

Dauerhafte Beton- fahrbahndecken unter Berücksichtigung aktueller ökologischer und wirtschaftlicher Aspekte

**Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen**

Straßenbau Heft S 124

bast

Dauerhafte Betonfahr- bahndecken unter Berücksichtigung aktueller ökologischer und wirtschaftlicher Aspekte

von

Horst-Michael Ludwig
Matthias Müller

Bauhaus Universität Weimar
F. A. Finger-Institut für Baustoffkunde
Professur allgemeine Baustoffkunde

Rolf Breitenbücher
Christoph Schulte-Schrepping
Melanie Benra

Ruhr-Universität Bochum
Fakultät für Bau- und Umweltingenieurwissenschaften
Lehrstuhl für Baustofftechnik

**Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen**

Straßenbau Heft S 124

bast

Die Bundesanstalt für Straßenwesen veröffentlicht ihre Arbeits- und Forschungsergebnisse in der Schriftenreihe **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen**. Die Reihe besteht aus folgenden Unterreihen:

A - Allgemeines
B - Brücken- und Ingenieurbau
F - Fahrzeugtechnik
M - Mensch und Sicherheit
S - Straßenbau
V - Verkehrstechnik

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 Öffentlichkeitsarbeit.

Die Hefte der Schriftenreihe **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen** können direkt bei der Carl Ed. Schünemann KG, Zweite Schlachtpforte 7, D-28195 Bremen, Telefon: (04 21) 3 69 03 - 53, bezogen werden.

Über die Forschungsergebnisse und ihre Veröffentlichungen wird in der Regel in Kurzform im Informationsdienst **Forschung kompakt** berichtet. Dieser Dienst wird kostenlos angeboten; Interessenten wenden sich bitte an die Bundesanstalt für Straßenwesen, Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit.

Ab dem Jahrgang 2003 stehen die **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen (BAST)** zum Teil als kostenfreier Download im elektronischen BAST-Archiv ELBA zur Verfügung.
<http://bast.opus.hbz-nrw.de>

Impressum

Bericht zum Forschungsprojekt FE 08.0221/2012/ARB:
Dauerhafte Betonfahrbahndecken unter Berücksichtigung aktueller ökologischer und wirtschaftlicher Aspekte

Fachbetreuung
Alexandra Spilker

Herausgeber
Bundesanstalt für Straßenwesen
Brüderstraße 53, D-51427 Bergisch Gladbach
Telefon: (0 22 04) 43 - 0

Redaktion
Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit

Druck und Verlag
Fachverlag NW in der
Carl Ed. Schünemann KG
Zweite Schlachtpforte 7, D-28195 Bremen
Telefon: (04 21) 3 69 03 - 53
Telefax: (04 21) 3 69 03 - 48
www.schuenemann-verlag.de

ISSN 0943-9323
ISBN 978-3-95606-399-2

Bergisch Gladbach, Oktober 2018

Kurzfassung – Abstract

Dauerhafte Betonfahrbahndecken unter Berücksichtigung aktueller ökologischer und wirtschaftlicher Aspekte

Für die Herstellung von Betonfahrbahndecken ist für Ober- und Unterbeton ein Zement der gleichen Art und Festigkeitsklasse zu verwenden. Durch eine flexiblere Handhabung von Bindemitteln im Ober- und Unterbeton können sich ökologische und wirtschaftliche Vorteile eröffnen. Ein sinnvoller Ansatz ist die Verwendung von Zementen mit hohem Klinkeranteil für den hochbelasteten, dünnen Oberbeton in Verbindung mit Zementen mit reduziertem Klinkeranteil für den Unterbeton. So kann die Ökobilanz der Betonstraße verbessert und die Gefahr einer schädigenden Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR) im Unterbeton vermindert werden.

Vorteile können sich ebenfalls aus einem teilweisen Zementersatz durch Steinkohlenflugasche im Ober- sowie Unterbeton ergeben. Da die Anrechnung der Flugasche auf den Wasser/Zement-Wert des Fahrbahndeckenbetons nicht gestattet ist, wird Flugasche in der Regel nicht für den Bau von Verkehrsflächen aus Beton verwendet.

Im Rahmen des Forschungsvorhabens sollten die notwendigen betontechnologischen Kenntnisse gewonnen werden, um eine kritische Bewertung der genannten Einschränkungen in der Bindemittelanwendung im Betonstraßenbau vornehmen zu können. Im Ergebnis wurde eine Modifizierung der Einschränkungen angestrebt.

Es galt nachzuweisen, dass sich unter den spezifischen Randbedingungen von Fahrbahndecken aus Beton weder für Herstellung, Nutzung sowie Dauerhaftigkeit (insbesondere Frost-Taumittleinwirkung) Nachteile oder Beeinträchtigungen ergeben. Insbesondere war dabei das Verbund- und Verformungsverhalten von Ober- und Unterbeton zu berücksichtigen.

Weiterhin wurde untersucht, inwiefern durch die Verwendung von hüttensandhaltigen Zementen bzw. von Flugasche im Unterbeton das Risiko einer AKR vermindert wird und dadurch die Anzahl an verwendbaren Gesteinskörnungen im Unterbeton vergrößert werden kann.

