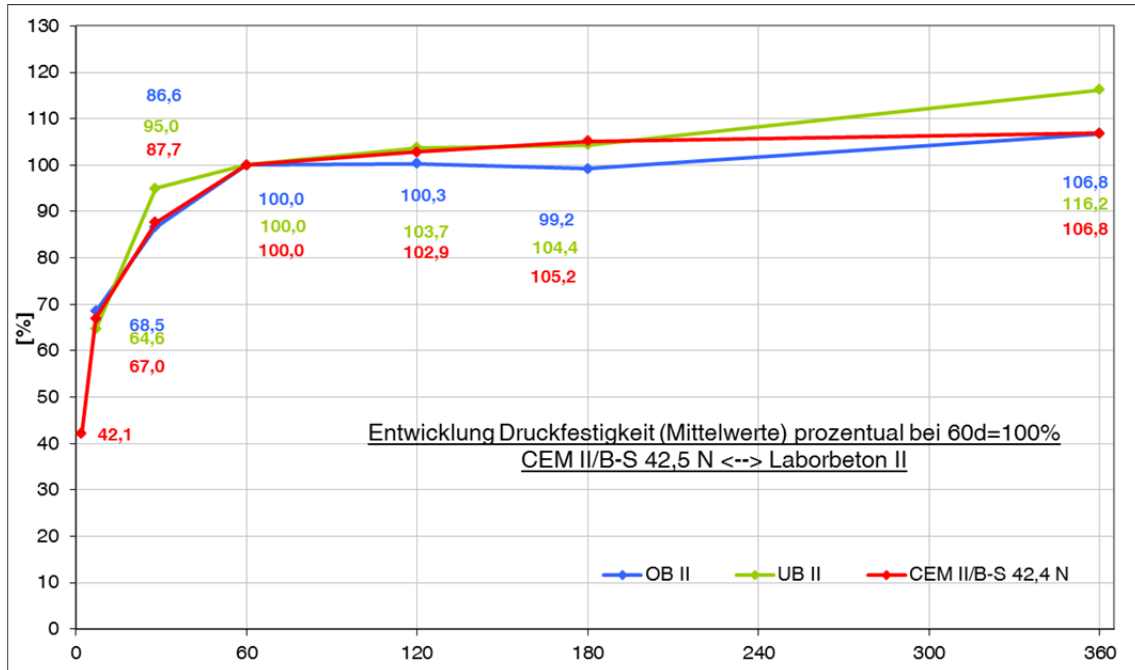


Bild 3.29: Prozentuale Entwicklung der Druckfestigkeit CEM II/B-S 42,5 N → Laborbeton II

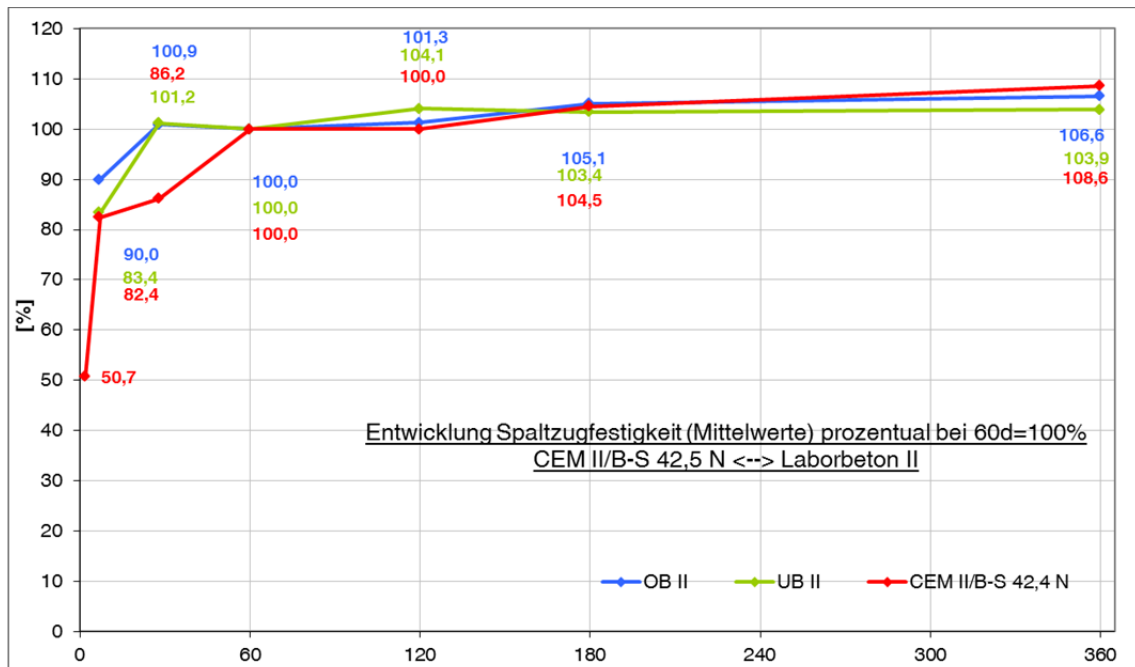


Bild 3.30: Prozentuale Entwicklung der Spaltzugfestigkeit CEM II/B-S 42,5 N → Laborbeton II

3.6 Bewertung

Die Versuche zur Festigkeitsentwicklung der Zemente und Betone wurden jeweils über einen Zeitraum von 360 Tagen durchgeführt. Dabei ist jede Serie, bei der verschiedene Zemente bzw. Betone getestet wurden, an jedem Prüfzeitpunkt an 6 Probekörpern geprüft worden. Somit hat jeder Prüfzeitpunkt eine statistisch auswertbare Prüfmenge, die die Testergebnisse mathematisch stützen. Zu bemerken ist, dass dieser Prüfaufwand und auch die Gesamtprüfzeit mit 360 Tagen bei vergleichbaren Untersuchungen anderer Forschungsarbeiten bislang noch nicht erfolgten.

Dennoch müssen auch diese Ergebnisse in einen Kontext zur eigentlichen geplanten Nutzungszeit von Betondecken im Verkehrswegebau gestellt werden. Die folgenden Betrachtungen sollen prozentuale Größenordnungen abschätzen, die bei einem 30-jährigen Betrachtungszeitraum rechnerisch zu vermuten sind.

Die Tabelle 3.24 zeigt die Entwicklung der Druckfestigkeit mit prozentualen Bezug auf Basis der 60-Tages-Werte.

Beton	Zement	Druckfestigkeit		
		$f_{cm,core}$ [N/mm ²]	$f_{ck,core}$ [N/mm ²]	
Oberbeton I	CEM I 42,5 N (Werk B)	54,488	53,138	2012 (60-Tages-Werte)
Unterbeton I		51,404	47,576	
Oberbeton II	CEM II/B-S 42,5 N	68,079	63,850	
Unterbeton II		49,453	43,175	
Oberbeton I	CEM I 42,5 N (Werk B)	86,852	76,475	2042
Unterbeton I		83,831	77,582	
Oberbeton II	CEM II/B-S 42,5 N	96,061	89,582	
Unterbeton II		77,722	68,012	
Oberbeton I	CEM I 42,5 N (Werk B)	159%	144%	Festigkeitsentwicklung 2012 zu 2042 [%]
Unterbeton I		163%	163%	
Oberbeton II	CEM II/B-S 42,5 N	141%	140%	
Unterbeton II		157%	158%	

Tabelle 3.24: Fiktive Entwicklung der Druckfestigkeit auf 30-Jahres-Werte

Es ist gut zu erkennen, dass mit einem prozentualen Zuwachs von rund 50 % bei der Druckfestigkeit bei Einsatz heute üblicher Zemente zu rechnen ist. Hierzu soll ein Vergleich mit vorhandenen Druckfestigkeitsergebnissen geführt werden. Von einem Autobahnabschnitt sind Druckfestigkeitswerte aus der Kontrollprüfung von 1984 verfügbar. Im Jahr 2010 wurde dieser Abschnitt abermals beprobt. Die Ergebnisse können der nachfolgenden Tabelle 3.25 entnommen werden.

Richtungsfahrbahn	Abschnittslänge	Druckfestigkeit				
		$f_{cm,core}$ [N/mm ²]	$f_{ck,core}$ [N/mm ²]	V [%]	S [N/mm ²]	
A	28 km	67,4	56,6	9,09	6,13	1984
B	28 km	66,6	57,5	7,75	5,16	
A und B gemeinsam	56 km	67,0	57,2	8,44	5,65	
A	28 km	98,5	72,7	12,26	12,07	2010
B	28 km	101,8	87,8	6,40	6,52	
A und B gemeinsam	56 km	100,1	80,8	9,79	9,80	
A	28 km	146%	129%	Festigkeitsentwicklung 1984 zu 2010 [%]		
B	28 km	153%	153%			
A und B gemeinsam	56 km	150%	141%			

Tabelle 3.25: Vergleich der Druckfestigkeiten eines Autobahnabschnitts nach 26 Jahren

Die prozentualen Ergebnisse dieses Autobahnabschnitts liegen erstaunlich dicht an der Prognose aus den Laborversuchen. Dabei ist zu beachten, dass damals zwar auch ein CEM I Zement verwendet wurde, jedoch mit hoher Wahrscheinlichkeit mit einer Normfestigkeit 32,5.

Bezogen auf das Langzeitverhalten der Straßenbetone hinsichtlich ihrer Druckfestigkeit lässt sich für den Betrachtungszeitraum feststellen, dass mit ähnlichen Zuwächsen für die Zukunft zu rechnen ist.

Entscheidend für die Dimensionierung und die Bewertung der strukturellen Substanz ist jedoch die Zugfestigkeit, insbesondere im Randbereich der Betondecke oben und unten. Als repräsentative mechanische Kenngröße wird dazu die Spaltzugfestigkeit herangezogen, die sowohl an Laborprobekörpern als auch an Bohrkernen im statistisch ausreichenden Maß bestimmt werden kann.

Die Tabelle 3.26 zeigt die fiktive Entwicklung der Festigkeitsentwicklungskurven aus Prüfungen bis 360 Tagen auf einen 30-jährigen Horizont.

Beton	Zement	Spaltzugfestigkeit		
		$f_{ctm,core}$ [N/mm ²]	$f_{ctk,core}$ [N/mm ²]	
Oberbeton I	CEM I 42,5 N (Werk B)	5,560	5,077	2012 (60-Tages-Werte)
Unterbeton I		5,097	4,074	
Oberbeton II	CEM II/B-S 42,5 N	5,258	4,599	
Unterbeton II		4,683	4,073	
Oberbeton I	CEM I 42,5 N (Werk B)	6,959	6,222	2042
Unterbeton I		6,007	4,510	
Oberbeton II	CEM II/B-S 42,5 N	6,324	5,222	
Unterbeton II		5,810	4,441	
Oberbeton I	CEM I 42,5 N (Werk B)	125%	123%	Festigkeitsentwicklung 2012 zu 2042 [%]
Unterbeton I		118%	111%	
Oberbeton II	CEM II/B-S 42,5 N	120%	114%	
Unterbeton II		124%	109%	

Tabelle 3.26: Fiktive Entwicklung der Spaltzugfestigkeit auf 30-Jahres-Werte

Wie bereits vermutet, fällt der Festigkeitszuwachs der Spaltzugfestigkeit deutlich geringer aus. Der Zuwachs der mittleren Spaltzugfestigkeit liegt bei etwa 20 %, der Zuwachs des dimensionierungsrelevanten 5 %-Quantils etwas darunter. Die unterschiedlichen Zuwächse leiten sich aus den unterschiedlichen Zementen und Betonzusammensetzungen ab.

Die Spaltzugfestigkeit wird erst seit wenigen Jahren nach der [AL Sp-Beton 06] bestimmt, so

dass Entwicklungen nur über einen kürzeren Zeitraum aus Bohrkernen von Autobahnabschnitten vergleichsweise hinzugezogen werden können. An 3 verschiedenen Baulosen wurden im Zuge der Kontrollprüfung 60-Tages-Werte der Spaltzugfestigkeit an Bohrkernscheiben des Ober- und des Unterbetons ermittelt. Alle Baulose wurden zu späteren Zeitpunkten wiederholt beprobt, um die Entwicklung der Spaltzugfestigkeit zu bestimmen. Bei allen Baulosen kam ein Zement CEM I 42,5 zum Einsatz. Das Bild 3.31 zeigt die Entwicklung der Oberbetone im Vergleich zu den Ergebnissen des Laborbetons OB I aus diesem Forschungsthema, das Bild 3.32 die Entwicklung der Unterbetone im Vergleich zum Unterbeton UB I aus diesem Forschungsthema. Beide Bilder zeigen den prozentualen Vergleich von Mittelwerten der Spaltzugfestigkeit, die Abszissen zeigen den Prüfzeitpunkt in Tagen.

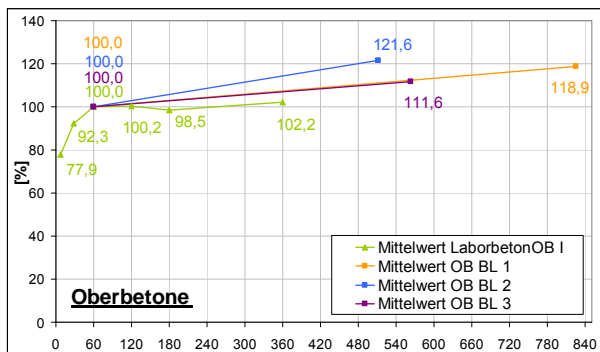


Bild 3.31: Entwicklung der Oberbetone von 3 Baulosen im Vergleich zum Laborbeton OB I

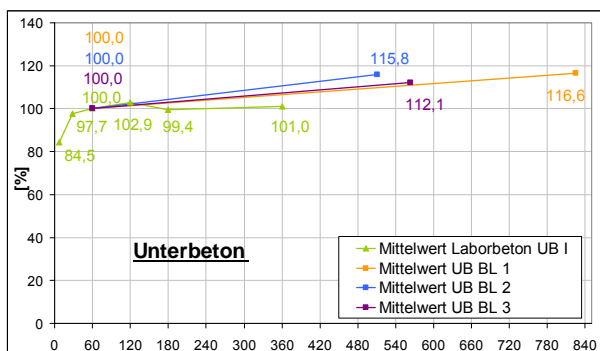


Bild 3.32: Entwicklung der Unterbetone von 3 Baulosen im Vergleich zum Laborbeton UB I

Zu erkennen ist, dass der Festigkeitszuwachs der Spaltzugfestigkeit in situ bei den untersuchten Baulosen deutlich über dem der Laborversuche liegt. Die Ursachen hierfür können vielseitig sein. Einerseits ist es möglich, dass wechselnde Temperatur- und Feuchteverhältnisse sich positiv auf die Festigkeitsentwicklung ausgewirkt haben. Andererseits kann der Einsatz unterschiedlicher

Gesteinskörnungen eine Rolle spielen, ebenso der Einsatz eines anderen Zements, auch wenn es sich in allen Fällen um einen CEM I 42,5 handelte. Letztlich ist auch die Betonherstellung und Verdichtung von Bedeutung.

Summa summarum bleibt festzustellen, dass die Spaltzugfestigkeit und somit die Zugfestigkeit des Straßenbetons allgemein offensichtlich wesentlich empfindlicher auf Randbedingungen reagiert als die Druckfestigkeit. Ein Rückschluss der Zugfestigkeit und deren Entwicklung aus Druckfestigkeitsversuchen ist daher allgemein nicht möglich und für die Praxis auszuschließen.

Für die Spaltzugfestigkeit kann festgestellt werden, dass sich diese langsamer und somit anders entwickelt als die Druckfestigkeit. Sie ist bei der Bewertung der strukturellen Substanz im Einzelfall zu bestimmen und den Berechnungen zugrunde zu legen.

Aus den Bildern 3.28 und 3.29 könnte die Schlussfolgerung gezogen werden, dass auch bei der Dimensionierung der Nacherhärtungsfaktor k_{bn} zukünftig größer als 1,0 angesetzt werden darf. Dies ist jedoch aufgrund der Unterschiedlichkeit der in praxi eingesetzten Zemente und Betone zur Zeit nicht vertretbar.

3.7 Zusammenhang mit Ermüdungsversuchen

Bei Ermüdungsversuchen, die bezüglich der Lastwechselzahlen in die Größenordnung von tatsächlich in situ auftretenden Verkehrsbelastungen geführt werden, war mit längeren Prüfzeiträumen zu kalkulieren. In diesem Prüfzeitraum erhärtete der zu belastende Probekörper nach. Dies ist gleichbedeutend mit einer Verringerung des prozentualen Belastungsniveaus im Ermüdungsprozess. Wie in Abschnitt 4 gezeigt wird, haben auch geringe Veränderungen des Belastungsniveaus bereits enorme Auswirkungen auf das Ergebnis der Ermüdungsversuche. Zur Bewertung solcher Ermüdungsversuche sind die Ergebnisse von Untersuchungen der Festigkeitsentwicklung heranzuziehen und zu berücksichtigen.

4 Ermüdungsfestigkeitsversuche

4.1 Gegenstand und Ziel der Untersuchungen

Fahrbahnbefestigungen aus Beton werden entweder nach den [RStO 12], also auf der Grundlage einer empirischen Standardisierung oder anhand des in den [RDO Beton 09] beschriebenen Verfahrens der rechnerischen Dimensionierung für den prognostizierten Verkehr ausgelegt. Neben der Dicke der einzelnen Schichten geht hier für die Decke als maßgebliche Eingangsgröße die im statischen Spaltzugversuch nach [AL Sp-Beton 06] bestimmte Festigkeit des Betons ein. Dementsprechend existiert für die Dimensionierung, aber auch für die Restsubstanzbewertung derzeit ein Bewertungshintergrund, der sich auf diese Betonfestigkeit stützt.

Für eine praxisgerechte Bewertung der Dauerhaftigkeit von Betonbefestigungen erscheint diese Vorgehensweise zwar pragmatisch, jedoch in Anbetracht der erwarteten Steigerungen im Schwerverkehr auf dem Bundesfernstraßennetz von einem bereits hohen Niveau aus unzureichend. Sinnhafter wäre ein Verfahren, das die Substanz als einen Vorrat an ertragbaren Achsüberrollungen interpretiert und jeder Überrollung einen Schädigungsanteil zuordnet. Allerdings ist derzeit die Entwicklung der Ermüdungsfestigkeit von Beton über den im Nutzungszeitraum auf ihn einwirkenden Verkehr und bei gleichzeitiger Nacherhärtung nicht hinreichend bekannt.

Mit den in diesem Forschungsprogramm durchzuführenden Versuchen an Zementmörtelprismen (Abschnitt 3.3) und an Laborbetonprobekörpern (Abschnitt 3.4) ist die Bestimmung des Verlaufs der Nacherhärtung bereits erfolgt. An weiteren Probekörpern, die teils unter Verwendung derselben zuvor eingesetzten Zemente labortechnisch hergestellt wurden, teils aus bereits längerfristig unter Verkehr liegenden Straßenbefestigungen entnommen wurden, sind zusätzliche Versuche durchgeführt worden, bei denen die Straßenbetone dem auf der Straße tatsächlich vorherrschenden Belastungsgeschehen unterzogen wurden. Hierfür wurden bei der ABE Bauprüf- und -beratungsgesellschaft hergestellte Probekörper an das Institut für Straßenwesen der Universität Siegen verschickt, um sie dort mit einer dynamischen Belastung zu beaufschlagen.

Der prinzipielle Ablauf dieser Untersuchungen gliederte sich wie folgt:

- Herstellung von Betonprobekörpern im Labor bzw. Gewinnung von Betonprobekörpern aus verschiedenen Straßenbefestigungen entnommenen Bohrkernen
- Bestimmung der statischen Spaltzugfestigkeit an einem Teil der Betonprobekörper vor Beginn der dynamischen Belastung
- Festlegung von Belastungsniveaus unterhalb des Mittelwerts der statischen Spaltzugfestigkeit als Eingangsgröße für die Spaltzugschwellbelastung der übrigen Betonprobekörper
- Durchführung der Spaltzugschwellbelastung bei den festgelegten Belastungsniveaus bis zu einer definierten Lastwechselzahl
- Bestimmung der statischen Spaltzugfestigkeit der dynamisch belasteten Betonprobekörper nach festgelegten Lastwechselzahlen

4.2 Ermittlung der statischen Spaltzugfestigkeiten

Die Prüfung von Betonprobekörpern auf ihre Spaltzugfestigkeit wird grundsätzlich mit statischen Versuchen nach [AL Sp-Beton 06] durchgeführt. Diese Prüfvorschrift präzisiert das Prüfverfahren nach [DIN EN 12390-6] wesentlich und führt so zu Messergebnissen mit geringen Streuungen. Das Verfahren nach [AL Sp-Beton 06] ist für den Betonstraßenbau in Deutschland bei Prüfung der Spaltzugfestigkeit vorgeschrieben.

Wie ebenfalls bereits in Abschnitt 3.4 dargestellt, wird der Spaltzugversuch an zylindrischen Scheiben von Probekörpern mit einem Durchmesser von 100 mm und einer Höhe von 50 mm durchgeführt. Die vertikale Druckspannung auf die Mantelfläche wird über 13 mm breite, entsprechend dem Radius des Probekörpers konkave Lasteinleitungsschienen aus gehärtetem Stahl aufgebracht, so dass im Probekörper ein zweiaxialer Spannungszustand aus der vertikalen Druck- und einer resultierenden horizontalen Zugspannung entsteht. Es wurde vielfach nachgewiesen, dass die Zugspannungen über die Höhe der Zylinderscheiben weitgehend konstant verlaufen (Bild 4.3). Im Bereich der Bruchinitialisierung, d.h. in Probekörpermitte, kann davon ausgegangen werden, dass der Bruch rein aus Zugspannung verursacht wird.

4.2.1 Statische Festigkeiten der Probekörper aus Laborbeton

In Abschnitt 3.4 wurde bereits ausführlich auf die Herstellung der Laborbetone eingegangen. Für die hier durchzuführenden Versuche wurden bei der ABE Bauprüf- und -beratungsgesellschaft Betonprobekörper des Oberbetons I (CEM I 42,5 N (Werk B)) und des Unterbetons II (CEM II/B-S 42,5 N) genutzt. Aus jeder Variante wurden sechs Probekörper zur Bestimmung der statischen Spaltzugfestigkeit herangezogen. Die Probekörper wurden vor der Durchführung des Versuchs 28 Tage in Wasser gelagert.

Tabelle 4.1 stellt die statischen Spaltzugfestigkeiten vor Beginn der dynamischen Belastung der beiden untersuchten Betone zusammen dar.

Beton	statische Spaltzugfestigkeit	Beton	statische Spaltzugfestigkeit
	[N/mm ²]		[N/mm ²]
Oberbeton 1	5,1	Unterbeton 2	5,2
	4,6		5,0
	4,2		5,2
	4,7		5,1
	4,8		5,3
	4,9		4,9
	4,8		5,3
Mittelwert	4,73	Mittelwert	5,14
Standard-abw.	0,28	Standard-abw.	0,15

Tabelle 4.1: Statische Spaltzugfestigkeiten des Oberbetons 1 und des Unterbetons 2 nach 28 Tagen Wasserlagerung

4.2.2 Statische Festigkeiten der Probekörper ausgewählter Streckenabschnitte

Neben den im Labor hergestellten Probekörpern wurden weitere in die Untersuchungen aufgenommen, die aus Straßenbefestigungen von Bundesautobahnen mit unterschiedlichen ertragenen Verkehrsbelastungen entnommen wurden.

Tabelle 4.2 zeigt die vier für diese Untersuchungen gewählten Streckenabschnitte.

Die Entnahmestellen für die Bohrkern aus den Platten folgten bei allen Strecken dem gleichen Entnahmeschema (Bild 4.1). Demnach wurden die Probekörper für die spätere dynamische Belastung aus den Bereichen entnommen, die den maximalen Verkehrsbelastungen ausgesetzt

waren. Die Probekörper zur Bestimmung der aktuellen statischen Spaltzugfestigkeit hingegen wurden teils aus dem Bereich der Rollspur, teils zwischen den Überrollungsbereichen und auch aus dem Seitenstreifen gewonnen.

Strecke	von km	bis km	Platte	Baujahr
BAB A2 Hannover – Berlin	79,880	69,150	1205	02/1998
BAB A2 Berlin – Hannover	55,965	69,150	377	08/1996
BAB A3 Wedau – Breitscheid	81,800	86,660	1093	1996
BAB A14 Halle – Dresden	109,900	99,500	1205/ 1459	10/2008

Tabelle 4.2: Streckenabschnitte, aus denen Probekörper zur Bestimmung der statischen Spaltzugfestigkeit und zur Durchführung dynamischer Belastungen entnommen wurden

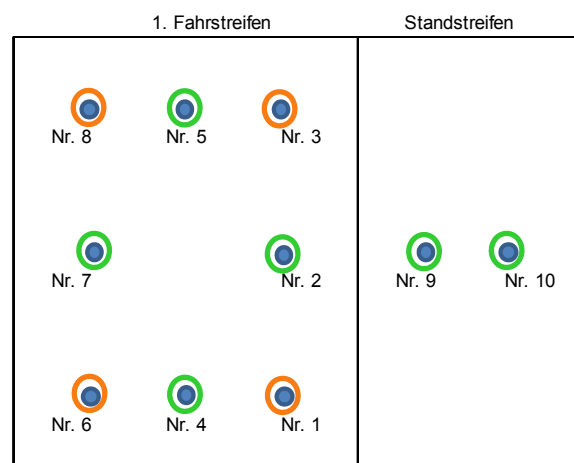


Bild 4.1: Entnahmestellen der Bohrkern zur Bestimmung der statischen Spaltzugfestigkeit (grün) und zur Durchführung dynamischer Belastungen (orange)

Nach der Entnahme wurden die Bohrkern zu Probekörpern aufgearbeitet. Aus allen Bohrkern wurden so Probekörper zur Bestimmung der statischen Spaltzugfestigkeit für den Ober- und Unterbeton gewonnen. Die Ergebnisse dieser Versuche finden sich in Tabelle 4.3.

Da bei der später durchgeführten dynamischen Belastung der Probekörper der Bundesautobahn A3 erkannt werden musste, dass der Bruch der

Probekörper sehr früh und somit deutlich früher als vorgesehen eintrat, wurde diese Strecke aus der weiteren Betrachtung ausgeschlossen.

Stattdessen wurden Bohrkerne einer zweiten Platte der Bundesautobahn A14 in die Untersuchungen eingeordnet.

Strecke	Beton	PK	statische Spaltzugfestigkeit [N/mm ²]				
			Beton	PK			
BAB A2 Hannover – Berlin Platte 1205	OB	2	5,0	UB	2	5,9	
		4	3,7		4	5,2	
		5	4,1		5	6,1	
		7	4,8		7	5,6	
		9	5,1		9	4,7	
		10	5,3		10	5,3	
	Mittelwert		4,7		Mittelwert		5,5
	Standardabw.		0,64		Standardabw.		0,51
	Variationskoeffizient		13,62 %		Variationskoeffizient		9,30 %
BAB A2 Berlin – Hannover Platte 377	OB	2	6,1	UB	2	7,2	
		4	6,9		4	7,3	
		5	7,3		5	7,1	
		7	6,7		7	6,9	
		9	7,1		9	6,7	
		10	7,3		10	7,2	
	Mittelwert		6,9		Mittelwert		7,1
	Standardabw.		0,45		Standardabw.		0,24
	Variationskoeffizient		6,52 %		Variationskoeffizient		3,38 %
BAB A3 Wedau – Breitscheid Platte 1093	OB	2	6,2	UB	2	6,3	
		4			4		
		5			5	6,0	
		7	6,0		7		
		9	6,6		9	6,1	
		10			10		
	Mittelwert		6,3		Mittelwert		6,1
	Standardabw.		0,30		Standardabw.		0,13
	Variationskoeffizient		4,76 %		Variationskoeffizient		2,13 %
BAB A14 Halle – Dresden Platte 1252	OB	2	4,2	UB	2	4,3	
		4	3,7		4	4,6	
		5	4,5		5	5,1	
		7	4,6		7	5,9	
		9	5,2		9	5,5	
		10	5,2		10	4,9	
	Mittelwert		4,6		Mittelwert		5,0
	Standardabw.		0,60		Standardabw.		0,58
	Variationskoeffizient		13,04 %		Variationskoeffizient		11,60 %
BAB A14 Halle – Dresden Platte 1459	OB	2	4,8	UB	2	5,3	
		4	6,0		4	5,6	
		5	5,4		5	4,5	
		7	6,4		7	5,8	
		9	5,9		9	5,0	
		10	5,7		10	6,4	
	Mittelwert		5,7		Mittelwert		5,41
	Standardabw.		0,55		Standardabw.		0,66
	Variationskoeffizient		9,67 %		Variationskoeffizient		12,13 %

Tabelle 4.3: Statische Spaltzugfestigkeiten aus längerfristig unter Verkehr liegenden Straßenbefestigungen entnommener Probekörper (OB: Oberbeton; UB: Unterbeton) vor Beginn der dynamischen Laboruntersuchungen

Die absoluten Werte der statischen Spaltzugfestigkeiten liegen in einem Bereich von rund $4,5 \text{ N/mm}^2$ bis $7,0 \text{ N/mm}^2$ und somit in einer Größenordnung, die der der im Labor hergestellten Proben entspricht (Tabelle 4.1) bzw. im Schnitt etwas darüber liegt. Dies erscheint plausibel, da die Proben aus bestehenden Strecken bereits einige Jahre alt sind und somit eine gewisse Nacherhärtung und damit eine höhere Festigkeit erlangt haben können. Ausgehend von den Anforderungen der [TL Beton-StB 07], in denen eine Betondruckfestigkeitsklasse C 30/37 vorgegeben wird und den [RDO Beton 09], die dieser Festigkeitsklasse statische Spaltzugfestigkeiten von $3,0$ bis über $3,7 \text{ N/mm}^2$ zugeordnet, kann auch unter der Annahme einer Nacherhärtung von 10 bis 20 % davon ausgegangen werden, dass die Festigkeiten im Mittel nach wie vor in einem nicht kritischen Bereich liegen.

Eine kritische Betrachtung der statischen Spaltzugfestigkeiten offenbart nicht unbeträchtliche Streuungen innerhalb der beprobten Platten und auch zwischen den beiden beprobten Platten der Bundesautobahn A14. Die ausgewiesenen Variationskoeffizienten liegen teilweise über 10 %. Dieser Sachverhalt ist bedeutend, da die anschließende dynamische Belastung bei einem prozentualen Spannungsniveau der statischen Spaltzugfestigkeit durchgeführt werden soll. Bei einem Mittelwert der Spaltzugfestigkeit von beispielsweise $4,7 \text{ N/mm}^2$ liegen Einzelwerte im Bereich von $3,7 \text{ N/mm}^2$ bis $5,3 \text{ N/mm}^2$ vor. Es muss somit davon ausgegangen werden, dass auch die dynamisch zu belastenden Probekörper innerhalb dieser Schwankungsbreite liegen. Da ihre Festigkeit jedoch nicht konkret bekannt sein kann, werden sie bei einem Spannungsniveau von beispielsweise 50 % mit $2,35 \text{ N/mm}^2$ belastet. Real kann diese Belastung einem Niveau von $44,3$ % bis $63,5$ % der statischen Spaltzugfestigkeit entsprechen.

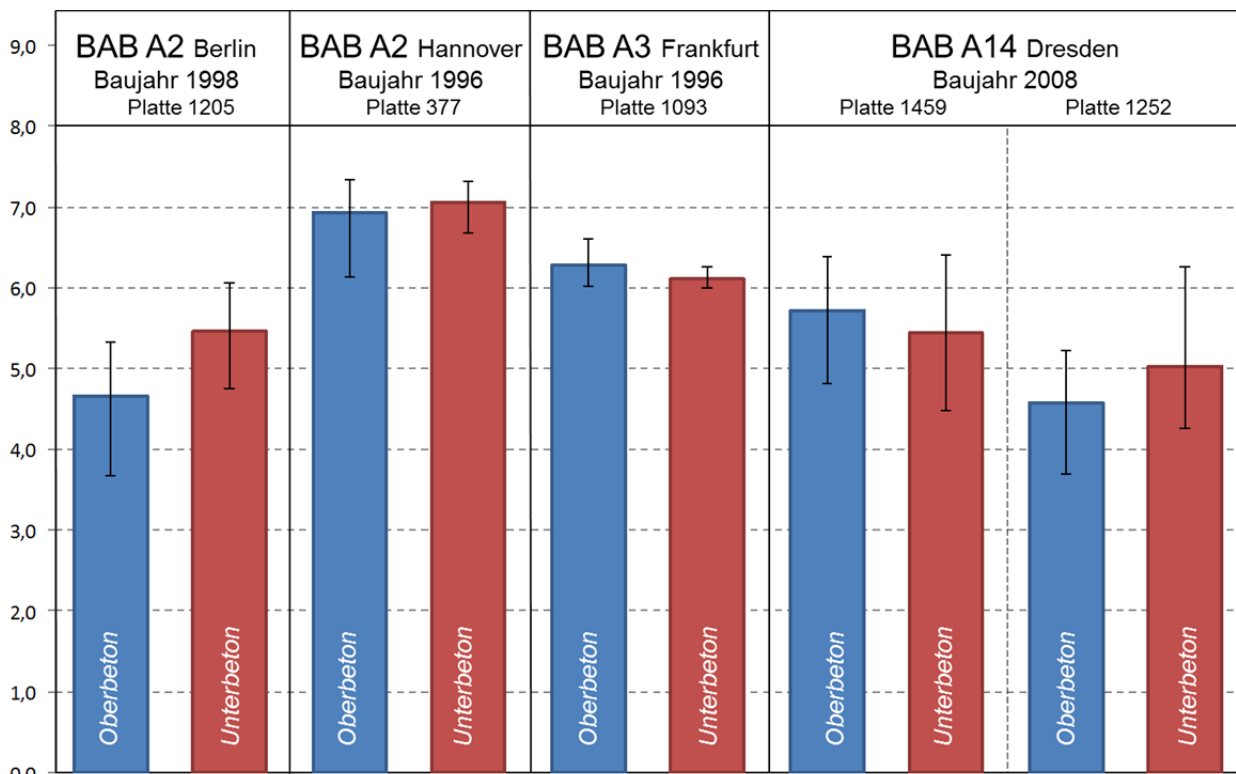


Bild 4.2: Statische Spaltzugfestigkeiten sowie deren Streubereiche bestimmt an Ober- und Unterbetonen aus längerfristig unter Verkehr liegenden Straßenbefestigungen

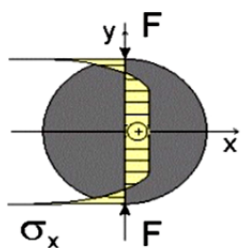
Die graphische Darstellung in Bild 4.2 zeigt aber auch, dass sich die Streuungen innerhalb einer Platte im Ober- und Unterbeton relativ gleich

verhalten, d.h. in den Platten, in denen die statischen Spaltzugfestigkeiten des Oberbetons stark streuen, streuen sie entsprechend auch im

Unterbeton. Dieser Umstand sowie die Beobachtung, dass die Streuungen in denjenigen Platten am geringsten sind, die über hohe absolute Werte der statischen Spaltzugfestigkeit verfügen, lassen die Vermutung entstehen, dass die Platten mit geringer Festigkeit und hohen Streuungen bereits strukturelle Schädigungen aufweisen. Dem muss jedoch entgegen gehalten werden, dass die Bundesautobahn A14 erst im Jahr 2008 gebaut wurde und somit die Strecke mit den höchsten Streuungen gleichzeitig die jüngste der betrachteten Strecken ist.

4.3 Durchführung der Spaltzugschwellbelastung

Wie zu Beginn dieses Kapitels beschreiben, werden die im Labor hergestellten Probekörper sowie die aus den Bohrkernen aus unterschiedlichen Bundesautobahnen entnommenen Probekörper einer längerfristigen Schwellbelastung unterzogen. Diese dynamische Belastung simuliert einen zeitgerafften Verkehr. Die Belastungsfunktion besitzt dabei eine Frequenz von 10 Hz und weist einen sinusförmigen Verlauf mit einer nahe „0“ liegenden Unterspannung und einer auf die statische Spaltzugfestigkeit abgestimmten Oberspannung auf. Das Versagen des Probekörpers während dieser Belastungsphase soll durch die vorab geschätzten Versuchsbedingungen hinsichtlich des Spannungsniveaus und der Lastwechselzahl (Tabelle 4.4 und Tabelle 4.5) möglichst vermieden werden. Nach der Belastungsphase wird dann der Spaltzugversuch nach der [AL Sp-Beton 06] durchgeführt, um die dann vorhandene statische Spaltzugfestigkeit zu ermitteln und in Bezug zu der vor der Belastung bestimmten zu bewerten.



⊕ Zugspannung

⊖ Druckspannung

Bild 4.3: Horizontalspannungsverlauf im Probekörper bei der Spaltzugprüfung

Ein Unterschied zwischen den Spaltzugversuchen nach [DIN EN 12390-6] und denen nach [AL Sp-Beton 06] besteht in der Beschaffenheit der Zwischenstreifen, die zur besseren Spannungsübertragung zwischen den Lasteintragungs-

schienen und dem Probekörper einzubauen sind. Während die [DIN EN 12390-6] hierfür auf die [DIN EN 316] verweist und somit Hartfaserstreifen mit einer Dichte von mehr als 900 kg/m^3 (Breite $b=10\pm 1 \text{ mm}$, Dicke $t=4\pm 1 \text{ mm}$) fordert, sind nach der [AL Sp-Beton 06] Zwischenstreifen gleicher Abmessungen aus Hartfilz der Härte H1 nach [DIN 61200] einzulegen.

In vergleichenden Vorversuchen hat sich gezeigt, dass die Zwischenstreifen aus Vlies durch die starke Kompressibilität große Wege des Hydraulikstempels erfordern. Die Bewegungen an der Maschine sind so groß, dass sie mit bloßem Auge deutlich zu erkennen sind, während bei den Hartfaser-Zwischenstreifen keine sichtbaren Verformungen auftreten. Es wurde deshalb beschlossen, die Ermüdungsversuche an den im Labor hergestellten sowie an den aus Straßenbefestigungen entnommenen Betonprobekörpern in Abweichung zu den Vorgaben der [AL Sp-Beton 06] mit Hartfaserstreifen durchzuführen. Aufgrund der hohen Präzision der Mantelflächenebenheit sowie vergleichender Untersuchungen, die zu dem Ergebnis kamen, dass bei Verwendung von Probekörpern mit einem Verhältnis des Durchmessers zur Höhe von größer 1 die Wahl des Materials der verwendeten Zwischenstreifen keinen Einfluss auf die ermittelte Spaltzugfestigkeit hat, erscheint dies zielführend. Für die abschließende statische Spaltzugprüfung wurden Zwischenstreifen aus Hartfilz genutzt.

4.3.1 Dynamische Prüfeinrichtung zum Aufbringen der Spaltzugschwellbelastung

Zur dynamischen Belastung der Betonprobekörper wurde eine am Institut für Straßenwesen der Universität Siegen vorhandene dynamische Universalprüfanlage der Firma Wille Geotechnik eingesetzt (Bild 4.4). Diese hydraulische Prüfeinrichtung ist in der Lage, statische Versuche mit einer Höchstlast von 63 kN und dynamische Versuche mit einer Höchstlast von 50 kN zu fahren, wobei ein Frequenzbereich von bis zu 60 Hz zur Verfügung steht.



Bild 4.4: Dynamische Universalprüfanlage

Die statischen und dynamischen Versuche können über eine Steuerungssoftware hinsichtlich ihrer Verformungs- oder Lastamplituden innerhalb der genannten Spezifikationen frei definiert werden. Die auftretenden Kräfte und vertikalen Verformungen werden über Messwertaufnehmer am Prüfzylinder gemessen, für die Erfassung der übrigen Verformungen stehen induktive Wegaufnehmer zur Verfügung.

Das Versuchsprogramm sah vor, dass die Betonprobekörper mit bis zu 50 Mio. Lastwechseln beaufschlagt werden. Bei einer angenommenen Einsetzbarkeit der Anlage von 20 Tagen pro Monat und von 16 Stunden pro Tag wurden für einen einzelnen dieser Versuche rund 4,5 Monate benötigt. Um die Gesamtdauer der Belastung aller Betonprobekörper zu verringern, war es deshalb erforderlich, mehrere Anlagen einzusetzen oder mehrere Probekörper gleichzeitig innerhalb einer Anlage zu belasten. Aus wirtschaftlichen Erwägungen wurde deshalb eine neue Vorrichtung für die Prüfanlage konzipiert, mit der bis zu drei Probekörper simultan belastet werden können.

4.3.2 Konzeption einer Vorrichtung zur Simultanbelastung dreier Probekörper

Um alle Belastungen im vorgesehenen Umfang und in avisierten Größenordnungen durchführen zu können, wurden Überlegungen angestellt, in welcher Weise mehrere Probekörper in einem Prüfstand gleichzeitig belastet werden können. Ausgehend von der Vorgabe, dass die

charakteristischen Spaltzugfestigkeiten $f_{ctk,core}$ durch die Wahl der Straßenbetonklasse unterhalb von 5 N/mm^2 bleiben, kann die von der Prüfanlage aufzubringende Vertikalkraft F über

$$f_{ctk,core} = \frac{2 \cdot F}{\pi \cdot d \cdot h} = \frac{0,64 \cdot F}{d \cdot h} \quad (4.1)$$

mit d = Durchmesser des Probekörpers
 h = Höhe des Probekörpers
 F = einwirkende Vertikalkraft

zu nicht mehr als etwa 40 kN berechnet werden. Da die vorgesehenen Ermüdungsbelastungen nur mit höchstens 80 % der Spaltzugfestigkeiten durchgeführt werden, reduziert sich die Maximallast entsprechend auf rund 32 kN. Eine gleichzeitige Prüfung von drei nebeneinander angeordneten Probekörpern war somit nicht möglich, da hierfür auch eine dreifache Kraft erforderlich wäre, die Prüfanlage jedoch für die dynamischen Belastungen nur eine Kraft von rund 50 kN aufzubringen in der Lage ist. Bei den geringen zu erwartenden Wegen, die bei der Belastung von Betonprobekörpern auftreten, war es jedoch durchaus zu bewerkstelligen, drei Probekörper vertikal übereinander anzuordnen und zu belasten. Dabei ist jedoch zu berücksichtigen, dass die jeweils oberhalb eines anderen Probekörpers angeordneten Probekörper die darunter liegenden durch ihr Eigengewicht, die zusätzlichen Traversen sowie durch die allein der Lagesicherheit der Probekörper dienenden Unterlast belasten. Während die beiden erstgenannten Zusatzlasten in Anbetracht der relativ geringen Werte gegenüber den Oberlasten allein vernachlässigbar wären, bedarf es bezüglich der im Versuch vorhandenen Unterlast einer näheren Betrachtung.

Die beiden Traversen und Probekörper, die den an unterster Position angeordneten Probekörper zusätzlich belasten, wiegen zusammen näherungsweise 5 kg. Die aus dieser Zusatzlast resultierende Spannung $\Delta f_{ctk,core}$ beträgt nach oben stehender Gleichung rund $0,0065 \text{ N/mm}^2$. Da die Prüfung der Spaltzugfestigkeit für Betonprobekörper bislang nur statisch vollzogen wird, existiert keine Vorgabe für die im dynamischen Versuch erforderliche Unterlast. Als Vergleichswert bot sich jedoch die in den dynamischen Spaltzugversuchen von Asphalt verwendete Unterlast nach [AL Sp-Asphalt 09] in Höhe von $0,035 \text{ N/mm}^2$ an. Die zusätzliche Auflast des zuunterst angeordneten Probekörpers durch das Eigengewicht der darüber angeordneten Traversen und Probekörper betrug somit knapp 19 % der verwendeten Unterlast. Diese zusätzliche Last wirkt während der gesamten Belastungsphase in Form einer

entsprechend erhöhten Unterlast auf den Probekörper ein. Auch wenn nicht zu erwarten war, dass dies beim Baustoff Beton die Ergebnisse der übereinander angeordneten Probekörper nach der dynamischen Belastung beeinträchtigen würde, wurde dieser Einfluss bei der Konstruktion der Versuchseinrichtung in der Weise berücksichtigt, dass die beiden zusätzlichen Traversen jeweils auf Federn gelagert wurden. Die Steifigkeit aller Federn kann durch mechanische Einstellung so verändert werden, dass sie die zusätzliche Auflast bei jedem Probekörper exakt ausgleicht. Eine entsprechende Belastungseinrichtung wurde nach diesen Überlegungen entworfen und realisiert (Bild 4.5). Erste Testversuche mit zusätzlich hergestellten Probekörpern ergaben, dass der Versuchsrahmen einwandfrei funktioniert. Ober- und Unterlasten sowie die Frequenz wurden hinreichend genau eingehalten. Erwartungsgemäß traten während der dynamischen Belastung infolge der vertikalen Anordnung der drei Probekörper deutlich sichtbare Wege an der obersten Traverse auf, die Belastungsfunktion der einzelnen Probekörper kann deshalb nicht exakt gleich verlaufen. Die Oberlast sowie die Frequenz fallen jedoch vergleichbar aus.

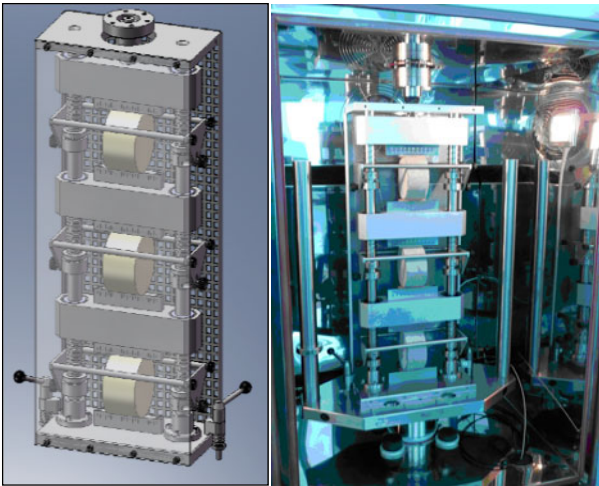


Bild 4.5: Versuchseinrichtung zur gleichzeitigen dynamischen Spaltzugbelastung von drei Betonprobekörpern; links: Konstruktionszeichnung, rechts: realisierte und eingebaute Versuchseinrichtung

Bei einem Bruch eines Probekörpers während der Belastungsphase wurde durch eine Begrenzung des Kolbenwegs auf 5 mm die sofortige Unterbrechung des Versuchs veranlasst. Dadurch ist gesichert, dass die noch intakt verbliebenen Probekörper unbeschädigt bleiben. Die Anzahl der bis dahin aufgetragenen Lastwechsel wurde dabei erfasst, so dass auch bei Unterbrechungen während der Abwesenheit des Labormaterials keine relevanten Informationen verloren gingen. Gleichzeitig ist durch das an der Rückseite

angebrachte Lochblech und die an der Front angeordnete Plexiglasscheibe gesichert, so dass keiner der noch intakten Probekörper herabfallen und dadurch oder durch größere Teile des zerstörten Probekörpers Schaden erleiden kann. Bild 4.6 zeigt einen infolge eines Probekörperversagens unterbrochenen Versuch.

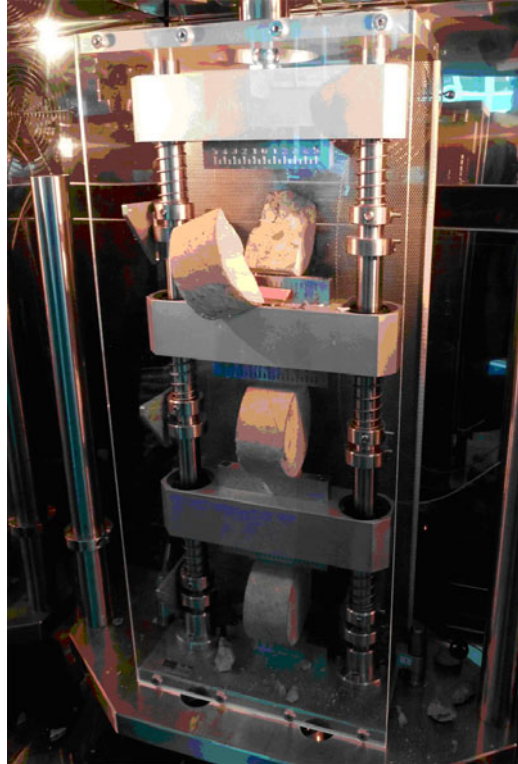


Bild 4.6: Unterbrochene Spaltzugschwellbelastung infolge Probekörperversagen

4.3.3 Belastungsprogramm

Zur Simulation einer zeitgerafften Verkehrsbelastung werden die Betonprobekörper in der Belastungsphase über einen festgelegten Zeitraum hinweg mit einer dynamischen Last beaufschlagt. Die dynamische Belastung ist dabei durch eine geringe Unterspannung, die lediglich der Stabilisierung des Probekörpers im Prüfstand dient, die variable, jedoch jeweils an die statische Spaltzugfestigkeit nach 28 Tagen gebundene, Oberspannung und die typischerweise für verkehrslastsimulierende Belastungen benutzte Frequenz von 10 Hz charakterisiert. An die Belastungsphase anschließend wird an allen Probekörpern die verbliebene statische Spaltzugfestigkeit bestimmt.

Das Belastungsprogramm sah vor, dass die dynamischen Belastungen der Betonprobekörper mit unterschiedlichen Oberlasten und Lastwechselzahlen gefahren wurden. Auf diese Weise sollte die Ermüdungsfestigkeit in Abhängigkeit von der über die Liegezeit einwirkenden Verkehrsbelastung bestimmbar

gemacht werden. Da die Belastungsgrößen und die Lastwechselzahlen für die Belastungsphase aufgrund eines fehlenden Erfahrungshintergrundes geschätzt werden mussten, war vorab nicht auszuschließen, dass bereits während der dynamischen Belastung und somit vor der Bestimmung der statischen Spaltzugfestigkeit Probekörper versagen. In diesem Fall wird die Lastwechselzahl bis zum Auftreten des ersten durchgehenden Risses festgehalten und die zugehörige Spaltzugfestigkeit mit 0 N/mm^2 angesetzt.

Tabelle 4.4 zeigt die für die im Labor hergestellten Probekörper vorgesehene Probekörperanzahl sowie deren Aufteilung auf die unterschiedlichen Oberspannungen.

Eine besondere Herausforderung des Belastungsprogramms stellte die zeitliche Abfolge der Versuche dar. Um den Einfluss der Nacherhärtung des Zements bei allen Probekörpern gleichermaßen zu berücksichtigen, sollten alle Probekörper im gleichen Alter der statischen Spaltzugprüfung unterzogen werden. Daraus folgt jedoch, dass die maximale Lastwechselanzahl – hier in Höhe von 50 Mio. – den Zeitpunkt aller statischen Spaltzugprüfungen

definiert. Da für alle anderen Belastungsversuche bei den höheren Oberspannungen kürzere Lastwechselzahlen angesetzt sind, konnten diese folglich nicht über den gesamten Zeitraum bis zur abschließenden Spaltzugfestigkeitsbestimmung kontinuierlich belastet werden. Die Belastung wurde in diesen Fällen gleichmäßig über den Zeitraum verteilt, um diese über die gesamte erfasste Phase der Nachhärtung einwirken zu lassen.

Durch einen Vergleich der dynamisch belasteten und anschließend statisch auf ihre Spaltzugfestigkeit geprüften Probekörper mit den statischen Spaltzugfestigkeiten der nicht belasteten, aber über den gleichen Zeitraum hinweg nacherhärteten Probekörper sollte es ermöglicht werden, die Funktion der Nacherhärtung und der dynamischen Belastung getrennt voneinander zu bestimmen. Beide Funktionen werden benötigt, um in der Praxis vorhandene Betone beurteilen und einordnen zu können. Sie können dann im Weiteren in ein Substanzbewertungsverfahren einfließen.

	Oberlast (in % der statischen Spaltzugfestigkeit)							
	80 %		70 %		60 %		50 %	
	Probenanzahl	Lastwechsel	Probenanzahl	Lastwechsel	Probenanzahl	Lastwechsel	Probenanzahl	Lastwechsel
Oberbeton 1	1	1 Mio.	1	2 Mio.	1	10 Mio.	3	50 Mio.
Unterbeton 2	1	1 Mio.	1	2 Mio.	1	10 Mio.	3	50 Mio.

Tabelle 4.4: Oberlasten und angestrebte Lastwechselzahlen im Belastungsprogramm für die labortechnisch hergestellten Straßenbetonprobekörper

Für die Betonprobekörper aus längerfristig unter Verkehr befindlichen Abschnitten von Bundesautobahnen war ein ähnlich strukturiertes Belastungsprogramm vorgesehen. Während der Belastungsphase der im Labor hergestellten Probekörper musste jedoch erkannt werden, dass eine nicht vorhergesehene Anzahl an Probekörpern bereits während der dynamischen Belastung zerbrachen. Für die Betonprobekörper aus den Straßenbefestigungen wurde deshalb ein verändertes Belastungsprogramm entworfen. Hierin wurde ein durchweg gleiches Belastungsniveau aller zu belastenden Probekörper in Höhe von 50 % der statischen Spaltzugfestigkeit definiert. Entscheidend hierfür waren für diese Festlegung unter anderem die hohen Streuungen der statischen Spaltzugfestigkeiten innerhalb einer Platte Tabelle 4.3. Wie in Abschnitt 4.2 beschrieben, resultiert hieraus ein nicht einheitlich einzuhaltendes Belastungsniveau, was wiederum

zu einem frühzeitigen Versagen der Probekörper führen kann. Da jeder Versuch nur einfach belegt werden konnte, sollte dies weitestgehend ausgeschlossen werden. Trotzdem versagten viele der Probekörper aus der Bundesautobahn A3, weshalb diese im Weiteren aus den Untersuchungen ausgeschlossen und eine weitere Platte der Bundesautobahn A14 in das Belastungsprogramm involviert wurde. Um den Zeitplan weiterhin annähernd einhalten zu können, wurden die angestrebten Lastwechselzahlen für die bis zu diesem Zeitpunkt noch nicht belasteten Probekörper etwas nach unten korrigiert.

Das Versuchsprogramm für die aus ausgewählten Streckenabschnitten gewonnenen Probekörper zeigt Tabelle 4.5.

Die Festlegung, ob die Probekörper einer Platte für das vorgesehene Belastungsprogramm aus dem Bereich des Ober- oder Unterbetons entnommen wurden, orientierte sich an mehreren Überlegungen. Da die Belastungen einer Betonplatte

aus Verkehr und Temperatur an ihrer oberen und unteren Seite in etwa gleich groß sind, tritt der Beginn des Versagens in der Decke voraussichtlich jeweils dort ein, wo die geringeren Festigkeiten vorhanden sind. Sofern die statischen Spaltzugfestigkeiten des Ober- und Unterbetons sich nicht deutlich voneinander unterscheiden, wurde als zweites Kriterium für die Auswahl der Bereich der geringeren Streuungen in Betracht gezogen. Bild 4.7 veranschaulicht diese Auswahl.

Strecke	Platte	OB / UB	angestrebte Lastwechselanzahl [Mio.]			
			10	20	30	40
BAB A2 Hannover – Berlin	1205	OB	10	20	30	40
BAB A2 Berlin – Hannover	377	OB	10	40	45	50
BAB A3 Wedau – Breitscheid	1093	UB	10	40	45	50
BAB A14 Halle – Dresden	1252	OB	10	20	30	40
	1459	OB	10	20	30	40

Tabelle 4.5: Angestrebte Lastwechselzahlen bei einem Belastungsniveau von 50 % der statischen Spaltzugfestigkeit im Belastungsprogramm für die Straßenbetonprobekörper aus längerfristig unter Verkehr liegenden Befestigungen von Bundesautobahnen (OB/UB: Ober-/Unterbeton)

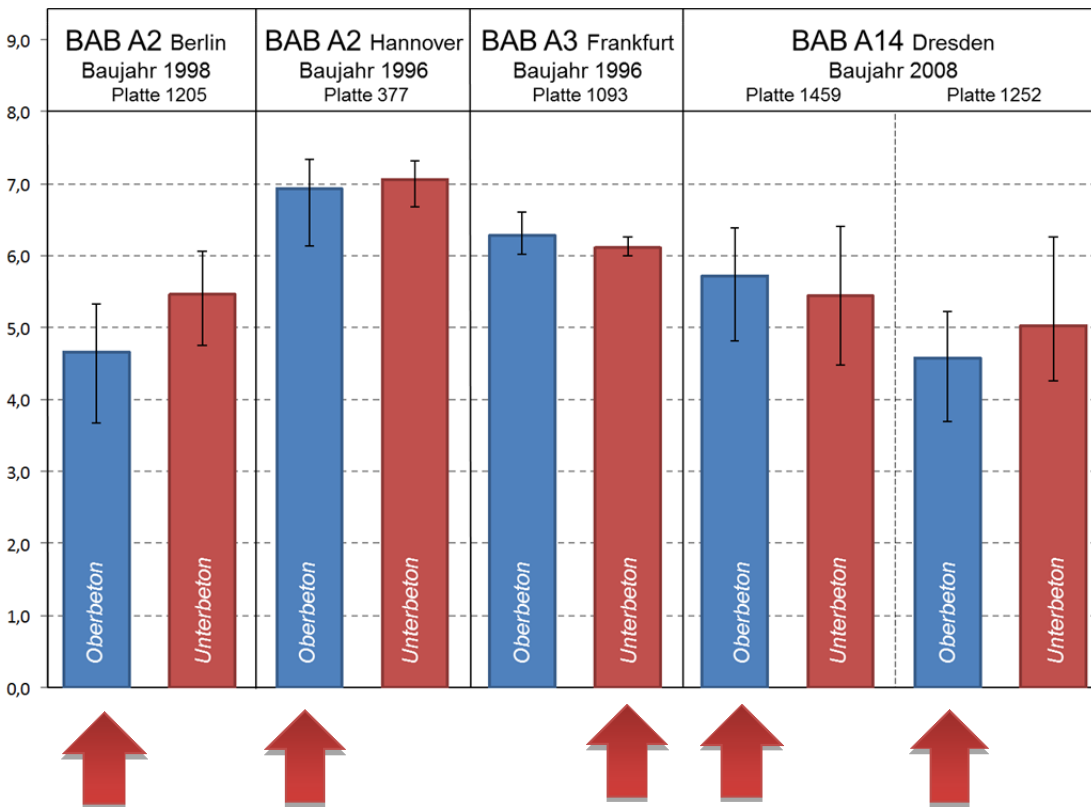


Bild 4.7: Statische Spaltzugfestigkeiten sowie deren Streubereiche bestimmt an Ober- und Unterbetonen aus längerfristig unter Verkehr liegenden Straßenbefestigungen

4.3.4 Ergebnisse des Belastungsprogramms

Nach dem festgelegten Versuchsprogramm für die im Labor hergestellten Probekörper waren für die längsten Versuche (50 Mio. LW) drei und für die übrigen jeweils nur ein Probekörper vorgesehen. Aufgrund des vielfachen Probekörperversagens insbesondere bei den hohen Belastungsniveaus wurden weitere Probekörper hergestellt, um entsprechende abgesicherte Ergebnisse doch noch zu erreichen bzw. die ermittelten Bruchlastwechselzahlen abzusichern. Teilweise wurden hierfür neue angestrebte Lastwechselzahlen definiert.

Die in Tabelle 4.6 zusammengestellten erreichten Lastwechselzahlen zeigen die vielfachen frühzeitigen Ausfälle von Probekörpern.

	Belastungs- niveau	angestrebte Lastwechsel	vorzeitiger Bruch bei LW
Oberbeton 1	80 %	1.000.000	97.944
	80 %	1.000.000	90.793
	70 %	2.000.000	375.313
	70 %	2.000.000	1.877
	60 %	10.000.000	4.544.578
	60 %	10.000.000	7.804.252
	50 %	20.000.000	–
	50 %	45.000.000	–
	50 %	50.000.000	–
	50 %	50.000.000	17.829.087
Unterbeton 2	80 %	1.000.000	249.544
	80 %	1.000.000	181.947
	70 %	2.000.000	–
	70 %	2.000.000	–
	60 %	10.000.000	–
	60 %	10.000.000	4.847.250
	50 %	50.000.000	22.054.367
	50 %	50.000.000	18.177.727
	50 %	50.000.000	–

Tabelle 4.6: Erreichte Lastwechselzahlen im Belastungsprogramm für die labor-technisch hergestellten Straßenbetonprobekörper

In Bild 4.8 sind die erreichten Lastwechselzahlen in Abhängigkeit vom Belastungsniveau dargestellt.

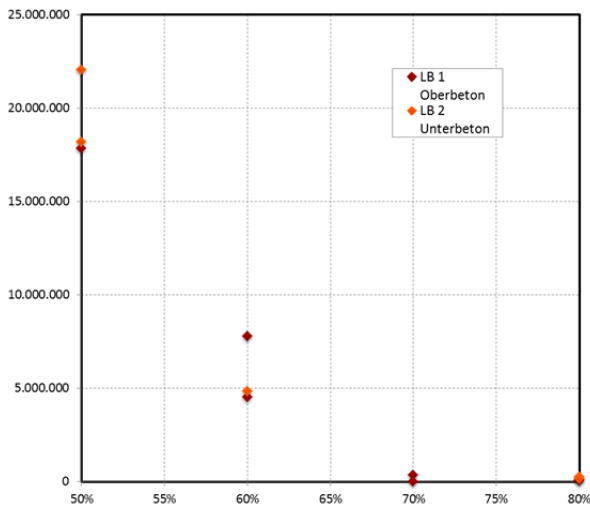


Bild 4.8: Statische Spaltzugfestigkeiten sowie deren Streubereiche bestimmt an Ober- und Unterbetonen aus längerfristig unter Verkehr liegenden Straßenbefestigungen

Auch bei der dynamischen Belastung der Probekörper aus den ausgewählten Streckenabschnitten von Bundesautobahnen traten vorzeitige Versagensfälle auf, jedoch hielten sich diese im begrenzten Rahmen (Tabelle 4.7). Entsprechend konnten hier in den meisten Fällen die verbleibenden statischen Spaltzugfestigkeiten ermittelt werden.

Strecke	Platte	OB/ UB	erreichte Lastwechselanzahl [Mio.]			
			10	20	30	40
BAB A2 Hannover – Berlin	1205	OB	10	20	30	40
BAB A2 Berlin – Hannover	377	OB	10	40	(40,3)	50
BAB A14 Halle – Dresden	1252	OB	(4,5)	20	30	40
	1459	OB	(3,9)	20	30	40

Tabelle 4.7: Erreichte Lastwechselzahlen bei einem Belastungsniveau von 50 % der statischen Spaltzugfestigkeit im Belastungsprogramm für die Straßenbetonprobekörper aus längerfristig unter Verkehr liegenden Befestigungen von Bundesautobahnen (OB/UB: Ober-/Unterbeton; () : Bruch)

4.4 Ermittlung der statischen Festigkeiten dynamisch belasteter Probekörper

4.4.1 Statische Festigkeiten der dynamisch belasteten Probekörper aus Laborbeton

Trotz der unerwartet hohen Ausfälle der im Labor hergestellten Probekörper konnten aufgrund der zusätzlich hergestellten Probekörper und durchgeführten Versuche zumindest einige statische Spaltzugfestigkeiten bestimmt werden. So liegen für den Oberbeton 1 drei Ergebnisse bei gleichem Belastungsniveau, aber unterschiedlichen Lastwechselzahlen und für den Unterbeton 2 vier Einzelwerte bei unterschiedlichen Belastungsniveaus und Lastwechselzahlen vor (Tabelle 4.8).

	Belastungsniveau	Lastwechsel	statische Spaltzugfestigkeit
			N/mm ²
Oberbeton 1	50 %	20.000.000	5,87
	50 %	45.000.000	4,86
	50 %	50.000.000	4,45
Unterbeton 2	70 %	2.000.000	4,82
	70 %	2.000.000	5,34
	60 %	10.000.000	4,68
	50 %	50.000.000	4,38

Tabelle 4.8: Statische Spaltzugfestigkeiten der labortechnisch hergestellten Straßenbetonprobekörper nach der dynamischen Belastung bei unterschiedlichen Belastungsniveaus und Lastwechselzahlen

Die Tendenz abnehmender Spaltzugfestigkeit mit der Lastwechselzahl bei gleichem Belastungsniveau ist aus Tabelle 4.8 für den Oberbeton 1 erkennbar. Für den Unterbeton 2 ist ersichtlich, dass bei höherem Belastungsniveau von 70 % nach 2 Mio. Lastwechseln etwa die gleiche Festigkeit gemessen wurde wie bei Belastungsniveau 60 % nach 10 Mio. LW bzw. bei Belastungsniveau 50 % nach 50 Mio. Lastwechseln.

4.4.2 Statische Festigkeiten dynamisch belasteter Probekörper ausgewählter Streckenabschnitte

In Tabelle 4.9 sind die Ergebnisse der statischen Festigkeiten der dynamisch belasteten Probekörper dargestellt und vergleichend den mittleren Spaltzugfestigkeiten der Null-Messung gegenübergestellt. Der Wert für die Nullmessung stellt den Mittelwert aus der Spaltzugprüfung an 6 Probekörpern zum Zeitpunkt der Substanzbewertung nach erfolgter Ermüdungsbeanspruchung durch Schwerverkehr dar.

Nur für die Platte 1459 ist die Abnahme der Spaltzugfestigkeit mit zunehmender Lastwechselzahl erkennbar.

Strecke (Platte)	Probekörper Nr.	LW (soll) [Mio.]	LW (ist) [Mio.]	mittlere Spaltzugf. Null-Messung [N/mm ²]	Spaltzugf. nach Belastung [N/mm ²]
A2 RF Hannover (377)	6o	10	10	6,9	6,24
	1o	40	40		7,90
	3o	45	40,31		-
	8o	50	50		6,47
A2 RF Berlin (1205)	8o	10	10	4,7	4,85
	1o	20	20		5,13
	3o	30	30		4,68
	6o	40	40		3,93
A3 RF Frankfurt (1093) *)	1u	10	7,16	6,1	6,88
	3u	20	1,22		-
	6u	30	5,94		6,89
	8u	40	5,94		-
A14 RF Dresden (1252)	1o	10	4,58	4,6	-
	3o	20	20		4,72
	6o	30	30		4,98
	8o	40	40		4,80
A14 RF Dresden (1459)	1o	10	3,98	5,7	-
	3o	20	20		5,45
	6o	30	30		5,60
	8o	40	40		5,71

*) Stahlfasern im Beton enthalten

Tabelle 4.9: Mittlere Spaltzugfestigkeiten der Null-Messung und Spaltzugfestigkeiten nach Belastung

4.5 Auswertung der Ergebnisse

4.5.1 Ertragbare Lastwechselzahlen bei definiertem Lastniveau (Ermüdungsfunktion)

Die in Tabelle 4.6 zusammengestellten erreichten Lastwechselzahlen zeigen vielfache frühzeitige Ausfälle von Probekörpern. Es ist deshalb naheliegend diese Versuchsergebnisse zur Kontrolle der bisher verwendeten Ermüdungsfunktionen zu benutzen. Der besondere Wert dieser Untersuchung ergibt sich aus den hohen realisierten Lastwechselzahlen. Die bekannten Ermüdungsfunktionen wurden im Allgemeinen von Versuchsergebnissen abgeleitet, die mit relativ geringeren Lastwechselzahlen und entsprechend hohen zugehörigen Belastungsniveaus durchgeführt wurden. Die für den Straßenbau relevanten Lastspielzahlen wurden dabei nicht annähernd erreicht (z.B. [WE/SCHU 2004]: maximal 2Mio. Lastwechsel).

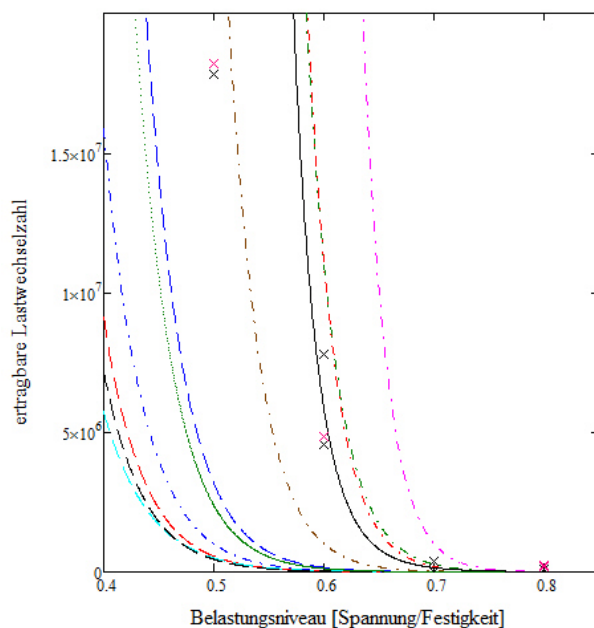


Bild 4.9: Grafen international gebräuchlicher Ermüdungsfunktionen und Ergebnisse aus den Ermüdungsversuchen

- Deutschland (Eisenmann): rot, Strichlinie
- MC90: blau, Strich-Punkt
- Japan (Iwama): grün, Strich-Punkt
- Belgien (Ververka): pink, Strich-Punkt
- Belgien (Rens): Türkis, gestrichelt
- Belgien(Wallonien): braun, Strich-Punkt
- USA (PCA): schwarz, gestrichelt
- USA (Darter): rot, Strich-Punkt
- Frankreich: blau, gestrichelt
- Niederlande: grün, Punktlinie

Bild 4.9 zeigt eine Schar international für den Straßenbau gebräuchlicher Ermüdungskurven (aus [RE/HE/CA 2006]) und die Ergebnisse aus den Ermüdungsversuchen für die Laborbetone LB1 und LB2. Auffällig ist die enorme Streuung der Kurven bei kleineren Belastungsniveaus (<0,7). Also im eigentlich relevanten Bereich. Die Abbildung legt zunächst die Vermutung nahe, dass eine realistische Ermüdungskurve etwas flacher verlaufen müsste. Dem steht aber die Tatsache entgegen, dass bei den Versuchen auf dem 50%-Niveau auch Lastwechselzahlen von 50 Mio. ohne Bruch des Probekörpers erreicht wurden.

Bis auf die Formel aus der RDO Beton haben alle Ermüdungsfunktionen die allgemeine Form:

$$N(SSR) = 10^{A-B \cdot SSR} \quad (4.2).$$

N – mögliche Lastwechsel bis zum Bruch beim Belastungsniveau SSR (Stress-Strength-Ratio)

Die jeweils gültigen Parameter A und B sind in Tabelle 4.10 zusammengestellt.

Land	A	B
Deutschland (Eisenmann)	11,8	12,1
Europa (MC90)	12	12
Japan (Iwama)	16,7	16,1
Belgien (Ververka)	20	20
Belgien (Rens)	11	10,6
Belgien / Wallonien	15	15
USA (PCA)	11,7	12,1
USA (Darter)	17,6	17,6
Frankreich	13	13
Niederlande	12,84	12,93

Tabelle 4.10: Parameter für die in verschiedenen Ländern entwickelten Ermüdungsfunktionen (aus [RE/HE/CA 2006])

Die in Deutschland in die RDO Beton aufgenommene Formel lautet:

$$N(SSR) = 10^{\frac{6,67}{SSR} - 4,35} \quad (4.3)$$

Da die Anzahl der vorliegenden Versuchsergebnisse nicht ausreicht, um eine eigene Ermüdungskurve abzuleiten, sollte geprüft werden, in wie weit die bekannten Ermüdungsfunktionen mit den Versuchsergebnissen vereinbar sind.

Diese Aufgabe wird erschwert durch die enorme Streuung der Versuchsergebnisse. Die Streuung ergibt sich primär aus der Tatsache, dass die Ermittlung der Festigkeit des Probekörpers selbst

vor dem Ermüdungsversuch mit der Zerstörung desselben verbunden wäre. Die Ermüdungsversuche erfolgen also an Probekörpern deren Ausgangsfestigkeit nicht exakt bekannt ist, sondern nur aus den Versuchen an anderen Probekörpern geschätzt wurde. Entsprechend ist das Lastniveau, welches in Relation zur Ausgangsfestigkeit definiert wird, nicht exakt einstellbar. Welche gravierenden Auswirkungen dies hat, zeigt sich an einem exemplarischen Beispiel: Für einen typischer Straßenbeton mit einer mittleren Festigkeit von 5 N/mm² und einem Variationskoeffizienten von 13% liegen 56% aller Stichproben in einem Festigkeitsbereich zwischen 4,5 N/mm² und 5,5 N/mm². Das bedeutet, dass 44% aller Probekörper eine Festigkeit aufweisen, welche mehr als 0,5 N/mm² vom Mittelwert abweicht. Diese Abweichung ist also nicht selten. In einer Stichprobe mit einer mittleren Festigkeit von 5 N/mm² kann ein konkreter Probekörper also durchaus eine Festigkeit von 4,5 N/mm² oder auch 5,5 N/mm² aufweisen. Wird ein Ermüdungsversuch für ein Lastniveau von 60% durchgeführt und der Probekörper hat statt der theoretisch erwarteten Festigkeit von 5 N/mm² eine Festigkeit von 4,5 bzw. 5,5 N/mm², so liegt das tatsächlich vorhandene Lastniveau bei 66,7% bzw. 54,5%. Setzt man die Ermüdungsfunktion aus der RDO Beton an, so ergibt sich statt der erwarteten Lastwechselzahl von 5,8 Mio. eine Lastwechselzahl von 0,4 Mio. bzw. 76,8 Mio. In diesem Fall ist also selbst eine Abweichung von 1300% vom erwarteten Funktionswert theoretisch noch kein Grund die Formel abzulehnen. Bei noch kleineren Lastniveaus ist der Effekt noch gravierender.

Es ist offensichtlich, dass sich die Ermüdungsfunktionen im Bereich höherer Lastwechselzahlen einer direkten Überprüfung durch einfachen Vergleich mit den Versuchsergebnissen entziehen.

Um dennoch die Vereinbarkeit der Bemessungsfunktionen mit den Versuchsergebnissen zu überprüfen, wurde folgendes Verfahren angewendet:

- Es wird die Hypothese aufgestellt, dass die zu prüfende Ermüdungsfunktion den Zusammenhang zwischen Belastungsniveau und ertragbarer Lastwechselzahl zutreffend beschreibt. (Nullhypothese)
- Unter Benutzung der Ermüdungsfunktion wird berechnet, welche Ausgangsfestigkeit die Probekörper gehabt haben müssen, damit das Versagen bei der ermittelten Lastwechselzahl eintritt.
- Die so ermittelte fiktive Stichprobe wird mit der Stichprobe verglichen, welche benutzt wurde, um die mittlere Ausgangsfestigkeit zu

bestimmen. Mit Homogenitätstests wird geprüft, ob beide Stichproben aus der gleichen Grundgesamtheit stammen können. Dafür werden der Bartlett-Test (für die Standardabweichung) und der t-Test (für den Mittelwert) verwendet. Ergeben die Tests, dass die Nullhypothese akzeptiert werden kann, so kann die Formel als bestätigt gelten.

	Ermüdungsformel	Laborbeton 1 α [%]		Laborbeton 2 α [%]	
		μ	σ	μ	σ
1	Deutschland (RDO Beton)	54	1,6	86	6
2	Deutschland (Eisenmann)	0,003	20,7	0,05	57
3	MC90	0,03	22	0,1	48
4	Japan (Iwama)	97	1,6	87	7
5	Belgien (Veverka)	39	4	39	4
6	Belgien (Rens)	0,002	9	0,006	32
7	Belgien (Wallonien)	2,4	2,5	18	8
8	USA (PCA)	0,001	20	0,03	64
9	USA (Darter)	83	1	93	5
	Frankreich	0,03	10	0,9	20
11	Niederlande	0,02	11	0,6	21

Tabelle 4.11: Erreichbares α -Niveau bei Annahme der Nullhypothese

In Tabelle 4.11 ist jeweils das maximale α -Niveau angegeben, bei dem die Nullhypothese in den Homogenitätstests noch nicht abgelehnt werden muss. Definiert man α -Werte unter 1% als nicht akzeptabel, so können die Formeln 1, 4, 5, 7 und 9 als brauchbar gelten.

Bei der Bewertung der Formeln ist der s-Wert sekundär. Deshalb sprechen die vergleichsweise schwachen a-Werte für den Mittelwert gegen Formel 7. Eine weitere Differenzierung der Bewertung der Formeln auf der Grundlage der hier erreichten a-Werte erscheint nicht sinnvoll. Die zugrunde liegenden Stichproben sind zu klein um feinere Unterscheidungen zu treffen.

Wie bereits oben erwähnt, sind die hohen Lastwechselzahlen für den Straßenbau von besonderem Interesse. Bei den untersuchten Stichproben lag die höchste erreichte Lastwechselzahl bei 22 Mio. Der Probekörper 85 aus dem Beton LB1 erreichte aber bei einem nominellen Lastniveau von 50% eine Lastwechselzahl von 50 Mio. ohne zu versagen. Die ermittelte Restfestigkeit lag mit 4,45N/mm² allerdings bereits deutlich unter dem geschätzten

Ausgangswert, was auf ein baldiges Versagen hindeutet. Ordnet man diesem Probekörper eine maximale Lastwechselzahl von 55 Mio. zu und führt die Berechnung für LB 1 noch einmal durch, so ergeben sich a-Werte von 83% (Mittelwert) und 1,2% (Standardabweichung). Auch hier ergibt sich also kein Widerspruch.

4.5.2 Statische Festigkeiten der dynamisch belasteten Probekörper aus Laborbeton

Ein wesentliches Ziel der Untersuchungen bestand darin, eine Degradationskurve für die Betonfestigkeit zu finden, also einen funktionalen Zusammenhang zwischen der Anzahl der Lastwechsel und der Zugfestigkeit des Betons. Dafür war vorgesehen, die Probekörper mit einer bestimmten Anzahl von Lastwechseln zu beaufschlagen und anschließend im Spaltzugversuch die Restfestigkeit zu bestimmen.

Da wie bereits beschrieben, eine große Anzahl der Probekörper vor dem Erreichen der geplanten Lastwechselzahl versagte, verblieb nur eine relativ kleine Stichprobe aus den Laborbetonen für die Bestimmung der Degradationskurve übrig (Tabelle 4.12).

	statische Spaltzugfestigkeit Null-Messung	Belastungs-niveau	Last-wechsel	statische Spaltzugfestigkeit nach Belastung
				N/mm ²
Oberbeton 1	4,73	50 %	20.000.000	5,87
		50 %	45.000.000	4,86
		50 %	50.000.000	4,45
Unterbeton 2	5,14	70 %	2.000.000	4,82
		70 %	2.000.000	5,34
		60 %	10.000.000	4,68
		50 %	50.000.000	4,38

Tabelle 4.12: Statische Spaltzugfestigkeiten der labortechnisch hergestellten Straßenbetonprobekörper vor und nach der dynamischen Belastung bei unterschiedlichen Belastungsniveaus und Lastwechselzahlen

Es ist sofort ersichtlich, dass nur die drei Werte aus dem Laborbeton 1 einen gewissen Trend erkennen lassen. Es zeigt sich jedoch, dass die Festigkeit der Nullmessung nach 20 Mio. Lastwechseln um ca. 1 N/mm² ansteigt und nach 50 Mio. Lastwechseln wieder die Festigkeit der

Nullmessung erreicht. Hier dürfte der Einfluss der parallel untersuchten Betonnacherhärtung sichtbar werden. Die Anzahl der vorliegenden Messwerte reicht jedoch nicht aus, um eine Degradationsfunktion zu bestimmen. Allenfalls ist es möglich, die Verträglichkeit der Messwerte mit vorhandenen Degradationskurven zu prüfen.

Da nur sehr wenige empirische Daten zu dieser Problematik vorliegen, ist es zunächst hilfreich, einen qualitativen Kurvenverlauf aus theoretischen Überlegungen zu bestimmen. Als Ausgangspunkt für entsprechende Überlegungen kann die aus der Bruchmechanik bekannte Paris-Erdogan-Formel dienen:

$$\frac{da}{dn} = C \cdot \Delta K^m \tag{4.4}$$

$$\Delta K = \Delta\sigma \cdot \sqrt{n \cdot a} \cdot Y(a) \tag{4.5}$$

- C, m – Materialfaktoren
- $\Delta\sigma$ – Spannungsamplitude
- n – Lastspielzahl
- a – Risslänge
- Y(a) – Geometriefaktor.

Die Formel beschreibt den Zusammenhang zwischen der Amplitude einer vielfach wiederholten Belastung und dem damit verbundenen Wachstum eines fiktiven Risses. Das Risswachstum kann als fortschreitende Schädigung durch Ermüdung interpretiert werden. Mit der Integration dieser Formel kann man die Risslänge in Abhängigkeit von der Amplitude und Lastspielzahl berechnen.

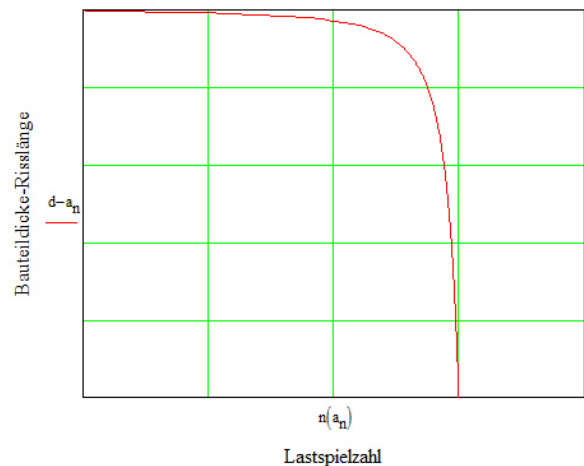


Bild 4.10: Durch Integration der Paris-Erdogan-Formel berechneter qualitativer Ermüdungsverlauf

Definiert man den Festigkeitsverlust infolge Ermüdung als Differenz aus Bauteildicke und Risslänge, so ergibt sich aus der Paris-Erdogan-Formel die in Bild 4.10 dargestellte prinzipielle Form der Degradationskurve.

Ein explizit für die Berechnung von Degradationskurven des Betons entwickeltes Verfahren stammt von PFANNER [PFA 2003].

Dem Berechnungsverfahren liegt die Annahme zugrunde, dass die im Ermüdungsprozess aufzubringende Arbeit (dissipierte Energie), die erforderlich ist, um einen bestimmten (geschädigten) Zustand des Materials zu erreichen, genau der Arbeit entspricht, die durch eine monotone statische Belastung aufgewendet werden muss, um den gleichen Schädigungszustand herzustellen. Das Verfahren wurde auf rein theoretischem Wege entwickelt und durch keinerlei empirische Daten verifiziert. Die Degradationskurven, welche sich auf diesem Wege berechnen lassen, ähneln in Ihrem Verlauf den Kurven, welche sich aus der Paris-Erdogan-Formel ergeben.

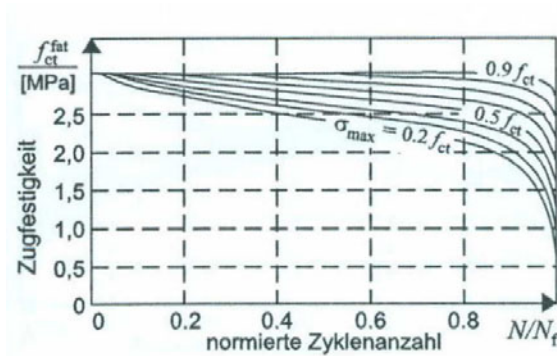


Bild 4.11: Degradationskurven nach PFANNER [PFA 2003]

Über praktische Ermüdungsversuche mit dem Ziel, eine Degradationskurve für den Beton zu identifizieren, wird in der internationalen Fachliteratur nur sehr vereinzelt berichtet. Zudem ist normalerweise die Anzahl der Probekörper zu gering und die Streuung der Versuchsergebnisse zu hoch, um wirklich belastbare Ergebnisse zu erzielen.

Einzig die von ZHANG und WU [ZHA 1997] durchgeführten Versuche bilden diesbezüglich eine Ausnahme. Die Autoren berichten von Ermüdungsversuchen, welche mit insgesamt 300 Probekörpern realisiert wurden. Dabei wurden 40 Probekörper für die Bestimmung der Degradationskurve bei einem Belastungsniveau von 70 % verwendet. Der qualitative Kurvenverlauf bestätigt die schon diskutierten theoretischen Funktionsverläufe.

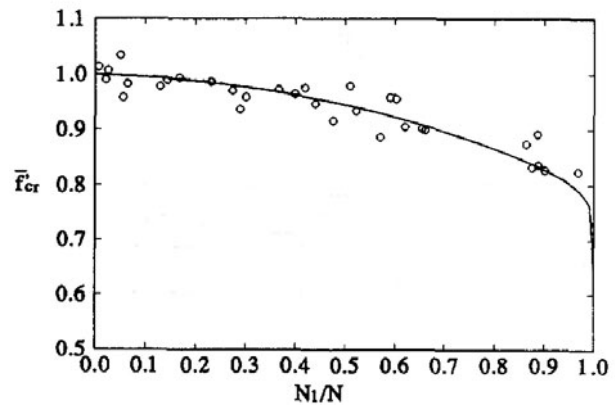


Bild 4.12: Degradationskurve nach ZHANG und WU [ZHA 1997]

Das für die Ermüdungsversuche benutzte Belastungsniveau ist allerdings zu hoch um für den Straßenbau relevant zu sein. Eine Umrechnung auf andere Belastungsniveaus ist über die Degradationsformel möglich, welche ZHANG und WU aus ihren Versuchen ableiteten.

$$f_{ct, fat} = \frac{1 - (1 - R') \cdot \beta \cdot \log(N)}{1 - (1 - R') \cdot \beta \cdot \log(N - N_1)} \cdot e^{-A \cdot \left(\frac{N_1}{N}\right)^B} \cdot \left(1 - \frac{N_1}{N}\right)^C \quad (4.6)$$

$$R' = \frac{\frac{\sigma_{min}}{f_{c, min}}}{\frac{\sigma_{max}}{f_{c, max}}} \quad (4.7)$$

A, B, C – Materialparameter

N – Bruchlastwechselzahl

N₁ – aktuelle Lastwechselzahl

B – Anpassungsfaktor (0,0807)

Es ist offensichtlich, dass sich die in Tabelle 4.12 aufgeführten Versuchsergebnisse mit der Degradationskurve nach ZHANG und WU in Einklang bringen lassen, wenn eine passende Ausgangsfestigkeit zugrunde gelegt wird. Dies kann aber noch nicht als Bestätigung der Formel betrachtet werden. Die Stichprobe ist dafür zu klein. Da jedes Lastniveau getrennt zu betrachten ist, umfasst die größte Stichprobe 3 Probekörper. Auch eine Rückrechnung der Ausgangsfestigkeit mit anschließendem Homogenitätstest (siehe oben) ist für derart kleine Stichproben nicht aussagekräftig.

Zusammenfassend ist festzustellen, dass es nicht gelungen ist, eine hinreichend gesicherte Degradationskurve für den Straßenbeton zu ermitteln.

Die Gesamtheit der vorliegenden theoretischen und empirischen Erkenntnisse zeigt, dass die Degradation der Betonfestigkeit (Zug und Druck) unter Ermüdungsbeanspruchung progressiv verläuft.

Ein großer Anteil (>80 %) der möglichen Lastwechsel führt nur zu einer geringen Abnahme der Festigkeit. In der Endphase des Ermüdungsprozesses kommt es dann zu einer schnellen Abnahme der Festigkeit, welche schließlich zum Versagen führt.

4.5.3 Statische Festigkeiten der dynamisch belasteten Probekörper aus den Strecken

Die Ergebnisse aus Tabelle 4.9 sind zur besseren Interpretierbarkeit in Bild 4.12 bis Bild 4.16 zusammen mit der maximalen Spannweite der Null-Messungen dargestellt. Der Vollständigkeit halber ist auch die Festigkeitsentwicklung der A3 (Platte 1093) aufgeführt, da es sich bei den belasteten Probekörpern jedoch um Faserbeton handelt, wurden die Ergebnisse – wie bereits erwähnt – von weiteren Betrachtungen ausgeschlossen.

Auffällig bei allen untersuchten Streckenbetonen ist, dass sich keine eindeutig erkennbare und interpretierbare Festigkeitsentwicklung in Abhängigkeit von den ertragenen Lastwechseln einstellt. Entgegen der Erwartung, dass die Festigkeiten mit zunehmender Belastung aufgrund von Ermüdungserscheinungen abnehmen, steigen diese partiell sogar mit höheren Lastwechseln. Diese unerwarteten Ergebnisse resultieren aus den in Bild 4.2 gezeigten, großen Schwankungen der ermittelten Festigkeiten. Es ist jedoch davon auszugehen, dass die erhöhten Festigkeitswerte kein Ergebnis der Belastung sind, sondern allein aus der Streuung der Stichprobe resultieren.

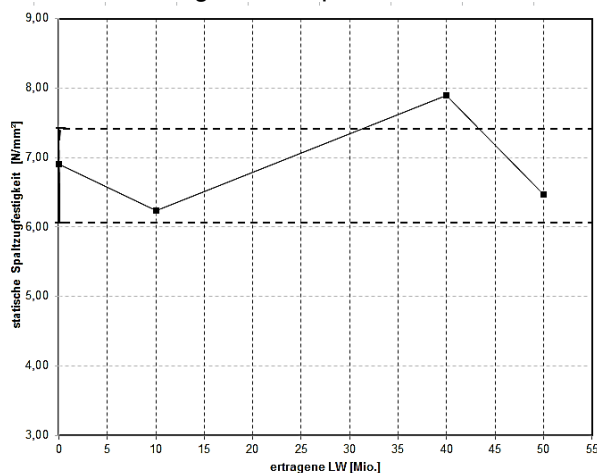


Bild 4.12: Entwicklung der Spaltzugfestigkeit in Abhängigkeit von den Lastwechseln für die A 2, RF Hannover (Platte 377, Oberbeton)

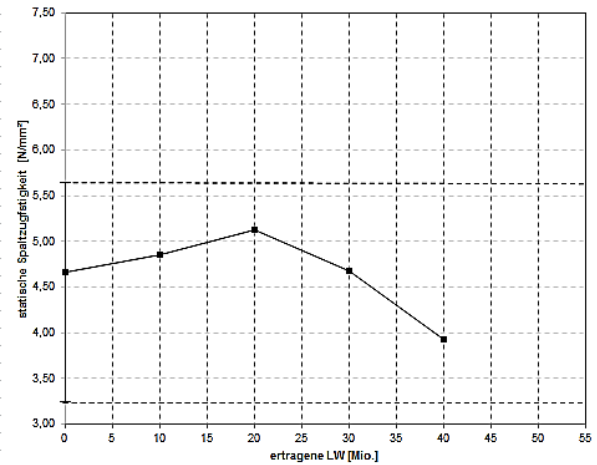


Bild 4.13: Entwicklung der Spaltzugfestigkeit in Abhängigkeit von den Lastwechseln für die A 2, RF Berlin (Platte 1205, Oberbeton)

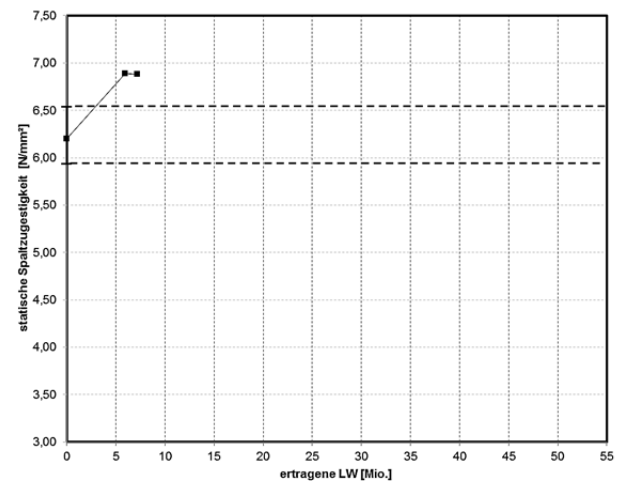


Bild 4.14: Entwicklung der Spaltzugfestigkeit in Abhängigkeit von den Lastwechseln für die A 3, RF Frankfurt (Platte 1093, Unterbeton)

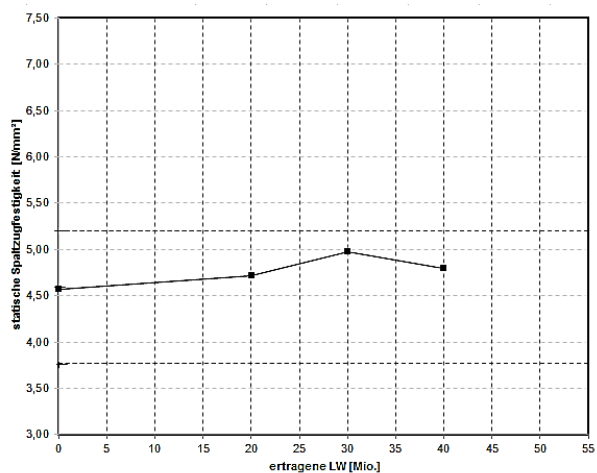


Bild 4.15: Entwicklung der Spaltzugfestigkeit in Abhängigkeit von den Lastwechseln für die A 14, RF Dresden (Platte 1252, Oberbeton)

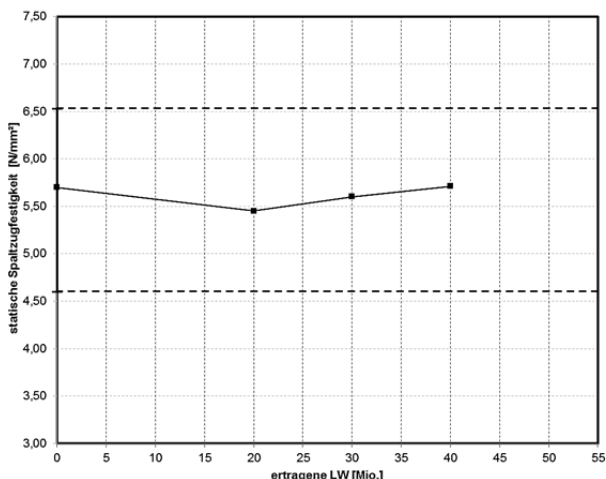


Bild 4.16: Entwicklung der Spaltzugfestigkeit in Abhängigkeit von den Lastwechseln für die A 14, RF Dresden (Platte 1459, Oberbeton)

Bei genauerer Betrachtung zeigt sich, dass die zunächst unerwarteten Untersuchungsergebnisse in Einklang sind mit den theoretischen Grundlagen. Für eine ausreichend dimensionierte Betondecke gilt, dass die für die Dimensionierung angesetzten äquivalenten Lastwechsel eine Spannung erzeugen, welche ca. 60 % der Zugfestigkeit (oder weniger) entspricht. Dies gilt an der für die Dimensionierung maßgebenden Stelle der Platte. Im gesamten übrigen Plattenbereich sind die Spannungen geringer. Nimmt man hier ein Spannungsniveau von 50 % an, ergibt sich nach der Ermüdungsformel aus den [RDO Beton 09] eine um das 167-fach höhere mögliche Lastwechselzahl. Das bedeutet, dass auch dann wenn die Platte nicht überdimensioniert ist, die aus der Platte entnommenen Probekörper sich normalerweise in einem frühen Stadium des Ermüdungsprozesses befinden werden. In diesem Stadium ist der Festigkeitsverlust infolge der Lastwechsel sehr gering (siehe Abschnitt 4.5.2). Es liegt also auch nach jahrelanger Belastung noch keine relevante Schädigung infolge Ermüdung der Betondecke vor.

Dies erklärt, dass einige Probekörper auch nach 50 Mio. Lastwechsel keinen signifikanten Festigkeitsabfall infolge Ermüdung zeigten.

4.6 Bewertung

Die Ergebnisse der Ermüdungsversuche sind sehr gut vereinbar mit der Ermüdungsformel aus den [RDO Beton 09]. Sie geben deshalb keinen Anlass, diese Formel zu präzisieren oder durch eine andere Formel zu ersetzen.

Damit bestätigt sich auch die in der Formel implizit enthaltene Aussage, dass im Lastniveaubereich zwischen 50 % und 60 % die Anzahl der ertragbaren Lastwechsel dramatisch abnimmt. Eine ausreichend dimensionierte Betondecke wird

damit theoretisch über ihre normative Nutzungsdauer nur mit einem Bruchteil der ertragbaren Lastwechsel belastet. Diese Sicherheitsreserve kann aber sehr schnell aufgebraucht werden, wenn sich das Belastungsniveau erhöht.

Eine verlässliche Degradationskurve, welche durch empirische Daten hinreichend abgesichert ist, existiert derzeit nicht und ist auch nur mit sehr großem Aufwand zu gewinnen. Der prinzipielle Verlauf der Degradationsfunktion des Betons entspricht der in Bild 4.10 dargestellten Kurve. Demnach kommt es erst in einer späten Phase des Ermüdungsprozesses zu einer wesentlichen Abnahme der Festigkeit. Der Festigkeitsverlust setzt sich dann progressiv fort und führt schnell zum Versagen.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass der Festigkeitsverlust infolge Ermüdung bei einer ausreichend dimensionierten Betonplatte über die normative Nutzungsdauer marginal ist. Es scheint also gerechtfertigt, im Rahmen der Dimensionierung den Festigkeitsverlust durch Ermüdung zu vernachlässigen. Ebenso ist es nicht notwendig, für die Ermittlung der Ausfallwahrscheinlichkeit im Zuge einer Substanzbewertung eine allmähliche Abnahme der Betonfestigkeit zu berücksichtigen.

Die Dimensionierung muss sicherstellen, dass ein hinreichend großer Anteil der Betonplatten über den Nutzungszeitraum nicht die Lastwechselzahlen erreicht, welche zu einer wesentlichen Abnahme der Festigkeit führen.

Die weitgehende Konstanz der Betonfestigkeit im Ermüdungsprozess zeigt auch, dass die Betonfestigkeit kein geeigneter Parameter ist, um den Ermüdungsgrad / Substanzverlust zu repräsentieren. Ungeachtet dessen ist die Betonzugfestigkeit ein entscheidendes Kriterium für die Bewertung der strukturellen Substanz.

4.7 Überlagerung mit Ergebnissen der Versuche zur Festigkeitsentwicklung

Ermüdung und Nacherhärtung laufen zeitlich parallel und beeinflussen sich gegenseitig. Die Nacherhärtung verläuft degressiv und die Festigkeitsabnahme (Degradation) durch Ermüdung progressiv, letztere jedoch in erheblicher Abhängigkeit vom Spannungs-Festigkeits-Verhältnis.

Besonders zu beachten ist der Einfluss der Nacherhärtung auf Ermüdungsversuche an jungen Probekörpern. Die Nacherhärtung im ersten Jahr nach der Betonherstellung ist groß genug, um die Ergebnisse von Ermüdungsversuchen wesentlich zu beeinflussen.

Für die Dimensionierung kann, wie oben erläutert, die Degradation der Betonfestigkeit infolge Ermüdung vernachlässigt werden. Die Entwicklung der Betonfestigkeit kann also allein als von der Nacherhärtung abhängig beschrieben werden. Da in den meisten Fällen die zu erwartende Nacherhärtung vor dem Bau nicht bekannt ist, sollte im Gegensatz zur Substanzbewertung bei der Dimensionierung auf die Berücksichtigung der Nacherhärtung zu Gunsten der Absicherung der Ergebnisse verzichtet werden.

5 Untersuchungen an vorhandenen Streckenabschnitten

5.1 Gegenstand und Ziel der Untersuchungen

Ziel der Untersuchungen an vorhandenen Streckenabschnitten war herauszufinden, inwiefern sich die Erkenntnisse aus den Laborversuchen bezüglich der Nacherhärtung und der dynamischen Beanspruchung auf die Praxis übertragen lassen. Die Streckenabschnitte liegen seit mehreren Jahren unter Verkehr und sind den Witterungsbedingungen sowie weiteren Beanspruchungen z.B. im Zuge des Winterdienstes ausgesetzt.

Das Versuchsprogramm beinhaltet dabei die folgenden Punkte:

- Streckenauswahl (3 ältere, 1 jüngere)
- Recherche Bestands- und Zustandsdaten
- Streckenbegehung
- FWD-Messungen
- Georadarmessungen
- Punktuelle Bohrkernentnahmen
- Statistische Auswertung von Dicken, Spaltzug- und Druckfestigkeiten
- Ermüdungsversuche Spaltzugfestigkeit
- Ermittlung statischer Bruchlast nach dynamischer Belastung
- Nacherhärtung bezogen auf Werte der Kontrollprüfungen
- Bestimmung von
 - o Vorschädigungsgrad (visuelle Begehung /ZEB)
 - o Lagerungsbedingungen (FWD und Georadar)
 - o Nacherhärtung des Deckenbetons
 - o Ermüdungsfunktion
- Plausibilitätsprüfung über Nachrechnung mit tatsächlicher Verkehrsbelastung
- Ermittlung einer Ausfallrate anhand der Vorschädigung, Erstellen einer Prognoserechnung mit Hilfe der Erkenntnisse aus Lagerungsbedingungen, Nacherhärtung, Ermüdungsfestigkeit → Ergebnis: noch ertragbare B-Zahl bis zum wirtschaftlichen Nutzungsausfallzeitpunkt

5.2 Streckenauswahl

Die Auswahl der Strecken erfolgte in Verbindung mit dem [FE 04.0249/2011/FGB], bei dem neben den Betonstrecken auch Asphaltstrecken hinsichtlich vorhandener homogener Abschnitte untersucht wurden. Ziel war es, neben älteren Streckenabschnitten, auch mindestens einen Streckenabschnitt in das Untersuchungsprogramm aufzunehmen, der in jüngerer Zeit gebaut wurde und zu dem Ergebnisse aus Spaltzugfestigkeitsprüfungen im Zuge der Kontrollprüfung vorlagen. Aus den im Rahmen des Forschungsvorhabens durchgeführten Spaltzugfestigkeitsuntersuchungen derselben Strecke sollte die Entwicklung der Spaltzugfestigkeiten im Vergleich zu den Kontrollprüfungsergebnissen abgeleitet werden. Als jüngerer Streckenabschnitt wurde die BAB A14 RF Dresden im Bereich von km 109,900 bis 99,500 in die Untersuchungen einbezogen. Dieser Abschnitt wurde im Jahr 2009 gebaut und dem Verkehr übergeben.

Die in dem Forschungsvorhaben untersuchten Streckenabschnitte sind in der folgenden Tabelle zusammengefasst.

lfd. Nr.	Strecke	Land	von km	bis km	Länge [km]
1	BAB A14 Halle - Dresden	ST	109,900	99,500	10,400
2	BAB A2 Hannover - Berlin	ST	79,880	69,150	10,730
3	BAB A2 Berlin - Hannover	ST	55,965	69,150	13,185
4	BAB A3 DU Wedau - AK Breitscheid	NRW	81,800	86,660	4,860

Tabelle 5.1: Übersicht untersuchter Streckenabschnitte

5.3 Verkehrsbelastung

In den nachfolgenden Tabellen sind die Verkehrszahlen des Schwerverkehrs sowie die sich daraus ergebenden bemessungsrelevanten Beanspruchungen B seit Streckenbau und Verkehrsfreigabe erfasst. Die Daten entstammen dabei den Dauerzählstellen der BASt. Teilweise sind ab dem Jahr 2000 Verkehrszahlen vorhanden. Die Jahre, für die Verkehrszahlen vorlagen, sind in den Tabellen markiert. Fehlende Angaben wurden unter Annahme einer Verkehrssteigerung gemäß [RStO 12] von 3,0% berechnet.

Jahres-scheiben	DTV ^(sv) [Kfz/24h]	Zunahme SV [%]	Bemessungs- lastwechsel in Mio.	Σ
1998	4.401		1,43	
1999	4.533	3,00%	1,47	2,91
2000	4.669	3,00%	1,52	4,42
2001	4.809	3,00%	1,56	5,99
2002	5.029	4,57%	1,64	7,62
2003	5.119	1,79%	1,66	9,29
2004	5.542	8,26%	1,80	11,09
2005	5.823	5,07%	1,89	12,99
2006	5.938	1,97%	1,93	14,92
2007	6.052	1,92%	1,97	16,88
2008	5.697	-5,87%	1,85	18,74
2009	4.702	-17,47%	1,53	20,27
2010	5.797	23,29%	1,89	22,15
2011	6.258	7,95%	2,04	24,19
2012	6.118	-2,24%	1,99	26,18

Tabelle 5.2: Verkehrszahlen BAB A2 RF Berlin
(Dauerzählstelle Theeßen)

Jahres-scheiben	DTV ^(sv) [Kfz/24h]	Zunahme SV [%]	Bemessungs- lastwechsel in Mio.	Σ
1997	4.386		1,43	
1998	4.517	3,00%	1,47	2,90
1999	4.653	3,00%	1,51	4,41
2000	4.792	3,00%	1,56	5,97
2001	4.936	3,00%	1,61	7,57
2002	4.965	0,59%	1,61	9,19
2003	5.030	1,31%	1,64	10,82
2004	5.467	8,69%	1,78	12,60
2005	5.796	6,02%	1,89	14,49
2006	6.052	4,42%	1,97	16,46
2007	6.308	4,23%	2,05	18,51
2008	6.149	-2,52%	2,00	20,51
2009	5.511	-10,38%	1,79	22,30
2010	5.887	6,82%	1,91	24,21
2011	6.064	3,01%	1,97	26,19
2012	5.975	-1,47%	1,94	28,13

Tabelle 5.3: Verkehrszahlen BAB A2 RF Hannover
(Dauerzählstelle Theeßen)

Jahres-scheiben	DTV ^(sv) [Kfz/24h]	Zunahme SV [%]	Bemessungs- lastwechsel in Mio.	Σ
1996	5.827		1,90	
1997	6.001	3,00%	1,95	3,85
1998	6.182	3,00%	2,01	5,86
1999	6.367	3,00%	2,07	7,93
2000	6.558	3,00%	2,13	10,06
2001	6.661	1,57%	2,17	12,23
2002	7.027	5,49%	2,29	14,51
2003	7.034	0,10%	2,29	16,80
2004	7.082	0,68%	2,30	19,10
2005	6.317	-10,80%	2,05	21,16
2006	6.492	2,77%	2,11	23,27
2007	6.533	0,63%	2,12	25,40
2008	6.442	-1,39%	2,10	27,49
2009	5.961	-7,47%	1,94	29,43
2010	6.104	2,40%	1,99	31,41
2011	6.113	0,15%	1,99	33,40
2012	6.013	-1,64%	1,96	35,36

Tabelle 5.4: Verkehrszahlen BAB A3 RF Köln
(Dauerzählstelle Breitscheid)

Jahres-scheiben	DTV ^(sv) [Kfz/24h]	Zunahme SV [%]	Bemessungs- lastwechsel in Mio.	Σ
2008	4.218		1,37	
2009	4.345	3,00%	1,41	2,79
2010	4.605	5,98%	1,50	4,28
2011	4.829	4,86%	1,57	5,85
2012	4.642	-3,87%	1,51	7,36

Tabelle 5.5: Verkehrszahlen BAB A14 RF Dresden
(Dauerzählstelle Gröbers)

Im folgenden Bild 5.1 sind die Angaben zu den DTV^(sv)-Werten der Dauerzählstellen der BAST für die Jahre 2000 bis 2012 dargestellt. Nicht ersichtlich hingegen ist der jeweilige Schwerverkehrsanteil am Gesamtverkehr. Dieser beläuft sich bei der A2 auf ~26%, bei der A14 auf ~20% und bei der A3 auf ~11%.

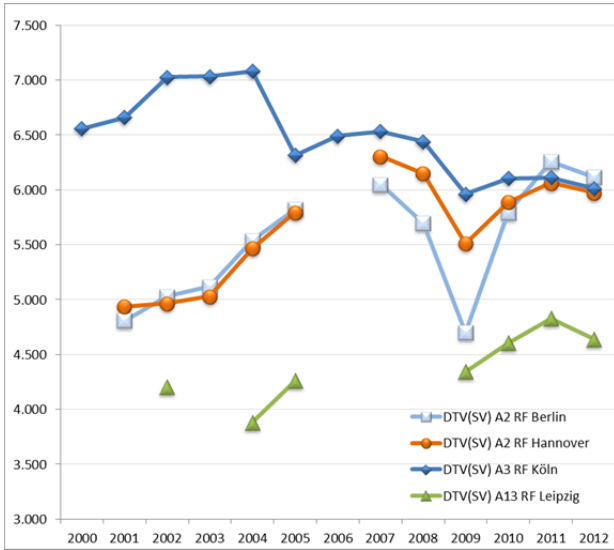


Bild 5.1: DTV^(SV) der untersuchten Streckenabschnitte für die Jahre 2000 bis 2012 (Angaben aus Dauerzählstellen der BAST)

5.4 Visuelle Zustandserfassungen

Die visuelle Zustandsaufnahme erfolgte während der vor der Georadarmessung zu Markierungszwecken notwendigen Begehung der Strecken.

Es wurde ein Formblatt entwickelt, das plattengenau die Erfassung der einzelnen die strukturelle Substanz beeinflussenden Schadensmerkmale erlaubt (Bild 5.2). Die Schadensaufnahme erfolgte hier für den ersten Fahrstreifen und den Standstreifen.

Zustandsaufnahme Strecke mit Betondecke		BAB A 14 Dresden															
RIFA:																	
Schadensbilder		Plattenummer															
		SS	FS1	FS2	FS3	SS	FS1	FS2	FS3	SS	FS1	FS2	FS3	SS	FS1	FS2	FS3
Risse																	
Längsrisse	lfd. m																
Querrisse	lfd. m																
schräg über die Fahrbahn verlaufende Risse	Anzahl																
Markierungen																	
Ankermarkierung vorhanden	ankreuzt																
Dübelmarkierung vorhanden	ankreuzt																
Dunkelentfärbung der Oberfläche an Querfugen, (Mikrorissbildung)	ankreuzt																
flächenhafte Mikrorissbildung	Anzahl d. Platten																
flächenhaftes Ausbrechen der Oberfläche	Anzahl d. Platten																
Ausbrechungen / Abplatzungen																	
Ausplatzungen an Querfugenkanten, Breite > 1,5 cm bei Länge > 3 cm	Anzahl																
Ausplatzungen an Längsfugenkanten, Breite > 1,5 cm bei Länge > 3 cm	Anzahl																
Abplatzungen am Fugenkreuz > 20 mm in Richtung Quer- oder Längsfuge	Anzahl																
Fugenverschluss: Profil																	
Abriss innerhalb des Profils im Kreuz	Anzahl																
Abriss innerhalb des Profils in den Längsfugen	Anzahl																
Abriss innerhalb des Profils in den Querfugen	Anzahl																
Absacken nach unten in den Längsfugen $\geq 1,2$ cm unter OK Beton	lfd. m																
Absacken nach unten in den Querfugen $\geq 1,2$ cm unter OK Beton	lfd. m																
Fugenverschluss: Vergruss																	
Abriss von der Fugenwandung in den Längsfugen	Anzahl d. Platten																
Abriss von der Fugenwandung in den Querfugen	lfd. m																
Herausquellen in den Querfugen nach oben > 5 mm über OK Beton	lfd. m																
Querfugen offen	lfd. m																
Längsfuge offen	lfd. m																
Zusätzliches																	
Stufe > 5 mm zwischen erstem Fahrstreifen und Standstreifen	Anzahl d. Platten																
Stufe > 5 mm zwischen den Platten des ersten Fahrstreifen	Anzahl d. Platten																
Plattenbewegung, hörbar	ankreuzt																
Plattenbewegung, sichtbar	ankreuzt																
Bei Dämmlage, Unterspülung der Befestigungsrande	lfd. m																
Regenfelder	Anzahl d. Platten																
Betonschutzwand - Risse	ankreuzt																
Betonschutzwand - Ausbrüche	ankreuzt																

Bild 5.2: Erfassungsblatt zur visuellen Zustandsaufnahme auf Betonfahrbahnen

In Einzelnen wurden auf den Strecken mit Betonbefestigung folgende Schädigungen festgestellt:

- Längs-, Quer- und Schrägrisse (Bild 5.3)



Bild 5.3: Durchgehender Querriss mit Ausbrüchen und Schrägriss

- Abplatzungen an Plattenkanten, -ecken und Fugenkreuzen (Bild 5.4)



Bild 5.4: Kantenschäden und Eckabbruch

- Netzrissbildung und Ausbrüche (Bild 5.5)



Bild 5.5: Netzrissbildung

- Anker- und Dübelschäden (Bild 5.6)



Bild 5.6: Ankermarkierungen

- Tagesansätze zur vergleichenden Betrachtung mit Georadar-Detektionen zu Änderungen im Aufbau (Bild 5.7)



Bild 5.7: Tagesansatz mit Kantenschäden und Eckabbruch

In Streckenbändern wurden die jeweiligen Schäden dokumentiert. Um einen direkten Vergleich mit den 100m-Werten des ZWLQR der ZEB herzustellen, wurden die erfassten Rissbildungen in den Streckenbändern aufgenommen.

Die Anzahl der gerissenen Platten in den untersuchten Streckenabschnitten ist in der folgenden Tabelle zusammengefasst.

Strecke	Anzahl Platten	Anzahl gerissener Platten im Hauptfahrstreifen	Ausfallrate
BAB A2 RF Hannover	2223	21	0,94%
BAB A2 RF Berlin	2154	25	1,16%
BAB A3 RF Frankfurt	766	19	2,48%
BAB A14 RF Dresden	2028	0	0,0%

Tabelle 5.6: Anteil gerissener Platten pro Streckenabschnitt

Die in Tabelle 5.6 ausgewiesenen Ausfallraten beziehen sich auch die Grundgesamtheit der Platten des 1. Fahrstreifens. Bezogen auf die Grundgesamtheit aller Platten der Richtungsfahrbahn fällt der Wert entsprechend deutlich geringer aus. Zur wissenschaftlichen Betrachtung ist es jedoch erforderlich, nur die Platten des 1. Fahrstreifens eines Streckenabschnitts als Grundgesamtheit anzusehen, da nur diese annähernd gleich mit Schwerverkehr belastet wurden.

5.5 Bohrkernentnahmen und –untersuchungen

5.5.1 Ergebnisse aus Kontrollprüfungen

Zu drei der vier Strecken lagen Ergebnisse aus Kontrollprüfungen vor. Dabei wurden vor allem die Druckfestigkeiten ermittelt und statistisch ausgewertet (siehe Tabelle 5.7). Für die BAB A3 waren keine Kontrollprüfungsergebnisse vorhanden.

BAB	Richtungsfahrbahn	Druckfestigkeit				Jahr der Prüfung
		$f_{cm,core}$ [N/mm ²]	$f_{ctk,core}$ [N/mm ²]	V [%]	S [N/mm ²]	
A2	RF Berlin	49,7	36,8	14,16	7,03	1998
	RF Hannover	43,2	35,6	9,76	4,22	1997
A3	RF Frankfurt	k.A.				
A14	RF Dresden	63,7	54,9	6,67	4,25	2009

Tabelle 5.7: Druckfestigkeiten aus Kontrollprüfungen

Da es sich bei der BAB A14 um eine Strecke handelt, die innerhalb der letzten Jahre gebaut wurde, lagen zusätzlich zu den Druckfestigkeiten auch Werte aus Spaltzugprüfungen vor. Die Ergebnisse sind in den nachfolgenden Tabellen zusammengefasst.

BAB	Richtungsfahrbahn	Spaltzugfestigkeit oben				Jahr der Prüfung
		$f_{ctm,core}$ [N/mm ²]	$f_{ctk,core}$ [N/mm ²]	V [%]	S [N/mm ²]	
A2	RF Berlin	k.A.				
	RF Hannover	k.A.				
A3	RF Frankfurt	k.A.				
A14	RF Dresden	5,6	4,5	8,81	0,49	2009

Tabelle 5.8: Spaltzugfestigkeiten oben aus Kontrollprüfungen

BAB	Richtungsfahrbahn	Spaltzugfestigkeit unten				Jahr der Prüfung
		$f_{ctm,core}$ [N/mm ²]	$f_{ctk,core}$ [N/mm ²]	V [%]	S [N/mm ²]	
A2	RF Berlin	k.A.				
	RF Hannover	k.A.				
A3	RF Frankfurt	k.A.				
A14	RF Dresden	5,8	4,9	7,97	0,47	2009

Tabelle 5.9: Spaltzugfestigkeiten unten aus Kontrollprüfungen

Es wird deutlich, dass die Spaltzugfestigkeiten im Mittel an der Oberseite etwas geringer ausfielen als an der Unterseite der Betondecke.

Für die BAB A2 lagen neben den Ergebnissen aus Druckfestigkeitsprüfungen auch Messungen der Deckendicke vor, die im Zuge der Kontrollprüfungen erfasst wurden. Die Ergebnisse

der statistischen Auswertungen sind in der nachfolgenden Tabelle 5.10 enthalten.

BAB	Richtungsfahrbahn	Deckendicke aus 2010				Jahr der Prüfung
		$h_{m,core}$ [cm]	$h_{k,core}$ [cm]	V [%]	S [cm]	
A2	RF Berlin	30,7	28,3	5,37	1,65	1998
	RF Hannover	31,8	31,4	0,95	0,30	1997
A3	RF Frankfurt	k.A.				
A14	RF Dresden	k.A.				

Tabelle 5.10: Deckendicken aus Kontrollprüfungen

5.5.2 Bohrkernentnahmen zum Bewertungszeitpunkt

Auf den Streckenabschnitten erfolgten die Bohrkernentnahmen im Zuge der FWD-Messungen, so dass die dafür notwendige Absperrung des ersten Fahrstreifens genutzt werden konnte (Bild 5.8).



Bild 5.8: Bohrkernentnahme im ersten Fahrstreifen, hinten im Bild FWD-Messung

Im Zusammenhang mit dem [FE 04.0249/2011/FGB] wurden Bohrkernentnahmen an zwei Stellen (zwei verschiedene Plattenreihen) gezogen. An jeder Bohrstelle wurden aus der Platte des ersten Fahrstreifens 8 Bohrkernentnahmen und zwei Bohrkernentnahmen im Standstreifen mit Nenn-durchmesser 100 mm entsprechend dem Bohrkernentnahmeschema in Bild 5.9 entnommen. Jeweils 3 Bohrkernentnahmen wurden in der rechten, 3 in der linken Rollspur und 2 in Fahrstreifenmitte entnommen. Zu Vergleichszwecken bei der Prüfung der Spaltzugfestigkeit sollen die beiden im Standstreifen entnommenen Bohrkernentnahmen dienen, die nicht der Belastung durch Verkehr unterliegen, wie im ersten Fahrstreifen

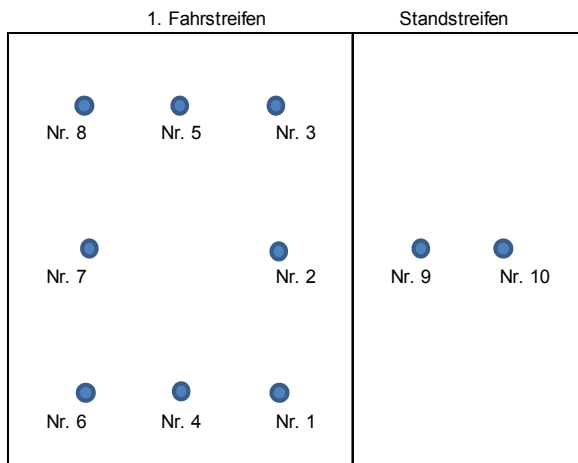


Bild 5.9: Bohrkernentnahmeschema

Die entnommenen Bohrkern wurden entsprechend dem Entnahmeschema beschriftet (Bild 5.10), im Labor vorbereitet und geprüft.



Bild 5.10: Bohrkern mit Beschriftung

Zur Ermittlung der statischen Festigkeiten waren die Bohrkern 2, 7 und 9 vorgesehen. Die Bohrkern 1, 3, 6 und 8 sollten hingegen den dynamischen Belastungen unterzogen werden. Alle übrigen Bohrkern dienten als Reserve.

5.5.3 Festigkeiten zum Bewertungszeitpunkt und Festigkeitsentwicklungen der Streckenbetone

Zu Beginn der Untersuchungen war vorgesehen, die statischen Festigkeiten an den Bohrkern 2, 7 und 9 zu bestimmen. Im Ergebnis ergaben sich große Schwankungen (große Variationskoeffizienten), so dass in den meisten Fällen auch die zur Reserve bestimmten Bohrkern auf ihre Festigkeit hin geprüft wurden, um eine größere Stichprobe zu erhalten. Die Einzelergebnisse sind in der Tabelle 4.3 bereits enthalten. In den folgenden Tabellen sind die Ergebnisse der statistischen Auswertung der Prüfergebnisse der Spaltzugfestigkeit (oben und unten) und der Druckfestigkeit zusammengefasst.

BAB	Richtungsfahrbahn	Spaltzugfestigkeit Oben			
		$f_{ctm,core}$ [N/mm ²]	$f_{ctk,core}$ [N/mm ²]	V [%]	S [N/mm ²]
A2	RF Berlin	4,4	2,8	15,69	0,70
	RF Hannover	6,0	3,3	18,71	1,12
A3	RF Frankfurt	5,8	4,2	10,46	0,61
A14	RF Dresden	5,1	3,2	15,72	0,81

Tabelle 5.11: Übersicht Spaltzugfestigkeit oben aus Bohrkernentnahmen 2012

BAB	Richtungsfahrbahn	Spaltzugfestigkeit Unten			
		$f_{ctm,core}$ [N/mm ²]	$f_{ctk,core}$ [N/mm ²]	V [%]	S [N/mm ²]
A2	RF Berlin	5,9	3,7	15,64	0,92
	RF Hannover	6,6	4,8	11,62	0,77
A3	RF Frankfurt	5,7	4,1	9,57	0,54
A14	RF Dresden	5,2	3,7	12,02	0,63

Tabelle 5.12: Übersicht Spaltzugfestigkeit unten aus Bohrkernentnahmen 2012

BAB	Richtungsfahrbahn	Druckfestigkeit			
		$f_{cm,core}$ [N/mm ²]	$f_{ck,core}$ [N/mm ²]	V [%]	S [N/mm ²]
A2	RF Berlin	72,4	55,6	10,65	7,71
	RF Hannover	70,3	47,4	14,94	10,51
A3	RF Frankfurt	80,6	56,0	13,86	11,17
A14	RF Dresden	64,0	46,1	12,81	8,19

Tabelle 5.13: Übersicht Druckfestigkeit aus Bohrkernentnahmen 2012

Es wird deutlich, dass trotz Erhöhung des vorgesehenen Stichprobenumfangs die Schwankungen noch relativ groß sind.

Für die Streckenabschnitte, zu denen Prüfergebnisse aus Kontrollprüfungen vorlagen, lässt sich anhand der neuerlichen Prüfergebnisse die Festigkeitsentwicklung ableiten. In der Tabelle 5.14 ist die Entwicklung der Druckfestigkeiten dargestellt. Lediglich zur A3 lagen keine älteren Prüfergebnisse vor, so dass hier die Festigkeitsentwicklung nicht bestimmt werden konnte. Im oberen Bereich der Tabelle sind die Prüfungsergebnisse kurz nach dem Bau mit dem entsprechenden Baujahr enthalten, im mittleren Bereich die aktuellen Festigkeiten und im unteren Bereich der Tabelle die Festigkeitsentwicklung vom Jahr des Baus bis 2012.

BAB	Richtungsfahrbahn	Druckfestigkeit				Jahr der Prüfung
		$f_{cm,core}$ [N/mm ²]	$f_{ck,core}$ [N/mm ²]	V [%]	S [N/mm ²]	
A2	RF Berlin	49,7	36,8	14,16	7,03	1998
	RF Hannover	43,2	35,6	9,76	4,22	1997
A3	RF Frankfurt	-	-	-	-	-
A14	RF Dresden	63,7	54,9	6,67	4,25	2009
A2	RF Berlin	72,4	55,6	10,65	7,71	2012
	RF Hannover	70,3	47,4	14,94	10,51	
A3	RF Frankfurt	80,6	56,0	13,86	11,17	
A14	RF Dresden	64,0	46,1	12,81	8,19	
A2	RF Berlin	146%	151%	Festigkeitsentwicklung zu 2012 [%]		
	RF Hannover	163%	133%			
A3	RF Frankfurt	-	-			
A14	RF Dresden	100%	84%			

Tabelle 5.14: Entwicklung der Druckfestigkeiten 2012 mit Bezug auf Ergebnisse aus Kontrollprüfungen

Es wird deutlich, dass insbesondere bei der A2 eine deutliche Festigkeitssteigerung eingetreten ist. Die Mittelwerte liegen 2012 um rund 50 % höher als noch kurz nach dem Bau. Bei der A14 ist der Mittelwert annähernd gleich geblieben. Nur die charakteristische Festigkeit liegt unterhalb des Ausgangswertes.

Zur BAB A14 waren auch Spaltzugfestigkeiten aus den Kontrollprüfungen bekannt, so dass auch eine Entwicklung dieser Festigkeiten betrachtet werden konnte. Die Tabelle 5.15 und die Tabelle 5.16 enthalten Angaben zur Festigkeitsentwicklung.

BAB	Richtungsfahrbahn	Spaltzugfestigkeit oben				Jahr der Prüfung
		$f_{ctm,core}$ [N/mm ²]	$f_{ctk,core}$ [N/mm ²]	V [%]	S [N/mm ²]	
A14	RF Dresden	5,6	4,5	8,81	0,49	2009
A14	RF Dresden	5,1	3,2	15,72	0,81	2012
A14	RF Dresden	93%	71%	Festigkeitsentwicklung zu 2012 [%]		

Tabelle 5.15: Entwicklung der Spaltzugfestigkeit oben BAB A14

BAB	Richtungsfahrbahn	Spaltzugfestigkeit unten				Jahr der Prüfung
		$f_{ctm,core}$ [N/mm ²]	$f_{ctk,core}$ [N/mm ²]	V [%]	S [N/mm ²]	
A14	RF Dresden	5,8	4,9	7,97	0,47	2009
A14	RF Dresden	5,2	3,7	12,02	0,63	2012
A14	RF Dresden	90%	76%	Festigkeitsentwicklung zu 2012 [%]		

Tabelle 5.16: Entwicklung der Spaltzugfestigkeit unten BAB A14

Der sowohl bei der Druckfestigkeit, als auch bei der Spaltzugfestigkeit festzustellende Rückgang der Werte für die BAB A14 ist möglicherweise darauf zurückzuführen, dass die Bohrkern-

entnahmen in Abstimmung mit dem [FE 04.0249/2011/FGB] erfolgten. Dabei sollten durch die Bohrkernentnahmen mögliche visuell erkannte homogene Abschnitte verifiziert werden. Da der Abschnitt der BAB A14 jedoch rein visuell kaum Inhomogenitäten aufwies, ist es möglich, dass für die Bohrkernentnahmen auffällige Platten ausgewählt wurden. Diese könnten beispielsweise als Handfelder gebaut worden sein, was den Rückgang der Festigkeiten erklären könnte. Auch ist zu beachten, dass die innerhalb der Forschungsarbeiten entnommenen Bohrkern nur aus lediglich 2 Plattenreihen entnommen wurden und somit nicht den gesamten Abschnitt repräsentieren können. Das Ergebnis einer größeren und über den Abschnitt verteilten Stichprobe wäre möglicherweise positiver ausgefallen.

5.6 Messungen Georadar

Wie im [FE 88.0102/2009] ausführlich erläutert, sollen die dort beschriebenen Überlegungen im vorliegenden Versuchsprogramm erstmalig in situ angewendet werden. Es geht dabei um die Möglichkeit, Hohllagen zu detektieren, die nur wenige Millimeter „hoch“ sind. Grund für die Überlegungen ist die Tatsache, dass das Auflösungsvermögen für die Detektion und Dickenbestimmung von Hohllagen im Millimeterbereich nicht ausreichend ist ($\frac{1}{4}\lambda$ -Kriterium). Das gewählte System reagiert jedoch auf die Änderung des Abstandes zwischen Unterkante Beton und in diesem Fall der Oberkante der HGT bei Hohllagen (< 1 cm) deutlich.

5.6.1 Beschreibung Mess- und Auswerteverfahren

Im Rahmen einer umfangreichen Versuchsreihe im Messlabor im Zuge des [FE 88.0102/2009] wurden die Möglichkeiten detailliert getestet. Nachfolgend werden die Grundzüge des Verfahrens erläutert. Die Skizze zeigt den Messaufbau im Labor.

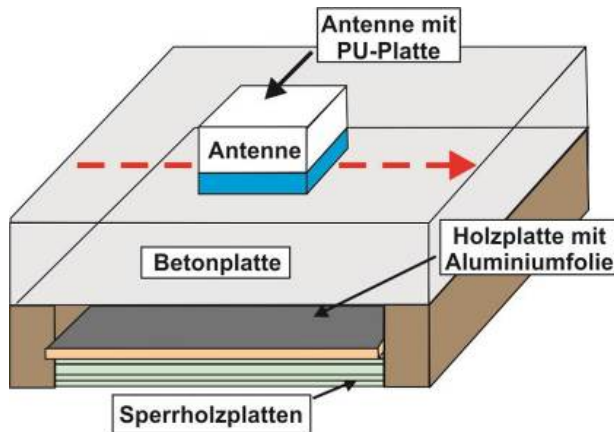


Bild 5.11: Versuchsaufbau

Die PU-Platte (blau) dient als Abstandshalter. Er sorgt für einen optimalen Abstand zwischen Unterkante Antenne und Einkoppellebene (Oberkante Beton). Dieser sollte λ_{Luft} (hier ca. 13,6 cm) nicht unterschreiten.

Unter der Betonplatte folgt zunächst die Luftschicht (Hohllage). Darunter findet man eine mit Aluminiumfolie beklebte, ebene Sperrholzplatte, die als Totalreflektor dient. Die darunter folgenden, unterschiedlich dicken Abstandshalter, die ebenfalls aus ebenen Sperrholzplatten bestehen, haben die Aufgabe, den Abstand zwischen Unterkante Beton und Totalreflektor (Hohllage) millimeterweise zu verändern.

Um Hohllagen im „Labor“ zu simulieren, muss gewährleistet sein, dass der Abstand zwischen Unterkante Beton und der nächsten Schichtgrenze, die nach dem Luftbereich folgt, millimetergenau gleich ist. Diese Schichtgrenze wurde für diese Versuche – wie oben erwähnt - durch eine metallkaschierte Holzplatte repräsentiert. Die Aluminiumoberfläche dieser Holzplatte liefert Totalreflexionen, so dass Schwankungen der Reflektivität an dieser Grenze ausgeschlossen werden konnten und somit quasi Laborbedingungen herrschten.

Vor Beginn der eigentlichen Messungen wurde der für die Labormessungen kürzeste Abstand zwischen Antennenboden und Betonoberfläche ermittelt. Die Verkürzung des Abstandes zu Werten unterhalb λ_{Luft} ergaben keine visuell nachweisbaren Vorteile im Hinblick auf einen besseren Energieeintrag (Antennenfootprint). Für alle weiteren Messungen dieser Art wurde ein Abstand von 15 cm zwischen Unterkante Antenne und Oberkante Betonplatte gewählt. Bei dieser Einstellung ist die Oberfläche der Betonplatte noch gut zu erfassen. Bei noch kürzerem Abstand würde die Oberfläche praktisch unterstrahlt, die Maße für die Dicke könnten nicht ermittelt werden.

Das folgende Bild 5.12 zeigt eine Nullmessung, bei der die Unterkante der Betonplatte 23 cm von der

Oberfläche der Aluminiumfolie entfernt war. Aus dieser statischen Messung wurde die Dielektrizitätskonstante ϵ_r für die Betonplatte ermittelt. Außerdem wurden exemplarisch einige weitere signifikante Werte aus dem Signalverlauf abgegriffen.

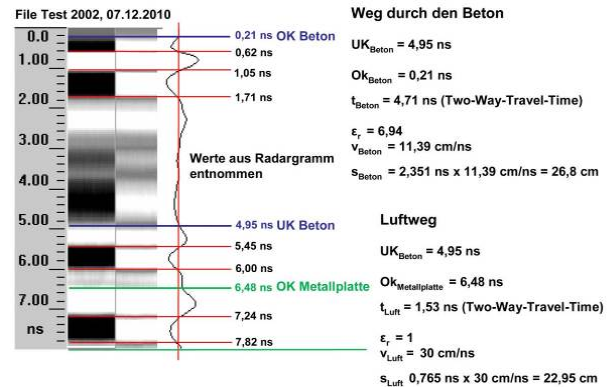


Bild 5.12: Statische Messung; Abstand Aluminiumfolie – Unterkante Beton 23 cm

Die graphische Darstellung in Bild 5.12 ist dreigeteilt. Rechts neben der Laufzeitskala ist das Originalradarogramm dargestellt. Daneben erkennt man eine speziell gefilterte Variante des Radargramms, rechts davon den echten zeitlichen Verlauf des Messsignals. Entnimmt man die Laufzeitwerte aus dem Radarogramm, ergeben sich die kleinen Berechnungen rechts neben den Radarogrammen. Man erkennt, dass die Ermittlung der Dicke gut funktioniert.

Um Hohllagen mit unterschiedlichen, aber für diese ersten Versuche, gleichmäßigen Dicken zu erzeugen, muss der Abstand zwischen Unterkante Beton und Oberkante Holzplatte möglichst parallel und millimetergenau verändert werden können. Dies wurde erreicht, indem Sperrholzplatten unterschiedlicher Dicken und Anzahl vorne und hinten am Probekörper zwischen Unterkante Holzplatte und einem mit Bahnschwellen erzeugten Kasten gelegt wurden. Die Sperrholzplatten wurden in Dicke und Anzahl so gewählt, dass Abstände in Schritten von 2 mm möglich sind. Die Abstände wurden vor jeder Messung kontrolliert und ggf. korrigiert. Das folgende Bild 5.13 zeigt das Ergebnis einer Messreihe, in deren Verlauf der Abstand zwischen Unterkante Beton und Aluminiumfolie zwischen 190 mm und 8 mm verkleinert wurde.

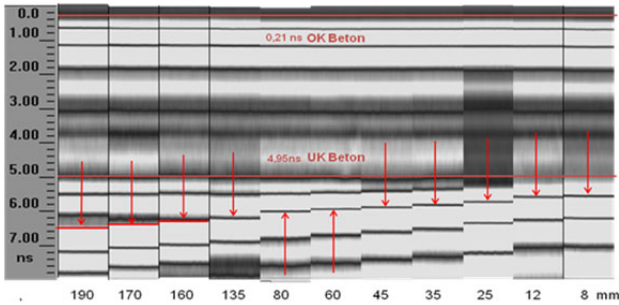


Bild 5.13: Statische Messungen auf der Betonplatte, Verringerung des Abstandes von 190 mm auf 8 mm

Das Bild 5.13 zeigt, dass der dünne Balken (rote Pfeile) stetig nach oben wandert und somit den sich verändernden Abständen folgt. Dies zeigt, dass die Ermittlung von Hohllagen möglich ist. Es ist jedoch anzumerken, dass es im gezeigten Fall um Laborbedingungen handelt und die Messungen alle statisch waren. Die Antennen wurden also nicht bewegt. Nach diesen erfolgversprechenden Versuchen wurde die Messvorrichtung verfeinert. In weiteren Versuchsreihen wurde der Abstand von 40 mm auf 2 mm schrittweise verkleinert. Das folgende Bild 5.14 zeigt das Ergebnis.

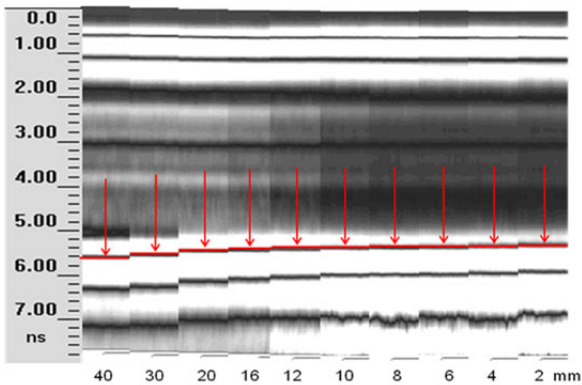


Bild 5.14: Verfeinerte Messreihe, gleiche Bedingungen wie in Bild 5.13

Die kontinuierliche Bewegung des Nulldurchgangs in die richtige Richtung setzt sich auch bei dieser verfeinerten Messreihe fort.

Um einen Praxisbezug herstellen zu können, wurden im Zuge des [FE 88.0102/2009] Messungen an einem bestehenden Streckenabschnitt einer Bundesautobahn durchgeführt. In dem untersuchten Streckenabschnitt wurde die Betondecke mit einer Deck- und Binderschicht überbaut.

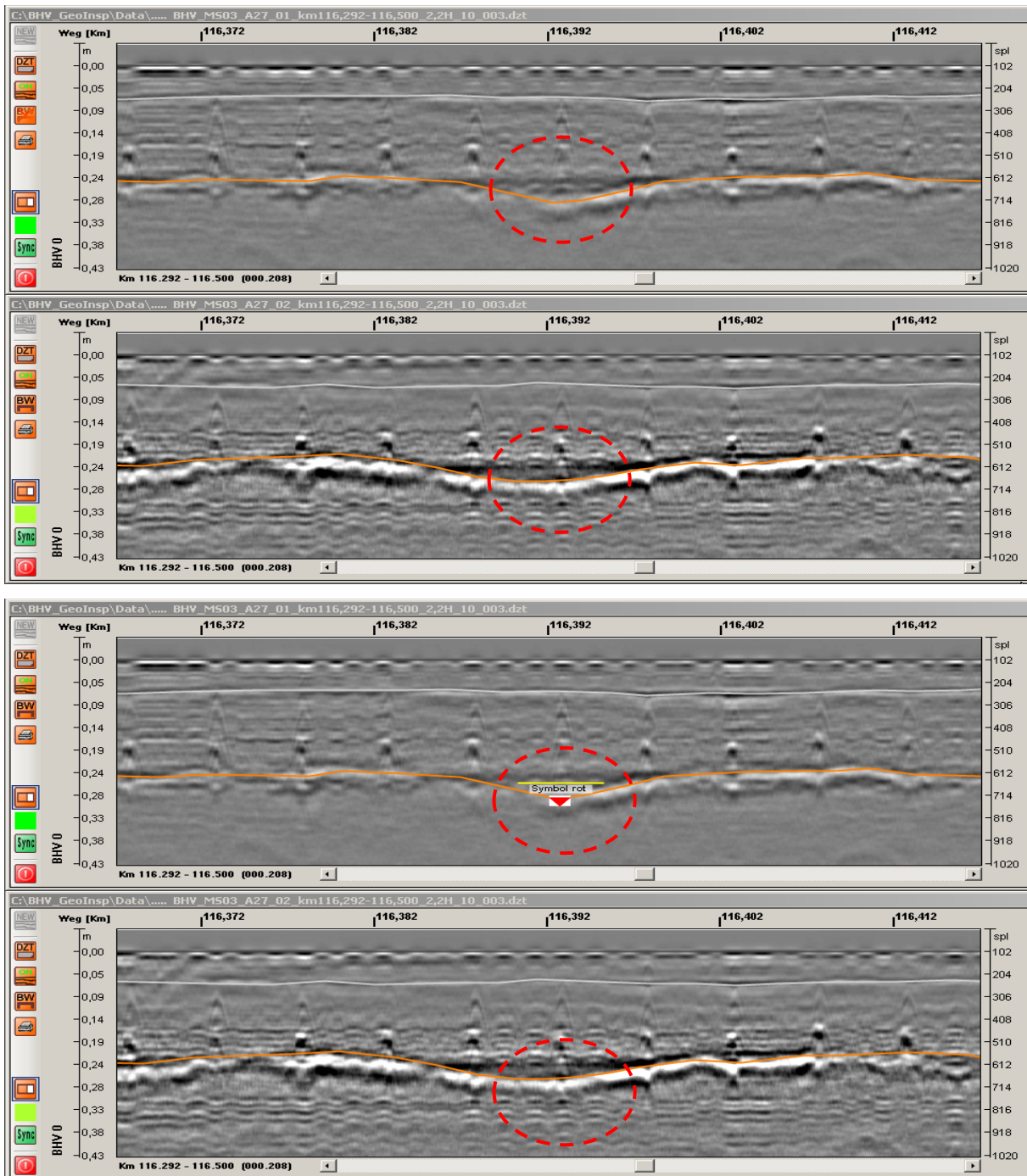


Bild 5.15: Hohllage in allen gemessenen Profilen (exemplarische Darstellung von vier Profilen)

Die Auffälligkeit im Verlauf der Tragschicht zwischen km 116,390 – km 116,395 deutet auf eine Hohllagerung hin (rote Umrandung). Die dunkelgraue Linie zeigt die Asphaltoberkante. In hellgrau ist der Verlauf der Oberkante der Betonplatten unterhalb der Asphaltüberbauung zu sehen. Die orangefarbene Linie zeichnet die obere Begrenzung der Tragschicht nach. Die untere Abbildung beinhaltet zusätzlich Symbole, die der visuellen Grobanalyse (VGD) entstammen. Am linken Rand der Radargramme ist eine Tiefenskala

in Metern (m) gegeben. Oben ist die Streckenkilometrierung (km) dargestellt. Im Folgenden werden einige Abschnitte der dargestellten Radargramme neu bearbeitet. Es werden die gleichen Parameter benutzt wie in den Laborversuchen.

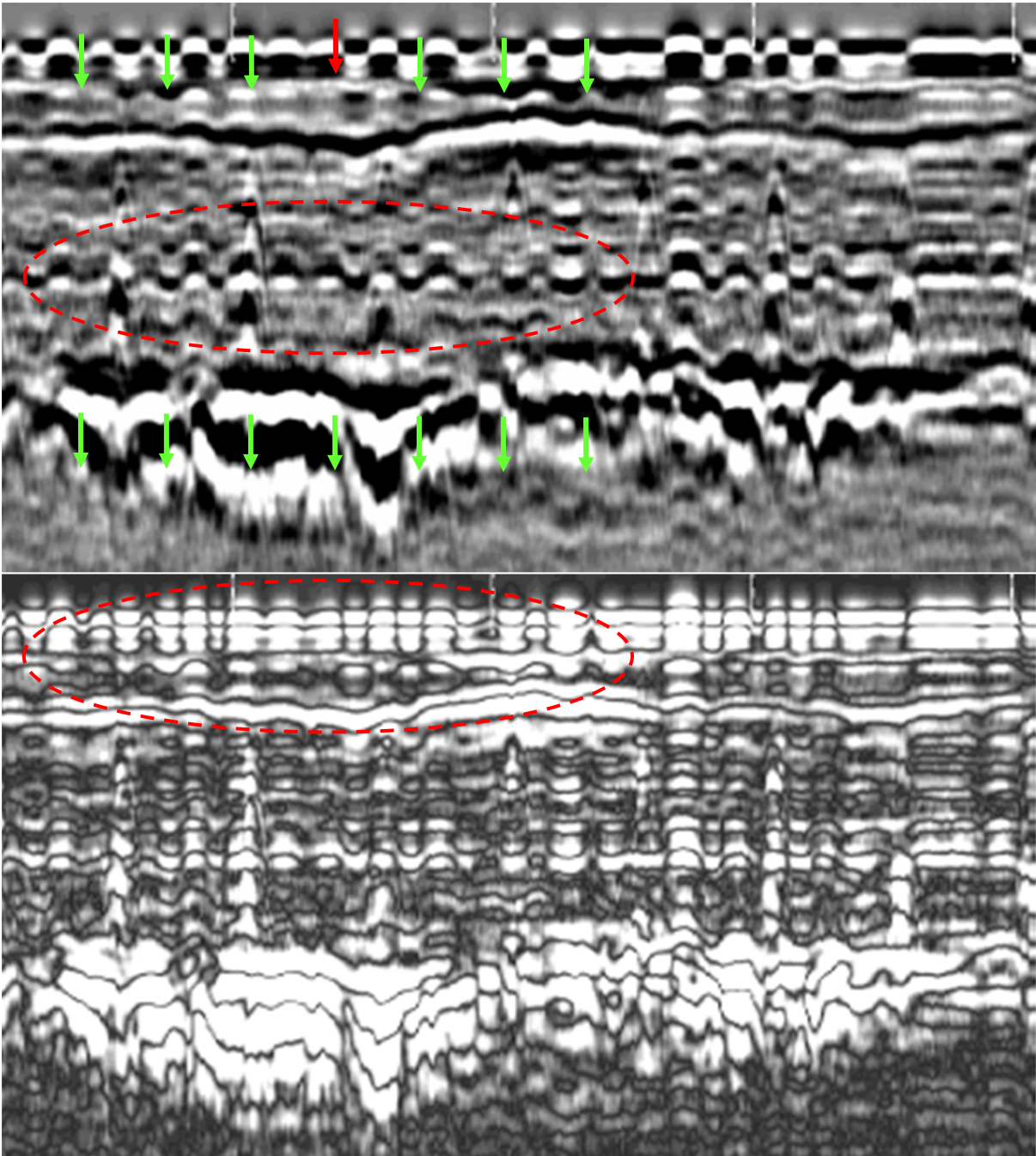


Bild 5.16: Oben: Originalradargramm mit von unten „eingedrückter“ Platte (roter Pfeil)
 Unten: Spezielle Darstellung der Messwerte (nur Werte um „Null“ dargestellt, der Rest in weiß)

Man erkennt in diesem Beispiel die Wirkung der Interferenz: Die in den Laborversuchen nachgewiesenen Verlagerungen der Nulldurchgänge des Signals lassen sich auch hier nachweisen. Der oberste Nulldurchgang „drückt“ sich in die Unterkante des Betons. Es findet dort scheinbar keine Reflexion statt, weil sich zwei reflektierte Signale überlagern.

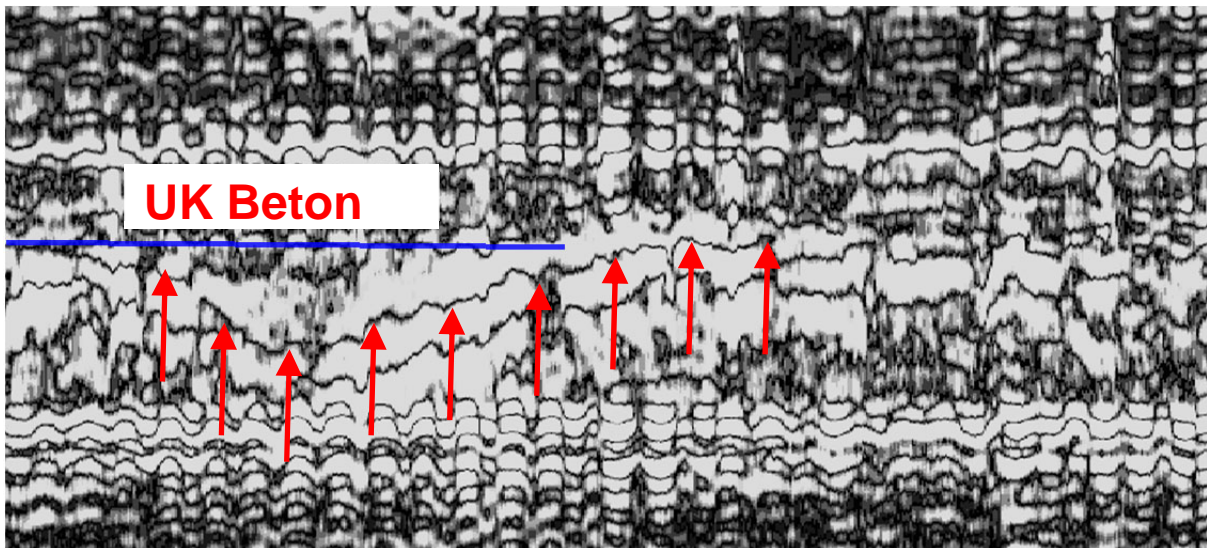


Bild 5.17: Bearbeiteter Radargrammausschnitt....

Im bearbeiteten Radargrammausschnitt lässt sich die Linie der Hohllage sehr gut verfolgen (rote Pfeile). Der Maßstab der Darstellung beträgt ca. 1:125 in Längsrichtung.

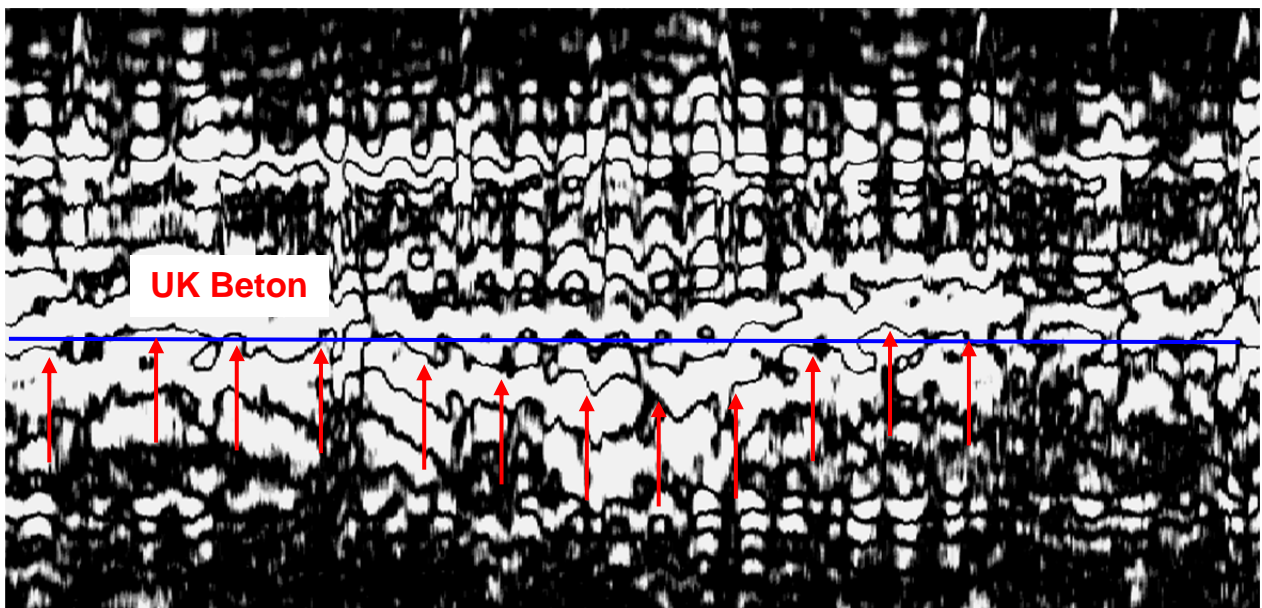


Bild 5.18: Radargrammbeispiel – Detektion Hohllage unter Betondecke

In diesem Radargrammbeispiel ist die Linie der Hohllage, die sich unterhalb der UK Beton ausgebildet hat, ebenfalls sehr gut zu verfolgen (rote Pfeile).

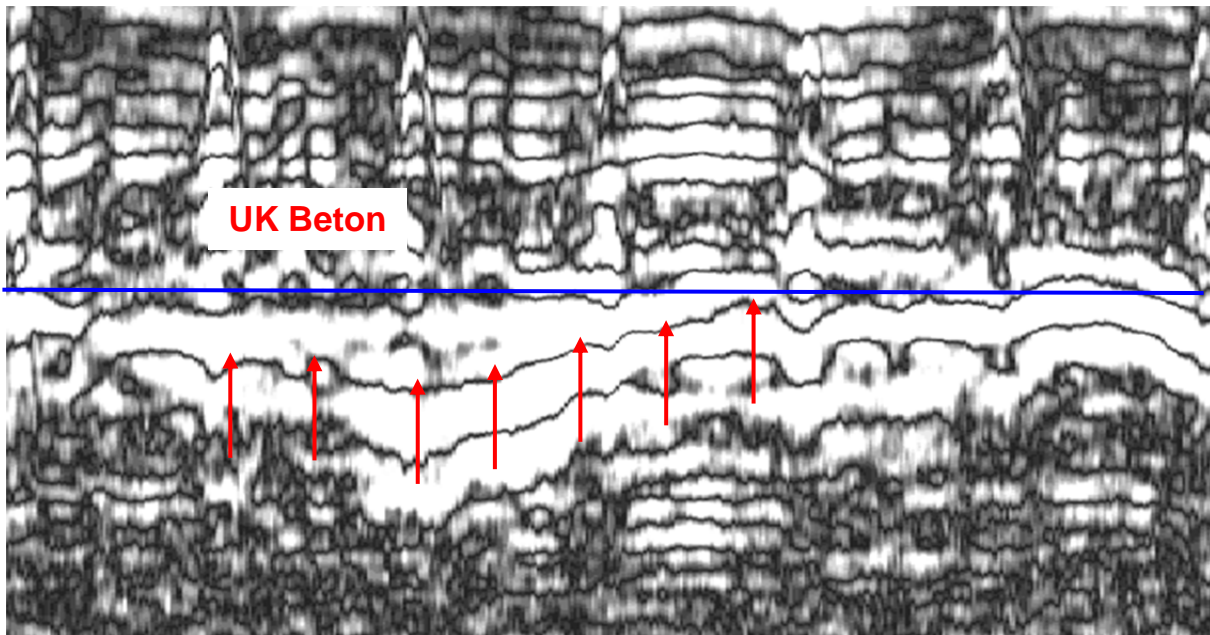


Bild 5.19: Detailauswertung - Hohllage

Das Radargramm zeigt deutlich die Linie der Hohllage unterhalb der UK Beton (rote Pfeile).

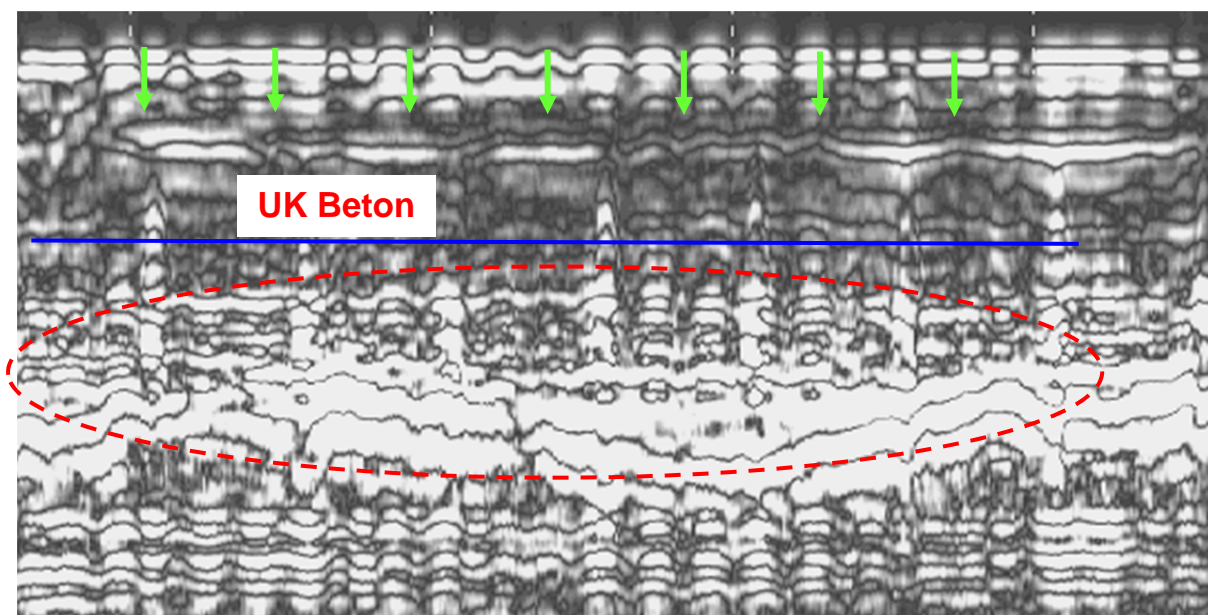


Bild 5.20: Hohllage und Fugen

Das Radargrammbeispiel zeigt deutlich die Position der Fugen und das Auftreten einer ausgedehnten Hohllage (rot umrandet).

In den vorangegangenen Beispielen ist dargestellt worden, wie sich Auffälligkeiten in Form von Hohllagen und Feuchtigkeit im Radargramm darstellen. Zur Verifizierung der Radardaten wurden Sondierungen durchgeführt, wobei die Festlegung der Bohransatzpunkte in Bereichen

dieser Auffälligkeiten gemäß der zuvor durchgeführten Georadarbefahrung erfolgte.

Alles in allem hat sich der Einsatz des Georadarverfahrens zur zerstörungsfreien Untersuchung der Betondecke auf mögliche Hohllagen sowie zur Mächtigkeitsbestimmung des Fahrbahnaufbaus in Abhängigkeit von der verwendeten Messfrequenz bewährt.

Die Korrelation zwischen postulierten Hohllagen gemäß der Radarauswertung und die durch Sondierungen aufgeschlossenen vorhandenen Hohllagen kann als gut bezeichnet werden. Dass die Hohlräume, wie in untersuchten Streckenabschnitten geschehen, nicht nur aus mit Luft gefüllten Ablösungshorizonten bestehen können, sondern auch aus per Injektionsverfahren eingebrachten PU-Schaum, war nicht vorhersehbar.

Da die elektromagnetischen Eigenschaften (elektr. Leitfähigkeit sowie die Dielektrizitätszahl) der schaumartigen Injektionslösung einerseits und die eines mit Luft gefüllten Hohlraums andererseits, sich nicht stark voneinander unterscheiden, sind die entstehenden Radarsignaturen einander so ähnlich, dass sie im Radargramm nicht zu unterscheiden und sich als ein gemeinsamer mit Luft gefüllter Hohlraum darstellen.

Ausgehend von der Annahme, dass es sich bei dem Tragschichtsystem um ein Drei-Phasen-Gemisch aus Wasser, Luft und Feststoff handelt, bleibt zu prüfen, welche der drei Phasen in welchem Mischungsverhältnis jeweils als beherrschender Faktor bei der Signaländerung im Radargramm auftritt.

Besonderes Augenmerk bei den weiterführenden Untersuchungen gilt in diesem Zuge den jeweiligen Radarsignalen an den Grenzflächenübergängen. Je klarer sich diese definieren lassen, desto genauer ist eine Bestimmung der Signallaufzeit und damit der jeweiligen Schichtmächtigkeit möglich.

Interferenzmethode

Wenngleich die exakte Dickenbestimmung der Hohllagen im Bereich kleiner 3 cm noch mit Unsicherheiten behaftet ist, so ist die Erkennbarkeit der Hohllagen an sich unstrittig. Im Bereich kleiner 3 cm bewegt man sich im Bereich der Wellenlänge der Messfrequenz von 2.200 MHz und damit an der allgemein anerkannten vertikalen Auflösungsgrenze dieser Frequenz. Um die Grenzen des vertikalen Auflösungsvermögens im Bereich kleiner 3 cm auszuloten sind ergänzende Laborarbeiten notwendig. Hierbei sollten vor allem die unterschiedlichen Tragschichtsysteme und der Einfluss wechselnder Verdichtungsgrade und Feuchtegehalte auf die Signalintensität und den Signalverlauf untersucht werden.

Bedingt durch den Wunsch, das frequenzabhängige, vertikale Auflösungsvermögen unterschreiten zu wollen, müssen die in den Radarsignaturen auftretenden Interferenzerscheinungen in die sie auslösenden Faktoren zurückverfolgt werden, um den Grenzflächenübergang möglichst genau herausarbeiten zu können. In diesem Rahmen könnten

sich Hohlräume in ihrer Tiefenlage und Mächtigkeit sehr genau, idealer Weise im Millimeterbereich berechnen lassen.

Bei künftigen Anwendungen des Georadar-Verfahrens zur Ermittlung von Hohllagerungen unter der Betondecke ist zu beachten, dass bei einmaliger Messung ausschließlich die zum Messzeitpunkt vorhandenen Hohllagerungen ermittelbar sind. Dies bedeutet, dass Plattenverformungen infolge unterschiedlicher Temperatur- und Feuchteverhältnisse an Ober- und Unterseite der Betondecke in ihren Änderungen nicht erfasst sind. Bei detektierten Hohllagerungen, die größer als 3mm in vertikaler Richtung ermittelt werden, kann jedoch davon ausgegangen werden, dass diese infolge von Umlagerungen, Erosionen bzw. unterschiedlichen Setzungen aufgetreten und somit dauerhaft vorhanden sind.

5.6.2 Dokumentation der Messungen

Für die anstehenden Fragestellungen wurden die Strecken gemäß Tabelle 5.1 durch den Auftraggeber festgelegt.

Die Auswahl der Strecken erfolgte in Verbindung mit dem [FE 04.0249/2011/FGB], bei dem neben den Betonstrecken auch Asphaltstrecken hinsichtlich vorhandener homogener Abschnitte untersucht wurden. Ziel war es, neben älteren Streckenabschnitten, auch mindestens einen Streckenabschnitt in das Untersuchungsprogramm aufzunehmen, der in jüngerer Zeit gebaut wurde.

Die Georadarmessungen wurden mit folgenden Radaranlagen durchgeführt:

1. 14-kanaliger RadarScanner Typ MALA MIRO. Die Anlage verfügt über 14 Antennenpaare mit jeweils 1,3 GHz und 4 weitere Antennenpaare mit jeweils 400 MHz-Antennen. Für den vorliegenden Fall wurden nur die hochfrequenten Daten zur Bewertung gesichtet. Die Eindringtiefe des Scanners beträgt ca. 1,8 Meter
2. 2-kanalige Anlage vom Typ SIR-20 mit je einer 1.000 MHz- und 2.000 MHz-Antenne. Diese Daten wurden für die exemplarische Bestimmung der Schichtgrenzen und der Bestimmung der homogenen Abschnitte herangezogen. Außerdem dienten sie der Ermittlung der Hohllagen

Die Fahrgeschwindigkeit betrug während der Messungen 40 km/h. Die Daten wurden aus Zeitgründen mit 20 Scans je Meter aufgenommen. Es wurde auch nur eine Messfahrt absolviert. Die mittlerweile beim TÜV Rheinland vorhandene Anlage vom Typ SIR-30 schafft bei 40 km/h die

fast dreifache Scanrate und verfügt über vier synchrone Kanäle.



Bild 5.21: MALA Scanner



Bild 5.22: SIR-20, 1.000 MHz- und 2.000 MHz Antennen

Die Bilder 5.21 und 5.22 zeigen die jeweiligen Messanordnungen. Die Weggebung erfolgte mittels radgebundenem Inkrementalgeber und GPS.

Die folgende Skizze zeigt exemplarisch die Anordnung der Antennensysteme in RadarScannern – hier für das TerrVision System.

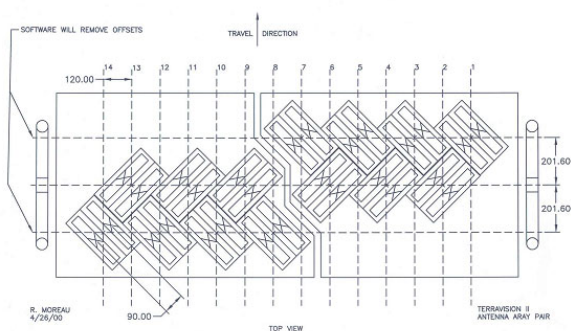


Bild 5.23: Anordnung der Antenne in Radarscannern

5.6.3 Bewertung

Die Georadarmessung gibt einen flächendeckenden Überblick über Hohllagerungen der Fahrbahn. Beim gegenwärtig möglichen Genauigkeitsniveau liegt die Bedeutung des Verfahrens weniger in der zielgenauen Bestimmung einzelner Parameter, sondern in der Erstellung eines Gesamtbildes über den Fahrbahnzustand. Bei wiederholter Anwendung ergeben sich Vergleichsmöglichkeiten, welche den Erkenntnisgewinn steigern können. Sinnvoll anzuwenden ist das Verfahren nur in Kombination mit ergänzenden Bohrkernuntersuchungen.

5.7 Messungen FWD

5.7.1 Beschreibung Mess- und Auswerteverfahren

Für die Messungen der Tragfähigkeit von Verkehrsbefestigungen in Betonbauweise wird das Falling Weight Deflectometer vorrangig am Rand der zu untersuchenden Betonplatten positioniert. Hierdurch werden die vermeintlich schwächsten Auflagerpunkte unter Berücksichtigung des Zustands der Dübel, die die Verformung der Betonplatte unter dem Fallgewicht auch bei Hohllagerung deutlich verringern können, betrachtet.

Messungen in Plattenmitte vervollständigen die Bewertung der Verkehrsbefestigung hinsichtlich ihrer Tragfähigkeit, indem das Ausmaß der Hohllagerung unter der Betondecke sowie eventuelle Gefügestörungen innerhalb dieser selbst mit erfasst werden.

In diesem Forschungsprojekt wurden die Messungen sowohl am Plattenrand als auch in Plattenmitte mit drei Kraftstößen differierender Laststufen durchgeführt. Die Lastniveaus betragen dabei 50 kN, 75 kN und 100 kN.

Für die Messungen am Plattenrand wird die Lastplatte jeweils auf das in Fahrtrichtung hinten liegende Plattenende gestellt. Die Geophone müssen dann gemäß Arbeitspapier Tragfähigkeit, Teil B 2.2 auf der belasteten bzw. unbelasteten Platte entsprechend den in Tabelle 5.17 angegebenen Abständen vom Fallgewicht angeordnet sein (vgl. Bild 5.24):

Geophon	9	8	7	1	2	3	4	5	6
Abstand	-510	-330	-230	0	210	330	510	900	1.270

Tabelle 5.17: Abstände der Geophone [mm] vom Lastzentrum für die Messungen mit dem Falling Weight Deflectometer auf Betonbefestigungen

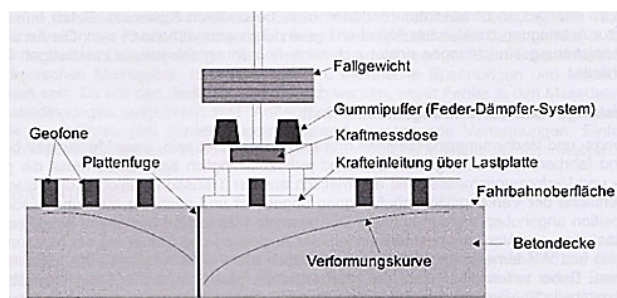


Bild 5.24: Prinzipskizze des Messverfahrens für Betonbauweise

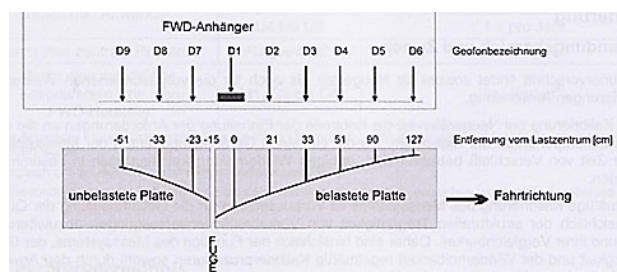


Bild 5.25: Empfohlene Anordnung der Geophone D1 bis D9 und Lage der Fuge mit jeweiliger Entfernung vom Lastzentrum [cm] für FWD-Anhänger

Die Auswertung der an jedem Messpunkt aufgenommenen Daten erfolgt wie bei der Auswertung von entsprechenden Messungen auf Asphaltbefestigungen anhand von auf einen Bezugskraftstoß normierten Werten. Dabei werden die gewonnenen Verformungsdaten zunächst durch eine quadratische Funktion ($y=ax^2+bx+c$) angepasst, um die Deflexionswerte direkt an der Fuge als Durchbiegungen am belasteten und unbelasteten Plattenrand (d_{bel} und d_{unbel}) ermitteln zu können.

$$Defl_{P_{Soll}} = Defl_{gemessen} * \frac{P_{Soll}}{P_{gemessen}} \quad (5.1)$$

mit:

P_{Soll} Größe des Kraftstoßes [kN]
 $P_{gemessen}$ Bezugskraftstoß [kN]

Anhand der Durchbiegungen an den Plattenrändern unter der Einwirkung des normierten Kraftimpulses mit einem Fallgewicht von 50 kN können nach [WOLF 2005] die folgenden für die Tragfähigkeit von Betonbefestigungen maßgeblichen Kennwerte bestimmt werden:

- die relative Fugenbewegung f (vgl.)
- der Wirksamkeitsindex W (vgl.)

$$f = d_{bel} - d_{unbel} \quad (5.2)$$

mit:

f relative vertikale Fugenbewegung
 d_{bel} approximierter Deflexion der belasteten Platte in der Fuge

d_{unbel} approximierter Deflexion der unbelasteten Platte in der Fuge

$$W = \frac{2 * d_{unbel}}{d_{bel} + d_{unbel}} * 100 \quad (5.3)$$

mit:

W Wirksamkeitsindex

d_{bel} approximierter Deflexion der belasteten Platte in der Fuge

d_{unbel} approximierter Deflexion der unbelasteten Platte in der Fuge

Für die Beurteilung der Tragfähigkeit am Plattenrand wird zusätzlich ebenso wie in Plattenmitte ein Zusammenhang zwischen den Deflexionen der verschieden starken Kraftstöße hergestellt. Bei dieser Betrachtung geht man davon aus, dass sich die Platte und der darunter befindliche Raum gleichmäßig komprimieren lassen müssten, wenn unter der Platte keine Hohlagerung oder sonstige Störungen vorhanden sind. Sollte dies nicht der Fall sein, lässt sich die vorhandene Hohlagerung beispielsweise durch eine Auftragung der Deflexionen über der Größe des Kraftstoßes anhand des sich ergebenden Bestimmtheitsmaßes für eine durch die Messwerte verlaufende Regressionsgerade erkennen. Dabei weist ein hohes Bestimmtheitsmaß gute Auflagerungsbedingungen, also keine Hohlagerungen aus.

Nach [WOLF 2005] ist es möglich, eine qualitative Aussage und Bewertung des Zustands der Plattenbettung in Abhängigkeit von der Steigung und dem Ordinatenschnittpunkt über den Verlauf der Funktion aus dem Zusammenhang der Lasteintragung und der entstehenden Deflexionen zu machen. Dazu wird zunächst der Verlauf der Funktion mit einem Polynom 2. Grades $y=ax^2+bx+c$ angenähert. Bei Auftragung des Kraftstoßes auf der Abszisse kann das Polynom wie folgt geschrieben werden:

$$y = a * \text{Kraftstoß}^2 + b * \text{Kraftstoß} + c \quad (5.4)$$

mit:

a, b, c = Parameter der quadratischen Gleichung

Die erste Ableitung der Funktion nach x (bzw. dem Kraftstoß) ergibt die Steigung gemäß Gleichung (5.7).

$$y' = 2a \cdot \text{Kraftstoß} + b \quad (5.5)$$

mit:

$2a$ = Parameter der quadratischen Gleichung

Unter Verwendung des oben erwähnten mathematischen Ansatzes (Gleichung (5.5)) und der allgemeinen Geradengleichung

$$y = m \cdot x + b \quad (5.6)$$

kann die Funktion unter der Annahme, dass der Faktor $2a$ der Steigung und der Summand b dem Ordinatenabschnitt entspricht, folgendermaßen umgeschrieben werden:

$$y = \text{stg} \cdot \text{Kraftstoß} + y_s \quad (5.7)$$

mit:

stg = Steigung der Kraftstoß-Deflexionsfunktion

y_s = y-Achsenabschnitt der Kraftstoß-Deflexionsfunktion

Mit den beiden Kennwerten der Kraftstoß-Deflexionsfunktion liegen nun die entscheidenden Größen für die Beurteilung der Plattenbettung im Randbereich der Platte sowie in Plattenmitte vor. Sie erlauben eine Einteilung der Ergebnisse in 4 Bereiche, die nachfolgend dargestellt werden [WOLF 2005]. Abhängig von der Anordnung der Wertepaare können in den jeweiligen Diagrammen die verschiedenen Tragfähigkeitsbereiche angeordnet werden.

Bereich 1:

- Die Querfugen weisen eine geringe Deflexion am belasteten Plattenrand bei vergleichsweise kleiner relativer vertikaler Fugenbewegung und relativ großem Wirksamkeitsindex auf.
- Die Plattenbettung ist nicht zu beanstanden.
- Entsprechende Querfugen sind ausreichend tragfähig.

Bereich 2:

- Die Querfugen weisen eine relativ geringe Deflexion am belasteten Plattenrand bei vergleichsweise großer relativer vertikaler Fugenbewegung und relativ geringem Wirksamkeitsindex auf. Die Querkraftübertragung ist also vergleichsweise schlecht.
- Die Plattenbettung ist nicht zu beanstanden.

- Die Tragfähigkeit der entsprechenden Querfugen ist aufgrund der mangelhaften Querkraftübertragung potentiell gefährdet.

Bereich 3:

- Die Querfugen weisen eine relativ große Deflexion am belasteten Plattenrand bei vergleichsweise kleiner relativer vertikaler Fugenbewegung und relativ großem Wirksamkeitsindex auf. Die Querkraftübertragung ist also vergleichsweise gut.
- Die Plattenbettung ist weicher, evtl. aber schon teilweise geschädigt. Das Schichtensystem reagiert bei Achsüberrollungen nachgiebiger als in den Bereichen I und II, was zu höheren inneren Spannungen führt.
- Die Tragfähigkeit der entsprechenden Querfugen ist aufgrund der nachgiebigeren bis geschädigten Bettung potentiell gefährdet.

Bereich 4:

- Die Querfugen weisen eine relativ große Deflexion am belasteten Plattenrand bei vergleichsweise großer relativer vertikaler Fugenbewegung und relativ kleinem Wirksamkeitsindex auf.
- Die Plattenbettung ist geschädigt.
- Entsprechende Querfugen sind nicht mehr ausreichend tragfähig. Umso mehr, je weiter die Wertepaare vom Kreuzungspunkt der vier Bereiche entfernt liegen.

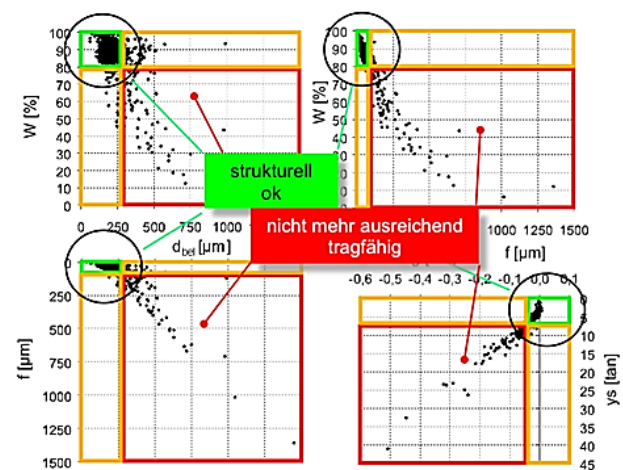


Bild 5.26: Definition der Bewertungsbereiche nach [WOLF 2009] zur Bewertung von Betonbefestigungen am Plattenrand und in Plattenmitte

5.7.2 Dokumentation der Messungen

Die Messungen der Tragfähigkeit mit dem Falling Weight Deflectometer waren für alle im Forschungsprojekt berücksichtigten 4 Abschnitte in Betonbauweise (Tabelle 5.18) vorgesehen. Sie

wurden vom Institut für Straßenwesen der Universität Siegen in Kooperation mit der Bundesanstalt für Straßenwesen im Zeitraum von Juni bis August 2012 durchgeführt (Tabelle 5.19).

lfd. Nr.	Strecke	Land	von km / bis km	Länge [km]
1	BAB A14 Halle - Dresden	ST	109,900 – 99,500	10,4
2	BAB A2 AS Lostau - AS Burg/Ost	ST	79,880 – 69,150	10,73
3	BAB A2 AS Theeßen - AS Burg/Ost	ST	55,965 – 69,150	13,19
4	BAB A3 DU Wedau - AK Breitscheid	NRW	81,800 – 86,660	4,86

Tabelle 5.18: Übersicht der Messstrecken in Betonbauweise

Strecke	Datum
BAB A2 RF Berlin	21.06.2012
BAB A2 RF Hannover	14.06.2012
BAB A14 RF Dresden	20.06.2012
BAB A3 RF Frankfurt	30.10.2012

Tabelle 5.19: Übersicht über die einzelnen Messtage

Bei den Messungen waren die Wetterverhältnisse überwiegend in einem für die Messung und die Bohrkernentnahme unkritischen Bereich.

Das nachfolgende Bild 5.27 enthält Angaben zu den Temperaturverhältnissen während der Messungen. In dem Diagramm sind der Median, die 25%- und 75%- Quantile, das Maximum und das Minimum der Temperatur dargestellt.

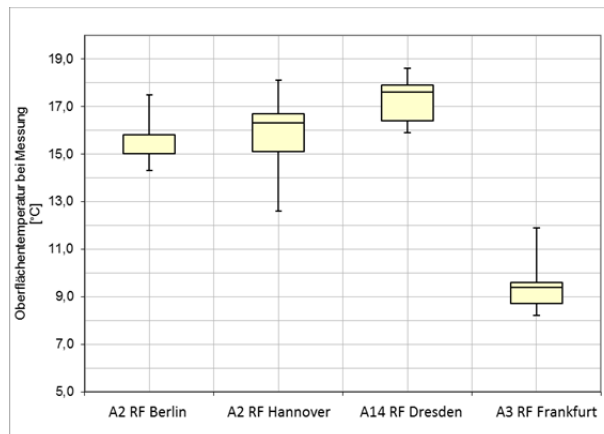


Bild 5.27: Oberflächentemperaturen bei FWD-Messungen

Dennoch stellen FWD-Messungen nur eine Momentaufnahme der Strecken und deren Tragfähigkeit unter den zum Messzeitpunkt bestehenden Bedingungen (Temperatur- und Feuchteverhältnisse) dar.

Die Auswertung der gewonnenen Daten erfolgt nachfolgend für die Straßenbefestigungen in Betonbauweise.

5.7.3 Auswertung der FWD Messungen

Bundesautobahn A2 –RF Hannover

Grundsätzlich werden die gewonnenen Daten auf Basis des in Kapitel 5.6.1 beschriebenen Verfahrens ausgewertet. Die Auswertung beurteilt zum einen die Plattenbettung und zum anderen die Querkraftübertragung in der Fuge. Diese beiden Parameter werden im Folgenden ausgewertet.

Die Auswertung für die Querkraftübertragung zeigt auf der Bundesautobahn A2 ein insgesamt akzeptables Ergebnis. Bei der Gegenüberstellung des Wirksamkeitsindex und der eingepprägten Belastung (Bild 5.28) ist ersichtlich, dass sich eine hohe Anzahl der Messergebnisse im ersten Quadranten befindet. Dies lässt darauf schließen, dass die Quertugen am Plattenrand bei einer relativ geringen Fugenbewegung und einem hohen Wirksamkeitsindex eine geringe Deflexion aufweisen. Eine geringe Anzahl an Messungen befinden sich allerdings auch im Quadranten zwei, drei und vier (Bild 5.28). Bei den Messergebnissen, die sich in den Quadranten zwei, drei und vier befinden, ist die Querkraftübertragung teilweise geschädigt bzw. nicht mehr vorhanden.

Bei der Auswertung der Plattenbettung über den Ordinatenabschnitt y_s mittels Quadranten ist bei der Gegenüberstellung des Wirksamkeitsindex (Bild 5.29) und der relativen Fugenbewegung (Bild 5.30) mit dem Ordinatenabschnitt y_s

festzustellen, dass sich eine hohe Anzahl der Messergebnisse an der Grenze des dritten Quadranten befinden und teilweise in den ersten und vierten Quadranten diffundieren. Da sich jedoch die größte Anzahl im dritten Quadranten befindet, kann die Plattenbettung bei einer Vielzahl von Betonplatten als weich bzw. teilweise geschädigt bezeichnet werden. Die Auswertung der verschiedenen Diagramme zeigt unterschiedliche Ergebnisse auf. Zum einen befinden sich die Messungen hauptsächlich im ersten Quadranten, was auf eine gute Querkraftübertragung und Bettung schließen lässt, auf der anderen Seite befinden sich die Messungen im dritten Quadranten, was auf eine vergleichsweise gute Querkraftübertragung und weiche Unterlage hindeutet. Durch die Überlagerung der beiden Bereiche, kann auf jeden Fall darauf geschlossen werden, dass sich die Querkraftübertragung in einem guten Bereich befindet. Bei der Plattenbettung wird davon ausgegangen, dass sich die Bettung im Grenzbereich befindet.

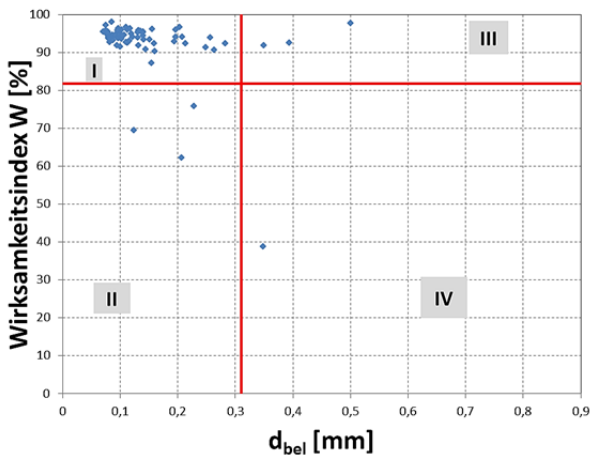


Bild 5.28: Gegenüberstellung d_{bel} und Wirksamkeitsindex W

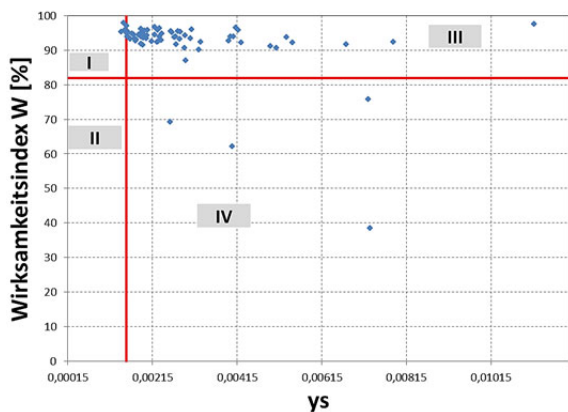


Bild 5.29: Gegenüberstellung Ordinatenabschnitt ys und Wirksamkeitsindex W

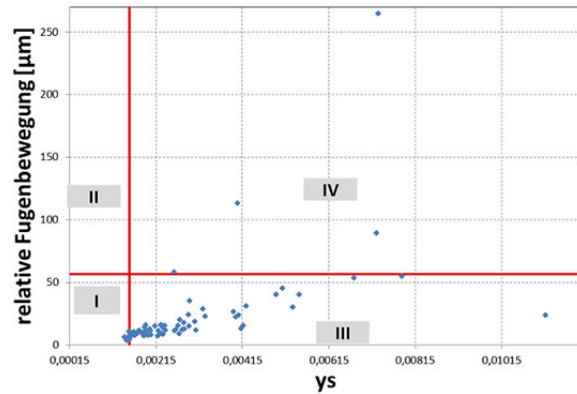


Bild 5.30: Gegenüberstellung Ordinatenabschnitt ys und relative Fugenbewegung f

Bundesautobahn A2 – RF Berlin

Die Auswertung der Messungen mit dem Falling Weight Deflectometer auf der Bundesautobahn A2 in östlicher Richtung (Fahrtrichtung Berlin) ergeben, dass sich die Verkehrsbefestigungen in Betonbauweise im Bereich der Querkraftübertragung insgesamt in einem guten Zustand befinden. Dies wird bei der Betrachtung des Wirksamkeitsindex ersichtlich. Dieser weist bei einem Mittelwert von 91,9 % ein Maximum von 99,3 % und ein Minimum von 45,5% auf, wobei im Zuge dieser Werte zu erwähnen ist, dass der minimale Wirksamkeitsindex auf dem Übergang einer Asphaltbefestigung zur einer Betonbefestigung gemessen wurde und der zugrunde gelegte Berechnungsansatz nicht konkret dafür ausgelegt ist. In Bild 5.31 wird der Wirksamkeitsindex in Abhängigkeit von den gemessenen Deflexionen dargestellt.

Auf Grundlage der in Kapitel 5.7.1 dargestellten Beurteilungsgrundlage mittels Quadranten ist erkennbar, dass sich der Großteil der Messwerte in Bereich 1 befindet. Dies lässt darauf schließen, dass die Querkraftübertragung als gut bezeichnet werden kann. Weiterhin ist bei der Auswertung der durchgeführten Messungen mittels Unterteilung der Quadranten erkennbar, dass sich die Plattenbettung in einem ausreichenden Zustand befindet. Bei der weiteren Betrachtung der Plattenbettung über die Kenngröße der Steigung st_g – in Abhängigkeit vom Wirksamkeitsindex W ist erkennbar, dass die Plattenbettung in weiten Bereichen nicht als optimal bezeichnet werden kann, da sich viele der Messwerte im Quadranten 3 befinden (Bild 5.32). Zusätzlich kann zur Validierung dieser Beurteilung der Plattenbettung der Ordinatenabschnitt ys betrachtet werden. Dieser wird in Bild 5.33 in Abhängigkeit vom Wirksamkeitsindex W dargestellt. In Bild 5.40 ist ersichtlich, dass sich – ebenso wie bei der

Betrachtung der Steigung – die meisten Messwerte im dritten Quadranten befinden.

Dies lässt auf eine ausreichende Plattenbettung im Querfugenbereich schließen. Die Auswertung der drei Diagramme lässt darauf schließen, dass die Querkraftübertragung in den Abschnitten der Bundesautobahn A2 Fahrtrichtung Berlin als gut bezeichnet werden kann. Die Plattenbettung jedoch weist differierende Ergebnisse auf. Auf Grundlage der Steigung und des Ordinatenabschnittes ist die Plattenbettung der Abschnitte als „weich“ bzw. teilweise geschädigt zu bezeichnen. Weitere für die Beurteilung der Messstrecke relevanten Diagramme können dem Anhang entnommen werden

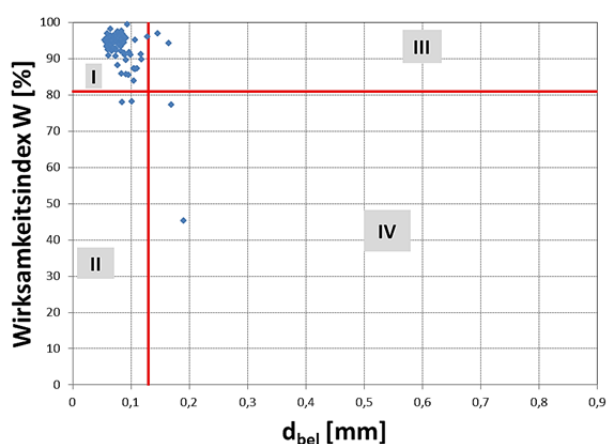


Bild 5.31: Gegenüberstellung d_{bel} und Wirksamkeitsindex W

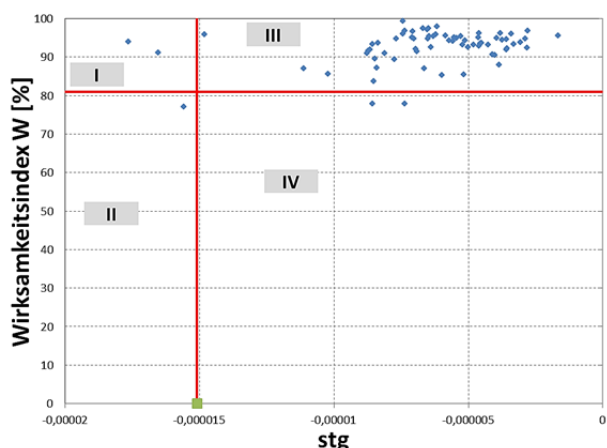


Bild 5.32: Gegenüberstellung Steigung stg und Wirksamkeitsindex W

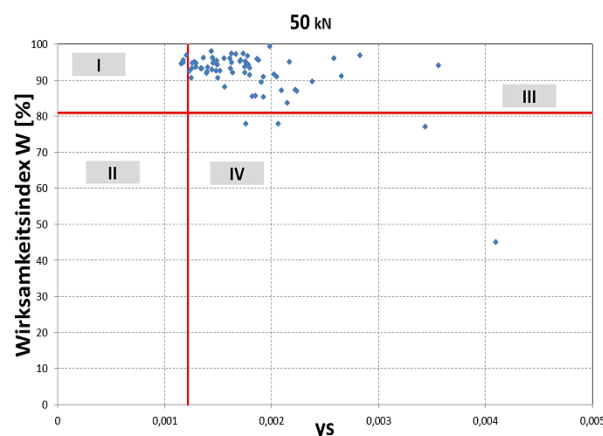


Bild 5.33: Gegenüberstellung Ordinatenabschnitt ys und Wirksamkeitsindex W

Bundesautobahn A3 – RF Frankfurt

Wie bei den bereits beschriebenen Auswertungen erfolgt auch diese Auswertung auf der Grundlage des in Kapitel 5.6.1 beschriebenen Verfahrens. Dabei wird nachfolgend im ersten Schritt die Plattenbettung und im zweiten Schritt die Querkraftübertragung dargestellt.

In Bild 5.35 und Bild 5.36 sind die für die Plattenbettung maßgeblichen Kenngrößen in Abhängigkeit vom Wirksamkeitsindex W und der relativen Fugenbewegung f dargestellt. Bei der visuellen Begutachtung der beiden Abbildungen ist sofort ersichtlich, dass dem dritten Quadranten eine Vielzahl der Messwerte inhärent ist. Weiterhin ist ebenfalls erkennbar, dass sich eine geringe Anzahl an Messungen in den übrigen Bereichen befindet.

Aus der Systematik der Quadranteneinteilung unter Verwendung des 5% Quantils (Kapitel 5.6.1) und der grafischen Darstellung in diesem Kapitel ist es möglich, die Plattenbettung der Messstrecke auf der Bundesautobahn A3 zu beurteilen. Auf der Bundesautobahn BAB A3 ist erkennbar, dass die Plattenbettung erheblich Defizite aufweist.

Für die Auswertung der Querkraftübertragung werden die Parameter der relativen Fugenbewegung und der Wirksamkeitsindex W in Abhängigkeit von Deflexionen am belasteten Plattenrand gemäß Kapitel 5.6.1 als Grundlage gewählt. Das Bild 5.36 und Bild 5.35 stellt diesen Zusammenhang zur Beurteilung der Querkraftübertragung grafisch dar. Bei der Betrachtung dieser Abbildungen ist ersichtlich, dass sich die meisten Messpunkte innerhalb des ersten Quadranten bewegen stellenweise mit einer Tendenz in Richtung des dritten Quadranten. Lediglich 4 der 71 Messungen (ca. 6%) befinden sich im vierten Quadranten. Durch die Unterteilung

der einzelnen Quadranten unter Verwendung des 5% bzw. 95% Quantils (Kapitel 5.6.1), kann mit Hilfe der grafischen Darstellung eine Beurteilung der Querkraftübertragung vorgenommen werden.

Bei einer Einordnung der Messpunkte in den ersten Quadranten wird davon ausgegangen, dass die Querkraftübertragung einwandfrei funktioniert. Da sich die meisten Punkte auf dieser Messstrecke im ersten Quadranten bewegen, können auf dieser Messstrecke keine größeren Schäden detektiert werden. Lediglich bei den vier Messungen des vierten Quadranten ist festzustellen, dass an diesen Messstellen eine Schädigung sowohl der Querkraftübertragung als auch der Plattenbettung vorliegt.

Durch die Überlagerung der beiden Auswertungen (Plattenbettung und Querkraftübertragung) ist erkennbar, dass sich die Messpunkte bei der Auswertung der Plattenbettung hauptsächlich in Bereich drei befinden, was auf eine Schädigung der Plattenbettung und eine intakte Querkraftübertragung hindeutet. Die Auswertung der Querkraftübertragung lässt darauf schließen, dass diese als intakt bezeichnet werden kann. Dabei ist jedoch auffällig, dass der Bereich eins der Auswertung der Kenngrößen W und f auf eine intakte Plattenbettung hindeutet, was durch die Auswertung der Kenngrößen stg und y_s relativiert wird. Da die Messpunkte des ersten Quadranten (W und f) jedoch eine Tendenz in Richtung des dritten Bereichs haben, was diese Aussage untermauern würde, kann zusammenfassend gesagt werden, dass die Querkraftübertragung intakt ist, die Plattenbettung in einzelnen Bereichen schon eine Schädigung erfahren hat bzw. die Tendenz zur Schädigung der Plattenbettung besteht.

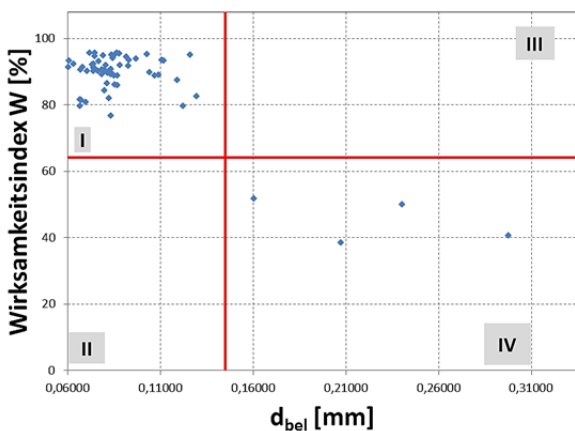


Bild 5.34: Gegenüberstellung d_{bel} und des Wirksamkeitsindex W auf der BAB A3

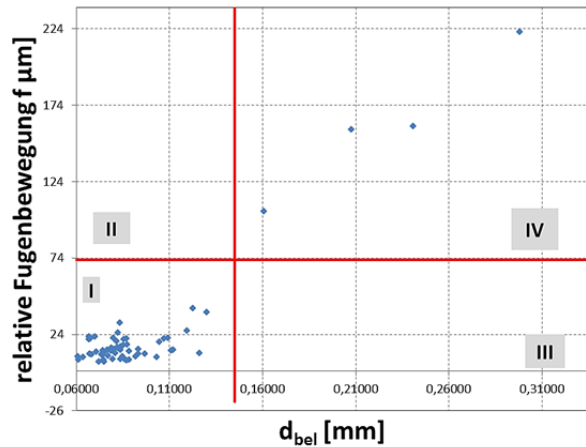


Bild 5.35: Gegenüberstellung d_{bel} und der relativen Fugenbewegung f auf der BAB A3

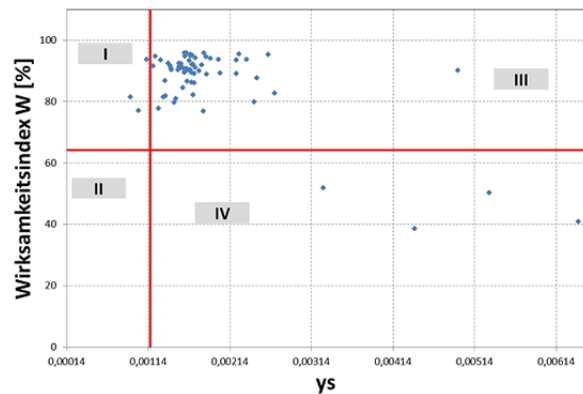


Bild 5.36: Gegenüberstellung des Ordinatenabschnitts y_s und des Wirksamkeitsindex W auf der BAB A3

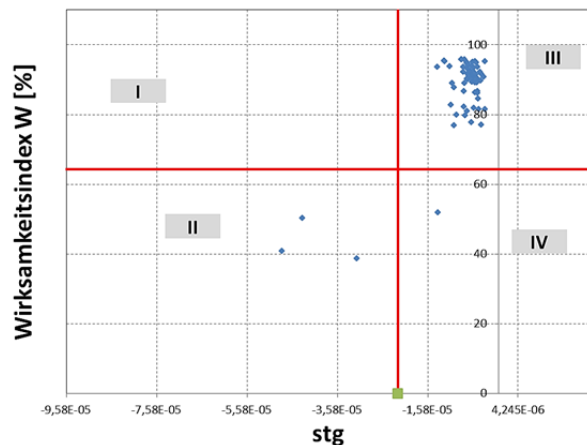


Bild 5.37: Gegenüberstellung der Steigung stg und der relativen Fugenbewegung f auf der BAB A3

Bundesautobahn A14 –RF Dresden

Die auf der Bundesautobahn A14 gewonnenen Messdaten werden – wie bei den vorher beschriebenen Auswertungen - gemäß dem in Kapitel 5.6.1 beschriebenen Verfahren ausgewertet.

Im ersten Schritt wird die Auswertung hinsichtlich der Querkraftübertragung durchgeführt. Bei der Bewertung der Querkraftübertragung können die Parameter Wirksamkeitsindex W und relative Fugenbewegung f als Grundlage angenommen werden. Der Wirksamkeitsindex der Bundesautobahn A14 weist bei einem Mittelwert von 90,9% ein Maximum von 99,6% und ein Minimum von 13,9% auf. Bei dieser Betrachtung ist jedoch festzuhalten, dass der minimale Wirksamkeitsindex am Übergang der Asphaltbefestigung auf die Betonbefestigung detektiert wurde. Bild 5.38 stellt den Wirksamkeitsindex in Abhängigkeit von der Deflexion des belasteten Plattenrandes dar. Die visuelle Begutachtung von Bild 5.38 zeigt, dass sich der Großteil der Messwerte im ersten Quadranten bewegt. Weiterhin kann festgestellt werden, dass eine Tendenz der Messpunkte hin zum zweiten Quadranten besteht. Aufgrund dieses Diagramms und der in Kapitel 5.6.1 Systematik der Quadranten kann an dieser festgestellt werden, dass sich die Bundesautobahn A14 hinsichtlich der Querkraftübertragung in einem guten Zustand befindet, eine Schädigung der Dübel an einzelnen Platten aber nicht ausgeschlossen werden kann.

Zusätzlich zur Querkraftübertragung ist die Plattenbettung von entscheidender Bedeutung. Als Grundlage für die Beurteilung werden - nach Kapitel 5.6.1 - die Kenngrößen Ordinatenabschnitt y_s und Steigung stg gewählt. Diese beiden Kenngrößen stellen nach der Ableitung der quadratischen Funktion, die den Zusammenhang der Deflexion und des Lastimpulses beschreibt, einen Index zur Beurteilung der Plattenbettung dar. Als Auswertungsgrundlage wurde auf der Bundesautobahn A14 die Steigung stg gewählt. Diese ist in Bild 5.39 und Bild 5.40 in Abhängigkeit vom Wirksamkeitsindex W und der relativen Fugenbewegung f dargestellt. Bei der Betrachtung der beiden Abbildungen ist erkennbar, dass sich die meisten Messungen in den Quadranten eins und drei befinden. Bei den in Quadranten eins befindlichen Messungen (Bild 5.39) ist zusätzlich erkennbar, dass eine Tendenz hin zu Quadrant zwei vorhanden ist. Auf Grundlage der visuellen Betrachtung und der Quadrantenunterteilung nach Kapitel 5.6.1 ist es möglich, eine Aussage bezüglich der Plattenbettung zu treffen. Die Plattenbettung weist in den meisten Bereichen keine Schädigung auf. Aufgrund der Tendenz - der Messungen in Quadrant eins - hin zu Quadrant drei und einzelnen Messungen, welche sich bereits in Quadrant drei befinden, kann eine Schädigung der Plattenbettung in einzelnen Bereichen nicht ausgeschlossen werden. Bei anschließender Überlagerung der Auswertungen der einzelnen Kenngrößen y_s , stg , f und W kann die Bundesautobahn A14 - bei

einzelnen Ausreißern in die restlichen Quadranten - in Quadrant eins eingeordnet werden

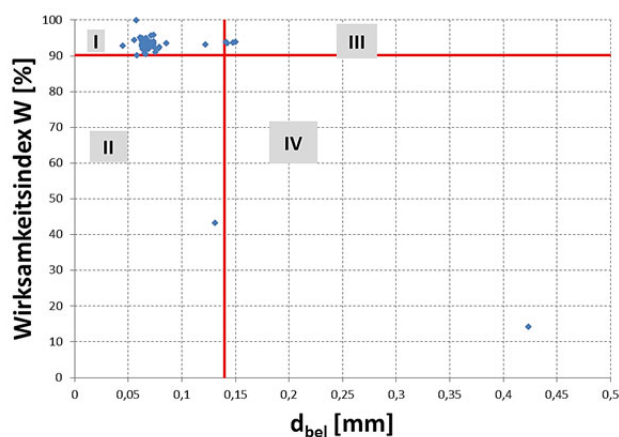


Bild 5.38: Gegenüberstellung d_{bel} und Wirksamkeitsindex W auf der BAB A14

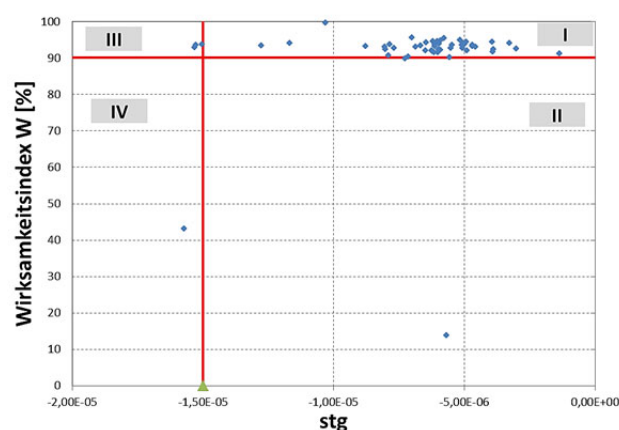


Bild 5.39: Gegenüberstellung der Steigung stg und Wirksamkeitsindex W auf der BAB A14

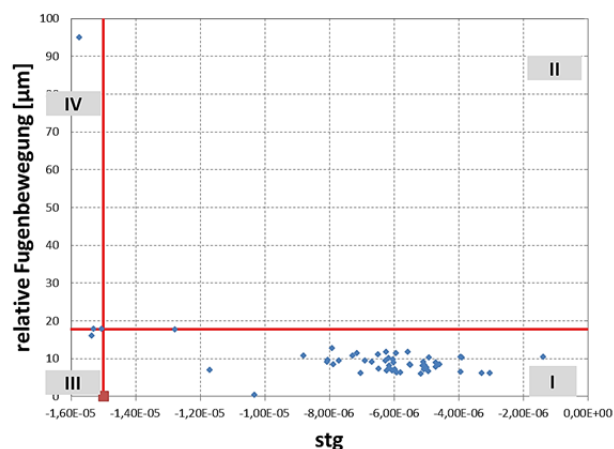


Bild 5.40: Gegenüberstellung der Steigung stg und der relativen Fugenbewegung f auf der BAB A14

5.8 Auswertung der Untersuchungen

Bundesautobahn A2 – RF Hannover

Baujahr: 1996

Planmäßiger Oberbau:

Nach den technischen Vorschriften, in der zur Bauzeit gültigen Fassung ergibt sich eine Deckendicke von 26 cm Beton auf HGT. Ein Geovlies als Zwischenlage wurde bei der Bohrkernuntersuchung nicht gefunden.

Verkehrsbelastung:

Die tatsächlich aufgetretene Verkehrsbelastung ist aus einer Dauerzählstelle bekannt (Tabelle 5.3). Für 15 Nutzungsjahre ergibt sich eine akkumulierte B-Zahl von 28,13 Mio. Für Prognoserechnungen kann eine jährliche Steigerung von 3 % angesetzt werden.

Deckendicke:

Die planmäßige Deckendicke liegt bei 26 cm. Die an den entnommenen Bohrkernen gemessenen Dicken lagen bei 26,0 cm (Platte 377) und 29,8 cm (Platte 187). Zusätzlich wurde für die gesamte Strecke die Deckendicke mit dem Georadarverfahren ermittelt. Dies ergab eine mittlere Dicke von ca. 30 cm. Man muss allerdings konstatieren, dass das Georadarverfahren für diese Zwecke nicht sehr genau ist.

Eine statistische Auswertung der vorhandenen Daten ist nicht sinnvoll, da die Daten nicht repräsentativ sind. Bei der vorliegenden Datenlage erscheint die Annahme plausibel, dass die geplante Deckendicke mit einem Vorhaltemaß von 2 cm realisiert wurde. Damit wäre von einer mittleren Deckendicke von 28 cm auszugehen. [FE 04.0218/2008/ARB] ist zu entnehmen, dass die Standardabweichung für die Streuung der Deckendicke im deutschen Autobahnbau bei etwa 1,3 cm liegt. Dieser Wert kann auch hier angesetzt werden. Damit liegt der 10 %-Quantilwert bei 26,3 cm.

Betonfestigkeit:

Aus den im Rahmen dieses Forschungsprojektes durchgeführten Spaltzugprüfungen ergibt sich für den Oberbeton eine mittlere Spaltzugfestigkeit von 6,0 N/mm² bei einem Variationskoeffizienten von 18,71 % (Tabelle 5.11) und für den Unterbeton eine mittlere Spaltzugfestigkeit von 6,6 N/mm² bei einem Variationskoeffizienten von 11,62 % (Tabelle 5.12). Setzt man eine Nacherhärtung von 15 % an, so ergeben sich die 60-Tages-Werte zu:

$$f_{ctm,core} = \frac{MW}{1,15} \quad (5-8)$$

$f_{ctm,core}$ – mittlere Spaltzugfestigkeit (60 Tage)

MW – Mittelwert aus aktuellen Messwerten

Die zugehörigen 5 %-Quantilwerte (charakteristische Spaltzugfestigkeit) berechnen sich aus der Formel:

$$f_{ctk,core} = f_{ctm,core} \cdot (1 - 1,645 \cdot V) \quad (5-9)$$

$f_{ctk,core}$ – charakteristische Spaltzugfestigkeit (60 Tage)

V - Variationskoeffizient

Die Schätzung der Quantilwerte erfolgt hier mit einer Sicherheit von 50%. Dies ist eine signifikante Abweichung zu den Vorgaben in der [AL Sp-Beton 06], wo eine Sicherheit von 90% gefordert wird. Der Grund für die Änderung liegt in den unterschiedlichen Zielsetzungen bei der Dimensionierung und der Substanzbewertung. Geht es bei der Dimensionierung darum, ein bestimmtes Festigkeitsniveau mit hinreichender Sicherheit nicht zu unterschreiten, so ist bei der Substanzbewertung eine möglichst genaue Abschätzung der tatsächlichen Festigkeit das Ziel.

Für den zu untersuchenden Fahrbahnabschnitt ergeben sich die Festigkeitswerte gemäß Tabelle 5.20 und Tabelle 5.21.

	Mittlere Festigkeit N/mm ²	Standardabweichung N/mm ²	Charakteristische Festigkeit N/mm ²
Werte aus aktuellen Spaltzugprüfungen	6,0	1,12	4,15
60-Tages-Werte	5,22	0,97	3,61

Tabelle 5.20: Festigkeitswerte für den Oberbeton

	Mittlere Festigkeit N/mm ²	Standardabweichung N/mm ²	Charakteristische Festigkeit N/mm ²
Werte aus aktuellen Spaltzugprüfungen	6,6	0,77	5,33
60-Tages-Werte	5,74	0,66	4,64

Tabelle 5.21: Festigkeitswerte für den Unterbeton

Bundesautobahn A2 – RF Berlin

Baujahr: 1998

Planmäßiger Oberbau:

Nach den technischen Vorschriften, in der zur Bauzeit gültigen Fassung ergibt sich eine Deckendicke von 26 cm Beton auf HGT. Ein

Geovlies als Zwischenlage wurde bei der Bohrkernuntersuchung nicht gefunden.

Verkehrsbelastung:

Die tatsächlich aufgetretene Verkehrsbelastung ist aus einer Dauerzählstelle bekannt (Tabelle 5.2). Für 14 Nutzungsjahre ergibt sich eine akkumulierte B-Zahl von 26,18 Mio. Für Prognoserechnungen kann eine jährliche Steigerung von 3 % angesetzt werden.

Deckendicke:

Die planmäßige Deckendicke liegt bei 26 cm. Die an den entnommenen Bohrkernen gemessenen Dicken lagen bei 28,5 cm (Platte 427) und 27,7 cm (Platte 1205). Die Georadarmessung ergab eine Dicke um 28 cm.

Damit werden die Parameter für die Deckendicke analog der RF Hannover angesetzt:

Mittelwert: 28 cm

10%-Quantilwert: 26,3 cm

Betonfestigkeit:

	Mittlere Festigkeit N/mm ²	Standardabweichung N/mm ²	Charakteristische Festigkeit N/mm ²
Werte aus aktuellen Spaltzugprüfungen	4,4	0,7	3,74
60-Tages-Werte	3,83	0,61	2,83

Tabelle 5.22: Festigkeitswerte für den Oberbeton

	Mittlere Festigkeit N/mm ²	Standardabweichung N/mm ²	Charakteristische Festigkeit N/mm ²
Werte aus aktuellen Spaltzugprüfungen	5,9	0,92	4,38
60-Tages-Werte	5,13	0,8	3,81

Tabelle 5.23: Festigkeitswerte für den Unterbeton

Bundesautobahn A3 – RF Frankfurt

Baujahr: 1996

Planmäßiger Oberbau:

Nach den technischen Vorschriften, in der zur Bauzeit gültigen Fassung ergibt sich eine Deckendicke von 26 cm Beton auf Asphalt. Ein Geovlies als Zwischenlage wurde bei der Bohrkernuntersuchung nicht gefunden.

Verkehrsbelastung:

Die tatsächlich aufgetretene Verkehrsbelastung ist aus einer Dauerzählstelle bekannt (Tabelle 5.4). Für 16 Nutzungsjahre ergibt sich eine akkumulierte B-Zahl von 35,36 Mio. Für Prognoserechnungen kann eine jährliche Steigerung von 3 % angesetzt werden.

Deckendicke:

Die planmäßige Deckendicke liegt bei 26cm. Die an den entnommenen Bohrkernen gemessenen Dicken lagen bei 21,5 cm (Platte 1093) und 27,8 cm (Platte 5001). Die Georadarmessung ergab Dicken zwischen 21 cm und 35 cm. Offenbar ist die Streuung höher als gewöhnlich und der Mittelwert liegt deutlich über der planmäßigen Dicke.

Für weitere Berechnungen werden folgende Parameter angesetzt:

Mittelwert: 27,5 cm

Standardabweichung: 3,7 cm

Damit ergibt sich der 10 %-Quantilwert zu: 22,7 cm

Betonfestigkeit:

	Mittlere Festigkeit N/mm ²	Standardabweichung N/mm ²	Charakteristische Festigkeit N/mm ²
Werte aus aktuellen Spaltzugprüfungen	5,8	0,61	4,80
60-Tages-Werte	5,04	0,53	4,17

Tabelle 5.24: Festigkeitswerte für den Oberbeton

	Mittlere Festigkeit N/mm ²	Standardabweichung N/mm ²	Charakteristische Festigkeit N/mm ²
Werte aus aktuellen Spaltzugprüfungen	5,7	0,54	4,81
60-Tages-Werte	4,95	0,47	4,18

Tabelle 5.25: Festigkeitswerte für den Unterbeton

Bundesautobahn A14 – RF Dresden

Baujahr: 2008

Planmäßiger Oberbau:

30 cm Beton auf Schottertragschicht

Verkehrsbelastung:

Die tatsächlich aufgetretene Verkehrsbelastung ist aus einer Dauerzählstelle bekannt (Tabelle 5.5). Für 4 Nutzungsjahre ergibt sich eine akkumulierte B-Zahl von 7,36 Mio. Für Prognoserechnungen kann eine jährliche Steigerung von 3 % angesetzt werden.

Deckendicke:

Die planmäßige Deckendicke liegt bei 30cm. Die an den entnommenen Bohrkernen gemessenen Dicken lagen bei 32,1cm (Platte 1459) und 32,4cm (Platte 1252). Georadarmessungen liegen für diese Strecke nicht vor.

Damit ist es wiederum plausibel, ein planmäßiges Vorhaltemaß von 2 cm zu unterstellen. Die Standardabweichung wird wieder mit 1,3 cm angenommen. Die Parameter für die Deckendicke ergeben sich dann wie folgt:

Mittelwert: 32 cm

10%-Quantilwert: 30,3 cm

Betonfestigkeit:

Weil die Strecke erst 4 Jahre alt ist, wird die Nacherhärtung nur mit 10 % angesetzt.

	Mittlere Festigkeit N/mm ²	Standardabweichung N/mm ²	Charakteristische Festigkeit N/mm ²
Werte aus aktuellen Spaltzugprüfungen	5,1	0,81	3,76
60-Tages-Werte	4,63	0,74	3,42

Tabelle 5.26: Festigkeitswerte für den Oberbeton

	Mittlere Festigkeit N/mm ²	Standardabweichung N/mm ²	Charakteristische Festigkeit N/mm ²
Werte aus aktuellen Spaltzugprüfungen	5,2	0,63	4,16
60-Tages-Werte	4,72	0,57	3,78

Tabelle 5.27: Festigkeitswerte für den Unterbeton

6 Substanzbewertung

6.1 Allgemeine Vorgehensweise

Das Bild 6.1 zeigt zunächst die Vorgehensweise bei der Dimensionierung, die vor Baubeginn erstellt wird und die Anforderungen an den Bau festlegt. Dabei wird eine normative Nutzungsdauer angestrebt, der eine Verkehrsprognose zugrunde liegt.

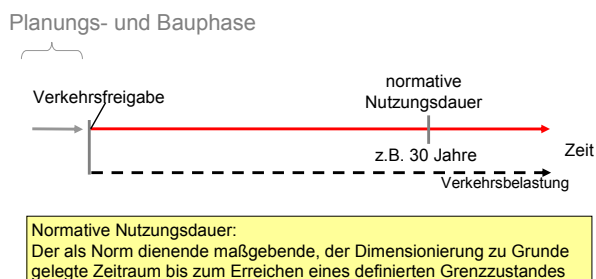


Bild 6.1: Dimensionierungshorizont

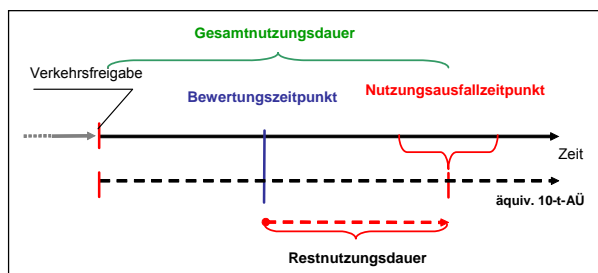


Bild 6.2: Ermittlung der strukturellen Substanz zum Bewertungszeitpunkt

Das Bild 6.2 zeigt die prinzipielle Vorgehensweise bei der Ermittlung der strukturellen Substanz. Dabei sind neben den Parametern für die Dimensionierung, die Spaltzugfestigkeiten zum Bewertungszeitpunkt, die bereits ertragene Verkehrs- und Witterungsbelastung, die veränderten Lagerungsbedingungen und der strukturelle Schädigungsgrad zu berücksichtigen.

Die Berechnung der strukturellen Restsubstanz erfolgt durch Umkehrung des Dimensionierungsverfahrens unter Berücksichtigung der genannten zusätzlichen Parameter.

Die allgemeine Vorgehensweise kann so mit drei Komplexen beschrieben werden.

1. Bewertung der strukturellen Substanz aus visueller Zustandserfassung und zerstörungsfreien Messungen
2. Rechnerische Überprüfung der Dimensionierung anhand zum Bewertungszeitpunkt ermittelter Festigkeits- und Geometriewerte

3. Berechnung der Restsubstanz aus Ergebnissen zu 1. und 2.

Die Basis der Substanzbewertung bilden die über die zu bewertende Strecke gesammelten Daten. Diese beinhalten Informationen aus der Planung, Baudurchführung und Erhaltung der Strecke, Zustandsmerkmale, welche aus der visuellen Bestandsaufnahme gewonnen wurden und Ergebnissen von Laboruntersuchungen.

Aus den vorliegenden Daten lässt sich der tatsächlich nach dem Bau erreichte 60-Tage-Festigkeitswert des Betons zurückrechnen. Mit diesem Festigkeitswert und der tatsächlich aufgetretenen Verkehrsbelastung wird eine Dimensionierung nach [RDO Beton 09] durchgeführt. Durch Vergleich der so ermittelten Solldicke mit dem Quantilwert der vorhandenen Deckendicke lässt sich überprüfen, ob die Fahrbahn – so wie sie gebaut wurde - im Sinne [RDO Beton 09] ausreichend dimensioniert ist.

Für die Berechnung der Restsubstanz ist es erforderlich, die zukünftige Entwicklung der Ausfallrate zu berechnen. Die Grundlage dafür bildet wieder das Verfahren nach [RDO Beton 09]. Das Berechnungsverfahren ist so zu kalibrieren, dass die Berechnungen für den Bewertungszeitpunkt exakt die tatsächlich vorliegende Ausfallrate liefern. Mit dem so kalibrierten Verfahren können dann Ausfallraten für höhere B-Zahlen berechnet werden.

Bei der Interpretation der Ergebnisse ist zu berücksichtigen, dass ein wirtschaftlicher und kein technischer Nutzungsausfallzeitpunkt ermittelt wird. Das bedeutet, dass eine Überschreitung der Verkehrsprognose nicht automatisch zum Gesamtversagen führt, sondern durch eine erhöhte Ausfallrate mit einem erhöhten Erhaltungsaufwand gerechnet werden muss. Ein Berechnungsverfahren mit probabilistischem Ansatz eröffnet darüber hinaus die Möglichkeit, die Ausfallrate im Substanzbewertungsverfahren rechnerisch realistischer abschätzen zu können.

6.2 Bewertung der strukturellen Substanz aus visueller Zustandserfassung und zerstörungsfreien Messungen

Anhand von visuellen Zustandserfassungen und zerstörungsfreien Messungen kann eine erste Abschätzung des Zustands einer Strecke ermittelt werden.

Bei der visuellen Zustandserfassung können unter anderem Rissbildungen erfasst werden. Daraus kann unmittelbar eine Ausfallrate ermittelt werden, die zum Bewertungszeitpunkt vorliegt.

Aus zerstörungsfreien Messungen (FWD und Georadar) kann der Zustand der Unterlage (Lagerungsbedingungen) sowie der allgemeine Aufbau der Konstruktion abgeschätzt werden.

Eventuelle Hohllagen und somit Schwachstellen der Konstruktion lassen sich räumlich eingrenzen. Es kann schließlich eine Aussage zum Zustand des betrachteten Abschnitts gemacht werden.

Bundesautobahn A2 – RF Hannover

Die Querkraftübertragung durch Anker, Dübel und Rissverzahnung wird als gut eingeschätzt. Die Bettung ist „noch akzeptabel“.

Der Anteil gerissener Platten beträgt im untersuchten Abschnitt 0,94% (Tabelle 5.6).

Im hinteren Teil der untersuchten Strecke wurde vereinzelt Netzrissbildung angetroffen. Eine leichte AKR-Schädigung kann nicht ausgeschlossen werden. Eine Substanzschädigung infolge chemischer Prozesse kann jedoch mit diesem Verfahren nicht abgebildet werden.

Bundesautobahn A2 – RF Berlin

Die Querkraftübertragung durch Anker, Dübel und Rissverzahnung wird als gut eingeschätzt. Die Bettung ist „weich“ bis teilweise geschädigt.

Das bedeutet, dass bei der Bauweise Betondecke auf HGT ohne Vlies, der Verbund in den Eckbereichen bzw. an den Plattenrändern infolge schwind- und temperaturbedingten Verformungen der Betondecke nicht mehr gegeben ist.

Der Anteil gerissener Platten liegt im untersuchten Abschnitt bei 1,16 % (Tabelle 5.6).

Es wurden visuell keinerlei Schädigungen durch chemische Prozesse (z.B. AKR) festgestellt.

Bundesautobahn A3 – RF Frankfurt

Die Querkraftübertragung durch Anker, Dübel und Rissverzahnung ist intakt. Die Bettung wird als bereichsweise tendenziell geschädigt eingeschätzt.

Ursache dafür kann die Asphalttragschicht als Unterlage für die Betondecke sein. Einerseits ist es möglich, dass die horizontalen Plattenbewegungen der Betondecke zum horizontalen Abscheren in der Asphalttragschicht geführt haben. Andererseits kann es Erosionserscheinungen der Asphalttragschicht unter den Fugenbereichen geben, die auf ungeeignete stoffliche Zusammensetzungen der Tragschicht im Kontext mit der Belastung aus Aufwölben und Aufschüsseln der Betondecke sowie Wasser- und

Tausalzeintritt über die Fugen zurückgeführt werden können.

Der Anteil gerissener Platten beträgt im untersuchten Abschnitt mit 2,48 % (Tabelle 5.6).

Es wurden visuell keinerlei Schädigungen durch chemische Prozesse (z.B. AKR) festgestellt.

Bundesautobahn A14 – RF Dresden

Die Querkraftübertragung durch Anker, Dübel und Rissverzahnung ist insgesamt in gutem Zustand. Die Bettung ist nur in Teilbereichen möglicherweise leicht geschädigt.

Da die Strecke erst seit relativ kurzer Zeit unter Verkehr liegt, ist der Zustand erwartungsgemäß sehr gut. Es wurden im untersuchten Abschnitt keine gerissenen Platten gefunden.

Für eine Verfahrenskalibrierung ist diese Strecke somit ungeeignet.

Außerdem wurden visuell keinerlei Schwächungen durch chemische Prozesse (z.B. AKR) festgestellt.

6.3 Rechnerische Überprüfung der Dimensionierung

6.3.1 Rechnerische Grundlagen

Es wird zunächst rechnerisch überprüft, ob die vorhandene Fahrbahn als ausreichend dimensioniert gelten kann. Dazu werden, ausgehend von den konkret ermittelten technischen Parametern, die Eingangsdaten für eine rechnerische Dimensionierung nach [RDO Beton 09] festgelegt. Diese wird dann mit der Software [AWDSTAKO 1.7] für einen Nutzungszeitraum von 30 Jahren durchgeführt.

6.3.2 Eingangsgrößen

Den Prinzipien der [RDO Beton 09] folgend, wurde jeweils die geringere Festigkeit der beiden im Betonquerschnitt vorhandenen Betone (Oberbeton/Unterbeton) als maßgebend angesetzt

Bundesautobahn A2 – RF Hannover

Plattenlänge: 5,0 m

Plattenbreite: 4,5 m

Tragschicht: HGT ohne Geotextilvlies

Verkehrsbelastung bis zum Bewertungszeitpunkt:

Entsprechend Tabelle 5.3

Prognostische jährliche Steigerung: 3 %

Betonklasse: StC 30/37-3,7
 Abweichende charakteristische Spaltzugfestigkeit:
 3,61 N/mm² (Tabelle 5.20)
 Querfugen mit Dübel
 Längsfugen mit Ankern

Bundesautobahn A2 – RF Berlin

Plattenlänge: 5,0 m
 Plattenbreite: 4,1 m
 Tragschicht: HGT ohne Geotextilvlies
 Verkehrsbelastung bis zum Bewertungszeitpunkt:
 Entsprechend Tabelle 5.2
 Prognostische jährliche Steigerung: 3 %
 Betonklasse: StC 30/37-3,0
 Abweichende charakteristische Spaltzugfestigkeit:
 2,83 N/mm² (Tabelle 5.22)
 Querfugen mit Dübel
 Längsfugen mit Ankern

Bundesautobahn A3 – RF Frankfurt

Plattenlänge: 5,0 m
 Plattenbreite: 4,15 m
 Tragschicht: Asphalttragschicht
 Verkehrsbelastung bis zum Bewertungszeitpunkt:
 Entsprechend Tabelle 5.4
 Prognostische jährliche Steigerung: 3%
 Betonklasse: StC 30/37-3,7
 Abweichende charakteristische Spaltzugfestigkeit:
 4,17 N/mm² (Tabelle 5.24)
 Querfugen mit Dübel
 Längsfugen mit Ankern

Bundesautobahn A14 – RF Dresden

Plattenlänge: 5,0 m
 Plattenbreite: 4,10 m
 Tragschicht: Schottertragschicht (STSUB)
 Verkehrsbelastung bis zum Bewertungszeitpunkt:
 Entsprechend Tabelle 5.4
 Prognostische jährliche Steigerung: 3 %

Betonklasse: StC 30/37-3,3
 Abweichende charakteristische Spaltzugfestigkeit:
 3,42 N/mm² (Tabelle 5.26)
 Querfugen mit Dübel
 Längsfugen mit Ankern

6.3.3 Ergebnisse

Entsprechend den [RDO Beton 09] waren die Dimensionierungsergebnisse als Quantilwert einzuhalten.

Bundesautobahn A2 – RF Hannover

Dimensionierungsergebnis: 27,5 cm
 vorh. Quantilwert: 26,3 cm

Bundesautobahn A2 – RF Berlin

Dimensionierungsergebnis: 31,0 cm
 vorh. Quantilwert: 26,3 cm

Bundesautobahn A3 – RF Frankfurt

Dimensionierungsergebnis: 24,0 cm
 vorh. Quantilwert: 22,7 cm

Bundesautobahn A14 – RF Dresden

Dimensionierungsergebnis: 27,5 cm
 vorh. Quantilwert: 30,3 cm

6.3.4 Interpretationen

Den Berechnungen folgend, müssen die untersuchten Abschnitte auf der A2 und A3 als unterdimensioniert gelten. Es ist aber zu berücksichtigen, dass die wichtigen Berechnungsparameter Dicke und Festigkeit statistisch nicht abgesichert sind. Ein wesentliches Ziel des Forschungsprojektes war die genauere Beschreibung des Ermüdungsverhaltens des Betons. Dafür war es wichtig, möglichst gleichartige Bohrkerne aus den Strecken zu gewinnen. Folglich mussten die Bohrkerne aus einer Platte entnommen werden. Die ermittelten Festigkeitswerte sind damit nicht repräsentativ für die Strecke, sondern lediglich für die betreffende Platte. Aus Kostengründen wurde auf eine flächendeckende Beprobung der Untersuchungsstrecken verzichtet. Die damit verbundene Unsicherheit für die Substanzbewertung wurde in Kauf genommen. Eine komplexere Bestimmung dieser Parameter würde möglicherweise zu anderen Ergebnissen führen.

6.4 Diskussion der Möglichkeiten zur theoretischen Restsubstanzermittlung

6.4.1 Rechnerischer Ansatz

Die Restsubstanz ist definiert als die Anzahl äquivalenter Lastwechsel, welche noch bis zum Erreichen eines definierten Wertes der Ausfallrate (Anteil gerissener Platten) möglich ist. Die Grundlage für die Berechnung der Restsubstanz bildet das Dimensionierungsverfahren nach [RDO Beton 09]. Relevant sind dabei nur die Nachweisfälle der Tragfähigkeit. Für jeden Nachweisfall liefert der Berechnungsalgorithmus eine Betonzugspannung. Diese ist mit der Betonzugfestigkeit zu vergleichen. Entsprechend der Verteilungsfunktion für die Betonfestigkeit kann jeweils der Anteil versagender Platten (Versagenswahrscheinlichkeit) bestimmt werden. Eine höhere Genauigkeit ist zu erreichen, wenn die Versagenswahrscheinlichkeit nicht nur aus der Streuung der Betonfestigkeit bestimmt wird, sondern auch die Streuung weiterer Einflussgrößen (Deckendicke, Lasten) berücksichtigt wird (siehe Abschnitt 2.1). Die Berechnung wird dadurch allerdings aufwendiger.

Ziel der Substanzbewertung ist die möglichst zutreffende Ermittlung der Restsubstanz, also die zielgenaue Berechnung eines konkret vorhandenen Wertes. Damit ergibt sich ein fundamentaler Unterschied zur Dimensionierung. Im Dimensionierungsprozess besteht das Ziel darin, ein Optimum zwischen Sicherheit und Wirtschaftlichkeit zu finden. Praktisch bedeutet dies, dass durch die Verwendung von Quantilwerten und Sicherheitsfaktoren ein Sicherheitsabstand erzeugt wird, welcher mehr oder weniger quantifizierbare Risiken abdeckt. Die exakte Berechnung des so realisierten Sicherheitsabstandes ist nicht möglich. Im Zweifel ist es richtig, auf der sicheren Seite zu kalkulieren, weil die mit einer Überdimensionierung verbundenen wirtschaftlichen Schäden kleiner sind als die, die durch eine Unterdimensionierung entstehen. Für die Substanzbewertung ist es nicht notwendig, Sicherheitsabstände in der Berechnung zu berücksichtigen, welche letztlich die Transparenz der Ergebnisse verschlechtern. Vielmehr ist es erforderlich, den Ergebniswert zu ermitteln, welcher mit maximaler Wahrscheinlichkeit eintritt. Für die Berechnung der Restsubstanz sind deshalb anstatt der Quantilwerte für Dicke und Festigkeit die Mittelwerte zu benutzen.

Die Nachweise aus den [RDO Beton 09] erfassen unabhängige und sich gegenseitig ausschließende Versagensmechanismen. Die ermittelten

Ausfallraten sind deshalb zu addieren. Eine Gewichtung entsprechend der jeweils zugehörigen Lastwechselzahl ist bereits in den Berechnungsalgorithmen enthalten (Faktor γ_{E2} , γ_{α}). Bei der Addition der einzelnen Ausfallraten ist zu beachten, dass jede ausgefallene Platte den Umfang der Grundgesamtheit reduziert. Die berechnete Ausfallrate ist entsprechend zu gewichten. Es gilt:

$$AR_{GW,i} = AR_{B,i} \cdot \left(1 - \sum_{k=1}^{i-1} AR_{GW,k}\right) \quad (6.1)$$

$AR_{GW,i}$ – gewichtete Ausfallrate für den Nachweisfall i ($i = 1 \dots 4$)

$AR_{B,i}$ – berechnete Ausfallrate für den Nachweisfall i ($i = 1 \dots 4$)

Die Reihenfolge der Nachweisfälle ist dabei ohne Bedeutung.

Zunächst erfolgt eine Berechnung der Ausfallrate für den Bewertungszeitpunkt. Diese wird dann mit der vor Ort ermittelten tatsächlich vorhandenen Ausfallrate verglichen. In einem weiteren Berechnungsschritt werden die jeweils für die einzelnen Nachweisfälle berechneten Biegemomente mit einem Kalibrierungsfaktor multipliziert. Dieser Faktor wird für alle Nachweisfälle einheitlich angesetzt. In einem iterativen Prozess kann der Kalibrierungsfaktor so bestimmt werden, dass die berechnete Ausfallrate mit der vor Ort ermittelten übereinstimmt.

Mit dem so kalibrierten System erfolgen dann die Prognoserechnungen. Für vorgegebene Ausfallraten können iterativ die zugehörigen B-Zahlen bestimmt werden. Aus der Differenz zwischen den so berechneten B-Zahlen und den B-Zahlen für die bereits erfolgte Verkehrsbelastung ergibt sich die Anzahl der jeweils noch bis zum Erreichen einer bestimmten Ausfallrate möglichen äquivalenten Lastwechsel (Restsubstanz).

6.4.2 Eingangsgrößen

Für die Berechnung der strukturellen Substanz werden keine Sicherheitsabstände berücksichtigt. Entsprechend werden für die Betonfestigkeit und die Deckendicke jeweils die Mittelwerte angesetzt (siehe Abschnitt 5.8). Es erfolgt auch keine Rückrechnung auf die 60-Tage Festigkeitswerte. Um die teilweise mangelhafte Bettung zu berücksichtigen, wurde der Lagerungsfaktor gegenüber dem regulären Wert in den [RDO Beton 09] ($m_{BL}=0,88$) leicht erhöht (0,9 für A2 RF Hannover und 0,95 für A2 RF Berlin und 0,95 für A3 RF Frankfurt).

Im Übrigen entsprechen die Eingangsgrößen für die Berechnung der strukturellen Substanz denen für die Dimensionierung (Abschnitt 6.2).

6.4.3 Ergebnis

Es wurden beispielhaft die B-Zahlen berechnet, welche notwendig sind, um Ausfallraten zu erreichen, die etwa doppelt so hoch sind wie zum Bewertungszeitpunkt. Für die Untersuchungsstrecke A14 RF Dresden liegt die vorhandene Ausfallrate bei 0 %. Damit ist keine Kalibrierung des Berechnungsverfahrens möglich. Auf die Berechnung für diese Strecke wurde deshalb verzichtet.

Bundesautobahn A2 – RF Hannover

vorhandener / zu erwartender Anteil gerissener Platten	Äquivalente 10 t-Achsübergänge ab Bewertungszeitpunkt
0,94%	0
1%	7,8 Mio
1,5%	102 Mio

Tabelle 6.1: Theoretisch ermittelte äquivalente 10 t-Achsübergänge bei angenommenen Ausfallraten

Bundesautobahn A2 – RF Berlin

vorhandener / zu erwartender Anteil gerissener Platten	Äquivalente 10 t-Achsübergänge ab Bewertungszeitpunkt
1,16%	0
1,5%	24 Mio
2%	94 Mio

Tabelle 6.2: Theoretisch ermittelte äquivalente 10 t-Achsübergänge bei angenommenen Ausfallraten

Bundesautobahn A3 – RF Frankfurt

vorhandener / zu erwartender Anteil gerissener Platten	Äquivalente 10 t-Achsübergänge ab Bewertungszeitpunkt
2,48%	0
3%	9,6 Mio
4%	30,5 Mio
5%	56 Mio

Tabelle 6.3: Theoretisch ermittelte äquivalente 10 t-Achsübergänge bei angenommenen Ausfallraten

Da hier noch nicht alle relevanten Einflüsse berücksichtigt sind, ergeben sich in den Tabellen zu hohe äquivalente Achsübergänge. Realistischer ergeben sie sich, wenn sie mit den gegenwärtig und zukünftig erhöhten Achslasten, sowie Achslastverteilungen bestimmt werden. Allein die für den Ermüdungsnachweis nach RDO anzusetzende Bezugsachslast, oberhalb derer noch 10 % aller auftretenden Achslasten liegen, führt dann zu - linear - ansteigenden Spannungen, so dass die zum schnellen Versagen führende Festigkeitsauslastung von 50 - 60% viel früher erreicht wird

6.4.4 Genauigkeit des Systems

Es ist ersichtlich, dass das Berechnungsverfahren nur in relativer Nähe zum Kalibrierungspunkt realistische Ergebnisse liefert. Dies gilt in besonderem Maße, wenn die Ausfallraten zum Bewertungszeitpunkt (Kalibrierungspunkt) noch sehr klein sind.

Die Ursachen dafür sind einerseits in der Unzulänglichkeit der Datenbasis andererseits aber auch im Berechnungsmodell zu sehen.

Das Berechnungsverfahren beinhaltet zahlreiche Idealisierungen. Im konkret vorliegenden Fall kommt hinzu, dass wesentliche Berechnungsparameter nur mit unzureichender Genauigkeit bestimmt wurden (Betonfestigkeit, Deckendicke). Das wesentliche Manko ist aber darin zu sehen, dass für die Berechnung der Zustand der Fahrbahn als konstant angenommen wird. Veränderungen der Randbedingungen (z.B. eine Verschlechterung der Lagerungsbedingungen) werden also nur über den Nutzungszeitraum gemittelt berücksichtigt. Praktisch ist aber zu erwarten, dass sich die Randbedingungen verschlechtern, was zu einem progressiv verlaufenden Schädigungsprozess führt. Für eine besser abgesicherte langfristige Prognose der Ausfallrate ist es notwendig, einen funktionalen Zusammenhang zwischen den konkret vorhandenen Lagerungsbedingungen und den entsprechenden Werten für den Lagerungsfaktor zu bestimmen und in den Berechnungen zu berücksichtigen. Gleiches gilt für den Wirksamkeitsindex der Querkraftübertragung und den Dübelfaktor.

Eine Verbesserung der Genauigkeit des Berechnungsverfahrens ist mit der Anwendung probabilistischer Verfahren möglich (siehe Abschnitt 2.1). Bei probabilistischer Betrachtungsweise sind auch die Ergebnisse der Nachweisfälle für extreme Einzellasten abhängig vom Betrachtungszeitraum. Die so erreichbare Verbesserung ist aber eher gradueller Natur.

Die Unzulänglichkeiten des Berechnungsmodells werden durch die Kalibrierung des Verfahrens am konkreten Einzelfall kompensiert. Für die untersuchten Streckenabschnitte lagen die Kalibrierungsfaktoren zwischen 0,88 und 1,11. Damit werden korrekte Ergebnisse in der Nähe des Kalibrierungspunktes erzwungen. Die Berechnungen zeigen aber, dass mit wachsender Entfernung vom Kalibrierungspunkt die Ungenauigkeiten schnell anwachsen. Weil die real vorhandene Verschlechterung der Randbedingungen in der Berechnung keine Berücksichtigung findet, sind die berechneten möglichen Lastwechselzahlen zu hoch.

Um auch längerfristige Prognosen mit hinreichender Sicherheit berechnen zu können, ist es unerlässlich, die zeitliche Entwicklung der Randbedingungen in das Berechnungsverfahren zu integrieren. Gegenwärtig fehlen dazu noch die empirischen und theoretischen Grundlagen. Ein zentrales Problem bei der theoretischen Formulierung des Berechnungsalgorithmus liegt darin begründet, dass mit dem Ausfall von Fahrbahnplatten eine Veränderung der Verteilungsfunktion der Grundgesamtheit einhergeht. Die Lösung dieses Problem gelingt auf relativ einfache Weise mit der Monte-Carlo-Methode. Dies stellt aber keine für die Praxis brauchbare Lösung dar. Entsprechend wird noch Forschungsbedarf für die Lösung der o.g. Problemstellungen gesehen.

Ein zukünftiger Vergleich der vorhandenen Ausfallraten auf den untersuchten Strecken mit den ermittelten Prognosewerten wäre sehr wertvoll für die Bewertung und Weiterentwicklung des Berechnungsverfahrens.

6.5 Heuristisches Modell zur Ermittlung der prognostischen Ausfallrate

6.5.1 Qualitative Kurvenverläufe der Ausfallrate über den Nutzungszeitraum

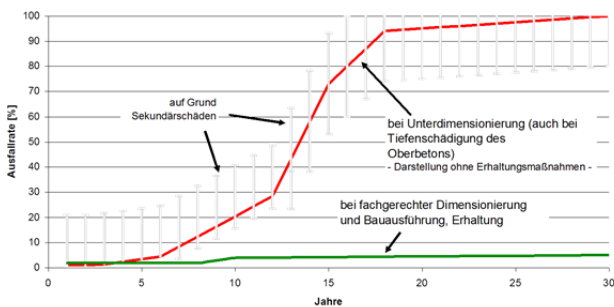


Bild 6.3: Gegenüberstellung der Entwicklung der Ausfallraten für beanspruchungsgerecht und unterdimensionierte Betondecken

Um auch längerfristige Prognosen zu ermöglichen wird mit einem alternativen Lösungsansatz die Entwicklung der Ausfallrate über den gesamten Lebenszyklus der Straße (bis 100% Ausfall) modelliert. Dafür werden langjährige Erfahrungen aus dem Betonstraßenbau mit Erkenntnissen aus der Zuverlässigkeitstheorie kombiniert.

Die Erfahrungen aus dem Bau und der Erhaltung von Betonstraßen besagen, dass sich typischerweise nach dem Ausfall der schon aus der Herstellung fehlerhaften Platten eine längere Phase anschließt in der nur sporadisch Platten versagen. Später machen sich

Alterungserscheinungen der Betondecke als auch ihrer Unterlage bemerkbar. Die sich langsam akkumulierenden Schädigungen verstärken sich gegenseitig und es kommt zu einem progressiven Anstieg der Ausfallrate (siehe Bild 6.3).

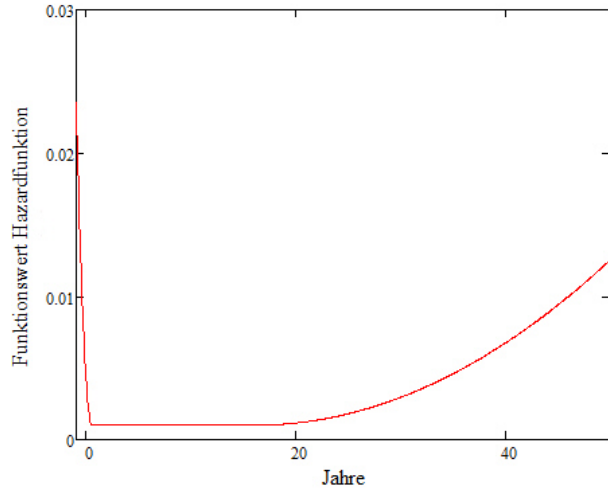


Bild 6.4: Verlauf der Hazardfunktion bei sehr günstiger Schadensentwicklung

Dies korrespondiert mit den aus der Zuverlässigkeitstheorie bekannten Zusammenhängen über den allgemeinen Verlauf der Alterung technischer Bauteile. Um die Entwicklung der Ausfallrate zu beschreiben, wird die sogenannte Hazardfunktion benutzt. Sie beschreibt die Wahrscheinlichkeit dafür, dass ein Bauteil zu einem bestimmten Zeitpunkt versagt, unter der Bedingung, dass es bis dahin nicht versagt hat.

$$\lambda_T(t) = \lim_{\Delta t \rightarrow 0} \frac{1}{\Delta t} \cdot (t \leq T < t + \Delta t | T \geq t) \quad (6.2)$$

Mit Hilfe der Hazardfunktion lässt sich die Zuverlässigkeit eines Bauteils - also die Wahrscheinlichkeit, dass es bis zu einem bestimmten Zeitpunkt nicht versagt hat - leicht berechnen.

$$RE(t) = e^{-\int_0^t \lambda_T(u) du} \quad (6.3)$$

Die Versagenswahrscheinlichkeit ergibt sich als komplementärer Wert:

$$P_f(t) = 1 - RE(t) \quad (6.4).$$

Der typische Verlauf der Hazardfunktion [Rack 2006] beschreibt einen anfänglichen Abfall, gefolgt von einem längeren konstanten Verlauf und schließlich einem allmählich steiler werdenden Anstieg. Darin spiegeln sich die anfänglichen Ausfälle durch Herstellungsfehler, die Phase sporadischer Ausfälle (z.B. durch punktuelle Überlastungen) und das schließlich massenhafte Versagen durch allgemeine Degradation. Dieser typische Kurvenverlauf wird allgemein als Badewannenkurve (siehe Bild 6.4) bezeichnet.

Eine einfache mathematische Formulierung einer geeigneten Hazardfunktion ist mit folgender mathematischen Form möglich:

$$\lambda_T(t) = (t - A)^2 \cdot C + B \quad | \quad t < A$$

$$\lambda_T(t) = b \quad | \quad t \leq D \wedge t \leq D$$

$$\lambda_T(t) = (t - D)^2 \cdot E + B \quad | \quad t > D \quad (6.5)$$

Den Parametern lässt sich eine praktische Bedeutung zuweisen:

A – Ende der Phase der Anfangsschäden

B – Schädigungsverlauf vor Beginn der progressiven Zunahme

C - Quantifizierung der Anfangsschäden

D – Beginn der progressiven Schädigung

E – Stärke der progressiven Schädigung

Mit entsprechender Wahl der Parameter lassen sich typische Kurvenverläufe erzeugen. Bild 6.5 zeigt die Entwicklung der Ausfallrate für den sehr guten Fall (ganz rechts), bis zum sehr schlechten Fall (ganz links).

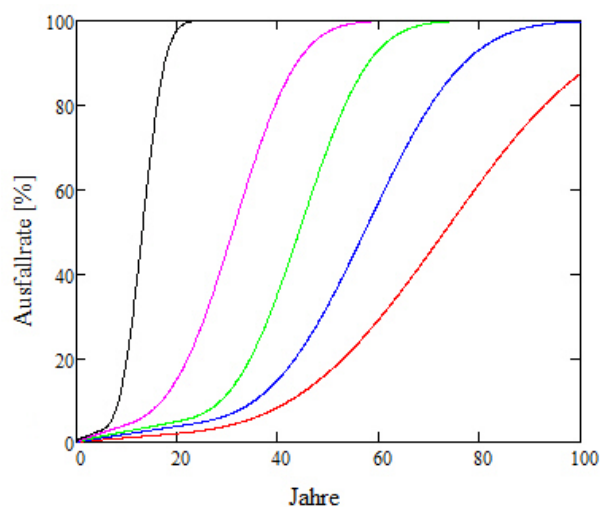


Bild 6.5: Entwicklung der Ausfallrate bei unterschiedlicher Fahrbahnqualität

Die Entwicklung der Ausfallrate folgt also stets einem ähnlichen Kurvenverlauf. Bei einem günstigeren Verlauf sind die Ausfallraten über den gesamten Lebenszyklus der Fahrbahn geringer als bei ungünstigem Verlauf. (Die Kurven schneiden sich nicht.) Dadurch wird es möglich, jeder Fahrbahn einen typischen Kurvenverlauf zuzuordnen und so die weitere Entwicklung der Ausfallrate einzuschätzen.

Bild 6.6 stellt den dimensionierungsrelevanten Zeitraum dar.

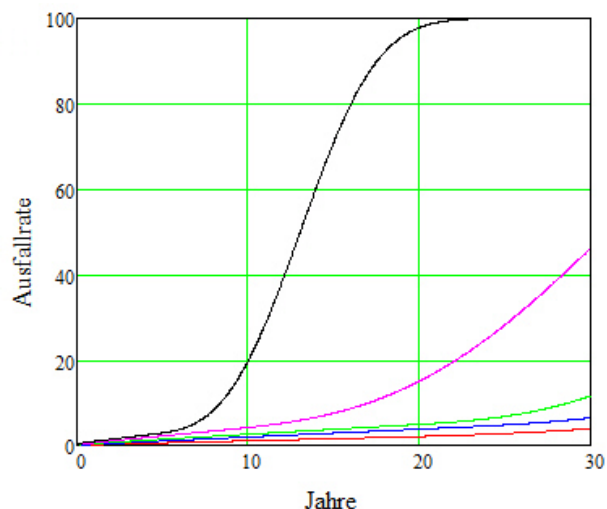


Bild 6.6: Entwicklung der Ausfallrate im dimensionierungsrelevanten Zeitraum

Es wird deutlich, dass in diesem Bereich enorme Unterschiede zwischen Fahrbahnen mit guter und schlechter Schadensentwicklung auftreten. Entscheidend ist der Beginn der progressiven Schadensentwicklung.

Bild 6.7 zeigt den gleichen Zeitraum wie Bild 6.6 bei veränderter Skalierung der y-Achse.

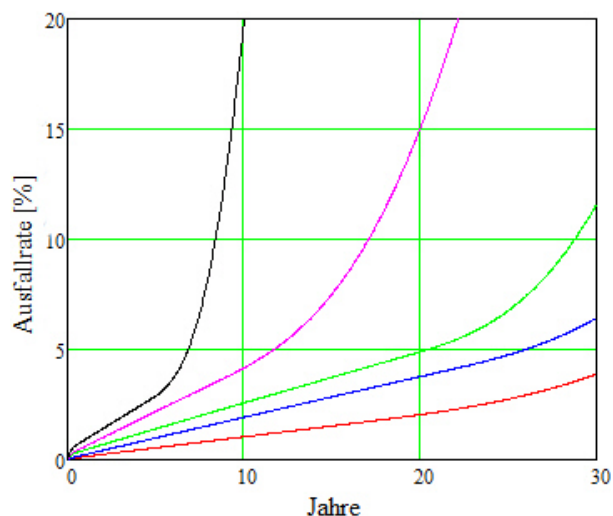


Bild 6.7: Entwicklung der Ausfallrate im dimensionierungsrelevanten Zeitraum (Darstellung bis 20% Ausfallrate)

Hier werden auch die Unterschiede zwischen den unteren Kurven deutlich, welche für einen günstigen Schadensverlauf stehen.

6.5.2 Bestimmung der strukturellen Restsubstanz mit Hilfe der definierten Kurvenverläufe

Mit Hilfe der Werte aus Tabelle 5.6 lassen sich die untersuchten Streckenabschnitte jeweils einem typischen Kurvenverlauf zuordnen.

Bild 6-8 zeigt die Lage dieser Werte im Diagramm. (Dreieck: A2 RF Hannover, Viereck: A2 RF Berlin, Kreis: A3 RF Frankfurt, Kreuz: A14)

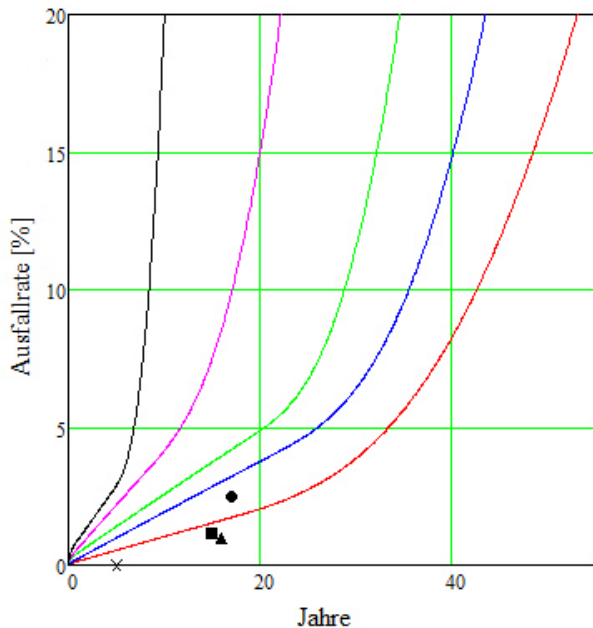


Bild 6.8: Darstellung der vorhandenen Ausfallraten im Diagramm

Offenbar sind die Untersuchungsstrecken auf der A2 und A14 der roten Kurve zuzuordnen und die Untersuchungsstrecke auf der A3 eher der blauen Kurve.

Die Zeitspannen bis zum Erreichen bestimmter Ausfallraten können damit aus dem Diagramm abgelesen werden. Mit der prognostizierten Entwicklung der B-Zahl kann der ermittelte Zeitraum in die zugehörige Anzahl Lastwechsel umgerechnet werden.

Der wirtschaftliche Nutzungsausfallzeitpunkt wird für eine Ausfallrate von 10% für die gesamte Fahrbahn angesetzt. Das entspricht einer Ausfallrate von ca. 20% für den Hauptfahrstreifen. Für das Erreichen dieser Schwellenwerte ergeben sich die in Tabelle 6.4 angegebenen Zeiträume (jeweils gerechnet ab Bewertungszeitpunkt). Die zugeordneten B-Zahlen (strukturelle Restsubstanz) sind ebenfalls angegeben. Mit wachsendem zeitlichem Abstand zum Bewertungszeitpunkt erhöht sich dabei die Unsicherheit der Prognose.

Strecke	zugeordnete Kurve	Jahre	B-Zahl
		ab Bewertungszeitpunkt	
A2 RF Hannover	rot	38±4	~188 Mio.
A2 RF Berlin	rot	39±4	~201 Mio.
A3 RF Frankfurt	blau	26±3	~106 Mio.
A14 RF Dresden	rot	50±10	~239 Mio.

Tabelle 6.4: Strukturelle Restsubstanz der Untersuchungsstrecken

Die zeitlichen Annahmen der Tabelle 6.4 setzen die turnusmäßige fachgerechte Instandhaltung und Instandsetzung der Betondecken voraus.

6.5.3 Bewertung des Verfahrens

Das heuristische Modell erhebt nicht den Anspruch den Mechanismus der Schadensentstehung und Entwicklung genau zu beschreiben, sondern bildet die Erfahrungen, ab welche für die Entwicklung der Ausfallrate vorliegen. Es kann deshalb durch eine systematische Erhebung von Schadensverläufen unmittelbar verbessert werden. Dabei ist eine möglichst breite Streuung der untersuchten Fahrbahnen bezüglich Alter und Schädigungsgrad wichtig.

Weil das heuristische Modell nur aus der beobachteten Entwicklung der Ausfallrate abgeleitet wurde, ohne die Ursachen zu betrachten, gelten die beschriebenen Verlaufskurven auch unabhängig von der Art der konkret auftretenden Schädigung. Es sind also auch chemische Schädigungen (z.B. AKR) implizit berücksichtigt. Das Modell ist damit sehr allgemein anwendbar, eignet sich aber nicht für die Untersuchung der Einflüsse spezieller Parameter auf die Ausfallrate.

Mit dem mathematisch-mechanischen Modell nach [RDO Beton 09] und dem heuristischen Modell nähert man sich dem Problem der Ermittlung der Ausfallrate von zwei Seiten. Die Modelle ergänzen sich damit. Weil sich den Parametern der Hazardfunktion physikalische Bedeutungen zuweisen lassen, können auch Verbesserungen des mathematisch-mechanischen Modells (Abschnitt 6.4) für die Optimierung des heuristischen Modells genutzt werden.

Mit der Aufstellung von B-Zahl-abhängigen Hazardfunktionen lässt sich die Praktikabilität des Modells weiter verbessern.

7 Zusammenfassung und Ausblick

Die Ergebnisse des Forschungsprojektes lassen sich in folgenden Aussagen zusammenfassen:

(1)

Die zeitliche Entwicklung der Spaltzugfestigkeit weicht von der der Druckfestigkeit signifikant ab.

(2)

Das Nacherhärtungspotenzial für die Spaltzugfestigkeit ist kleiner als das für die Druckfestigkeit.

(3)

Die Ergebnisse von Druckfestigkeitsprüfung geben nur sehr bedingt Auskunft über die Spaltzugfestigkeit.

(4)

Es ist nicht möglich, ein einheitliches gesichertes Nacherhärtungspotential anzugeben, welches im Zuge der Dimensionierung angesetzt werden kann, da eine Abhängigkeit von der Zementart und der Betonzusammensetzung vorliegt.

(5)

Ermüdungsversuche für Beton zeigen eine enorme Streuung der Ergebnisse. Daraus ist aber nicht zu folgern, dass die Ermüdungsfestigkeit des Betons in vergleichbarem Maße streut. Ursächlich für die große Streuung der Versuchsergebnisse ist vielmehr die Tatsache, dass die Festigkeit des für den Ermüdungsversuch verwendeten Probekörpers sich nicht direkt bestimmen lässt, sondern aus der Festigkeitsprüfung an anderen Probekörpern geschätzt werden muss. Auch die hierfür erfolgte Mittelwertbildung aus 6 Probekörpern ist stets zu unsicher.

(6)

Die Ermüdungskurve aus den [RDO Beton 09] (Gleichung 7-6, 7-7) konnte durch die Ermüdungsversuche bestätigt werden.

(7)

Im Lastniveaubereich zwischen 50 % und 60 % nimmt die Anzahl der ertragbaren Lastwechsel dramatisch ab. Eine ausreichend dimensionierte Betondecke wird damit normalerweise über ihre gesamte Nutzungsdauer nur mit einem Bruchteil der ertragbaren Lastwechsel belastet werden. Diese Sicherheitsreserve kann aber sehr schnell aufgebraucht werden, wenn sich das Belastungsniveau erhöht.

(8)

Erst am Ende des Ermüdungsprozesses kommt es zu einer spürbaren Abnahme der Betonfestigkeit. Die Schädigung wächst progressiv an und führt schließlich zum Versagen. Die Betonfestigkeit ist damit kein geeigneter Parameter, um den Ermüdungszustand des Betons zu diagnostizieren. Für die rechnerische Dimensionierung und Berechnungen der strukturellen Substanz ist es nicht notwendig, eine allmähliche Abnahme der Betonfestigkeit infolge Ermüdung in Rechnung zu stellen.

(9)

Der für den Einzelfall exakte Verlauf einer Degradationskurve für die Betonfestigkeit im Zuge der Ermüdung kann derzeit nicht angegeben werden.

(10)

Georadarmessungen sind grundsätzlich ein geeignetes und sinnvolles Untersuchungsverfahren im Prozess der Substanzbewertung. Die Nutzung dieser Technologie ermöglicht einen flächendeckenden Überblick über gewisse Zustandsmerkmale der Fahrbahn. Beim gegenwärtig möglichen Genauigkeitsniveau liegt die Bedeutung des Verfahrens weniger in der zielgenauen Bestimmung einzelner Parameter, sondern in der Erstellung eines allgemeinen Gesamtbildes über den Fahrbahnzustand. Bei wiederholter Anwendung ergeben sich Vergleichsmöglichkeiten, welche den Erkenntnisgewinn steigern können. Sinnvoll ist die Kombination mit ergänzenden Bohrkernuntersuchungen.

(11)

Das Verfahren zur Ermittlung der strukturellen Substanz auf der Grundlage der Berechnungsansätze nach [RDO Beton 09], liefert nur in relativer Nähe des Kalibrierungspunktes realistische Ergebnisse. Es können hinreichend verlässliche Ausfallraten etwa bis zum doppelten Wert der jeweils gemessenen Ausfallrate berechnet werden. Um längerfristige Prognosen mit diesem Verfahren berechnen zu können, ist es erforderlich, den zeitlichen Verlauf des Lagerungsfaktors zu kennen und in das Berechnungsverfahren zu integrieren.

(12)

Mit einem heuristischen Berechnungsmodell, welches die Erfahrungswerte über den allgemeinen Schadensverlauf berücksichtigt, lassen sich ggf. langfristige Prognosen erstellen. Die Genauigkeit dieses Verfahrens ist im Einzelfall zu prüfen.

Hinsichtlich der Bewertung der strukturellen Substanz werden für die Zukunft folgende Forschungsschwerpunkte gesehen:

(1)

Zur besseren Beurteilung des Nacherhärtungspotentials sind längerfristige Versuche oder Untersuchungen in situ notwendig. Eine Differenzierung bezüglich der Zementsorten ist erforderlich.

(2)

Weitere Ermüdungsuntersuchungen erscheinen erst sinnvoll, wenn es eine Möglichkeit der zerstörungsfreien Festigkeitsprüfung gibt. Zum gegenwärtigen Zeitpunkt ist zu erwarten, dass signifikante Erkenntnisfortschritte eher aus dem Studium der Degradation der Steifigkeit (E-Modul) zu gewinnen sind. Hier ist die Möglichkeit der zerstörungsfreien Prüfung gegeben. Die Ermüdungsversuche werden dadurch deutlich weniger aufwendig und die Streuung der Ergebnisse wird sich auf sehr viel niedrigerem Niveau bewegen. Weiter ist zu erwarten, dass der E-Modul, im Gegensatz zur Festigkeit, im Verlaufe des Ermüdungsprozesses eine deutlich erkennbare Degradation zeigt. Damit wäre potentiell die Möglichkeit gegeben, den E-Modul als Indikator für den Ermüdungszustand des Betons zu benutzen.

(3)

Um das Berechnungsverfahren für die strukturelle Restsubstanz weiterzuentwickeln, ist es erforderlich, einen quantitativen Zusammenhang zwischen dem Bettungszustand und dem Lagerungsfaktor zu finden. Dafür sind zunächst objektiv messbare Parameter zur Beschreibung der Bettung zu definieren. Gleiches gilt für die Wirksamkeit der Querkraftübertragung und den Dübelfaktor. Hier ist mit dem Wirksamkeitsindex allerdings ein messbarer Parameter vorhanden. Die Entwicklung der Bettung und der Querkraftübertragung ist zu erforschen, adäquat zu beschreiben und im Verfahren zur Berechnung der Restsubstanz zu berücksichtigen.

(4)

Perspektivisch ist die Ermüdung nicht isoliert als Materialparameter zu betrachten, sondern der Ermüdungsprozess der Fahrbahnplatte zu beschreiben. Dazu ist die Implementierung fortgeschrittener Materialgesetze in leistungsfähige FEM-Modelle notwendig.

Literatur

- [FE 04.249/2011/FGB]
- [BAZ 1992] Bazant, Z.
„Fracture Mechanics of Concrete Structures“
Elsevier Applied Science, 1992
- [BAZ 2000] Bazant, Z.
„Size effect“
International Journal of Solids on Structures, 2000
- [BEKA 1999] Betonkalender 1999, Bd. 1
Verlag Ernst & Sohn, 1999
- [BONZ 1965] Bonzel, J.
„Biegezug- und Spaltzugfestigkeit des Betons“
Betonverlag Düsseldorf, 1965
- [FE 04.0218/2008/ARB]
- VILLARET, KIEHNE, RIWE
FE 04.218/2008/ARB
„Probabilistische Verfahrensweise für die Dimensionierung von Fahrbahnbefestigungen – Teil Betondecken“ - Schlussbericht 07/2011
- [FE 04.194/2004/AGB]
- VILLARET, KAYSER, PFEIFER,U., RIWE, WELLNER, PFEIFER,L.
FE 04.194/2004/ARB
„Weiterentwicklung der Bemessungsmethoden für Verkehrsflächen – Teil Betonstraßen“
Schriftenreihe „Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik“, Heft 976 (2007)
- [FE 04.197/2004/ARB]
- VILLARET, KAYSER, KIEHNE, PFEIFER, RIWE
FE 04.197/2004/ARB
„Grundlagen zur Erfassung der Belastung für die analytische Dimensionierung von Straßenbefestigungen – Teil Betonstraßen“ 12/2009
- VILLARET, FROHBÖSE, JÄHNIG, KARCHER, NIESSEN,ZANDER
FE 04.249/2011/FGB
„Entwicklung einer Systematik zur Ermittlung von repräsentativen Substanzwerten in homogenen Abschnitten“ Entwurf des Schlussberichts 10/2013
- [FE 08.160/2000/CRB]
- PFEIFER, KIEHNE, VILLARET
FE 08.160/2000/CRB
„Bemessungsverfahren für Betonoberbau“ 04/2002
- [FE 88.0102/2009]
- KIEHNE, MUSFELDT, NIEBEN, RIWE, VILLARET
FE 88.0102/2009
„Entwicklung eines Verfahrens zur Ermittlung der strukturellen Substanz von Verkehrsflächen mit unbewehrter Betondecke“, Schlussbericht 05/2011
- [GRO/VI 2009]
- GROSSMANN, VILLARET
Restwertermittlung von Asphalt- und Betonstraßen Straße und Autobahn, 06/2009
- [KEKRA 2002]
- Kessler-Kramer, Ch.
„Zugtragverhalten von Beton unter Ermüdungsbeanspruchung“
Dissertation Universität Karlsruhe, 2002
- [KU 1962]
- Kucera, K.
„Die Ermüdung des Betons als Grundlage für die Dimensionierung von Betonfahrbahnen“
Die Straße, 1962
- [MAL 2010]
- Malarics, V.
„Ermittlung der Betonzugfestigkeit aus dem Spaltzugversuch mit zylindrischen Betonproben“

	Dissertation Karlsruhe, 2010	Universität	[ROES 2006]	Roesler, J. „Fatigue Resistance of Concrete Pavements“ of 6th International DUT- Workshop Belgium, 2006
[MÜLLER et al 2013]	Müller, Christoph.; Eickschen, Eberhard; Breitenbücher, Rolf; Köster, Caroline: Überprüfung des Zeitbeiwerts für Fahrbahndeckenbetone. Straße und Autobahn 64 (2013) Heft 4, S.213-224.		[SuBeBo]	SuBeBo Software für die Substanzbewertung von Betonfahrbahnen
[OZ 1995]	Ozbolt, J. „Maßstabseffekt und Duktilität von Beton- und Stahlbetonkonstruktionen“ Habilitation Universität Stuttgart 1995		[WE/SCHU 2004]	WELLNER, SCHUBERT FE 04.189/2002/AGB „Baustoffrelevante Eingangs- größen für die Bemessung von Betonfahrbahnen“ 11/2004
[PFA 2003]	Pfanner, D. „Zur Degradation von Stahl- betonbauteilen unter Ermüdungsbeanspruchung“ Fortschrittsberichte VDI Nr. 189 Ruhr-Universität Bochum, 2003		[WOLF 2005]	WOLF, A. Bewertung der strukturellen Substanz von Beton- befestigungen mittels Falling Weight Deflectometer Messdaten – Ableitung von Grenzwerten zwischen Trag- fähigkeitsbereichen, 2005
[PFEI/KIE/VI 2002]	PFEIFER, VILLARET Bemessungsverfahren für Betonoberbau Schriftenreihe „Forschung Straßenbau und Straßen- verkehrstechnik“, Heft 856 (2002)	KIEHNE,	[WOLF 2009]	Wolf. A. Grundlagen der zerstörungs- freien Bestimmung der Tragfähigkeit befestigter Verkehrsflächen mit dem Falling Weight Deflectometer (FWD). Vortrag in diversen Arbeitskreissitzungen, Bergisch Gladbach 2009
[Rack 2006]	RACKWITZ Zuverlässigkeit und Lasten im konstruktiven Ingenieurbau, TU München 1993-2006		[ZHA 1997]	Zhang, B./ Wu, K.: „Residual fatigue strength and stiffness of ordinary concrete under bending“, Cement and Concrete Research, 1997
[RIWE 2011]	RIWE „Dauerhafte Betondecken – Substanzbewertung von Betondecken“ – Vortrag zur Betonstraßentagung Köln 2011			
[RE/HE/CA 2006]	Rens, L./ Henriët, G./ van Cauwelaert, F.: „Fatigue tests on circular concrete slabs“ 6th International DUT- Workshop Belgium, 2006			

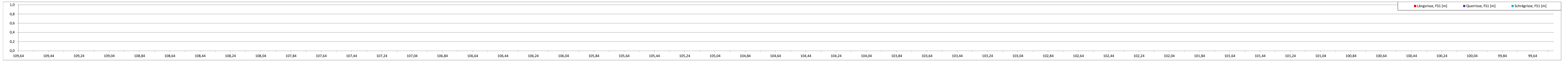
Verwendete Regelwerke

		[DIN EN 12350-4]	Prüfung von Frischbeton - Teil 4: Verdichtungsmaß
[AL Sp-Asphalt 09]	FGSV: Arbeitsanleitung zur Bestimmung des Steifigkeits- und Ermüdungsverhaltens von Asphalten mit dem Spaltzug-Schwellversuch als Eingangsgröße in die Dimensionierung AL Sp-Asphalt 09, Ausgabe 2009	[DIN EN 12350-6]	Prüfung von Frischbeton - Teil 6: Frischbetonrohddichte
		[DIN EN 12350-7]	Prüfung von Frischbeton - Teil 7: Luftgehalt - Druckverfahren
		[DIN EN 12390-2]	Prüfung von Festbeton - Teil 2: Herstellung und Lagerung von Probekörpern für Festigkeitsprüfungen
[AL Sp-Beton 06]	FGSV: Arbeitsanleitung zur Bestimmung der charakteristischen Spaltzugfestigkeit an Zylinderscheiben als Eingangsgröße in die Bemessung von Betondecken für Straßenverkehrsflächen AL Sp-Beton 06, Ausgabe 2006	[DIN EN 12390-5]	Prüfung von Festbeton - Teil 5: Biegezugfestigkeit von Probekörpern
		[DIN EN 12390-6]	Prüfung von Festbeton - Teil 6: Spaltzugfestigkeit von Probekörpern
[ARS 27/2012]	Allgemeines Rundschreiben Straßenbau Nr. 27/2012, Korrekturen der ZTV Beton-StB 07, Stand August 2012, Verkehrsblatt Ausgabe 03/2013	[DIN EN 1367-1]	Prüfverfahren für thermische Eigenschaften und Verwitterungsbeständigkeit von Gesteinskörnungen - Teil 1: Bestimmung des Widerstandes gegen Frost-Tau-Wechsel
[DAfStB / ARS]	Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Allgemeines Rundschreiben DAfStb-Richtlinie - Vorbeugende Maßnahmen gegen schädigende Alkalireaktion im Beton (Alkali-Richtlinie)	[DIN EN 13791]	Bewertung der Druckfestigkeit von Beton in Bauwerken oder in Bauwerksteilen
		[DIN EN 1744-1]	Prüfverfahren für chemische Eigenschaften von Gesteinskörnungen - Teil 1: Chemische Analyse
[DIN 1048-5]	Prüfverfahren für Beton; Festbeton, gesondert hergestellte Probekörper	[DIN EN 196-1]	Prüfverfahren für Zement - Teil 1: Bestimmung der Festigkeit
[DIN 61200]	Filze; Härte	[DIN EN 316]	Holzfaserverplatten - Definition, Klassifizierung und Kurzzeichen
[DIN EN 1097-6]	Prüfverfahren für mechanische und physikalische Eigenschaften von Gesteinskörnungen - Teil 6: Bestimmung der Rohdichte und der Wasseraufnahme		
[DIN EN 1097-8]	Prüfverfahren für mechanische und physikalische Eigenschaften von Gesteinskörnungen - Teil 8: Bestimmung des Polierwertes		

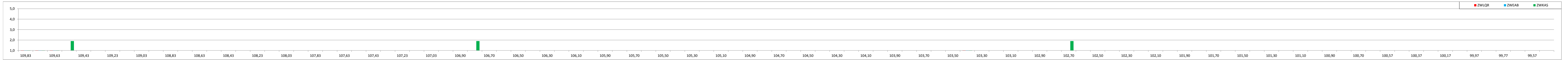
[DIN EN 933-1]	Prüfverfahren für geometrische Eigenschaften von Gesteinskörnungen - Teil 1: Bestimmung der Korngrößenverteilung - Siebverfahren; Deutsche Fassung EN 933-1:1997 + A1:2005 Prüfverfahren für geometrische Eigenschaften von Gesteinskörnungen - Teil 1: Bestimmung der Korngrößenverteilung - Siebverfahren	[TL Beton-StB 07]	Technische Lieferbedingungen für Baustoffe und Baustoffgemische für Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton
		[TP Beton]	Technische Prüfvorschriften für Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton
[DIN EN 933-4]	Prüfverfahren für geometrische Eigenschaften von Gesteinskörnungen - Teil 4: Bestimmung der Kornform - Kornformkennzahl		
[DIN EN 933-5]	Prüfverfahren für geometrische Eigenschaften von Gesteinskörnungen - Teil 5: Bestimmung des Anteils an gebrochenen Körnern in groben Gesteinskörnungen		
[RDO Beton 09]	FGSV: Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung von Betondecken im Oberbau von Verkehrsflächen RDO-Beton 09, Ausgabe 2009		
[RStO 86/89]	FGSV: Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaues von Verkehrsflächen , Ausgabe 1986, Ergänzte Fassung 1989		
[RStO 01]	FGSV: Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaues von Verkehrsflächen , Ausgabe 2001		
[RStO 12]	FGSV: Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaues von Verkehrsflächen , Ausgabe 2012		

A 14 - km 109,900-99,500 RF Dresden

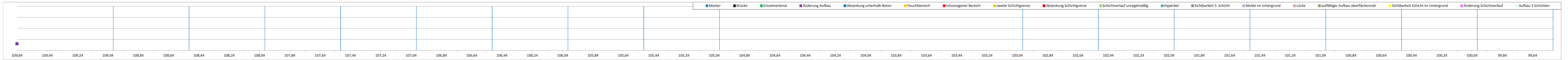
Visuelle Zustandsaufnahme - Oberflächenschäden



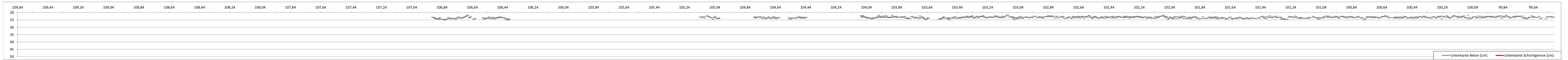
ZEB-Ergebnisse 2010 - Zustandswerte



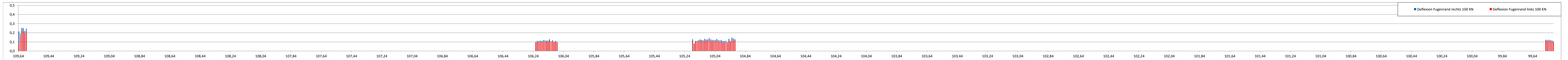
Georadar - Detektion von Unregelmäßigkeiten im Aufbau



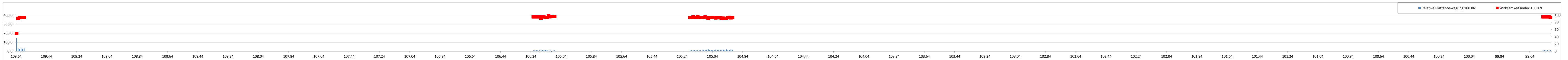
Georadar - Unterkante Beton und untere Schichtgrenze



FWD - Deflexionen

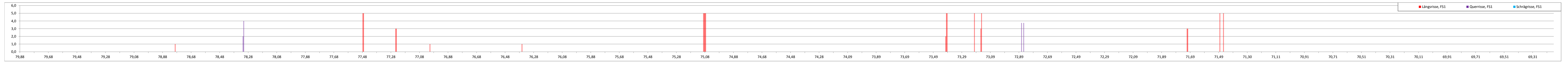


FWD - relative Plattenbewegung und Wirksamkeitsindex

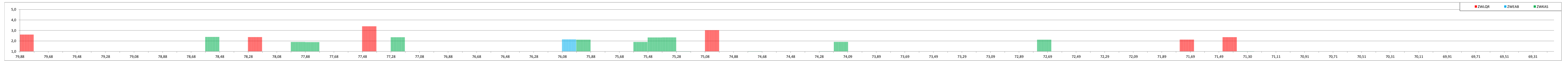


A 2 - km 79.880-69.150 RF Berlin

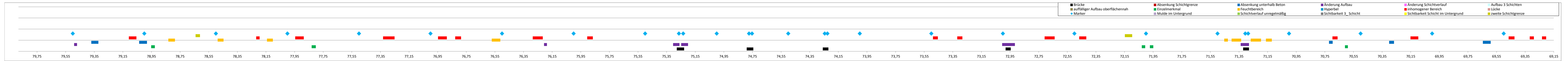
Visuelle Zustandsaufnahme - Oberflächenschäden



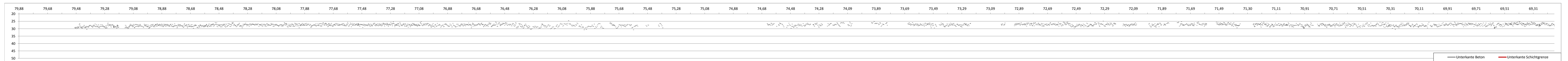
ZEB-Ergebnisse 2010 - Zustandswerte



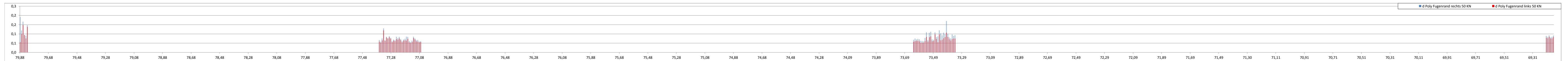
Georadar - Detektion von Unregelmäßigkeiten im Aufbau



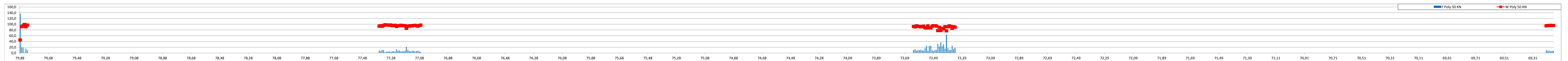
Georadar - Unterkante Beton und untere Schichtgrenze



FWD - Deflexionen

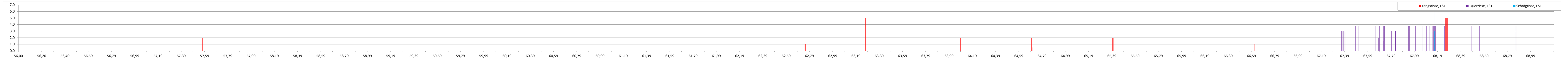


FWD - relative Plattenbewegung und Wirksamkeitsindex

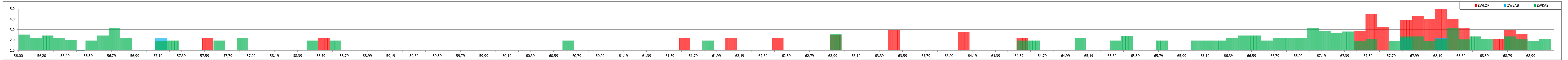


A 2 - km 55.965-69.150 RF Hannover

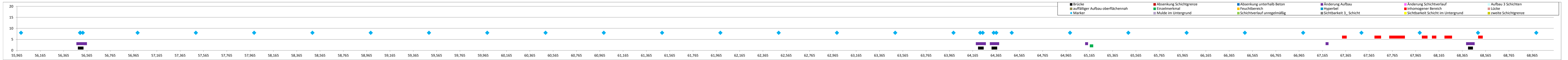
Visuelle Zustandsaufnahme - Oberflächenschäden



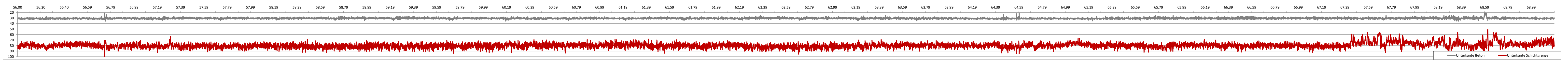
ZEB-Ergebnisse 2010 - Zustandswerte



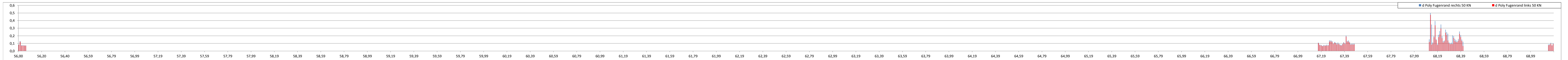
Georadar - Detektion von Unregelmäßigkeiten im Aufbau



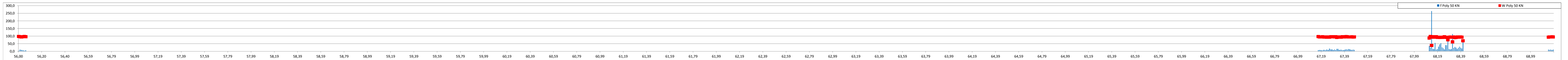
Georadar - Unterkante Beton und untere Schichtgrenze



FWD - Deflexionen

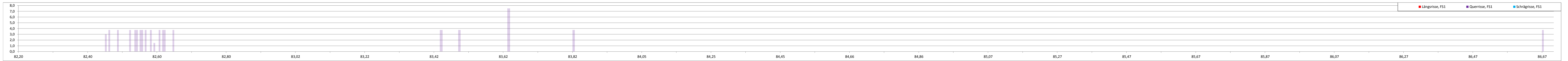


FWD - relative Plattenbewegung und Wirksamkeitsindex

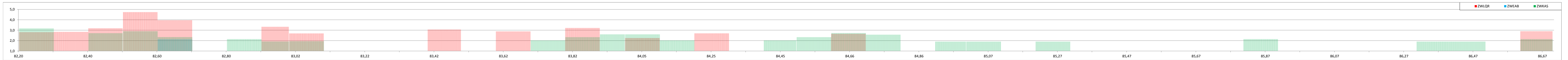


A 3 - km 81,800-86,660 RF Frankfurt

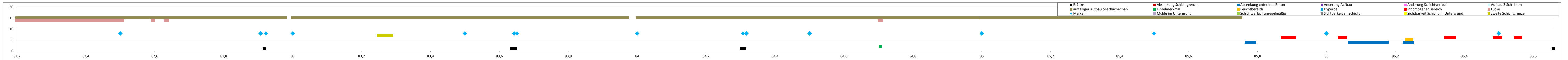
Visuelle Zustandsaufnahme - Oberflächenschäden



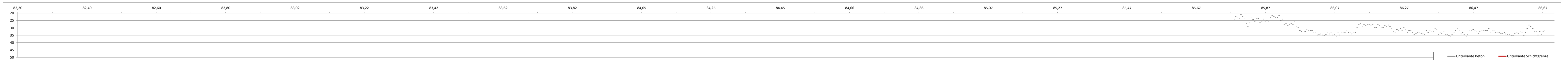
ZEB-Ergebnisse 2010 - Zustandswerte



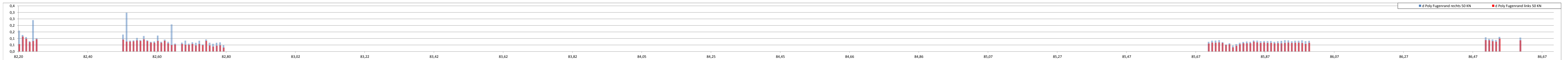
Georadar - Detektion von Unregelmäßigkeiten im Aufbau



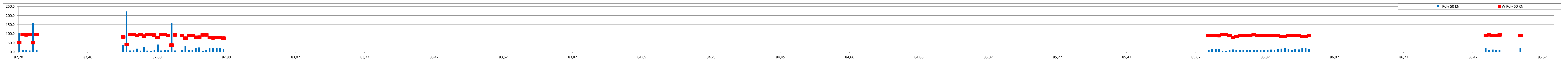
Georadar - Unterkante Beton und untere Schichtgrenze



FWD - Deflexionen



FWD - relative Plattenbewegung und Wirksamkeitsindex



Berechnung der Solldicke von Betondecken

Verfahren nach Dr.-Ing. L. Pfeifer / Dipl.-Ing. S. Villaret

Projektinformationen

Baumaßnahme	BAB A 2 RF Hannover km 55,965 - km 69,150
Auftraggeber der Baumaßnahme	BAST FE 04.0433/2009/DGB
Bieter / Bauausführende Firma	Kein Bieter

Basisdaten

Straßenart, Verkehrsflächen	Autobahnen
Verkehrsverteilung	Normale Verkehrsverteilung über den Tag (Regelfall)
Beanspruchungsfall	Keine statische Lasteinwirkung ≥ 1 Tag (Regelfall)

Ermittelte Belastung

	DTV-SV ohne Sonderlasten
DTV(SV)	4.386 Kfz/24h
Nutzungszeitraum	30 Jahre
Äquiv. Achsübergänge B	84,77 Mio.

Verkehrssteigerung

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
0,0	3,0	3,0	3,0	3,0	0,6	1,3	8,7	6,0	4,4	4,2	-2,5	-10,4	6,8	3,0	-1,5	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0

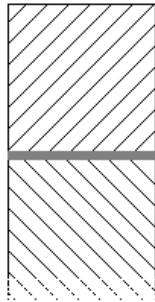
Achszahlfaktor	4,5
Lastkollektivquotient	0,33
Anzahl der Fahrstreifen	6 und mehr Fahrstreifen erfasst, in einer Richtung
Fahrstreifenbreite des Hauptfahrstreifens	3,75 m und mehr (max. 4,50 m)
Maximale Steigung	2 % bis unter 4 %

Berechnung der Solldicke von Betondecken

Verfahren nach Dr.-Ing. L. Pfeifer / Dipl.-Ing. S. Villaret

Material- und Konstruktionsdaten

Herstellungsart	Monolithische Herstellung
Straßenbetonklasse	StC 30/37 - 3,7 N/mm ²
abw. charakteristische Spaltzugfestigkeit	3,61 N/mm ²
Plattenlänge	5,00 m
Plattenbreite	4,50 m
Längsfuge	mit Anker
Querfuge	mit Dübel
Art der Unterlage	Geotextilvlies auf Schicht mit hydraulischem Bindemittel



Geführte Nachweise

Nachweis	Quasidynamische Nachweise				Ermüdungs-nachweise	
	GZT-L	GZT-Q	GZG-L	GZG-Q	GZT-L	GZT-Q
Solldicke in mm	230	210	205	195	215	275

Ermittelte Solldicke

Solldicke **27,5 cm**

Die Berechnung ist nur gültig, wenn die letzte Seite im Original mit Stempel und Unterschrift versehen ist.

Berechnung der Solldicke von Betondecken

Verfahren nach Dr.-Ing. L. Pfeifer / Dipl.-Ing. S. Villaret

Projektinformationen

Baumaßnahme	BAB A 2 RF Berlin km 79,880 - km 69,150
Auftraggeber der Baumaßnahme	BAST FE 04.0433/2009/DGB
Bieter / Bauausführende Firma	Kein Bieter

Basisdaten

Straßenart, Verkehrsflächen	Autobahnen
Verkehrsverteilung	Normale Verkehrsverteilung über den Tag (Regelfall)
Beanspruchungsfall	Keine statische Lasteinwirkung ≥ 1 Tag (Regelfall)

Ermittelte Belastung

	DTV-SV ohne Sonderlasten
DTV(SV)	4.401 Kfz/24h
Nutzungszeitraum	30 Jahre
Äquiv. Achsübergänge B	87,42 Mio.

Verkehrssteigerung

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
0,0	3,0	3,0	3,0	4,6	1,8	8,3	5,1	2,0	1,9	-5,9	17,5	23,3	8,0	-2,2	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0

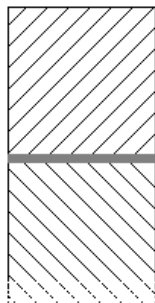
Achszahlfaktor	4,5
Lastkollektivquotient	0,33
Anzahl der Fahrstreifen	6 und mehr Fahrstreifen erfasst, in einer Richtung
Fahrstreifenbreite des Hauptfahrstreifens	3,75 m und mehr (max. 4,50 m)
Maximale Steigung	2 % bis unter 4 %

Berechnung der Solldicke von Betondecken

Verfahren nach Dr.-Ing. L. Pfeifer / Dipl.-Ing. S. Villaret

Material- und Konstruktionsdaten

Herstellungsart	Monolithische Herstellung
Straßenbetonklasse	StC 30/37 - 3,0 N/mm ²
abw. charakteristische Spaltzugfestigkeit	2,83 N/mm ²
Plattenlänge	5,00 m
Plattenbreite	4,10 m
Längsfuge	mit Anker
Querfuge	mit Dübel
Art der Unterlage	Geotextilvlies auf Schicht mit hydraulischem Bindemittel



Geführte Nachweise

Nachweis	Quasidynamische Nachweise				Ermüdungs-nachweise	
	GZT-L	GZT-Q	GZG-L	GZG-Q	GZT-L	GZT-Q
Solldicke in mm	275	240	250	220	265	310

Ermittelte Solldicke

Solldicke **31,0 cm**

Die Berechnung ist nur gültig, wenn die letzte Seite im Original mit Stempel und Unterschrift versehen ist.

Berechnung der Solldicke von Betondecken

Verfahren nach Dr.-Ing. L. Pfeifer / Dipl.-Ing. S. Villaret

Projektinformationen

Baumaßnahme	BAB A 3 RF Köln km 81,800 - km 86,660
Auftraggeber der Baumaßnahme	BAST FE 04.0433/2009/DGB
Bieter / Bauausführende Firma	Kein Bieter

Basisdaten

Straßenart, Verkehrsflächen	Autobahnen
Verkehrsverteilung	Normale Verkehrsverteilung über den Tag (Regelfall)
Beanspruchungsfall	Keine statische Lasteinwirkung ≥ 1 Tag (Regelfall)

Ermittelte Belastung

	DTV-SV ohne Sonderlasten
DTV(SV)	5.827 Kfz/24h
Nutzungszeitraum	30 Jahre
Äquiv. Achsübergänge B	90,86 Mio.

Verkehrssteigerung

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
0,0	3,0	3,0	3,0	3,0	1,6	5,5	0,1	0,7	10,8	2,8	0,6	-1,4	-7,5	2,4	0,1	-1,6	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0

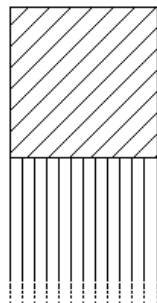
Achszahlfaktor	4,5
Lastkollektivquotient	0,33
Anzahl der Fahrstreifen	6 und mehr Fahrstreifen erfasst, in einer Richtung
Fahrstreifenbreite des Hauptfahrstreifens	3,75 m und mehr (max. 4,50 m)
Maximale Steigung	2 % bis unter 4 %

Berechnung der Solldicke von Betondecken

Verfahren nach Dr.-Ing. L. Pfeifer / Dipl.-Ing. S. Villaret

Material- und Konstruktionsdaten

Herstellungsart	Monolithische Herstellung
Straßenbetonklasse	StC 30/37 - 3,7 N/mm ²
abw. charakteristische Spaltzugfestigkeit	4,17 N/mm ²
Plattenlänge	5,00 m
Plattenbreite	4,15 m
Längsfuge	mit Anker
Querfuge	mit Dübel
Art der Unterlage	Asphalt



Geführte Nachweise

Nachweis	Quasidynamische Nachweise				Ermüdungs-nachweise	
	GZT-L	GZT-Q	GZG-L	GZG-Q	GZT-L	GZT-Q
Solldicke in mm	205	185	185	165	190	235

Ermittelte Solldicke

Solldicke **24,0 cm**

Die Berechnung ist nur gültig, wenn die letzte Seite im Original mit Stempel und Unterschrift versehen ist.

Berechnung der Solldicke von Betondecken

Verfahren nach Dr.-Ing. L. Pfeifer / Dipl.-Ing. S. Villaret

Projektinformationen

Baumaßnahme	BAB A 14 RF Dresden km 109,900 - km 99,500
Auftraggeber der Baumaßnahme	BAST FE 04.0433/2009/DGB
Bieter / Bauausführende Firma	Kein Bieter

Basisdaten

Straßenart, Verkehrsflächen	Autobahnen
Verkehrsverteilung	Normale Verkehrsverteilung über den Tag (Regelfall)
Beanspruchungsfall	Keine statische Lasteinwirkung ≥ 1 Tag (Regelfall)

Ermittelte Belastung

	DTV-SV ohne Sonderlasten
DTV(SV)	4.218 Kfz/24h
Nutzungszeitraum	30 Jahre
Äquiv. Achsübergänge B	87,10 Mio.

Verkehrssteigerung

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
0,0	3,0	6,0	4,9	-3,9	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0

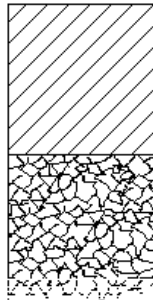
Achszahlfaktor	4,5
Lastkollektivquotient	0,33
Anzahl der Fahrstreifen	6 und mehr Fahrstreifen erfasst, in einer Richtung
Fahrstreifenbreite des Hauptfahrstreifens	3,75 m und mehr (max. 4,50 m)
Maximale Steigung	2 % bis unter 4 %

Berechnung der Solldicke von Betondecken

Verfahren nach Dr.-Ing. L. Pfeifer / Dipl.-Ing. S. Villaret

Material- und Konstruktionsdaten

Herstellungsart	Monolithische Herstellung
Straßenbetonklasse	StC 30/37 - 3,3 N/mm ²
abw. charakteristische Spaltzugfestigkeit	3,42 N/mm ²
Plattenlänge	5,00 m
Plattenbreite	4,10 m
Längsfuge	mit Anker
Querfuge	mit Dübel
Art der Unterlage	Schotter



Verformungsmodul E_{v2}	180 N/mm ²
Lagerungsfaktoren (Unterlagenabhängig)	für B Zahlen größer 800.000

Geführte Nachweise

Nachweis	Quasidynamische Nachweise				Ermüdungsnachweise	
	GZT-L	GZT-Q	GZG-L	GZG-Q	GZT-L	GZT-Q
Solldicke in mm	240	215	215	195	260	275

Ermittelte Solldicke

Solldicke **27,5 cm**

Die Berechnung ist nur gültig, wenn die letzte Seite im Original mit Stempel und Unterschrift versehen ist.

Berechnung der Restsubstanz - A2 RF Hannover



Parameter für alle Nachweise

Plattengeometrie: $L_P = 5000\text{mm}$ $B_P = 4500\text{mm}$

Plattendicke Beton: mittlere Dicke: $h_m = 280\text{mm}$

Standardabweichung: $\sigma_h = 13\text{mm}$

Bettungszahl: $K = 0.12 \frac{\text{N}}{\text{mm}^3}$ (weiche Bettung)

Betonfestigkeit: $f_{\text{ctm,core}} = 6.0 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ $\sigma_c = 1.12 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

$E_{\text{ctm}} = 45000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ $\mu = 0.2$ $\gamma_{\text{tot}} = 0.67$

$\alpha_{\text{cT}} = 11.5 \cdot 10^{-6}$

Radlast: $F_n = 50\text{kN}$

Kontaktfaktor: $m_{bA} = 1$ (Tabelle A 2.2, HGT)

Lagerungsfaktor: $m_{bL} = 0.9$ (HGT, AZSuB / $B > 0.8$ Mio) **leichte Erhöhung (RDO 0,88)**

Kalibrierungsfaktor: **$C_a = 0.877$**

Nachweis 1 (GZT Längsfuge)

Dübelfaktor: $m_{bD} = 0.8$ (Dübel und Anker)

Radlast:

Lastfaktoren Radlast: $\gamma_{E1} = 0.95$ (Tab. A 1.2, Zwillingrad / Längsfuge)

$\gamma_{E2} = 1.6$ (Tab. A 1.3, GZT / extreme Einzellast)

$\gamma_{E3} = 1$ (kein Sonderfall)

$\gamma_{E4} = 1.03$ (Tab. A 1.4, GZT / LF / $B > 0,8$ Mio.)

$F_d = F_n \cdot \gamma_{E1} \cdot \gamma_{E2} \cdot \gamma_{E3} \cdot \gamma_{E4}$ $F_d = 78.28 \cdot \text{kN}$

Reifendruck: $p_n = 0.65 \frac{N}{\text{mm}^2}$

$$\gamma_{EK} = 0.92 \quad (\text{Tab. A 1.5, } 2 \times F_d = 160 \text{ kN})$$

$$r = \sqrt{\frac{\gamma_{E2} \cdot F_n}{p_n \cdot \gamma_{EK} \cdot \pi}} \quad r = 20.636 \cdot \text{cm}$$

$$b = \begin{cases} b_r \leftarrow \max \left(\left(\frac{\sqrt{1.6 \cdot r^2 + h_m^2} - 0.675 \cdot h_m}{r} \right) \right) & \text{if } 2 \cdot r > h_m \\ b_r \leftarrow \sqrt{1.6 \cdot r^2 + h_m^2} - \left(0.675 \cdot h_m + \frac{h_m}{2} \right) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$b = 20.636 \cdot \text{cm}$$

$$l_v = \left[\frac{E_{ctm} \cdot h_m^3}{12 \cdot (1 - \mu^2) \cdot K} \right]^{0.25} \quad l_v = 0.919 \text{ m}$$

$$\sigma_V = \frac{m_{bL} \cdot m_{bD} \cdot F_d \cdot \left(0.55 \cdot \log \left(\frac{l_v}{b} \right) + 0.099 \cdot \frac{b}{l_v} - 0.011 \right)}{0.167 \cdot h_m^2}$$

$$\sigma_V = 1.585 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Temperatur: $m_{T1} = 1$

$$C_1 = 0.14$$

$$\delta_T = C_1 \cdot e^{-\frac{0.004 \cdot h_m}{\text{mm}}} \quad \delta_T = 0.046$$

Berechnung der kritischen Länge:

$$l_{\text{krit}} = \begin{cases} l_{\text{krit}} \leftarrow 228 \cdot \frac{h_m}{\text{mm}} \cdot \sqrt{\alpha_{cT} \cdot \gamma_{\text{tot}} \cdot \frac{E_{\text{ctm}} \cdot \text{mm}^2}{N} \cdot m_{T1} \cdot \delta_T} & \text{if } 0.8 \leq \frac{B_P}{L_P} \leq 1.25 \\ l_{\text{krit}} \leftarrow 200 \cdot \frac{h_m}{\text{mm}} \cdot \sqrt{\alpha_{cT} \cdot \gamma_{\text{tot}} \cdot \frac{E_{\text{ctm}} \cdot \text{mm}^2}{N} \cdot m_{T1} \cdot \delta_T} & \text{otherwise} \\ l_{\text{krit}} \cdot \text{mm} \end{cases}$$

$$l_{\text{krit}} = 8.034 \text{ m}$$

$$L_{P,\text{red}} = m_{bA} \cdot L_P \quad L_{P,\text{red}} = 5 \text{ m}$$

$$m_{T2} = \begin{cases} m_{T2} \leftarrow \left(\frac{L_{P,\text{red}}}{0.9 \cdot l_{\text{krit}}} \right)^2 & \text{if } \frac{L_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} < 0.9 \\ m_{T2} \leftarrow \left(\frac{2 \cdot L_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} - 0.8 \right) & \text{if } 0.9 \leq \frac{L_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} \leq 1 \\ m_{T2} \leftarrow \frac{-2 \cdot L_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} + 3.2 & \text{if } 1 < \frac{L_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} \leq 1.1 \\ m_{T2} \leftarrow 1 & \text{if } \frac{L_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} > 1.1 \\ m_{T2} \end{cases}$$

$$\sigma_T = \frac{\alpha_{cT} \cdot \gamma_{\text{tot}} \cdot E_{\text{ctm}} \cdot h_m^3 \cdot m_{T1} \cdot m_{T2} \cdot \delta_T \cdot \frac{1}{\text{mm}} \cdot \frac{1}{12}}{0.167 \cdot h_m^2}$$

$$\sigma_T = 1.058 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma = (\sigma_V + \sigma_T) \cdot Ca$$

$$\sigma = 2.318 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Ausfallrate: $AW1 = \text{pnorm} \left(\sigma \cdot \frac{\text{mm}^2}{N}, f_{\text{ctm,core}} \cdot \frac{\text{mm}^2}{N}, \sigma_c \cdot \frac{\text{mm}^2}{N} \right)$

$$AW1 = 5.049 \times 10^{-4}$$

Nachweis 2 (GZT Querfuge)

Dübelfaktor: $m_{bD} = 0.7$ (Tab. 4.4, Dübel und Anker, Querfuge)

Radlast:

Lastfaktoren Radlast: $\gamma_{E1} = 0.99$ (Tab. A 1.2, Zwillingrad / Querfuge)

$\gamma_{E2} = 1.6$ (Tab. A 1.3, GZT / extreme Einzellast)

$\gamma_{E3} = 1$ (kein Sonderfall)

$\gamma_{E4} = 1.08$ (Tab. A 1.4, GZT / QF / B > 0,8 Mio.)

$$F_d = F_n \cdot \gamma_{E1} \cdot \gamma_{E2} \cdot \gamma_{E3} \cdot \gamma_{E4} \quad F_d = 85.536 \text{ kN}$$

$$\text{Reifendruck: } p_n = 0.65 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\gamma_{EK} = 0.92 \quad (\text{Tab. A 1.5, } 2 \times F_d = 160 \text{ kN})$$

$$r = \sqrt{\frac{\gamma_{E2} \cdot F_n}{p_n \cdot \gamma_{EK} \cdot \pi}} \quad r = 20.636 \text{ cm}$$

$$b = \begin{cases} b_r \leftarrow \max \left(\left(\frac{\sqrt{1.6 \cdot r^2 + h_m^2} - 0.675 \cdot h_m}{r} \right) \right) & \text{if } 2 \cdot r > h_m \\ b_r \leftarrow \sqrt{1.6 \cdot r^2 + h_m^2} - \left(0.675 \cdot h_m + \frac{h_m}{2} \right) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$b = 20.636 \text{ cm}$$

$$l_v = \left[\frac{E_{ctm} \cdot h_m^3}{12 \cdot (1 - \mu^2) \cdot K} \right]^{0.25} \quad l_v = 0.919 \text{ m}$$

$$\sigma_V = \frac{m_{bL} \cdot m_{bD} \cdot F_d \cdot \left(0.55 \cdot \log \left(\frac{l_v}{b} \right) + 0.099 \cdot \frac{b}{l_v} - 0.011 \right)}{0.167 \cdot h_m^2}$$

$$\sigma_V = 1.515 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Temperatur: $m_{T1} = 1$

$$C_1 = 0.14$$

$$\delta_T = C_1 \cdot e^{\frac{-0.004 \cdot h_m}{\text{mm}}} \quad \delta_T = 0.046$$

Berechnung der kritischen Länge:

$$l_{\text{krit}} = \begin{cases} l_{\text{krit}} \leftarrow 228 \cdot \frac{h_m}{\text{mm}} \cdot \sqrt{\alpha_{cT} \cdot \gamma_{\text{tot}} \cdot \frac{E_{\text{ctm}} \cdot \text{mm}^2}{N} \cdot m_{T1} \cdot \delta_T} & \text{if } 0.8 \leq \frac{B_P}{L_P} \leq 1.25 \\ l_{\text{krit}} \leftarrow 200 \cdot \frac{h_m}{\text{mm}} \cdot \sqrt{\alpha_{cT} \cdot \gamma_{\text{tot}} \cdot \frac{E_{\text{ctm}} \cdot \text{mm}^2}{N} \cdot m_{T1} \cdot \delta_T} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$l_{\text{krit}} \cdot \text{mm}$

$$l_{\text{krit}} = 8.034 \text{ m}$$

$$B_{P,\text{red}} = m_{bA} \cdot B_P \quad B_{P,\text{red}} = 4.5 \text{ m}$$

$$m_{T2} = \begin{cases} m_{T2} \leftarrow \left(\frac{B_{P,\text{red}}}{0.9 \cdot l_{\text{krit}}} \right)^2 & \text{if } \frac{B_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} < 0.9 \\ m_{T2} \leftarrow \left(\frac{2 \cdot B_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} - 0.8 \right) & \text{if } 0.9 \leq \frac{B_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} \leq 1 \\ m_{T2} \leftarrow \frac{-2 \cdot B_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} + 3.2 & \text{if } 1 < \frac{B_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} \leq 1.1 \\ m_{T2} \leftarrow 1 & \text{if } \frac{B_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} > 1.1 \end{cases}$$

m_{T2}

$$\sigma_T = \frac{\alpha_{cT} \cdot \gamma_{\text{tot}} \cdot E_{\text{ctm}} \cdot h_m^3 \cdot m_{T1} \cdot m_{T2} \cdot \delta_T \cdot \frac{1}{\text{mm}} \cdot \frac{1}{12}}{0.167 \cdot h_m^2}$$

$$\sigma_T = 0.857 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma = (\sigma_V + \sigma_T) \cdot Ca$$

$$\sigma = 2.08 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Ausfallrate: $AWR2 = \text{pnorm}\left(\sigma \cdot \frac{\text{mm}^2}{N}, f_{\text{ctm.core}} \cdot \frac{\text{mm}^2}{N}, \sigma_c \cdot \frac{\text{mm}^2}{N}\right)$

$$AWR2 = 2.329 \times 10^{-4}$$

$$AW2 = AWR2 \cdot (1 - AW1)$$

$$AW2 = 2.328 \times 10^{-4}$$

Nachweis 3 (Ermüdung Längsfuge)

Dübelfaktor: $m_{bD} = 0.8$ (Tab. 4.4, Dübel und Anker)

Radlast:

Lastfaktoren Radlast: $\gamma_{E1} = 1.02$ (Tab. A 1.2, Breitreifen / Längsfuge)

$\gamma_{E2} = 0.9$ (Tab. A 1.3, GZT / Ermüdung)

$\gamma_{E3} = 1$ (kein Sonderfall)

$\gamma_{E4} = 1.1$ (Tab. A 1.4, Ermüdung / LF / B > 0,8 Mio.)

$$F_d = F_n \cdot \gamma_{E1} \cdot \gamma_{E2} \cdot \gamma_{E3} \cdot \gamma_{E4} \quad F_d = 50.49 \cdot \text{kN}$$

Reifendruck: $p_n = 0.65 \frac{N}{\text{mm}^2}$

$\gamma_{EK} = 0.92$ (Tab. A 1.5, 2 x $F_d = 160 \text{ kN}$)

$$r = \sqrt{\frac{\gamma_{E2} \cdot F_n}{p_n \cdot \gamma_{EK} \cdot \pi}} \quad r = 15.477 \cdot \text{cm}$$

$$b = \begin{cases} b_r \leftarrow \max \left(\left(\frac{\sqrt{1.6 \cdot r^2 + h_m^2} - 0.675 \cdot h_m}{r} \right) \right) & \text{if } 2 \cdot r > h_m \\ b_r \leftarrow \sqrt{1.6 \cdot r^2 + h_m^2} - \left(0.675 \cdot h_m + \frac{h_m}{2} \right) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$b = 15.477 \cdot \text{cm}$$

$$l_v = \left[\frac{E_{ctm} \cdot h_m^3}{12 \cdot (1 - \mu^2) \cdot K} \right]^{0.25} \quad l_v = 0.919 \text{ m}$$

$$\sigma_V = \frac{m_{bL} \cdot m_{bD} \cdot F_d \cdot \left(0.55 \cdot \log \left(\frac{l_v}{b} \right) + 0.099 \cdot \frac{b}{l_v} - 0.011 \right)}{0.167 \cdot h_m^2}$$

$$\sigma_V = 1.197 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Temperatur: $m_{T1} = 1$

$$C_1 = 0.052$$

$$\delta_T = C_1 \cdot e^{\frac{-0.004 \cdot h_m}{\text{mm}}} \quad \delta_T = 0.017$$

Berechnung der kritischen Länge:

$$l_{\text{krit}} = \begin{cases} l_{\text{krit}} \leftarrow 228 \cdot \frac{h_m}{\text{mm}} \cdot \sqrt{\alpha_{cT} \cdot \gamma_{\text{tot}} \cdot \frac{E_{ctm} \cdot \text{mm}^2}{N} \cdot m_{T1} \cdot \delta_T} & \text{if } 0.8 \leq \frac{B_P}{L_P} \leq 1.25 \\ l_{\text{krit}} \leftarrow 200 \cdot \frac{h_m}{\text{mm}} \cdot \sqrt{\alpha_{cT} \cdot \gamma_{\text{tot}} \cdot \frac{E_{ctm} \cdot \text{mm}^2}{N} \cdot m_{T1} \cdot \delta_T} & \text{otherwise} \\ l_{\text{krit}} \cdot \text{mm} & \end{cases}$$

$$l_{\text{krit}} = 4.896 \text{ m}$$

$$L_{P,\text{red}} = m_{bA} \cdot L_P \quad L_{P,\text{red}} = 5 \text{ m}$$

$$m_{T2} = \begin{cases} m_{T2} \leftarrow \left(\frac{L_{P,\text{red}}}{0.9 \cdot l_{\text{krit}}} \right)^2 & \text{if } \frac{L_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} < 0.9 \\ m_{T2} \leftarrow \left(\frac{2 \cdot L_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} - 0.8 \right) & \text{if } 0.9 \leq \frac{L_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} \leq 1 \\ m_{T2} \leftarrow \frac{-2 \cdot L_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} + 3.2 & \text{if } 1 < \frac{L_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} \leq 1.1 \\ m_{T2} \leftarrow 1 & \text{if } \frac{L_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} > 1.1 \\ m_{T2} \end{cases}$$

$$\sigma_T = \frac{\alpha_{cT} \cdot \gamma_{\text{tot}} \cdot E_{\text{ctm}} \cdot h_m^3 \cdot m_{T1} \cdot m_{T2} \cdot \delta_T \cdot \frac{1}{\text{mm}} \cdot \frac{1}{12}}{0.167 \cdot h_m^2}$$

$$\sigma_T = 0.952 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma = (\sigma_V + \sigma_T) \cdot Ca$$

$$\sigma = 1.885 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

B-Zahl am Kalibrungspunkt: $B_K = 28130000$

$\gamma_{QL} = 0.018$ (Tabelle 7.2, Längsfuge)

$$B_n = B_K \cdot \gamma_{QL} \quad B_n = 5.063 \times 10^5$$

erforderliche Betonfestigkeit damit die mögliche Lastwechselzahl $\geq B_K$ ist:

$$f_{ct} = \left(\frac{\log(B_n)}{6.67} + 0.6526 \right) \cdot \sigma \quad f_{ct} = 2.842 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Ausfallrate: $AWR3 = \text{pnorm} \left(f_{ct} \cdot \frac{\text{mm}^2}{N}, f_{\text{ctm,core}} \cdot \frac{\text{mm}^2}{N}, \sigma_c \cdot \frac{\text{mm}^2}{N} \right)$

$$AWR3 = 2.403 \times 10^{-3}$$

$$AW3 = AWR3 \cdot [1 - (AW1 + AW2)]$$

$$AW3 = 2.401 \times 10^{-3}$$

Nachweis 4 (Ermüdung Querfuge)

Dübel faktor: $m_{bD} = 0.7$ (Tab. 4.4, Dübel und Anker)

Radlast:

Lastfaktoren Radlast: $\gamma_{E1} = 1.07$ (Tab. A 1.2, Breitreifen / Längsfuge)

$\gamma_{E2} = 0.9$ (Tab. A 1.3, GZT / Ermüdung)

$\gamma_{E3} = 1$ (kein Sonderfall)

$\gamma_{E4} = 1.24$ (Tab. A 1.4, Ermüdung / QF / $B > 0,8$ Mio.)

$$F_d = F_n \cdot \gamma_{E1} \cdot \gamma_{E2} \cdot \gamma_{E3} \cdot \gamma_{E4} \quad F_d = 59.706 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Reifendruck: } p_n = 0.65 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$\gamma_{EK} = 0.92$ (Tab. A 1.5, 2 x $F_d = 160 \text{ kN}$)

$$r = \sqrt{\frac{\gamma_{E2} \cdot F_n}{p_n \cdot \gamma_{EK} \cdot \pi}} \quad r = 15.477 \cdot \text{cm}$$

$$b = \begin{cases} b_r \leftarrow \max \left(\left(\frac{\sqrt{1.6 \cdot r^2 + h_m^2} - 0.675 \cdot h_m}{r} \right) \right) & \text{if } 2 \cdot r > h_m \\ b_r \leftarrow \sqrt{1.6 \cdot r^2 + h_m^2} - \left(0.675 \cdot h_m + \frac{h_m}{2} \right) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$b = 15.477 \cdot \text{cm}$$

$$l_v = \left[\frac{E_{ctm} \cdot h_m^3}{12 \cdot (1 - \mu^2) \cdot K} \right]^{0.25} \quad l_v = 0.919 \text{ m}$$

$$\sigma_V = \frac{m_{bL} \cdot m_{bD} \cdot F_d \cdot \left(0.55 \cdot \log \left(\frac{l_v}{b} \right) + 0.099 \cdot \frac{b}{l_v} - 0.011 \right)}{0.167 \cdot h_m^2}$$

$$\sigma_V = 1.239 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Temperatur: $m_{T1} = 1$

$$C_1 = 0.052$$

$$\delta_T = C_1 \cdot e^{\frac{-0.004 \cdot h_m}{\text{mm}}} \quad \delta_T = 0.017$$

Berechnung der kritischen Länge:

$$l_{\text{krit}} = \begin{cases} l_{\text{krit}} \leftarrow 228 \cdot \frac{h_m}{\text{mm}} \cdot \sqrt{\alpha_{cT} \cdot \gamma_{\text{tot}} \cdot \frac{E_{\text{ctm}} \cdot \text{mm}^2}{N} \cdot m_{T1} \cdot \delta_T} & \text{if } 0.8 \leq \frac{B_P}{L_P} \leq 1.25 \\ l_{\text{krit}} \leftarrow 200 \cdot \frac{h_m}{\text{mm}} \cdot \sqrt{\alpha_{cT} \cdot \gamma_{\text{tot}} \cdot \frac{E_{\text{ctm}} \cdot \text{mm}^2}{N} \cdot m_{T1} \cdot \delta_T} & \text{otherwise} \\ l_{\text{krit}} \cdot \text{mm} \end{cases}$$

$$l_{\text{krit}} = 4.896 \text{ m}$$

$$B_{P,\text{red}} = m_{bA} \cdot B_P \quad B_{P,\text{red}} = 4.5 \text{ m}$$

$$m_{T2} = \begin{cases} m_{T2} \leftarrow \left(\frac{B_{P,\text{red}}}{0.9 \cdot l_{\text{krit}}} \right)^2 & \text{if } \frac{B_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} < 0.9 \\ m_{T2} \leftarrow \left(\frac{2 \cdot B_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} - 0.8 \right) & \text{if } 0.9 \leq \frac{B_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} \leq 1 \\ m_{T2} \leftarrow \frac{-2 \cdot B_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} + 3.2 & \text{if } 1 < \frac{B_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} \leq 1.1 \\ m_{T2} \leftarrow 1 & \text{if } \frac{B_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} > 1.1 \\ m_{T2} \end{cases}$$

$$\sigma_T = \frac{\alpha_{cT} \cdot \gamma_{\text{tot}} \cdot E_{\text{ctm}} \cdot h_m^3 \cdot m_{T1} \cdot m_{T2} \cdot \delta_T \cdot \frac{1}{\text{mm}} \cdot \frac{1}{12}}{0.167 \cdot h_m^2}$$

$$\sigma_T = 0.853 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma = (\sigma_V + \sigma_T) \cdot Ca$$

$$\sigma = 1.835 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

B-Zahl am Kalibrungspunkt: $B_K = 28130000$

$\gamma_{QL} = 0.7$ (Tabelle 7.2, Querfuge)

$$B_n = B_K \cdot \gamma_{QL} \quad B_n = 1.969 \times 10^7$$

erforderliche Betonfestigkeit damit die mögliche Lastwechselzahl $\geq B_K$ ist:

$$f_{ct} = \left(\frac{\log(B_n)}{6.67} + 0.6526 \right) \cdot \sigma \quad f_{ct} = 3.204 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Ausfallrate: $AWR4 = \text{pnorm} \left(f_{ct} \cdot \frac{\text{mm}^2}{N}, f_{ctm.core} \cdot \frac{\text{mm}^2}{N}, \sigma_c \cdot \frac{\text{mm}^2}{N} \right)$

$$AWR4 = 6.274 \times 10^{-3}$$

$$AW4 = AWR4 \cdot [1 - (AW1 + AW2 + AW3)]$$

$$AW4 = 6.254 \times 10^{-3}$$

Gesamtausfallrate:

$$AW = AW1 + AW2 + AW3 + AW4$$

$$AW = 9.393 \times 10^{-3}$$

Prognoserechnung

B-Zahl: $B_{\text{Prog}} = 130000000$



Lagerungsfaktor: $m_{bL} = 0.9$ (HGT, AZSuB / $B > 0.8$ Mio) **leichte Erhöhung (RDO 0,88)**

Nachweis 1 (GZT Längsfuge)

Dübelfaktor: $m_{bD} = 0.8$ (Dübel und Anker)

Radlast:

Lastfaktoren Radlast: $\gamma_{E1} = 0.95$ (Tab. A 1.2, Zwillingrad / Längsfuge)

$\gamma_{E2} = 1.6$ (Tab. A 1.3, GZT / extreme Einzellast)

$\gamma_{E3} = 1$ (kein Sonderfall)

$\gamma_{E4} = 1.03$ (Tab. A 1.4, GZT / LF / $B > 0,8$ Mio.)

$$F_d = F_n \cdot \gamma_{E1} \cdot \gamma_{E2} \cdot \gamma_{E3} \cdot \gamma_{E4} \quad F_d = 78.28 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Reifendruck: } p_n = 0.65 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$\gamma_{EK} = 0.92$ (Tab. A 1.5, 2 x $F_d = 160 \text{ kN}$)

$$r = \sqrt{\frac{\gamma_{E2} \cdot F_n}{p_n \cdot \gamma_{EK} \cdot \pi}} \quad r = 20.636 \cdot \text{cm}$$

$$b = \begin{cases} b_r \leftarrow \max \left(\left(\frac{\sqrt{1.6 \cdot r^2 + h_m^2} - 0.675 \cdot h_m}{r} \right) \right) & \text{if } 2 \cdot r > h_m \\ b_r \leftarrow \sqrt{1.6 \cdot r^2 + h_m^2} - \left(0.675 \cdot h_m + \frac{h_m}{2} \right) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$b = 20.636 \cdot \text{cm}$$

$$l_v = \left[\frac{E_{ctm} \cdot h_m^3}{12 \cdot (1 - \mu^2) \cdot K} \right]^{0.25} \quad l_v = 0.919 \text{ m}$$

$$\sigma_V = \frac{m_{bL} \cdot m_{bD} \cdot F_d \cdot \left(0.55 \cdot \log\left(\frac{l_v}{b}\right) + 0.099 \cdot \frac{b}{l_v} - 0.011 \right)}{0.167 \cdot h_m^2}$$

$$\sigma_V = 1.585 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Temperatur: $m_{T1} = 1$

$$C_1 = 0.14$$

$$\delta_T = C_1 \cdot e^{\frac{-0.004 \cdot h_m}{\text{mm}}} \quad \delta_T = 0.046$$

Berechnung der kritischen Länge:

$$l_{\text{krit}} = \begin{cases} l_{\text{krit}} \leftarrow 228 \cdot \frac{h_m}{\text{mm}} \cdot \sqrt{\frac{E_{\text{ctm}} \cdot \text{mm}^2}{N} \cdot m_{T1} \cdot \delta_T} & \text{if } 0.8 \leq \frac{L_P}{L_P} \leq 1.25 \\ l_{\text{krit}} \leftarrow 200 \cdot \frac{h_m}{\text{mm}} \cdot \sqrt{\frac{E_{\text{ctm}} \cdot \text{mm}^2}{N} \cdot m_{T1} \cdot \delta_T} & \text{otherwise} \\ l_{\text{krit}} \cdot \text{mm} \end{cases}$$

$$l_{\text{krit}} = 8.034 \text{ m}$$

$$L_{P,\text{red}} = m_{bA} \cdot L_P \quad L_{P,\text{red}} = 5 \text{ m}$$

$$m_{T2} = \begin{cases} m_{T2} \leftarrow \left(\frac{L_{P,\text{red}}}{0.9 \cdot l_{\text{krit}}} \right)^2 & \text{if } \frac{L_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} < 0.9 \\ m_{T2} \leftarrow \left(\frac{2 \cdot L_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} - 0.8 \right) & \text{if } 0.9 \leq \frac{L_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} \leq 1 \\ m_{T2} \leftarrow \frac{-2 \cdot L_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} + 3.2 & \text{if } 1 < \frac{L_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} \leq 1.1 \\ m_{T2} \leftarrow 1 & \text{if } \frac{L_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} > 1.1 \\ m_{T2} \end{cases}$$

$$\sigma_T = \frac{\alpha_{cT} \cdot \gamma_{tot} \cdot E_{ctm} \cdot h_m^3 \cdot m_{T1} \cdot m_{T2} \cdot \delta_T \cdot \frac{1}{mm} \cdot \frac{1}{12}}{0.167 \cdot h_m^2}$$

$$\sigma_T = 1.058 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma = (\sigma_V + \sigma_T) \cdot Ca$$

$$\sigma = 2.318 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Ausfallrate: $AW1 = p_{norm} \left(\sigma \cdot \frac{mm^2}{N}, f_{ctm,core} \cdot \frac{mm^2}{N}, \sigma_c \cdot \frac{mm^2}{N} \right)$

$$AW1 = 5.049 \times 10^{-4}$$

Nachweis 2 (GZT Querfuge)

Dübelfaktor: $m_{bD} = 0.7$ (Tab. 4.4, Dübel und Anker, Querfuge)

Radlast:

Lastfaktoren Radlast: $\gamma_{E1} = 0.99$ (Tab. A 1.2, Zwillingrad / Querfuge)

$\gamma_{E2} = 1.6$ (Tab. A 1.3, GZT / extreme Einzellast)

$\gamma_{E3} = 1$ (kein Sonderfall)

$\gamma_{E4} = 1.08$ (Tab. A 1.4, GZT / QF / B > 0,8 Mio.)

$$F_d = F_n \cdot \gamma_{E1} \cdot \gamma_{E2} \cdot \gamma_{E3} \cdot \gamma_{E4} \quad F_d = 85.536 \text{ kN}$$

Reifendruck: $p_n = 0.65 \frac{N}{mm^2}$

$\gamma_{EK} = 0.92$ (Tab. A 1.5, 2 x F_d=160kN)

$$r = \sqrt{\frac{\gamma_{E2} \cdot F_n}{p_n \cdot \gamma_{EK} \cdot \pi}} \quad r = 20.636 \text{ cm}$$

$$b = \begin{cases} b_r \leftarrow \max \left(\left(\frac{\sqrt{1.6 \cdot r^2 + h_m^2} - 0.675 \cdot h_m}{r} \right) \right) & \text{if } 2 \cdot r > h_m \\ b_r \leftarrow \sqrt{1.6 \cdot r^2 + h_m^2} - \left(0.675 \cdot h_m + \frac{h_m}{2} \right) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$b = 20.636 \text{ cm}$$

$$l_v = \left[\frac{E_{ctm} \cdot h_m^3}{12 \cdot (1 - \mu^2) \cdot K} \right]^{0.25} \quad l_v = 0.919 \text{ m}$$

$$\sigma_V = \frac{m_{bL} \cdot m_{bD} \cdot F_d \cdot \left(0.55 \cdot \log \left(\frac{l_v}{b} \right) + 0.099 \cdot \frac{b}{l_v} - 0.011 \right)}{0.167 \cdot h_m^2}$$

$$\sigma_V = 1.515 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Temperatur: $m_{T1} = 1$

$$C_1 = 0.14$$

$$\delta_T = C_1 \cdot e^{\frac{-0.004 \cdot h_m}{\text{mm}}} \quad \delta_T = 0.046$$

Berechnung der kritischen Länge:

$$l_{\text{krit}} = \begin{cases} l_{\text{krit}} \leftarrow 228 \cdot \frac{h_m}{\text{mm}} \cdot \sqrt{\alpha_{cT} \cdot \gamma_{\text{tot}} \cdot \frac{E_{ctm} \cdot \text{mm}^2}{N} \cdot m_{T1} \cdot \delta_T} & \text{if } 0.8 \leq \frac{B_P}{L_P} \leq 1.25 \\ l_{\text{krit}} \leftarrow 200 \cdot \frac{h_m}{\text{mm}} \cdot \sqrt{\alpha_{cT} \cdot \gamma_{\text{tot}} \cdot \frac{E_{ctm} \cdot \text{mm}^2}{N} \cdot m_{T1} \cdot \delta_T} & \text{otherwise} \\ l_{\text{krit}} \cdot \text{mm} & \end{cases}$$

$$l_{\text{krit}} = 8.034 \text{ m}$$

$$B_{P,\text{red}} = m_{bA} \cdot B_P \quad B_{P,\text{red}} = 4.5 \text{ m}$$

$$m_{T2} = \begin{cases} m_{T2} \leftarrow \left(\frac{B_{P,\text{red}}}{0.9 \cdot l_{\text{krit}}} \right)^2 & \text{if } \frac{B_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} < 0.9 \\ m_{T2} \leftarrow \left(\frac{2 \cdot B_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} - 0.8 \right) & \text{if } 0.9 \leq \frac{B_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} \leq 1 \\ m_{T2} \leftarrow \frac{-2 \cdot B_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} + 3.2 & \text{if } 1 < \frac{B_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} \leq 1.1 \\ m_{T2} \leftarrow 1 & \text{if } \frac{B_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} > 1.1 \\ m_{T2} \end{cases}$$

$$\sigma_T = \frac{\alpha_{cT} \cdot \gamma_{\text{tot}} \cdot E_{\text{ctm}} \cdot h_m^3 \cdot m_{T1} \cdot m_{T2} \cdot \delta_T \cdot \frac{1}{\text{mm}} \cdot \frac{1}{12}}{0.167 \cdot h_m^2}$$

$$\sigma_T = 0.857 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma = (\sigma_V + \sigma_T) \cdot Ca$$

$$\sigma = 2.08 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\text{Ausfallrate:} \quad \text{AWR2} = \text{pnorm} \left(\sigma \cdot \frac{\text{mm}^2}{N}, f_{\text{ctm,core}} \cdot \frac{\text{mm}^2}{N}, \sigma_c \cdot \frac{\text{mm}^2}{N} \right)$$

$$\text{AWR2} = 2.329 \times 10^{-4}$$

$$\text{AW2} = \text{AWR2} \cdot (1 - \text{AW1})$$

$$\text{AW2} = 2.328 \times 10^{-4}$$

Nachweis 3 (Ermüdung Längsfuge)

Dübel faktor: $m_{bD} = 0.8$ (Tab. 4.4, Dübel und Anker)

Radlast:

Lastfaktoren Radlast: $\gamma_{E1} = 1.02$ (Tab. A 1.2, Breitreifen / Längsfuge)

$\gamma_{E2} = 0.9$ (Tab. A 1.3, GZT / Ermüdung)

$\gamma_{E3} = 1$ (kein Sonderfall)

$\gamma_{E4} = 1.1$ (Tab. A 1.4, Ermüdung / LF / $B > 0,8$ Mio.)

$$F_d = F_n \cdot \gamma_{E1} \cdot \gamma_{E2} \cdot \gamma_{E3} \cdot \gamma_{E4} \quad F_d = 50.49 \text{ kN}$$

$$\text{Reifendruck: } p_n = 0.65 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\gamma_{EK} = 0.92 \quad (\text{Tab. A 1.5, } 2 \times F_d = 160 \text{ kN})$$

$$r = \sqrt{\frac{\gamma_{E2} \cdot F_n}{p_n \cdot \gamma_{EK} \cdot \pi}} \quad r = 15.477 \text{ cm}$$

$$b = \begin{cases} b_r \leftarrow \max \left(\left(\frac{\sqrt{1.6 \cdot r^2 + h_m^2} - 0.675 \cdot h_m}{r} \right) \right) & \text{if } 2 \cdot r > h_m \\ b_r \leftarrow \sqrt{1.6 \cdot r^2 + h_m^2} - \left(0.675 \cdot h_m + \frac{h_m}{2} \right) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$b = 15.477 \text{ cm}$$

$$l_v = \left[\frac{E_{ctm} \cdot h_m^3}{12 \cdot (1 - \mu^2) \cdot K} \right]^{0.25} \quad l_v = 0.919 \text{ m}$$

$$\sigma_V = \frac{m_{bL} \cdot m_{bD} \cdot F_d \cdot \left(0.55 \cdot \log \left(\frac{l_v}{b} \right) + 0.099 \cdot \frac{b}{l_v} - 0.011 \right)}{0.167 \cdot h_m^2}$$

$$\sigma_V = 1.197 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Temperatur: $m_{T1} = 1$

$$C_1 = 0.052$$

$$\delta_T = C_1 \cdot e^{\frac{-0.004 \cdot h_m}{\text{mm}}} \quad \delta_T = 0.017$$

Berechnung der kritischen Länge:

$$l_{\text{krit}} = \begin{cases} l_{\text{krit}} \leftarrow 228 \cdot \frac{h_m}{\text{mm}} \cdot \sqrt{\alpha_{cT} \cdot \gamma_{\text{tot}} \cdot \frac{E_{\text{ctm}} \cdot \text{mm}^2}{N} \cdot m_{T1} \cdot \delta_T} & \text{if } 0.8 \leq \frac{B_P}{L_P} \leq 1.25 \\ l_{\text{krit}} \leftarrow 200 \cdot \frac{h_m}{\text{mm}} \cdot \sqrt{\alpha_{cT} \cdot \gamma_{\text{tot}} \cdot \frac{E_{\text{ctm}} \cdot \text{mm}^2}{N} \cdot m_{T1} \cdot \delta_T} & \text{otherwise} \\ l_{\text{krit}} \cdot \text{mm} \end{cases}$$

$$l_{\text{krit}} = 4.896 \text{ m}$$

$$L_{P,\text{red}} = m_{bA} \cdot L_P \quad L_{P,\text{red}} = 5 \text{ m}$$

$$m_{T2} = \begin{cases} m_{T2} \leftarrow \left(\frac{L_{P,\text{red}}}{0.9 \cdot l_{\text{krit}}} \right)^2 & \text{if } \frac{L_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} < 0.9 \\ m_{T2} \leftarrow \left(\frac{2 \cdot L_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} - 0.8 \right) & \text{if } 0.9 \leq \frac{L_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} \leq 1 \\ m_{T2} \leftarrow \frac{-2 \cdot L_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} + 3.2 & \text{if } 1 < \frac{L_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} \leq 1.1 \\ m_{T2} \leftarrow 1 & \text{if } \frac{L_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} > 1.1 \\ m_{T2} \end{cases}$$

$$\sigma_T = \frac{\alpha_{cT} \cdot \gamma_{\text{tot}} \cdot E_{\text{ctm}} \cdot h_m^3 \cdot m_{T1} \cdot m_{T2} \cdot \delta_T \cdot \frac{1}{\text{mm}} \cdot \frac{1}{12}}{0.167 \cdot h_m^2}$$

$$\sigma_T = 0.952 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma = (\sigma_V + \sigma_T) \cdot Ca$$

$$\sigma = 1.885 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\gamma_{QL} = 0.018 \quad (\text{Tabelle 7.2, Längsfuge})$$

$$B_n = B_{\text{Prog}} \cdot \gamma_{QL} \quad B_n = 2.34 \times 10^6$$

erforderliche Betonfestigkeit damit die mögliche Lastwechselzahl $\geq B_K$ ist:

$$f_{ct} = \left(\frac{\log(B_n)}{6.67} + 0.6526 \right) \cdot \sigma \quad f_{ct} = 3.03 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Ausfallrate: $AWR3 = \text{pnorm} \left(f_{ct} \cdot \frac{\text{mm}^2}{N}, f_{ctm.core} \cdot \frac{\text{mm}^2}{N}, \sigma_c \cdot \frac{\text{mm}^2}{N} \right)$

$$AWR3 = 4 \times 10^{-3}$$

$$AW3 = AWR3 \cdot [1 - (AW1 + AW2)]$$

$$AW3 = 3.997 \times 10^{-3}$$

Nachweis 4 (Ermüdung Querfuge)

Dübelfaktor: $m_{bD} = 0.7$ (Tab. 4.4, Dübel und Anker)

Radlast:

Lastfaktoren Radlast: $\gamma_{E1} = 1.07$ (Tab. A 1.2, Breitreifen / Längsfuge)

$$\gamma_{E2} = 0.9 \quad (\text{Tab. A 1.3, GZT / Ermüdung})$$

$$\gamma_{E3} = 1 \quad (\text{kein Sonderfall})$$

$$\gamma_{E4} = 1.24 \quad (\text{Tab. A 1.4, Ermüdung / QF / } B > 0,8 \text{ Mio.})$$

$$F_d = F_n \cdot \gamma_{E1} \cdot \gamma_{E2} \cdot \gamma_{E3} \cdot \gamma_{E4} \quad F_d = 59.706 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Reifendruck: } p_n = 0.65 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\gamma_{EK} = 0.92 \quad (\text{Tab. A 1.5, } 2 \times F_d = 160 \text{ kN})$$

$$r = \sqrt{\frac{\gamma_{E2} \cdot F_n}{p_n \cdot \gamma_{EK} \cdot \pi}} \quad r = 15.477 \cdot \text{cm}$$

$$b = \begin{cases} b_r \leftarrow \max \left(\left(\frac{\sqrt{1.6 \cdot r^2 + h_m^2} - 0.675 \cdot h_m}{r} \right) \right) & \text{if } 2 \cdot r > h_m \\ b_r \leftarrow \sqrt{1.6 \cdot r^2 + h_m^2} - \left(0.675 \cdot h_m + \frac{h_m}{2} \right) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$b = 15.477 \cdot \text{cm}$$

$$l_v = \left[\frac{E_{ctm} \cdot h_m^3}{12 \cdot (1 - \mu^2) \cdot K} \right]^{0.25} \quad l_v = 0.919 \text{ m}$$

$$\sigma_V = \frac{m_{bL} \cdot m_{bD} \cdot F_d \cdot \left(0.55 \cdot \log \left(\frac{l_v}{b} \right) + 0.099 \cdot \frac{b}{l_v} - 0.011 \right)}{0.167 \cdot h_m^2}$$

$$\sigma_V = 1.239 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Temperatur: $m_{T1} = 1$

$$C_1 = 0.052$$

$$\delta_T = C_1 \cdot e^{\frac{-0.004 \cdot h_m}{\text{mm}}} \quad \delta_T = 0.017$$

Berechnung der kritischen Länge:

$$l_{\text{krit}} = \begin{cases} l_{\text{krit}} \leftarrow 228 \cdot \frac{h_m}{\text{mm}} \cdot \sqrt{\alpha_{cT} \cdot \gamma_{\text{tot}} \cdot \frac{E_{\text{ctm}} \cdot \text{mm}^2}{N} \cdot m_{T1} \cdot \delta_T} & \text{if } 0.8 \leq \frac{B_P}{L_P} \leq 1.25 \\ l_{\text{krit}} \leftarrow 200 \cdot \frac{h_m}{\text{mm}} \cdot \sqrt{\alpha_{cT} \cdot \gamma_{\text{tot}} \cdot \frac{E_{\text{ctm}} \cdot \text{mm}^2}{N} \cdot m_{T1} \cdot \delta_T} & \text{otherwise} \\ l_{\text{krit}} \cdot \text{mm} \end{cases}$$

$$l_{\text{krit}} = 4.896 \text{ m}$$

$$B_{P,\text{red}} = m_{bA} \cdot B_P \quad B_{P,\text{red}} = 4.5 \text{ m}$$

$$m_{T2} = \begin{cases} m_{T2} \leftarrow \left(\frac{B_{P,\text{red}}}{0.9 \cdot l_{\text{krit}}} \right)^2 & \text{if } \frac{B_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} < 0.9 \\ m_{T2} \leftarrow \left(\frac{2 \cdot B_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} - 0.8 \right) & \text{if } 0.9 \leq \frac{B_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} \leq 1 \\ m_{T2} \leftarrow \frac{-2 \cdot B_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} + 3.2 & \text{if } 1 < \frac{B_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} \leq 1.1 \\ m_{T2} \leftarrow 1 & \text{if } \frac{B_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} > 1.1 \\ m_{T2} \end{cases}$$

$$\sigma_T = \frac{\alpha_{cT} \cdot \gamma_{\text{tot}} \cdot E_{\text{ctm}} \cdot h_m^3 \cdot m_{T1} \cdot m_{T2} \cdot \delta_T \cdot \frac{1}{\text{mm}} \cdot \frac{1}{12}}{0.167 \cdot h_m^2}$$

$$\sigma_T = 0.853 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma = (\sigma_V + \sigma_T) \cdot Ca$$

$$\sigma = 1.835 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\gamma_{QL} = 0.7 \quad (\text{Tabelle 7.2, Querfuge})$$

$$B_n = B_{\text{Prog}} \cdot \gamma_{QL} \quad B_n = 9.1 \times 10^7$$

erforderliche Betonfestigkeit damit die mögliche Lastwechselzahl $\geq B_K$ ist:

$$f_{ct} = \left(\frac{\log(B_n)}{6.67} + 0.6526 \right) \cdot \sigma \quad f_{ct} = 3.387 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Ausfallrate:
$$AWR4 = \text{pnorm} \left(f_{ct} \cdot \frac{\text{mm}^2}{N}, f_{ctm.core} \cdot \frac{\text{mm}^2}{N}, \sigma_c \cdot \frac{\text{mm}^2}{N} \right)$$

$$AWR4 = 9.822 \times 10^{-3}$$

$$AW4 = AWR4 \cdot [1 - (AW1 + AW2 + AW3)]$$

$$AW4 = 9.776 \times 10^{-3}$$



Gesamtausfallrate:

$$AW = AW1 + AW2 + AW3 + AW4$$

$$AW = 0.015$$

noch ertragbare Lastwechselzahl:
$$\Delta B = B_{\text{Prog}} - B_K$$

$$\Delta B = 1.019 \times 10^8$$

Berechnung der Restsubstanz - A2 RF Berlin



Parameter für alle Nachweise

geplante Nutzungsdauer (Jahre): $N_0 = 30$

Plattengeometrie: $L_P = 5000\text{mm}$ $B_P = 3750\text{mm}$

Plattendicke Beton: mittlere Dicke: $h_m = 280\text{mm}$

Standardabweichung: $\sigma_h = 13\text{mm}$

Bettungszahl: $K = 0.12 \frac{\text{N}}{\text{mm}^3}$ (weiche Bettung)

Betonfestigkeit: $f_{\text{ctm,core}} = 5.9 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ $\sigma_c = 0.92 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

$E_{\text{ctm}} = 45000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ $\mu = 0.2$ $\gamma_{\text{tot}} = 0.67$

$\alpha_{cT} = 11.5 \cdot 10^{-6}$

Radlast: $F_n = 50\text{kN}$

Kontaktfaktor: $m_{bA} = 1$ (Tabelle A 2.2, HGT)

Lagerungsfaktor: $m_{bL} = 0.95$ (HGT, AZSuB / $B > 0.8$ Mio) **leichte Erhöhung (RDO 0,88)**

Kalibrierungsfaktor: **Ca = 1.022**

Nachweis 1 (GZT Längsfuge)

Dübelfaktor: $m_{bD} = 0.8$ (Dübel und Anker)

Radlast:

Lastfaktoren Radlast: $\gamma_{E1} = 0.95$ (Tab. A 1.2, Zwillingrad / Längsfuge)

$\gamma_{E2} = 1.6$ (Tab. A 1.3, GZT / extreme Einzellast)

$\gamma_{E3} = 1$ (kein Sonderfall)

$\gamma_{E4} = 1.03$ (Tab. A 1.4, GZT / LF / $B > 0,8$ Mio.)

$F_d = F_n \cdot \gamma_{E1} \cdot \gamma_{E2} \cdot \gamma_{E3} \cdot \gamma_{E4}$ $F_d = 78.28 \cdot \text{kN}$

$$\text{Reifendruck: } p_n = 0.65 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\gamma_{EK} = 0.92 \quad (\text{Tab. A 1.5, } 2 \times F_d = 160 \text{ kN})$$

$$r = \sqrt{\frac{\gamma_{E2} \cdot F_n}{p_n \cdot \gamma_{EK} \cdot \pi}} \quad r = 20.636 \cdot \text{cm}$$

$$b = \begin{cases} b_r \leftarrow \max \left(\left(\frac{\sqrt{1.6 \cdot r^2 + h_m^2} - 0.675 \cdot h_m}{r} \right) \right) & \text{if } 2 \cdot r > h_m \\ b_r \leftarrow \sqrt{1.6 \cdot r^2 + h_m^2} - \left(0.675 \cdot h_m + \frac{h_m}{2} \right) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$b = 20.636 \cdot \text{cm}$$

$$l_v = \left[\frac{E_{ctm} \cdot h_m^3}{12 \cdot (1 - \mu^2) \cdot K} \right]^{0.25} \quad l_v = 0.919 \text{ m}$$

$$\sigma_V = \frac{m_{bL} \cdot m_{bD} \cdot F_d \cdot \left(0.55 \cdot \log \left(\frac{l_v}{b} \right) + 0.099 \cdot \frac{b}{l_v} - 0.011 \right)}{0.167 \cdot h_m^2}$$

$$\sigma_V = 1.673 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Temperatur: $m_{T1} = 1$

$$C_1 = 0.14$$

$$\delta_T = C_1 \cdot e^{\frac{-0.004 \cdot h_m}{\text{mm}}} \quad \delta_T = 0.046$$

Berechnung der kritischen Länge:

$$l_{\text{krit}} = \begin{cases} l_{\text{krit}} \leftarrow 228 \cdot \frac{h_m}{\text{mm}} \cdot \sqrt{\alpha_{cT} \cdot \gamma_{\text{tot}} \cdot \frac{E_{ctm} \cdot \text{mm}^2}{N} \cdot m_{T1} \cdot \delta_T} & \text{if } 0.8 \leq \frac{B_P}{L_P} \leq 1.25 \\ l_{\text{krit}} \leftarrow 200 \cdot \frac{h_m}{\text{mm}} \cdot \sqrt{\alpha_{cT} \cdot \gamma_{\text{tot}} \cdot \frac{E_{ctm} \cdot \text{mm}^2}{N} \cdot m_{T1} \cdot \delta_T} & \text{otherwise} \\ l_{\text{krit}} \cdot \text{mm} & \end{cases}$$

$$l_{\text{krit}} = 7.048 \text{ m}$$

$$L_{\text{P.red}} = m_{\text{bA}} \cdot L_{\text{P}} \quad L_{\text{P.red}} = 5 \text{ m}$$

$$m_{\text{T2}} = \begin{cases} m_{\text{T2}} \leftarrow \left(\frac{L_{\text{P.red}}}{0.9 \cdot l_{\text{krit}}} \right)^2 & \text{if } \frac{L_{\text{P.red}}}{l_{\text{krit}}} < 0.9 \\ m_{\text{T2}} \leftarrow \left(\frac{2 \cdot L_{\text{P.red}}}{l_{\text{krit}}} - 0.8 \right) & \text{if } 0.9 \leq \frac{L_{\text{P.red}}}{l_{\text{krit}}} \leq 1 \\ m_{\text{T2}} \leftarrow \frac{-2 \cdot L_{\text{P.red}}}{l_{\text{krit}}} + 3.2 & \text{if } 1 < \frac{L_{\text{P.red}}}{l_{\text{krit}}} \leq 1.1 \\ m_{\text{T2}} \leftarrow 1 & \text{if } \frac{L_{\text{P.red}}}{l_{\text{krit}}} > 1.1 \\ m_{\text{T2}} \end{cases}$$

$$\sigma_{\text{T}} = \frac{\alpha_{\text{cT}} \cdot \gamma_{\text{tot}} \cdot E_{\text{ctm}} \cdot h_{\text{m}}^3 \cdot m_{\text{T1}} \cdot m_{\text{T2}} \cdot \delta_{\text{T}} \cdot \frac{1}{\text{mm}} \cdot \frac{1}{12}}{0.167 \cdot h_{\text{m}}^2}$$

$$\sigma_{\text{T}} = 1.375 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma = (\sigma_{\text{V}} + \sigma_{\text{T}}) \cdot \text{Ca}$$

$$\sigma = 3.115 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\text{Ausfallrate:} \quad \text{AW1} = \text{pnorm} \left(\sigma \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{N}}, f_{\text{ctm.core}} \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{N}}, \sigma_{\text{c}} \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{N}} \right)$$

$$\text{AW1} = 1.234 \times 10^{-3}$$

Nachweis 2 (GZT Querfuge)

Dübel faktor: $m_{bD} = 0.7$ (Tab. 4.4, Dübel und Anker, Querfuge)

Radlast:

Lastfaktoren Radlast: $\gamma_{E1} = 0.99$ (Tab. A 1.2, Zwillingrad / Querfuge)

$\gamma_{E2} = 1.6$ (Tab. A 1.3, GZT / extreme Einzellast)

$\gamma_{E3} = 1$ (kein Sonderfall)

$\gamma_{E4} = 1.08$ (Tab. A 1.4, GZT / QF / $B > 0,8$ Mio.)

$$F_d = F_n \cdot \gamma_{E1} \cdot \gamma_{E2} \cdot \gamma_{E3} \cdot \gamma_{E4} \quad F_d = 85.536 \text{ kN}$$

$$\text{Reifendruck: } p_n = 0.65 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$\gamma_{EK} = 0.92$ (Tab. A 1.5, $2 \times F_d = 160 \text{ kN}$)

$$r = \sqrt{\frac{\gamma_{E2} \cdot F_n}{p_n \cdot \gamma_{EK} \cdot \pi}} \quad r = 20.636 \text{ cm}$$

$$b = \begin{cases} b_r \leftarrow \max \left(\left(\frac{\sqrt{1.6 \cdot r^2 + h_m^2} - 0.675 \cdot h_m}{r} \right) \right) & \text{if } 2 \cdot r > h_m \\ b_r \leftarrow \sqrt{1.6 \cdot r^2 + h_m^2} - \left(0.675 \cdot h_m + \frac{h_m}{2} \right) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$b = 20.636 \text{ cm}$$

$$l_v = \left[\frac{E_{ctm} \cdot h_m^3}{12 \cdot (1 - \mu^2) \cdot K} \right]^{0.25} \quad l_v = 0.919 \text{ m}$$

$$\sigma_v = \frac{m_{bL} \cdot m_{bD} \cdot F_d \cdot \left(0.55 \cdot \log \left(\frac{l_v}{b} \right) + 0.099 \cdot \frac{b}{l_v} - 0.011 \right)}{0.167 \cdot h_m^2}$$

$$\sigma_V = 1.599 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Temperatur: $m_{T1} = 1$

$$C_1 = 0.14$$

$$\delta_T = C_1 \cdot e^{\frac{-0.004 \cdot h_m}{\text{mm}}} \quad \delta_T = 0.046$$

Berechnung der kritischen Länge:

$$l_{\text{krit}} = \begin{cases} l_{\text{krit}} \leftarrow 228 \cdot \frac{h_m}{\text{mm}} \cdot \sqrt{\alpha_{cT} \cdot \gamma_{\text{tot}} \cdot \frac{E_{\text{ctm}} \cdot \text{mm}^2}{N} \cdot m_{T1} \cdot \delta_T} & \text{if } 0.8 \leq \frac{B_P}{L_P} \leq 1.25 \\ l_{\text{krit}} \leftarrow 200 \cdot \frac{h_m}{\text{mm}} \cdot \sqrt{\alpha_{cT} \cdot \gamma_{\text{tot}} \cdot \frac{E_{\text{ctm}} \cdot \text{mm}^2}{N} \cdot m_{T1} \cdot \delta_T} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$l_{\text{krit}} \cdot \text{mm}$

$$l_{\text{krit}} = 7.048 \text{ m}$$

$$B_{P,\text{red}} = m_{bA} \cdot B_P \quad B_{P,\text{red}} = 3.75 \text{ m}$$

$$m_{T2} = \begin{cases} m_{T2} \leftarrow \left(\frac{B_{P,\text{red}}}{0.9 \cdot l_{\text{krit}}} \right)^2 & \text{if } \frac{B_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} < 0.9 \\ m_{T2} \leftarrow \left(\frac{2 \cdot B_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} - 0.8 \right) & \text{if } 0.9 \leq \frac{B_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} \leq 1 \\ m_{T2} \leftarrow \frac{-2 \cdot B_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} + 3.2 & \text{if } 1 < \frac{B_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} \leq 1.1 \\ m_{T2} \leftarrow 1 & \text{if } \frac{B_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} > 1.1 \end{cases}$$

m_{T2}

$$\sigma_T = \frac{\alpha_{cT} \cdot \gamma_{\text{tot}} \cdot E_{\text{ctm}} \cdot h_m^3 \cdot m_{T1} \cdot m_{T2} \cdot \delta_T \cdot \frac{1}{\text{mm}} \cdot \frac{1}{12}}{0.167 \cdot h_m^2}$$

$$\sigma_T = 0.774 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma = (\sigma_V + \sigma_T) \cdot Ca$$

$$\sigma = 2.425 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Ausfallrate:
$$AWR2 = \text{pnorm}\left(\sigma \cdot \frac{\text{mm}^2}{N}, f_{\text{ctm.core}} \cdot \frac{\text{mm}^2}{N}, \sigma_c \cdot \frac{\text{mm}^2}{N}\right)$$

$$AWR2 = 7.929 \times 10^{-5}$$

$$AW2 = AWR2 \cdot (1 - AW1)$$

$$AW2 = 7.92 \times 10^{-5}$$

Nachweis 3 (Ermüdung Längsfuge)

Dübel faktor: $m_{bD} = 0.8$ (Tab. 4.4, Dübel und Anker)

Radlast:

Lastfaktoren Radlast: $\gamma_{E1} = 1.02$ (Tab. A 1.2, Breitreifen / Längsfuge)

$\gamma_{E2} = 0.9$ (Tab. A 1.3, GZT / Ermüdung)

$\gamma_{E3} = 1$ (kein Sonderfall)

$\gamma_{E4} = 1.1$ (Tab. A 1.4, Ermüdung / LF / $B > 0,8$ Mio.)

$$F_d = F_n \cdot \gamma_{E1} \cdot \gamma_{E2} \cdot \gamma_{E3} \cdot \gamma_{E4} \quad F_d = 50.49 \text{ kN}$$

Reifendruck:
$$p_n = 0.65 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$\gamma_{EK} = 0.92$ (Tab. A 1.5, $2 \times F_d = 160 \text{ kN}$)

$$r = \sqrt{\frac{\gamma_{E2} \cdot F_n}{p_n \cdot \gamma_{EK} \cdot \pi}} \quad r = 15.477 \text{ cm}$$

$$b = \begin{cases} b_r \leftarrow \max \left(\left(\frac{\sqrt{1.6 \cdot r^2 + h_m^2} - 0.675 \cdot h_m}{r} \right) \right) & \text{if } 2 \cdot r > h_m \\ b_r \leftarrow \sqrt{1.6 \cdot r^2 + h_m^2} - \left(0.675 \cdot h_m + \frac{h_m}{2} \right) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$b = 15.477 \cdot \text{cm}$$

$$l_v = \left[\frac{E_{ctm} \cdot h_m^3}{12 \cdot (1 - \mu^2) \cdot K} \right]^{0.25} \quad l_v = 0.919 \text{ m}$$

$$\sigma_V = \frac{m_{bL} \cdot m_{bD} \cdot F_d \cdot \left(0.55 \cdot \log \left(\frac{l_v}{b} \right) + 0.099 \cdot \frac{b}{l_v} - 0.011 \right)}{0.167 \cdot h_m^2}$$

$$\sigma_V = 1.264 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Temperatur: $m_{T1} = 1$

$$C_1 = 0.052$$

$$\delta_T = C_1 \cdot e^{\frac{-0.004 \cdot h_m}{\text{mm}}} \quad \delta_T = 0.017$$

Berechnung der kritischen Länge:

$$l_{\text{krit}} = \begin{cases} l_{\text{krit}} \leftarrow 228 \cdot \frac{h_m}{\text{mm}} \cdot \sqrt{\alpha_{cT} \cdot \gamma_{\text{tot}} \cdot \frac{E_{ctm} \cdot \text{mm}^2}{N} \cdot m_{T1} \cdot \delta_T} & \text{if } 0.8 \leq \frac{B_P}{L_P} \leq 1.25 \\ l_{\text{krit}} \leftarrow 200 \cdot \frac{h_m}{\text{mm}} \cdot \sqrt{\alpha_{cT} \cdot \gamma_{\text{tot}} \cdot \frac{E_{ctm} \cdot \text{mm}^2}{N} \cdot m_{T1} \cdot \delta_T} & \text{otherwise} \\ l_{\text{krit}} \cdot \text{mm} & \end{cases}$$

$$l_{\text{krit}} = 4.295 \text{ m}$$

$$L_{P,\text{red}} = m_{bA} \cdot L_P \quad L_{P,\text{red}} = 5 \text{ m}$$

$$m_{T2} = \begin{cases} m_{T2} \leftarrow \left(\frac{L_{P,\text{red}}}{0.9 \cdot l_{\text{krit}}} \right)^2 & \text{if } \frac{L_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} < 0.9 \\ m_{T2} \leftarrow \left(\frac{2 \cdot L_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} - 0.8 \right) & \text{if } 0.9 \leq \frac{L_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} \leq 1 \\ m_{T2} \leftarrow \frac{-2 \cdot L_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} + 3.2 & \text{if } 1 < \frac{L_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} \leq 1.1 \\ m_{T2} \leftarrow 1 & \text{if } \frac{L_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} > 1.1 \end{cases}$$

$$\sigma_T = \frac{\alpha_{cT} \cdot \gamma_{\text{tot}} \cdot E_{\text{ctm}} \cdot h_m^3 \cdot m_{T1} \cdot m_{T2} \cdot \delta_T \cdot \frac{1}{\text{mm}} \cdot \frac{1}{12}}{0.167 \cdot h_m^2}$$

$$\sigma_T = 0.822 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma = (\sigma_V + \sigma_T) \cdot Ca$$

$$\sigma = 2.132 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

B-Zahl am Kalibrungspunkt: $B_K = 26180000$

$\gamma_{QL} = 0.018$ (Tabelle 7.2, Längsfuge)

$$B_n = B_K \cdot \gamma_{QL} \quad B_n = 4.712 \times 10^5$$

erforderliche Betonfestigkeit damit die mögliche Lastwechselzahl $\geq B_K$ ist:

$$f_{ct} = \left(\frac{\log(B_n)}{6.67} + 0.6526 \right) \cdot \sigma \quad f_{ct} = 3.204 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Ausfallrate: $AWR3 = \text{pnorm} \left(f_{ct} \cdot \frac{\text{mm}^2}{N}, f_{\text{ctm,core}} \cdot \frac{\text{mm}^2}{N}, \sigma_c \cdot \frac{\text{mm}^2}{N} \right)$

$$AWR3 = 1.695 \times 10^{-3}$$

$$AW3 = AWR3 \cdot [1 - (AW1 + AW2)]$$

$$AW3 = 1.693 \times 10^{-3}$$

Nachweis 4 (Ermüdung Querfuge)

Dübelfaktor: $m_{bD} = 0.7$ (Tab. 4.4, Dübel und Anker)

Radlast:

Lastfaktoren Radlast: $\gamma_{E1} = 1.07$ (Tab. A 1.2, Breitreifen / Längsfuge)

$\gamma_{E2} = 0.9$ (Tab. A 1.3, GZT / Ermüdung)

$\gamma_{E3} = 1$ (kein Sonderfall)

$\gamma_{E4} = 1.24$ (Tab. A 1.4, Ermüdung / QF / $B > 0,8$ Mio.)

$$F_d = F_n \cdot \gamma_{E1} \cdot \gamma_{E2} \cdot \gamma_{E3} \cdot \gamma_{E4} \quad F_d = 59.706 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Reifendruck: } p_n = 0.65 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$\gamma_{EK} = 0.92$ (Tab. A 1.5, $2 \times F_d = 160 \text{ kN}$)

$$r = \sqrt{\frac{\gamma_{E2} \cdot F_n}{p_n \cdot \gamma_{EK} \cdot \pi}} \quad r = 15.477 \cdot \text{cm}$$

$$b = \begin{cases} b_r \leftarrow \max \left(\left(\frac{\sqrt{1.6 \cdot r^2 + h_m^2} - 0.675 \cdot h_m}{r} \right) \right) & \text{if } 2 \cdot r > h_m \\ b_r \leftarrow \sqrt{1.6 \cdot r^2 + h_m^2} - \left(0.675 \cdot h_m + \frac{h_m}{2} \right) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$b = 15.477 \cdot \text{cm}$$

$$l_v = \left[\frac{E_{ctm} \cdot h_m^3}{12 \cdot (1 - \mu^2) \cdot K} \right]^{0.25} \quad l_v = 0.919 \text{ m}$$

$$\sigma_V = \frac{m_{bL} \cdot m_{bD} \cdot F_d \cdot \left(0.55 \cdot \log \left(\frac{l_v}{b} \right) + 0.099 \cdot \frac{b}{l_v} - 0.011 \right)}{0.167 \cdot h_m^2}$$

$$\sigma_V = 1.308 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Temperatur: $m_{T1} = 1$

$$C_1 = 0.052$$

$$\delta_T = C_1 \cdot e^{\frac{-0.004 \cdot h_m}{\text{mm}}} \quad \delta_T = 0.017$$

Berechnung der kritischen Länge:

$$l_{\text{krit}} = \begin{cases} l_{\text{krit}} \leftarrow 228 \cdot \frac{h_m}{\text{mm}} \cdot \sqrt{\alpha_{cT} \cdot \gamma_{\text{tot}} \cdot \frac{E_{\text{ctm}} \cdot \text{mm}^2}{N} \cdot m_{T1} \cdot \delta_T} & \text{if } 0.8 \leq \frac{B_P}{L_P} \leq 1.25 \\ l_{\text{krit}} \leftarrow 200 \cdot \frac{h_m}{\text{mm}} \cdot \sqrt{\alpha_{cT} \cdot \gamma_{\text{tot}} \cdot \frac{E_{\text{ctm}} \cdot \text{mm}^2}{N} \cdot m_{T1} \cdot \delta_T} & \text{otherwise} \\ l_{\text{krit}} \cdot \text{mm} & \end{cases}$$

$$l_{\text{krit}} = 4.295 \text{ m}$$

$$B_{P,\text{red}} = m_{bA} \cdot B_P \quad B_{P,\text{red}} = 3.75 \text{ m}$$

$$m_{T2} = \begin{cases} m_{T2} \leftarrow \left(\frac{B_{P,\text{red}}}{0.9 \cdot l_{\text{krit}}} \right)^2 & \text{if } \frac{B_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} < 0.9 \\ m_{T2} \leftarrow \left(\frac{2 \cdot B_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} - 0.8 \right) & \text{if } 0.9 \leq \frac{B_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} \leq 1 \\ m_{T2} \leftarrow \frac{-2 \cdot B_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} + 3.2 & \text{if } 1 < \frac{B_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} \leq 1.1 \\ m_{T2} \leftarrow 1 & \text{if } \frac{B_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} > 1.1 \\ m_{T2} & \end{cases}$$

$$\sigma_T = \frac{\alpha_{cT} \cdot \gamma_{\text{tot}} \cdot E_{\text{ctm}} \cdot h_m^3 \cdot m_{T1} \cdot m_{T2} \cdot \delta_T \cdot \frac{1}{\text{mm}} \cdot \frac{1}{12}}{0.167 \cdot h_m^2}$$

$$\sigma_T = 0.774 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma = (\sigma_V + \sigma_T) \cdot Ca$$

$$\sigma = 2.127 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\gamma_{QL} = 0.7 \quad (\text{Tabelle 7.2, Querfuge})$$

$$B_n = B_K \cdot \gamma_{QL} \quad B_n = 1.833 \times 10^7$$

erforderliche Betonfestigkeit damit die mögliche Lastwechselzahl $\geq B_K$ ist:

$$f_{ct} = \left(\frac{\log(B_n)}{6.67} + 0.6526 \right) \cdot \sigma \quad f_{ct} = 3.704 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Ausfallrate:
$$AWR4 = \text{pnorm} \left(f_{ct} \cdot \frac{\text{mm}^2}{N}, f_{ctm.core} \cdot \frac{\text{mm}^2}{N}, \sigma_c \cdot \frac{\text{mm}^2}{N} \right)$$

$$AWR4 = 8.506 \times 10^{-3}$$

$$AW4 = AWR4 \cdot [1 - (AW1 + AW2 + AW3)]$$

$$AW4 = 8.48 \times 10^{-3}$$

Gesamtausfallrate:

$$AW = AW1 + AW2 + AW3 + AW4$$

$$AW = 0.0115$$

Prognoserechnung

B-Zahl: $B_{\text{Prog}} = 120000000$



Lagerungsfaktor: $m_{bL} = 0.95$ (Tab. A2.1, HGT, AZSuB / $B > 0.8$ Mio) **leichte Erhöhung (RDO 0,88)**

Nachweis 1 (GZT Längsfuge)

Dübelfaktor: $m_{bD} = 0.8$ (Dübel und Anker)

Radlast:

Lastfaktoren Radlast: $\gamma_{E1} = 0.95$ (Tab. A 1.2, Zwillingrad / Längsfuge)

$\gamma_{E2} = 1.6$ (Tab. A 1.3, GZT / extreme Einzellast)

$\gamma_{E3} = 1$ (kein Sonderfall)

$\gamma_{E4} = 1.03$ (Tab. A 1.4, GZT / LF / $B > 0,8$ Mio.)

$$F_d = F_n \cdot \gamma_{E1} \cdot \gamma_{E2} \cdot \gamma_{E3} \cdot \gamma_{E4} \quad F_d = 78.28 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Reifendruck: } p_n = 0.65 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\gamma_{EK} = 0.92 \quad (\text{Tab. A 1.5, } 2 \times F_d = 160 \text{ kN})$$

$$r = \sqrt{\frac{\gamma_{E2} \cdot F_n}{p_n \cdot \gamma_{EK} \cdot \pi}} \quad r = 20.636 \cdot \text{cm}$$

$$b = \begin{cases} b_r \leftarrow \max \left(\left(\frac{\sqrt{1.6 \cdot r^2 + h_m^2} - 0.675 \cdot h_m}{r} \right) \right) & \text{if } 2 \cdot r > h_m \\ b_r \leftarrow \sqrt{1.6 \cdot r^2 + h_m^2} - \left(0.675 \cdot h_m + \frac{h_m}{2} \right) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$b = 20.636 \cdot \text{cm}$$

$$l_v = \left[\frac{E_{ctm} \cdot h_m^3}{12 \cdot (1 - \mu^2) \cdot K} \right]^{0.25} \quad l_v = 0.919 \text{ m}$$

$$\sigma_V = \frac{m_{bL} \cdot m_{bD} \cdot F_d \cdot \left(0.55 \cdot \log\left(\frac{l_v}{b}\right) + 0.099 \cdot \frac{b}{l_v} - 0.011 \right)}{0.167 \cdot h_m^2}$$

$$\sigma_V = 1.673 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Temperatur: $m_{T1} = 1$

$$C_1 = 0.14$$

$$\delta_T = C_1 \cdot e^{\frac{-0.004 \cdot h_m}{\text{mm}}} \quad \delta_T = 0.046$$

Berechnung der kritischen Länge:

$$l_{\text{krit}} = \begin{cases} l_{\text{krit}} \leftarrow 228 \cdot \frac{h_m}{\text{mm}} \cdot \sqrt{\alpha_{cT} \cdot \gamma_{\text{tot}} \cdot \frac{E_{\text{ctm}} \cdot \text{mm}^2}{N} \cdot m_{T1} \cdot \delta_T} & \text{if } 0.8 \leq \frac{B_P}{L_P} \leq 1.25 \\ l_{\text{krit}} \leftarrow 200 \cdot \frac{h_m}{\text{mm}} \cdot \sqrt{\alpha_{cT} \cdot \gamma_{\text{tot}} \cdot \frac{E_{\text{ctm}} \cdot \text{mm}^2}{N} \cdot m_{T1} \cdot \delta_T} & \text{otherwise} \\ l_{\text{krit}} \cdot \text{mm} & \end{cases}$$

$$l_{\text{krit}} = 7.048 \text{ m}$$

$$L_{P,\text{red}} = m_{bA} \cdot L_P \quad L_{P,\text{red}} = 5 \text{ m}$$

$$m_{T2} = \begin{cases} m_{T2} \leftarrow \left(\frac{L_{P.red}}{0.9 \cdot l_{krit}} \right)^2 & \text{if } \frac{L_{P.red}}{l_{krit}} < 0.9 \\ m_{T2} \leftarrow \left(\frac{2 \cdot L_{P.red}}{l_{krit}} - 0.8 \right) & \text{if } 0.9 \leq \frac{L_{P.red}}{l_{krit}} \leq 1 \\ m_{T2} \leftarrow \frac{-2 \cdot L_{P.red}}{l_{krit}} + 3.2 & \text{if } 1 < \frac{L_{P.red}}{l_{krit}} \leq 1.1 \\ m_{T2} \leftarrow 1 & \text{if } \frac{L_{P.red}}{l_{krit}} > 1.1 \\ m_{T2} & \end{cases}$$

$$\sigma_T = \frac{\alpha_{cT} \cdot \gamma_{tot} \cdot E_{ctm} \cdot h_m^3 \cdot m_{T1} \cdot m_{T2} \cdot \delta_T \cdot \frac{1}{mm} \cdot \frac{1}{12}}{0.167 \cdot h_m^2}$$

$$\sigma_T = 1.375 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma = (\sigma_V + \sigma_T) \cdot Ca$$

$$\sigma = 3.115 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$\text{Ausfallrate: } AW1 = \text{pnorm} \left(\sigma \cdot \frac{mm^2}{N}, f_{ctm.core} \cdot \frac{mm^2}{N}, \sigma_c \cdot \frac{mm^2}{N} \right)$$

$$AW1 = 1.234 \times 10^{-3}$$

Nachweis 2 (GZT Querfuge)

Dübelfaktor: $m_{bD} = 0.7$ (Tab. 4.4, Dübel und Anker, Querfuge)

Radlast:

Lastfaktoren Radlast: $\gamma_{E1} = 0.99$ (Tab. A 1.2, Zwillingrad / Querfuge)

$\gamma_{E2} = 1.6$ (Tab. A 1.3, GZT / extreme Einzellast)

$\gamma_{E3} = 1$ (kein Sonderfall)

$\gamma_{E4} = 1.08$ (Tab. A 1.4, GZT / QF / B > 0,8 Mio.)

$$F_d = F_n \cdot \gamma_{E1} \cdot \gamma_{E2} \cdot \gamma_{E3} \cdot \gamma_{E4} \quad F_d = 85.536 \text{ kN}$$

Reifendruck: $p_n = 0.65 \frac{N}{\text{mm}^2}$

$\gamma_{EK} = 0.92$ (Tab. A 1.5, 2 x Fd=160kN)

$$r = \sqrt{\frac{\gamma_{E2} \cdot F_n}{p_n \cdot \gamma_{EK} \cdot \pi}} \quad r = 20.636 \cdot \text{cm}$$

$$b = \begin{cases} b_r \leftarrow \max \left(\left(\frac{\sqrt{1.6 \cdot r^2 + h_m^2} - 0.675 \cdot h_m}{r} \right) \right) & \text{if } 2 \cdot r > h_m \\ b_r \leftarrow \sqrt{1.6 \cdot r^2 + h_m^2} - \left(0.675 \cdot h_m + \frac{h_m}{2} \right) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$b = 20.636 \cdot \text{cm}$

$$l_v = \left[\frac{E_{ctm} \cdot h_m^3}{12 \cdot (1 - \mu^2) \cdot K} \right]^{0.25} \quad l_v = 0.919 \text{m}$$

$$\sigma_V = \frac{m_{bL} \cdot m_{bD} \cdot F_d \cdot \left(0.55 \cdot \log \left(\frac{l_v}{b} \right) + 0.099 \cdot \frac{b}{l_v} - 0.011 \right)}{0.167 \cdot h_m^2}$$

$$\sigma_V = 1.599 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Temperatur: $m_{T1} = 1$

$C_1 = 0.14$

$$\delta_T = C_1 \cdot e^{\frac{-0.004 \cdot h_m}{\text{mm}}} \quad \delta_T = 0.046$$

Berechnung der kritischen Länge:

$$l_{\text{krit}} = \begin{cases} l_{\text{krit}} \leftarrow 228 \cdot \frac{h_m}{\text{mm}} \cdot \sqrt{\alpha_{cT} \cdot \gamma_{\text{tot}} \cdot \frac{E_{\text{ctm}} \cdot \text{mm}^2}{N} \cdot m_{T1} \cdot \delta_T} & \text{if } 0.8 \leq \frac{B_P}{L_P} \leq 1.25 \\ l_{\text{krit}} \leftarrow 200 \cdot \frac{h_m}{\text{mm}} \cdot \sqrt{\alpha_{cT} \cdot \gamma_{\text{tot}} \cdot \frac{E_{\text{ctm}} \cdot \text{mm}^2}{N} \cdot m_{T1} \cdot \delta_T} & \text{otherwise} \\ l_{\text{krit}} \cdot \text{mm} \end{cases}$$

$$l_{\text{krit}} = 7.048 \text{ m}$$

$$B_{P,\text{red}} = m_{bA} \cdot B_P \quad B_{P,\text{red}} = 3.75 \text{ m}$$

$$m_{T2} = \begin{cases} m_{T2} \leftarrow \left(\frac{B_{P,\text{red}}}{0.9 \cdot l_{\text{krit}}} \right)^2 & \text{if } \frac{B_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} < 0.9 \\ m_{T2} \leftarrow \left(\frac{2 \cdot B_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} - 0.8 \right) & \text{if } 0.9 \leq \frac{B_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} \leq 1 \\ m_{T2} \leftarrow \frac{-2 \cdot B_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} + 3.2 & \text{if } 1 < \frac{B_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} \leq 1.1 \\ m_{T2} \leftarrow 1 & \text{if } \frac{B_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} > 1.1 \\ m_{T2} \end{cases}$$

$$\sigma_T = \frac{\alpha_{cT} \cdot \gamma_{\text{tot}} \cdot E_{\text{ctm}} \cdot h_m^3 \cdot m_{T1} \cdot m_{T2} \cdot \delta_T \cdot \frac{1}{\text{mm}} \cdot \frac{1}{12}}{0.167 \cdot h_m^2}$$

$$\sigma_T = 0.774 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma = (\sigma_V + \sigma_T) \cdot Ca$$

$$\sigma = 2.425 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Ausfallrate:
$$AWR2 = \text{pnorm}\left(\sigma \cdot \frac{\text{mm}^2}{N}, f_{\text{ctm.core}} \cdot \frac{\text{mm}^2}{N}, \sigma_c \cdot \frac{\text{mm}^2}{N}\right)$$

$$AWR2 = 7.929 \times 10^{-5}$$

$$AW2 = AWR2 \cdot (1 - AW1)$$

$$AW2 = 7.92 \times 10^{-5}$$

Nachweis 3 (Ermüdung Längsfuge)

Dübelfaktor: $m_{bD} = 0.8$ (Tab. 4.4, Dübel und Anker)

Radlast:

Lastfaktoren Radlast: $\gamma_{E1} = 1.02$ (Tab. A 1.2, Breitreifen / Längsfuge)

$\gamma_{E2} = 0.9$ (Tab. A 1.3, GZT / Ermüdung)

$\gamma_{E3} = 1$ (kein Sonderfall)

$\gamma_{E4} = 1.1$ (Tab. A 1.4, Ermüdung / LF / B > 0,8 Mio.)

$$F_d = F_n \cdot \gamma_{E1} \cdot \gamma_{E2} \cdot \gamma_{E3} \cdot \gamma_{E4} \quad F_d = 50.49 \text{ kN}$$

Reifendruck:
$$p_n = 0.65 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$\gamma_{EK} = 0.92$ (Tab. A 1.5, 2 x F_d=160kN)

$$r = \sqrt{\frac{\gamma_{E2} \cdot F_n}{p_n \cdot \gamma_{EK} \cdot \pi}} \quad r = 15.477 \text{ cm}$$

$$b = \begin{cases} b_r \leftarrow \max\left(\left(\frac{\sqrt{1.6 \cdot r^2 + h_m^2} - 0.675 \cdot h_m}{r}\right)\right) & \text{if } 2 \cdot r > h_m \\ b_r \leftarrow \sqrt{1.6 \cdot r^2 + h_m^2} - \left(0.675 \cdot h_m + \frac{h_m}{2}\right) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$b = 15.477 \text{ cm}$$

$$l_v = \left[\frac{E_{ctm} \cdot h_m^3}{12 \cdot (1 - \mu^2) \cdot K} \right]^{-0.25} \quad l_v = 0.919 \text{ m}$$

$$\sigma_V = \frac{m_{bL} \cdot m_{bD} \cdot F_d \cdot \left(0.55 \cdot \log\left(\frac{l_v}{b}\right) + 0.099 \cdot \frac{b}{l_v} - 0.011 \right)}{0.167 \cdot h_m^2}$$

$$\sigma_V = 1.264 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Temperatur: $m_{T1} = 1$

$$C_1 = 0.052$$

$$\delta_T = C_1 \cdot e^{\frac{-0.004 \cdot h_m}{\text{mm}}} \quad \delta_T = 0.017$$

Berechnung der kritischen Länge:

$$l_{\text{krit}} = \begin{cases} l_{\text{krit}} \leftarrow 228 \cdot \frac{h_m}{\text{mm}} \cdot \sqrt{\alpha_{cT} \cdot \gamma_{\text{tot}} \cdot \frac{E_{ctm} \cdot \text{mm}^2}{N} \cdot m_{T1} \cdot \delta_T} & \text{if } 0.8 \leq \frac{B_P}{L_P} \leq 1.25 \\ l_{\text{krit}} \leftarrow 200 \cdot \frac{h_m}{\text{mm}} \cdot \sqrt{\alpha_{cT} \cdot \gamma_{\text{tot}} \cdot \frac{E_{ctm} \cdot \text{mm}^2}{N} \cdot m_{T1} \cdot \delta_T} & \text{otherwise} \\ l_{\text{krit}} \cdot \text{mm} & \end{cases}$$

$$l_{\text{krit}} = 4.295 \text{ m}$$

$$L_{P,\text{red}} = m_{bA} \cdot L_P \quad L_{P,\text{red}} = 5 \text{ m}$$

$$m_{T2} = \begin{cases} m_{T2} \leftarrow \left(\frac{L_{P,\text{red}}}{0.9 \cdot l_{\text{krit}}} \right)^2 & \text{if } \frac{L_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} < 0.9 \\ m_{T2} \leftarrow \left(\frac{2 \cdot L_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} - 0.8 \right) & \text{if } 0.9 \leq \frac{L_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} \leq 1 \\ m_{T2} \leftarrow \frac{-2 \cdot L_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} + 3.2 & \text{if } 1 < \frac{L_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} \leq 1.1 \\ m_{T2} \leftarrow 1 & \text{if } \frac{L_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} > 1.1 \\ m_{T2} & \end{cases}$$

$$\sigma_T = \frac{\alpha_{cT} \cdot \gamma_{tot} \cdot E_{ctm} \cdot h_m^3 \cdot m_{T1} \cdot m_{T2} \cdot \delta_T \cdot \frac{1}{mm} \cdot \frac{1}{12}}{0.167 \cdot h_m^2}$$

$$\sigma_T = 0.822 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma = (\sigma_V + \sigma_T) \cdot Ca$$

$$\sigma = 2.132 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$\gamma_{QL} = 0.018 \quad (\text{Tabelle 7.2, Längsfuge})$$

$$B_n = B_{\text{Prog}} \cdot \gamma_{QL} \quad B_n = 2.16 \times 10^6$$

erforderliche Betonfestigkeit damit die mögliche Lastwechselzahl $\geq B_K$ ist:

$$f_{ct} = \left(\frac{\log(B_n)}{6.67} + 0.6526 \right) \cdot \sigma \quad f_{ct} = 3.416 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$\text{Ausfallrate:} \quad \text{AWR3} = \text{pnorm} \left(f_{ct} \cdot \frac{mm^2}{N}, f_{ctm,core} \cdot \frac{mm^2}{N}, \sigma_c \cdot \frac{mm^2}{N} \right)$$

$$\text{AWR3} = 3.464 \times 10^{-3}$$

$$\text{AW3} = \text{AWR3} \cdot [1 - (\text{AW1} + \text{AW2})]$$

$$\text{AW3} = 3.46 \times 10^{-3}$$

Nachweis 4 (Ermüdung Querfuge)

Dübelfaktor: $m_{bD} = 0.7$ (Tab. 4.4, Dübel und Anker)

Lagerungsfaktor: $m_{bL} = 0.95$ (Tab. A2.1, HGT, AZSuB / $B > 0.8$ Mio) **leichte Erhöhung (RDO 0,88)**

Radlast:

Lastfaktoren Radlast: $\gamma_{E1} = 1.07$ (Tab. A 1.2, Breitreifen / Längsfuge)

$$\gamma_{E2} = 0.9 \quad (\text{Tab. A 1.3, GZT / Ermüdung})$$

$$\gamma_{E3} = 1 \quad (\text{kein Sonderfall})$$

$$\gamma_{E4} = 1.24 \quad (\text{Tab. A 1.4, Ermüdung / QF / } B > 0,8 \text{ Mio.)}$$

$$F_d = F_n \cdot \gamma_{E1} \cdot \gamma_{E2} \cdot \gamma_{E3} \cdot \gamma_{E4} \quad F_d = 59.706 \cdot \text{kN}$$

Reifendruck: $p_n = 0.65 \frac{N}{\text{mm}^2}$

$$\gamma_{EK} = 0.92 \quad (\text{Tab. A 1.5, } 2 \times F_d = 160 \text{ kN})$$

$$r = \sqrt{\frac{\gamma_{E2} \cdot F_n}{p_n \cdot \gamma_{EK} \cdot \pi}} \quad r = 15.477 \text{ cm}$$

$$b = \begin{cases} b_r \leftarrow \max \left(\left(\frac{\sqrt{1.6 \cdot r^2 + h_m^2} - 0.675 \cdot h_m}{r} \right) \right) & \text{if } 2 \cdot r > h_m \\ b_r \leftarrow \sqrt{1.6 \cdot r^2 + h_m^2} - \left(0.675 \cdot h_m + \frac{h_m}{2} \right) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$b = 15.477 \text{ cm}$$

$$l_v = \left[\frac{E_{ctm} \cdot h_m^3}{12 \cdot (1 - \mu^2) \cdot K} \right]^{0.25} \quad l_v = 0.919 \text{ m}$$

$$\sigma_V = \frac{m_{bL} \cdot m_{bD} \cdot F_d \cdot \left(0.55 \cdot \log \left(\frac{l_v}{b} \right) + 0.099 \cdot \frac{b}{l_v} - 0.011 \right)}{0.167 \cdot h_m^2}$$

$$\sigma_V = 1.308 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Temperatur: $m_{T1} = 1$

$$C_1 = 0.052$$

$$\delta_T = C_1 \cdot e^{\frac{-0.004 \cdot h_m}{\text{mm}}} \quad \delta_T = 0.017$$

Berechnung der kritischen Länge:

$$l_{\text{krit}} = \begin{cases} l_{\text{krit}} \leftarrow 228 \cdot \frac{h_m}{\text{mm}} \cdot \sqrt{\alpha_{cT} \cdot \gamma_{\text{tot}} \cdot \frac{E_{\text{ctm}} \cdot \text{mm}^2}{N} \cdot m_{T1} \cdot \delta_T} & \text{if } 0.8 \leq \frac{B_P}{L_P} \leq 1.25 \\ l_{\text{krit}} \leftarrow 200 \cdot \frac{h_m}{\text{mm}} \cdot \sqrt{\alpha_{cT} \cdot \gamma_{\text{tot}} \cdot \frac{E_{\text{ctm}} \cdot \text{mm}^2}{N} \cdot m_{T1} \cdot \delta_T} & \text{otherwise} \\ l_{\text{krit}} \cdot \text{mm} \end{cases}$$

$$l_{\text{krit}} = 4.295 \text{ m}$$

$$B_{P,\text{red}} = m_{bA} \cdot B_P \quad B_{P,\text{red}} = 3.75 \text{ m}$$

$$m_{T2} = \begin{cases} m_{T2} \leftarrow \left(\frac{B_{P,\text{red}}}{0.9 \cdot l_{\text{krit}}} \right)^2 & \text{if } \frac{B_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} < 0.9 \\ m_{T2} \leftarrow \left(\frac{2 \cdot B_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} - 0.8 \right) & \text{if } 0.9 \leq \frac{B_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} \leq 1 \\ m_{T2} \leftarrow \frac{-2 \cdot B_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} + 3.2 & \text{if } 1 < \frac{B_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} \leq 1.1 \\ m_{T2} \leftarrow 1 & \text{if } \frac{B_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} > 1.1 \\ m_{T2} \end{cases}$$

$$\sigma_T = \frac{\alpha_{cT} \cdot \gamma_{\text{tot}} \cdot E_{\text{ctm}} \cdot h_m^3 \cdot m_{T1} \cdot m_{T2} \cdot \delta_T \cdot \frac{1}{\text{mm}} \cdot \frac{1}{12}}{0.167 \cdot h_m^2}$$

$$\sigma_T = 0.774 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma = (\sigma_V + \sigma_T) \cdot Ca$$

$$\sigma = 2.127 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\gamma_{QL} = 0.7 \quad (\text{Tabelle 7.2, Querfuge})$$

$$B_n = B_{\text{Prog}} \cdot \gamma_{QL} \quad B_n = 8.4 \times 10^7$$

erforderliche Betonfestigkeit damit die mögliche Lastwechselzahl $\geq B_K$ ist:

$$f_{ct} = \left(\frac{\log(B_n)}{6.67} + 0.6526 \right) \cdot \sigma \quad f_{ct} = 3.915 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\text{Ausfallrate:} \quad \text{AWR4} = \text{pnorm} \left(f_{ct} \cdot \frac{\text{mm}^2}{N}, f_{ctm.core} \cdot \frac{\text{mm}^2}{N}, \sigma_c \cdot \frac{\text{mm}^2}{N} \right)$$

$$\text{AWR4} = 0.015$$

$$\text{AW4} = \text{AWR4} \cdot [1 - (\text{AW1} + \text{AW2} + \text{AW3})]$$

$$\text{AW4} = 0.015$$



Gesamtausfallrate:

$$\text{AW} = \text{AW1} + \text{AW2} + \text{AW3} + \text{AW4}$$

$$\text{AW} = 0.02$$

$$\text{noch ertragbare Lastwechselzahl:} \quad \Delta B = B_{\text{Prog}} - B_K$$

$$\Delta B = 9.382 \times 10^7$$

Berechnung der Restsubstanz - A3 RF Frankfurt



Parameter für alle Nachweise

Plattengeometrie: $L_P = 4000\text{mm}$ $B_P = 3750\text{mm}$

Plattendicke Beton: mittlere Dicke: $h_m = 240\text{mm}$

Standardabweichung: $\sigma_h = 20\text{mm}$

Bettungszahl: $K = 0.12 \frac{\text{N}}{\text{mm}^3}$ (weiche Bettung)

Betonfestigkeit: $f_{\text{ctm,core}} = 5.7 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ $\sigma_c = 0.54 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

$E_{\text{ctm}} = 45000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ $\mu = 0.2$ $\gamma_{\text{tot}} = 0.67$

$\alpha_{\text{cT}} = 11.5 \cdot 10^{-6}$

Radlast: $F_n = 50\text{kN}$

Kontaktfaktor: $m_{bA} = 1$ (Tabelle A 2.2, HGT)

Lagerungsfaktor: $m_{bL} = 0.95$ (HGT, AZSuB / $B > 0.8$ Mio) **leichte Erhöhung (RDO 0,88)**

Kalibrierungsfaktor: **$C_a = 1.11$**

Nachweis 1 (GZT Längsfuge)

Dübelfaktor: $m_{bD} = 0.8$ (Dübel und Anker)

Radlast:

Lastfaktoren Radlast: $\gamma_{E1} = 0.95$ (Tab. A 1.2, Zwillingrad / Längsfuge)

$\gamma_{E2} = 1.6$ (Tab. A 1.3, GZT / extreme Einzellast)

$\gamma_{E3} = 1$ (kein Sonderfall)

$\gamma_{E4} = 1.03$ (Tab. A 1.4, GZT / LF / $B > 0,8$ Mio.)

$F_d = F_n \cdot \gamma_{E1} \cdot \gamma_{E2} \cdot \gamma_{E3} \cdot \gamma_{E4}$ $F_d = 78.28 \cdot \text{kN}$

$$\text{Reifendruck: } p_n = 0.65 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\gamma_{EK} = 0.92 \quad (\text{Tab. A 1.5, } 2 \times F_d = 160 \text{ kN})$$

$$r = \sqrt{\frac{\gamma_{E2} \cdot F_n}{p_n \cdot \gamma_{EK} \cdot \pi}} \quad r = 20.636 \cdot \text{cm}$$

$$b = \begin{cases} b_r \leftarrow \max \left(\left(\frac{\sqrt{1.6 \cdot r^2 + h_m^2} - 0.675 \cdot h_m}{r} \right) \right) & \text{if } 2 \cdot r > h_m \\ b_r \leftarrow \sqrt{1.6 \cdot r^2 + h_m^2} - \left(0.675 \cdot h_m + \frac{h_m}{2} \right) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$b = 20.636 \cdot \text{cm}$$

$$l_v = \left[\frac{E_{ctm} \cdot h_m^3}{12 \cdot (1 - \mu^2) \cdot K} \right]^{0.25} \quad l_v = 0.819 \text{ m}$$

$$\sigma_V = \frac{m_{bL} \cdot m_{bD} \cdot F_d \cdot \left(0.55 \cdot \log \left(\frac{l_v}{b} \right) + 0.099 \cdot \frac{b}{l_v} - 0.011 \right)}{0.167 \cdot h_m^2}$$

$$\sigma_V = 2.123 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Temperatur: $m_{T1} = 1$

$$C_1 = 0.14$$

$$\delta_T = C_1 \cdot e^{-\frac{0.004 \cdot h_m}{\text{mm}}} \quad \delta_T = 0.054$$

Berechnung der kritischen Länge:

$$l_{\text{krit}} = \begin{cases} l_{\text{krit}} \leftarrow 228 \cdot \frac{h_m}{\text{mm}} \cdot \sqrt{\alpha_{cT} \cdot \gamma_{\text{tot}} \cdot \frac{E_{ctm} \cdot \text{mm}^2}{N} \cdot m_{T1} \cdot \delta_T} & \text{if } 0.8 \leq \frac{B_P}{L_P} \leq 1.25 \\ l_{\text{krit}} \leftarrow 200 \cdot \frac{h_m}{\text{mm}} \cdot \sqrt{\alpha_{cT} \cdot \gamma_{\text{tot}} \cdot \frac{E_{ctm} \cdot \text{mm}^2}{N} \cdot m_{T1} \cdot \delta_T} & \text{otherwise} \\ l_{\text{krit}} \cdot \text{mm} & \end{cases}$$

$$l_{\text{krit}} = 7.46 \text{ m}$$

$$L_{P,\text{red}} = m_{bA} \cdot L_P \quad L_{P,\text{red}} = 4 \text{ m}$$

$$m_{T2} = \begin{cases} m_{T2} \leftarrow \left(\frac{L_{P,\text{red}}}{0.9 \cdot l_{\text{krit}}} \right)^2 & \text{if } \frac{L_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} < 0.9 \\ m_{T2} \leftarrow \left(\frac{2 \cdot L_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} - 0.8 \right) & \text{if } 0.9 \leq \frac{L_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} \leq 1 \\ m_{T2} \leftarrow \frac{-2 \cdot L_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} + 3.2 & \text{if } 1 < \frac{L_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} \leq 1.1 \\ m_{T2} \leftarrow 1 & \text{if } \frac{L_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} > 1.1 \\ m_{T2} \end{cases}$$

$$\sigma_T = \frac{\alpha_{cT} \cdot \gamma_{\text{tot}} \cdot E_{\text{ctm}} \cdot h_m^3 \cdot m_{T1} \cdot m_{T2} \cdot \delta_T \cdot \frac{1}{\text{mm}} \cdot \frac{1}{12}}{0.167 \cdot h_m^2}$$

$$\sigma_T = 0.79 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma = (\sigma_V + \sigma_T) \cdot Ca$$

$$\sigma = 3.233 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\text{Ausfallrate:} \quad AW1 = \text{pnorm} \left(\sigma \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{N}}, f_{\text{ctm,core}} \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{N}}, \sigma_c \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{N}} \right)$$

$$AW1 = 2.46 \times 10^{-6}$$

Nachweis 2 (GZT Querfuge)

Dübelfaktor: $m_{bD} = 0.7$ (Tab. 4.4, Dübel und Anker, Querfuge)

Radlast:

Lastfaktoren Radlast: $\gamma_{E1} = 0.99$ (Tab. A 1.2, Zwillingrad / Querfuge)

$\gamma_{E2} = 1.6$ (Tab. A 1.3, GZT / extreme Einzellast)

$\gamma_{E3} = 1$ (kein Sonderfall)

$\gamma_{E4} = 1.08$ (Tab. A 1.4, GZT / QF / B > 0,8 Mio.)

$$F_d = F_n \cdot \gamma_{E1} \cdot \gamma_{E2} \cdot \gamma_{E3} \cdot \gamma_{E4} \quad F_d = 85.536 \text{ kN}$$

Reifendruck: $p_n = 0.65 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

$\gamma_{EK} = 0.92$ (Tab. A 1.5, 2 x Fd=160kN)

$$r = \sqrt{\frac{\gamma_{E2} \cdot F_n}{p_n \cdot \gamma_{EK} \cdot \pi}} \quad r = 20.636 \cdot \text{cm}$$

$$b = \begin{cases} b_r \leftarrow \max \left(\left(\frac{\sqrt{1.6 \cdot r^2 + h_m^2} - 0.675 \cdot h_m}{r} \right) \right) & \text{if } 2 \cdot r > h_m \\ b_r \leftarrow \sqrt{1.6 \cdot r^2 + h_m^2} - \left(0.675 \cdot h_m + \frac{h_m}{2} \right) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$b = 20.636 \cdot \text{cm}$

$$l_v = \left[\frac{E_{ctm} \cdot h_m^3}{12 \cdot (1 - \mu^2) \cdot K} \right]^{0.25} \quad l_v = 0.819 \text{ m}$$

$$\sigma_V = \frac{m_{bL} \cdot m_{bD} \cdot F_d \cdot \left(0.55 \cdot \log \left(\frac{l_v}{b} \right) + 0.099 \cdot \frac{b}{l_v} - 0.011 \right)}{0.167 \cdot h_m^2}$$

$$\sigma_V = 2.03 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Temperatur: $m_{T1} = 1$

$C_1 = 0.14$

$$\delta_T = C_1 \cdot e^{\frac{-0.004 \cdot h_m}{\text{mm}}} \quad \delta_T = 0.054$$

Berechnung der kritischen Länge:

$$l_{\text{krit}} = \begin{cases} l_{\text{krit}} \leftarrow 228 \cdot \frac{h_m}{\text{mm}} \cdot \sqrt{\alpha_{cT} \cdot \gamma_{\text{tot}} \cdot \frac{E_{\text{ctm}} \cdot \text{mm}^2}{N} \cdot m_{T1} \cdot \delta_T} & \text{if } 0.8 \leq \frac{B_P}{L_P} \leq 1.25 \\ l_{\text{krit}} \leftarrow 200 \cdot \frac{h_m}{\text{mm}} \cdot \sqrt{\alpha_{cT} \cdot \gamma_{\text{tot}} \cdot \frac{E_{\text{ctm}} \cdot \text{mm}^2}{N} \cdot m_{T1} \cdot \delta_T} & \text{otherwise} \\ l_{\text{krit}} \cdot \text{mm} \end{cases}$$

$$l_{\text{krit}} = 7.46 \text{ m}$$

$$B_{P,\text{red}} = m_{bA} \cdot B_P \quad B_{P,\text{red}} = 3.75 \text{ m}$$

$$m_{T2} = \begin{cases} m_{T2} \leftarrow \left(\frac{B_{P,\text{red}}}{0.9 \cdot l_{\text{krit}}} \right)^2 & \text{if } \frac{B_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} < 0.9 \\ m_{T2} \leftarrow \left(\frac{2 \cdot B_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} - 0.8 \right) & \text{if } 0.9 \leq \frac{B_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} \leq 1 \\ m_{T2} \leftarrow \frac{-2 \cdot B_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} + 3.2 & \text{if } 1 < \frac{B_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} \leq 1.1 \\ m_{T2} \leftarrow 1 & \text{if } \frac{B_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} > 1.1 \\ m_{T2} \end{cases}$$

$$\sigma_T = \frac{\alpha_{cT} \cdot \gamma_{\text{tot}} \cdot E_{\text{ctm}} \cdot h_m^3 \cdot m_{T1} \cdot m_{T2} \cdot \delta_T \cdot \frac{1}{\text{mm}} \cdot \frac{1}{12}}{0.167 \cdot h_m^2}$$

$$\sigma_T = 0.694 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma = (\sigma_V + \sigma_T) \cdot Ca$$

$$\sigma = 3.024 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Ausfallrate:
$$AWR2 = pnorm\left(\sigma \cdot \frac{\text{mm}^2}{N}, f_{ctm.core} \cdot \frac{\text{mm}^2}{N}, \sigma_c \cdot \frac{\text{mm}^2}{N}\right)$$

$$AWR2 = 3.592 \times 10^{-7}$$

$$AW2 = AWR2 \cdot (1 - AW1)$$

$$AW2 = 3.592 \times 10^{-7}$$

Nachweis 3 (Ermüdung Längsfuge)

Dübelfaktor: $m_{bD} = 0.8$ (Tab. 4.4, Dübel und Anker)

Radlast:

Lastfaktoren Radlast: $\gamma_{E1} = 1.02$ (Tab. A 1.2, Breitreifen / Längsfuge)

$\gamma_{E2} = 0.9$ (Tab. A 1.3, GZT / Ermüdung)

$\gamma_{E3} = 1$ (kein Sonderfall)

$\gamma_{E4} = 1.1$ (Tab. A 1.4, Ermüdung / LF / $B > 0,8$ Mio.)

$$F_d = F_n \cdot \gamma_{E1} \cdot \gamma_{E2} \cdot \gamma_{E3} \cdot \gamma_{E4} \quad F_d = 50.49 \text{ kN}$$

Reifendruck: $p_n = 0.65 \frac{N}{\text{mm}^2}$

$\gamma_{EK} = 0.92$ (Tab. A 1.5, $2 \times F_d = 160 \text{ kN}$)

$$r = \sqrt{\frac{\gamma_{E2} \cdot F_n}{p_n \cdot \gamma_{EK} \cdot \pi}} \quad r = 15.477 \text{ cm}$$

$$b = \begin{cases} b_r \leftarrow \max\left(\left(\frac{\sqrt{1.6 \cdot r^2 + h_m^2} - 0.675 \cdot h_m}{r}\right)\right) & \text{if } 2 \cdot r > h_m \\ b_r \leftarrow \sqrt{1.6 \cdot r^2 + h_m^2} - \left(0.675 \cdot h_m + \frac{h_m}{2}\right) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$b = 15.477 \text{ cm}$$

$$l_v = \left[\frac{E_{ctm} \cdot h_m^3}{12 \cdot (1 - \mu^2) \cdot K} \right]^{0.25} \quad l_v = 0.819 \text{ m}$$

$$\sigma_V = \frac{m_{bL} \cdot m_{bD} \cdot F_d \cdot \left(0.55 \cdot \log\left(\frac{l_v}{b}\right) + 0.099 \cdot \frac{b}{l_v} - 0.011 \right)}{0.167 \cdot h_m^2}$$

$$\sigma_V = 1.618 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Temperatur: $m_{T1} = 1$

$$C_1 = 0.052$$

$$\delta_T = C_1 \cdot e^{\frac{-0.004 \cdot h_m}{\text{mm}}} \quad \delta_T = 0.02$$

Berechnung der kritischen Länge:

$$l_{\text{krit}} = \begin{cases} l_{\text{krit}} \leftarrow 228 \cdot \frac{h_m}{\text{mm}} \cdot \sqrt{\alpha_{cT} \cdot \gamma_{\text{tot}} \cdot \frac{E_{ctm} \cdot \text{mm}^2}{N} \cdot m_{T1} \cdot \delta_T} & \text{if } 0.8 \leq \frac{B_P}{L_P} \leq 1.25 \\ l_{\text{krit}} \leftarrow 200 \cdot \frac{h_m}{\text{mm}} \cdot \sqrt{\alpha_{cT} \cdot \gamma_{\text{tot}} \cdot \frac{E_{ctm} \cdot \text{mm}^2}{N} \cdot m_{T1} \cdot \delta_T} & \text{otherwise} \\ l_{\text{krit}} \cdot \text{mm} \end{cases}$$

$$l_{\text{krit}} = 4.547 \text{ m}$$

$$L_{P,\text{red}} = m_{bA} \cdot L_P \quad L_{P,\text{red}} = 4 \text{ m}$$

$$m_{T2} = \begin{cases} m_{T2} \leftarrow \left(\frac{L_{P,\text{red}}}{0.9 \cdot l_{\text{krit}}} \right)^2 & \text{if } \frac{L_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} < 0.9 \\ m_{T2} \leftarrow \left(\frac{2 \cdot L_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} - 0.8 \right) & \text{if } 0.9 \leq \frac{L_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} \leq 1 \\ m_{T2} \leftarrow \frac{-2 \cdot L_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} + 3.2 & \text{if } 1 < \frac{L_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} \leq 1.1 \\ m_{T2} \leftarrow 1 & \text{if } \frac{L_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} > 1.1 \end{cases}$$

$$\sigma_T = \frac{\alpha_{cT} \cdot \gamma_{\text{tot}} \cdot E_{\text{ctm}} \cdot h_m^3 \cdot m_{T1} \cdot m_{T2} \cdot \delta_T \cdot \frac{1}{\text{mm}} \cdot \frac{1}{12}}{0.167 \cdot h_m^2}$$

$$\sigma_T = 0.79 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma = (\sigma_V + \sigma_T) \cdot Ca$$

$$\sigma = 2.673 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

B-Zahl am Kalibrungspunkt: $B_K = 35360000$

$\gamma_{QL} = 0.018$ (Tabelle 7.2, Längsfuge)

$$B_n = B_K \cdot \gamma_{QL} \quad B_n = 6.365 \times 10^5$$

erforderliche Betonfestigkeit damit die mögliche Lastwechselzahl $\geq B_K$ ist:

$$f_{ct} = \left(\frac{\log(B_n)}{6.67} + 0.6526 \right) \cdot \sigma \quad f_{ct} = 4.071 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Ausfallrate: $AWR3 = \text{pnorm} \left(f_{ct} \cdot \frac{\text{mm}^2}{N}, f_{\text{ctm,core}} \cdot \frac{\text{mm}^2}{N}, \sigma_c \cdot \frac{\text{mm}^2}{N} \right)$

$$AWR3 = 1.277 \times 10^{-3}$$

$$AW3 = AWR3 \cdot [1 - (AW1 + AW2)]$$

$$AW3 = 1.277 \times 10^{-3}$$

Nachweis 4 (Ermüdung Querfuge)

Dübel faktor: $m_{bD} = 0.7$ (Tab. 4.4, Dübel und Anker)

Radlast:

Lastfaktoren Radlast: $\gamma_{E1} = 1.07$ (Tab. A 1.2, Breitreifen / Längsfuge)

$\gamma_{E2} = 0.9$ (Tab. A 1.3, GZT / Ermüdung)

$\gamma_{E3} = 1$ (kein Sonderfall)

$\gamma_{E4} = 1.24$ (Tab. A 1.4, Ermüdung / QF / $B > 0,8$ Mio.)

$$F_d = F_n \cdot \gamma_{E1} \cdot \gamma_{E2} \cdot \gamma_{E3} \cdot \gamma_{E4} \quad F_d = 59.706 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Reifendruck: } p_n = 0.65 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$\gamma_{EK} = 0.92$ (Tab. A 1.5, 2 x $F_d = 160 \text{ kN}$)

$$r = \sqrt{\frac{\gamma_{E2} \cdot F_n}{p_n \cdot \gamma_{EK} \cdot \pi}} \quad r = 15.477 \cdot \text{cm}$$

$$b = \begin{cases} b_r \leftarrow \max \left(\left(\frac{\sqrt{1.6 \cdot r^2 + h_m^2} - 0.675 \cdot h_m}{r} \right) \right) & \text{if } 2 \cdot r > h_m \\ b_r \leftarrow \sqrt{1.6 \cdot r^2 + h_m^2} - \left(0.675 \cdot h_m + \frac{h_m}{2} \right) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$b = 15.477 \cdot \text{cm}$$

$$l_v = \left[\frac{E_{ctm} \cdot h_m^3}{12 \cdot (1 - \mu^2) \cdot K} \right]^{0.25} \quad l_v = 0.819 \text{ m}$$

$$\sigma_V = \frac{m_{bL} \cdot m_{bD} \cdot F_d \cdot \left(0.55 \cdot \log \left(\frac{l_v}{b} \right) + 0.099 \cdot \frac{b}{l_v} - 0.011 \right)}{0.167 \cdot h_m^2}$$

$$\sigma_V = 1.675 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Temperatur: $m_{T1} = 1$

$$C_1 = 0.052$$

$$\delta_T = C_1 \cdot e^{\frac{-0.004 \cdot h_m}{\text{mm}}} \quad \delta_T = 0.02$$

Berechnung der kritischen Länge:

$$l_{\text{krit}} = \begin{cases} l_{\text{krit}} \leftarrow 228 \cdot \frac{h_m}{\text{mm}} \cdot \sqrt{\alpha_{cT} \cdot \gamma_{\text{tot}} \cdot \frac{E_{\text{ctm}} \cdot \text{mm}^2}{N} \cdot m_{T1} \cdot \delta_T} & \text{if } 0.8 \leq \frac{B_P}{L_P} \leq 1.25 \\ l_{\text{krit}} \leftarrow 200 \cdot \frac{h_m}{\text{mm}} \cdot \sqrt{\alpha_{cT} \cdot \gamma_{\text{tot}} \cdot \frac{E_{\text{ctm}} \cdot \text{mm}^2}{N} \cdot m_{T1} \cdot \delta_T} & \text{otherwise} \\ l_{\text{krit}} \cdot \text{mm} & \end{cases}$$

$$l_{\text{krit}} = 4.547 \text{ m}$$

$$B_{P,\text{red}} = m_{bA} \cdot B_P \quad B_{P,\text{red}} = 3.75 \text{ m}$$

$$m_{T2} = \begin{cases} m_{T2} \leftarrow \left(\frac{B_{P,\text{red}}}{0.9 \cdot l_{\text{krit}}} \right)^2 & \text{if } \frac{B_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} < 0.9 \\ m_{T2} \leftarrow \left(\frac{2 \cdot B_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} - 0.8 \right) & \text{if } 0.9 \leq \frac{B_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} \leq 1 \\ m_{T2} \leftarrow \frac{-2 \cdot B_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} + 3.2 & \text{if } 1 < \frac{B_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} \leq 1.1 \\ m_{T2} \leftarrow 1 & \text{if } \frac{B_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} > 1.1 \\ m_{T2} & \end{cases}$$

$$\sigma_T = \frac{\alpha_{cT} \cdot \gamma_{\text{tot}} \cdot E_{\text{ctm}} \cdot h_m^3 \cdot m_{T1} \cdot m_{T2} \cdot \delta_T \cdot \frac{1}{\text{mm}} \cdot \frac{1}{12}}{0.167 \cdot h_m^2}$$

$$\sigma_T = 0.694 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma = (\sigma_V + \sigma_T) \cdot Ca$$

$$\sigma = 2.63 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\gamma_{QL} = 0.7 \quad (\text{Tabelle 7.2, Querfuge})$$

$$B_n = B_K \cdot \gamma_{QL} \quad B_n = 2.475 \times 10^7$$

erforderliche Betonfestigkeit damit die mögliche Lastwechselzahl $\geq B_K$ ist:

$$f_{ct} = \left(\frac{\log(B_n)}{6.67} + 0.6526 \right) \cdot \sigma \quad f_{ct} = 4.631 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Ausfallrate:
$$AWR4 = \text{pnorm} \left(f_{ct} \cdot \frac{\text{mm}^2}{N}, f_{ctm.core} \cdot \frac{\text{mm}^2}{N}, \sigma_c \cdot \frac{\text{mm}^2}{N} \right)$$

$$AWR4 = 0.024$$

$$AW4 = AWR4 \cdot [1 - (AW1 + AW2 + AW3)]$$

$$AW4 = 0.024$$

Gesamtausfallrate:

$$AW = AW1 + AW2 + AW3 + AW4$$

$$AW = 0.02511$$

Prognoserechnung

B-Zahl: $B_{\text{Prog}} = 91000000$



Lagerungsfaktor: $m_{bL} = 0.95$ (Tab. A2.1, HGT, AZSuB / $B > 0.8$ Mio) **leichte Erhöhung (RDO 0,88)**

Nachweis 1 (GZT Längsfuge)

Dübelfaktor: $m_{bD} = 0.8$ (Dübel und Anker)

Radlast:

Lastfaktoren Radlast: $\gamma_{E1} = 0.95$ (Tab. A 1.2, Zwillingrad / Längsfuge)

$\gamma_{E2} = 1.6$ (Tab. A 1.3, GZT / extreme Einzellast)

$\gamma_{E3} = 1$ (kein Sonderfall)

$\gamma_{E4} = 1.03$ (Tab. A 1.4, GZT / LF / $B > 0,8$ Mio.)

$$F_d = F_n \cdot \gamma_{E1} \cdot \gamma_{E2} \cdot \gamma_{E3} \cdot \gamma_{E4} \quad F_d = 78.28 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Reifendruck: } p_n = 0.65 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$\gamma_{EK} = 0.92$ (Tab. A 1.5, $2 \times F_d = 160 \text{kN}$)

$$r = \sqrt{\frac{\gamma_{E2} \cdot F_n}{p_n \cdot \gamma_{EK} \cdot \pi}} \quad r = 20.636 \cdot \text{cm}$$

$$b = \begin{cases} b_r \leftarrow \max \left(\left(\frac{\sqrt{1.6 \cdot r^2 + h_m^2} - 0.675 \cdot h_m}{r} \right) \right) & \text{if } 2 \cdot r > h_m \\ b_r \leftarrow \sqrt{1.6 \cdot r^2 + h_m^2} - \left(0.675 \cdot h_m + \frac{h_m}{2} \right) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$b = 20.636 \cdot \text{cm}$$

$$l_v = \left[\frac{E_{ctm} \cdot h_m^3}{12 \cdot (1 - \mu^2) \cdot K} \right]^{0.25} \quad l_v = 0.819 \text{ m}$$

$$\sigma_V = \frac{m_{bL} \cdot m_{bD} \cdot F_d \cdot \left(0.55 \cdot \log\left(\frac{l_v}{b}\right) + 0.099 \cdot \frac{b}{l_v} - 0.011 \right)}{0.167 \cdot h_m^2}$$

$$\sigma_V = 2.123 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Temperatur: $m_{T1} = 1$

$$C_1 = 0.14$$

$$\delta_T = C_1 \cdot e^{\frac{-0.004 \cdot h_m}{\text{mm}}} \quad \delta_T = 0.054$$

Berechnung der kritischen Länge:

$$l_{\text{krit}} = \begin{cases} l_{\text{krit}} \leftarrow 228 \cdot \frac{h_m}{\text{mm}} \cdot \sqrt{\alpha_{cT} \cdot \gamma_{\text{tot}} \cdot \frac{E_{ctm} \cdot \text{mm}^2}{N} \cdot m_{T1} \cdot \delta_T} & \text{if } 0.8 \leq \frac{B_P}{L_P} \leq 1.25 \\ l_{\text{krit}} \leftarrow 200 \cdot \frac{h_m}{\text{mm}} \cdot \sqrt{\alpha_{cT} \cdot \gamma_{\text{tot}} \cdot \frac{E_{ctm} \cdot \text{mm}^2}{N} \cdot m_{T1} \cdot \delta_T} & \text{otherwise} \\ l_{\text{krit}} \cdot \text{mm} \end{cases}$$

$$l_{\text{krit}} = 7.46 \text{ m}$$

$$L_{P,\text{red}} = m_{bA} \cdot L_P \quad L_{P,\text{red}} = 4 \text{ m}$$

$$m_{T2} = \begin{cases} m_{T2} \leftarrow \left(\frac{L_{P.red}}{0.9 \cdot l_{krit}} \right)^2 & \text{if } \frac{L_{P.red}}{l_{krit}} < 0.9 \\ m_{T2} \leftarrow \left(\frac{2 \cdot L_{P.red}}{l_{krit}} - 0.8 \right) & \text{if } 0.9 \leq \frac{L_{P.red}}{l_{krit}} \leq 1 \\ m_{T2} \leftarrow \frac{-2 \cdot L_{P.red}}{l_{krit}} + 3.2 & \text{if } 1 < \frac{L_{P.red}}{l_{krit}} \leq 1.1 \\ m_{T2} \leftarrow 1 & \text{if } \frac{L_{P.red}}{l_{krit}} > 1.1 \\ m_{T2} \end{cases}$$

$$\sigma_T = \frac{\alpha_{cT} \cdot \gamma_{tot} \cdot E_{ctm} \cdot h_m^3 \cdot m_{T1} \cdot m_{T2} \cdot \delta_T \cdot \frac{1}{mm} \cdot \frac{1}{12}}{0.167 \cdot h_m^2}$$

$$\sigma_T = 0.79 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma = (\sigma_V + \sigma_T) \cdot Ca$$

$$\sigma = 3.233 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$\text{Ausfallrate: } AW1 = \text{pnorm} \left(\sigma \cdot \frac{mm^2}{N}, f_{ctm.core} \cdot \frac{mm^2}{N}, \sigma_c \cdot \frac{mm^2}{N} \right)$$

$$AW1 = 2.46 \times 10^{-6}$$

Nachweis 2 (GZT Querfuge)

Dübelfaktor: $m_{bD} = 0.7$ (Tab. 4.4, Dübel und Anker, Querfuge)

Radlast:

Lastfaktoren Radlast: $\gamma_{E1} = 0.99$ (Tab. A 1.2, Zwillingrad / Querfuge)

$\gamma_{E2} = 1.6$ (Tab. A 1.3, GZT / extreme Einzellast)

$\gamma_{E3} = 1$ (kein Sonderfall)

$\gamma_{E4} = 1.08$ (Tab. A 1.4, GZT / QF / B > 0,8 Mio.)

$$F_d = F_n \cdot \gamma_{E1} \cdot \gamma_{E2} \cdot \gamma_{E3} \cdot \gamma_{E4} \quad F_d = 85.536 \cdot kN$$

$$\text{Reifendruck: } p_n = 0.65 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\gamma_{EK} = 0.92 \quad (\text{Tab. A 1.5, } 2 \times F_d = 160 \text{ kN})$$

$$r = \sqrt{\frac{\gamma_{E2} \cdot F_n}{p_n \cdot \gamma_{EK} \cdot \pi}} \quad r = 20.636 \cdot \text{cm}$$

$$b = \begin{cases} b_r \leftarrow \max \left(\left(\frac{\sqrt{1.6 \cdot r^2 + h_m^2} - 0.675 \cdot h_m}{r} \right) \right) & \text{if } 2 \cdot r > h_m \\ b_r \leftarrow \sqrt{1.6 \cdot r^2 + h_m^2} - \left(0.675 \cdot h_m + \frac{h_m}{2} \right) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$b = 20.636 \cdot \text{cm}$$

$$l_v = \left[\frac{E_{ctm} \cdot h_m^3}{12 \cdot (1 - \mu^2) \cdot K} \right]^{0.25} \quad l_v = 0.819 \text{ m}$$

$$\sigma_V = \frac{m_{bL} \cdot m_{bD} \cdot F_d \cdot \left(0.55 \cdot \log \left(\frac{l_v}{b} \right) + 0.099 \cdot \frac{b}{l_v} - 0.011 \right)}{0.167 \cdot h_m^2}$$

$$\sigma_V = 2.03 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Temperatur: $m_{T1} = 1$

$$C_1 = 0.14$$

$$\delta_T = C_1 \cdot e^{\frac{-0.004 \cdot h_m}{\text{mm}}} \quad \delta_T = 0.054$$

Berechnung der kritischen Länge:

$$l_{\text{krit}} = \begin{cases} l_{\text{krit}} \leftarrow 228 \cdot \frac{h_m}{\text{mm}} \cdot \sqrt{\alpha_{cT} \cdot \gamma_{\text{tot}} \cdot \frac{E_{\text{ctm}} \cdot \text{mm}^2}{N} \cdot m_{T1} \cdot \delta_T} & \text{if } 0.8 \leq \frac{B_P}{L_P} \leq 1.25 \\ l_{\text{krit}} \leftarrow 200 \cdot \frac{h_m}{\text{mm}} \cdot \sqrt{\alpha_{cT} \cdot \gamma_{\text{tot}} \cdot \frac{E_{\text{ctm}} \cdot \text{mm}^2}{N} \cdot m_{T1} \cdot \delta_T} & \text{otherwise} \\ l_{\text{krit}} \cdot \text{mm} \end{cases}$$

$$l_{\text{krit}} = 7.46 \text{ m}$$

$$B_{P,\text{red}} = m_{bA} \cdot B_P \quad B_{P,\text{red}} = 3.75 \text{ m}$$

$$m_{T2} = \begin{cases} m_{T2} \leftarrow \left(\frac{B_{P,\text{red}}}{0.9 \cdot l_{\text{krit}}} \right)^2 & \text{if } \frac{B_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} < 0.9 \\ m_{T2} \leftarrow \left(\frac{2 \cdot B_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} - 0.8 \right) & \text{if } 0.9 \leq \frac{B_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} \leq 1 \\ m_{T2} \leftarrow \frac{-2 \cdot B_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} + 3.2 & \text{if } 1 < \frac{B_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} \leq 1.1 \\ m_{T2} \leftarrow 1 & \text{if } \frac{B_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} > 1.1 \\ m_{T2} \end{cases}$$

$$\sigma_T = \frac{\alpha_{cT} \cdot \gamma_{\text{tot}} \cdot E_{\text{ctm}} \cdot h_m^3 \cdot m_{T1} \cdot m_{T2} \cdot \delta_T \cdot \frac{1}{\text{mm}} \cdot \frac{1}{12}}{0.167 \cdot h_m^2}$$

$$\sigma_T = 0.694 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma = (\sigma_V + \sigma_T) \cdot Ca$$

$$\sigma = 3.024 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\text{Ausfallrate: } AWR2 = \text{pnorm} \left(\sigma \cdot \frac{\text{mm}^2}{N}, f_{\text{ctm.core}} \cdot \frac{\text{mm}^2}{N}, \sigma_c \cdot \frac{\text{mm}^2}{N} \right)$$

$$AWR2 = 3.592 \times 10^{-7}$$

$$AW2 = AWR2 \cdot (1 - AW1)$$

$$AW2 = 3.592 \times 10^{-7}$$

Nachweis 3 (Ermüdung Längsfuge)

Dübel faktor: $m_{bD} = 0.8$ (Tab. 4.4, Dübel und Anker)

Radlast:

Lastfaktoren Radlast: $\gamma_{E1} = 1.02$ (Tab. A 1.2, Breitreifen / Längsfuge)

$\gamma_{E2} = 0.9$ (Tab. A 1.3, GZT / Ermüdung)

$\gamma_{E3} = 1$ (kein Sonderfall)

$\gamma_{E4} = 1.1$ (Tab. A 1.4, Ermüdung / LF / $B > 0,8$ Mio.)

$$F_d = F_n \cdot \gamma_{E1} \cdot \gamma_{E2} \cdot \gamma_{E3} \cdot \gamma_{E4} \quad F_d = 50.49 \text{ kN}$$

$$\text{Reifendruck: } p_n = 0.65 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$\gamma_{EK} = 0.92$ (Tab. A 1.5, $2 \times F_d = 160 \text{ kN}$)

$$r = \sqrt{\frac{\gamma_{E2} \cdot F_n}{p_n \cdot \gamma_{EK} \cdot \pi}} \quad r = 15.477 \cdot \text{cm}$$

$$b = \begin{cases} b_r \leftarrow \max \left(\left(\frac{\sqrt{1.6 \cdot r^2 + h_m^2} - 0.675 \cdot h_m}{r} \right) \right) & \text{if } 2 \cdot r > h_m \\ b_r \leftarrow \sqrt{1.6 \cdot r^2 + h_m^2} - \left(0.675 \cdot h_m + \frac{h_m}{2} \right) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$b = 15.477 \cdot \text{cm}$$

$$l_v = \left[\frac{E_{ctm} \cdot h_m^3}{12 \cdot (1 - \mu^2) \cdot K} \right]^{0.25} \quad l_v = 0.819 \text{ m}$$

$$\sigma_V = \frac{m_{bL} \cdot m_{bD} \cdot F_d \cdot \left(0.55 \cdot \log \left(\frac{l_v}{b} \right) + 0.099 \cdot \frac{b}{l_v} - 0.011 \right)}{0.167 \cdot h_m^2}$$

$$\sigma_V = 1.618 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Temperatur: $m_{T1} = 1$

$$C_1 = 0.052$$

$$\delta_T = C_1 \cdot e^{\frac{-0.004 \cdot h_m}{\text{mm}}} \quad \delta_T = 0.02$$

Berechnung der kritischen Länge:

$$l_{\text{krit}} = \begin{cases} l_{\text{krit}} \leftarrow 228 \cdot \frac{h_m}{\text{mm}} \cdot \sqrt{\alpha_{cT} \cdot \gamma_{\text{tot}} \cdot \frac{E_{\text{ctm}} \cdot \text{mm}^2}{N} \cdot m_{T1} \cdot \delta_T} & \text{if } 0.8 \leq \frac{B_P}{L_P} \leq 1.25 \\ l_{\text{krit}} \leftarrow 200 \cdot \frac{h_m}{\text{mm}} \cdot \sqrt{\alpha_{cT} \cdot \gamma_{\text{tot}} \cdot \frac{E_{\text{ctm}} \cdot \text{mm}^2}{N} \cdot m_{T1} \cdot \delta_T} & \text{otherwise} \\ l_{\text{krit}} \cdot \text{mm} \end{cases}$$

$$l_{\text{krit}} = 4.547 \text{ m}$$

$$L_{P,\text{red}} = m_{bA} \cdot L_P \quad L_{P,\text{red}} = 4 \text{ m}$$

$$m_{T2} = \begin{cases} m_{T2} \leftarrow \left(\frac{L_{P,\text{red}}}{0.9 \cdot l_{\text{krit}}} \right)^2 & \text{if } \frac{L_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} < 0.9 \\ m_{T2} \leftarrow \left(\frac{2 \cdot L_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} - 0.8 \right) & \text{if } 0.9 \leq \frac{L_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} \leq 1 \\ m_{T2} \leftarrow \frac{-2 \cdot L_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} + 3.2 & \text{if } 1 < \frac{L_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} \leq 1.1 \\ m_{T2} \leftarrow 1 & \text{if } \frac{L_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} > 1.1 \\ m_{T2} \end{cases}$$

$$\sigma_T = \frac{\alpha_{cT} \cdot \gamma_{\text{tot}} \cdot E_{\text{ctm}} \cdot h_m^3 \cdot m_{T1} \cdot m_{T2} \cdot \delta_T \cdot \frac{1}{\text{mm}} \cdot \frac{1}{12}}{0.167 \cdot h_m^2}$$

$$\sigma_T = 0.79 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma = (\sigma_V + \sigma_T) \cdot Ca$$

$$\sigma = 2.673 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\gamma_{QL} = 0.018 \quad (\text{Tabelle 7.2, Längsfuge})$$

$$B_n = B_{\text{Prog}} \cdot \gamma_{QL} \quad B_n = 1.638 \times 10^6$$

erforderliche Betonfestigkeit damit die mögliche Lastwechselzahl $\geq B_K$ ist:

$$f_{ct} = \left(\frac{\log(B_n)}{6.67} + 0.6526 \right) \cdot \sigma \quad f_{ct} = 4.235 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\text{Ausfallrate:} \quad \text{AWR3} = \text{pnorm} \left(f_{ct} \cdot \frac{\text{mm}^2}{N}, f_{ctm, \text{core}} \cdot \frac{\text{mm}^2}{N}, \sigma_c \cdot \frac{\text{mm}^2}{N} \right)$$

$$\text{AWR3} = 3.341 \times 10^{-3}$$

$$\text{AW3} = \text{AWR3} \cdot [1 - (\text{AW1} + \text{AW2})]$$

$$\text{AW3} = 3.341 \times 10^{-3}$$

Nachweis 4 (Ermüdung Querfuge)

$$\text{Dübelfaktor:} \quad m_{bD} = 0.7 \quad (\text{Tab. 4.4, Dübel und Anker})$$

Radlast:

$$\text{Lastfaktoren Radlast:} \quad \gamma_{E1} = 1.07 \quad (\text{Tab. A 1.2, Breitreifen / Längsfuge})$$

$$\gamma_{E2} = 0.9 \quad (\text{Tab. A 1.3, GZT / Ermüdung})$$

$$\gamma_{E3} = 1 \quad (\text{kein Sonderfall})$$

$$\gamma_{E4} = 1.24 \quad (\text{Tab. A 1.4, Ermüdung / QF / } B > 0,8 \text{ Mio.})$$

$$F_d = F_n \cdot \gamma_{E1} \cdot \gamma_{E2} \cdot \gamma_{E3} \cdot \gamma_{E4} \quad F_d = 59.706 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Reifendruck:} \quad p_n = 0.65 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\gamma_{EK} = 0.92 \quad (\text{Tab. A 1.5, } 2 \times F_d = 160 \text{ kN})$$

$$r = \sqrt{\frac{\gamma_{E2} \cdot F_n}{p_n \cdot \gamma_{EK} \cdot \pi}} \quad r = 15.477 \cdot \text{cm}$$

$$b = \begin{cases} b_r \leftarrow \max \left(\left(\frac{\sqrt{1.6 \cdot r^2 + h_m^2} - 0.675 \cdot h_m}{r} \right) \right) & \text{if } 2 \cdot r > h_m \\ b_r \leftarrow \sqrt{1.6 \cdot r^2 + h_m^2} - \left(0.675 \cdot h_m + \frac{h_m}{2} \right) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$b = 15.477 \cdot \text{cm}$$

$$l_v = \left[\frac{E_{ctm} \cdot h_m^3}{12 \cdot (1 - \mu^2) \cdot K} \right]^{0.25} \quad l_v = 0.819 \text{ m}$$

$$\sigma_V = \frac{m_{bL} \cdot m_{bD} \cdot F_d \cdot \left(0.55 \cdot \log \left(\frac{l_v}{b} \right) + 0.099 \cdot \frac{b}{l_v} - 0.011 \right)}{0.167 \cdot h_m^2}$$

$$\sigma_V = 1.675 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Temperatur: $m_{T1} = 1$

$$C_1 = 0.052$$

$$\delta_T = C_1 \cdot e^{-\frac{0.004 \cdot h_m}{\text{mm}}} \quad \delta_T = 0.02$$

Berechnung der kritischen Länge:

$$l_{\text{krit}} = \begin{cases} l_{\text{krit}} \leftarrow 228 \cdot \frac{h_m}{\text{mm}} \cdot \sqrt{\alpha_{cT} \cdot \gamma_{\text{tot}} \cdot \frac{E_{ctm} \cdot \text{mm}^2}{N} \cdot m_{T1} \cdot \delta_T} & \text{if } 0.8 \leq \frac{B_P}{L_P} \leq 1.25 \\ l_{\text{krit}} \leftarrow 200 \cdot \frac{h_m}{\text{mm}} \cdot \sqrt{\alpha_{cT} \cdot \gamma_{\text{tot}} \cdot \frac{E_{ctm} \cdot \text{mm}^2}{N} \cdot m_{T1} \cdot \delta_T} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$l_{\text{krit}} \cdot \text{mm}$

$$l_{\text{krit}} = 4.547 \text{ m}$$

$$B_{P,\text{red}} = m_{bA} \cdot B_P \quad B_{P,\text{red}} = 3.75 \text{ m}$$

$$m_{T2} = \begin{cases} m_{T2} \leftarrow \left(\frac{B_{P,\text{red}}}{0.9 \cdot l_{\text{krit}}} \right)^2 & \text{if } \frac{B_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} < 0.9 \\ m_{T2} \leftarrow \left(\frac{2 \cdot B_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} - 0.8 \right) & \text{if } 0.9 \leq \frac{B_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} \leq 1 \\ m_{T2} \leftarrow \frac{-2 \cdot B_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} + 3.2 & \text{if } 1 < \frac{B_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} \leq 1.1 \\ m_{T2} \leftarrow 1 & \text{if } \frac{B_{P,\text{red}}}{l_{\text{krit}}} > 1.1 \\ m_{T2} \end{cases}$$

$$\sigma_T = \frac{\alpha_{cT} \cdot \gamma_{\text{tot}} \cdot E_{\text{ctm}} \cdot h_m^3 \cdot m_{T1} \cdot m_{T2} \cdot \delta_T \cdot \frac{1}{\text{mm}} \cdot \frac{1}{12}}{0.167 \cdot h_m^2}$$

$$\sigma_T = 0.694 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma = (\sigma_V + \sigma_T) \cdot Ca$$

$$\sigma = 2.63 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\gamma_{\text{QL}} = 0.7 \quad (\text{Tabelle 7.2, Querfuge})$$

$$B_n = B_{\text{Prog}} \cdot \gamma_{\text{QL}} \quad B_n = 6.37 \times 10^7$$

erforderliche Betonfestigkeit damit die mögliche Lastwechselzahl $\geq B_K$ ist:

$$f_{\text{ct}} = \left(\frac{\log(B_n)}{6.67} + 0.6526 \right) \cdot \sigma \quad f_{\text{ct}} = 4.793 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\text{Ausfallrate:} \quad \text{AWR4} = \text{pnorm} \left(f_{\text{ct}} \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{N}}, f_{\text{ctm,core}} \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{N}}, \sigma_c \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{N}} \right)$$

$$\text{AWR4} = 0.046$$

$$\text{AW4} = \text{AWR4} \cdot [1 - (\text{AW1} + \text{AW2} + \text{AW3})]$$

$$\text{AW4} = 0.046$$



Gesamtausfallrate:

$$AW = AW1 + AW2 + AW3 + AW4$$

$$AW = 0.04965$$

noch ertragbare Lastwechselzahl: $\Delta B = B_{\text{Prog}} - B_{\text{K}}$

$$\Delta B = 5.564 \times 10^7$$