Aus labortechnischer Sicht sowie auf Basis theoretischer Betrachtungen wurden die angestrebten Vorteile der Verwendung unterschiedlicher Bindemittel in Ober- und Unterbeton bei vertretbaren technologischen Risiken erzielt. Insbesondere das AKR-Schadenspotential ausgewählter kritischer Gesteinskörnungen konnte durch Einsatz hüttensandhaltiger Zemente sowie auch durch Steinkohlenflugasche deutlich gesenkt werden.

Die Anrechnung von Steinkohlenflugasche auf w/z-Wert und Zementgehalt verursachte in Verbindung mit klinkerreichen Zementen (bis 15 % HÜS) keine nennenswerte Verminderung des Frost-Tausalz-Widerstandes. Auf Grundlage der gewonnenen Erkenntnisse kann die Beachtung der aufgezeigten Ansätze im Regelwerk empfohlen werden. Eine baupraktische Bestätigung dieser Ergebnisse, z. B. in Form einer Probestrecke ist zu empfehlen.

Durable concrete pavements in consideration of current ecologic and economic factors

For the construction of two lift concrete pavements according to ZTV Beton-StB 07 it is mandatory to use the same cement for the top and bottom lift of the pavement. By allowing a flexible use of binders in the top and bottom lift ecological and economic advantages could be achieved. The basic approach is the use of cements with a high clinker content in the thin top lift, which is subjected to a high level of mechanical and freeze-thaw stresses. The thick bottom lift should be produced with binders that have a lower clinker content, thus minimizing the susceptibility to alkali-silica reaction (ASR), while reducing the environmental impact (CO₂ footprint) of the pavement.

It was the aim of the research project to obtain the necessary concrete specific knowledge to safely modify existing restrictions regarding the use of different binders in the top and bottom lift of concrete pavements. Further investigations were carried out, which should enable the consideration of siliceous fly ash for the calculation of the water-binder-ratio of pavement concrete according to TL Beton-StB 07.

To achieve these aims it was necessary to prove, that no major adverse effects concerning the con-

struction, the use and the durability of concrete pavements will result from the intended modifications. Especially the deformation behavior of the different concretes and the bond between the two lifts were to be taken into account.

Furthermore the potential of binders containing ground granulated blast furnace slag and/or fly ash to mitigate ASR in the bottom lift was examined, thus allowing to use of aggregate for the bottom lift, which otherwise had to be restricted from the use in concrete pavements.

Laboratory results indicate that the intended benefits of a flexible use of cements in the top and bottom lift can be achieved at maintainable technological risks. The ASR susceptibility of selected critical aggregates was lowered significantly by using GG-BFS-containing cements or siliceous fly ash to partly replace Portland cement.

The consideration of the fly ash for the calculation of the water-binder-ratio showed no adverse effects on the freeze-thaw-resistance of the concrete, when the fly ash was combined with cements with a high clinker content. Based on the results it can be recommended to consider the investigated concepts in the technical standards. A practical verification of the laboratory results in a test track is advisable.

Summary

Durable concrete pavements in consideration of current ecologic and economic factors

1. Introduction

Traditionally Ordinary Portland Cement (OPC/ CEM I) is used for the construction of concrete pavements, as with this cement a high salt scaling resistance can be achieved with standard curing procedures. For economic and ecological reasons it would also be sensible to use cements which contain ground granulated blast furnace slag (GGBFS). However, often concerns are expressed, that with such cements the salt scaling resistance of concrete pavements might be impaired. This applies especially for cements with GGBFS contents above 30 wt.-%.

Beside the ecological issues concrete pavements with OPC are also more prone to the occurrence of alkali-silica reaction (ASR). Cements with > 30 % GGBFS [1] or a partial cement replacement by siliceous fly ash [2] can mitigate or delay ASR when reactive aggregates are used in concrete. The mitigating effect of GGBFS containing cements mainly results from a denser microstructure of the concrete, which reduces the capillary transport of moisture and dissolved ions substantially. Furthermore the reduction of the portlandite content and of the OH⁻ concentration as well as the reduction of the CaO/SiO₂-ratio of the C-S-H phases increases the resistance against ASR.

In this project a new approach was pursued. Cements with a high clinker content (like OPC) were only used in the thin top lift, which is subjected to a high level of mechanical and freeze-thaw stresses. The thick bottom lift was produced with binders that have a lower clinker content, thus minimizing the susceptibility to ASR, while reducing the environmental impact (CO₂ footprint) of the pavement. However, according to current regulations (ZTV Beton-StB 07) it is mandatory to use the same cement for the top and bottom lift of the pavement. Furthermore current regulations in Germany do not allow to partially replace cement in concrete pavements with siliceous fly ash, as the potentially negative effect of fly ash on the salt scaling resistance of concrete is also of concern for the construction industry.

It was thus the aim of the research project to obtain the necessary concrete specific knowledge (on laboratory scale) to safely modify existing restrictions regarding the use of different binders in the top and bottom lift of concrete pavements. Further investigations were carried out, which should enable the consideration of siliceous fly ash for the calculation of the water-binder-ratio and cement content of pavement concrete.

To achieve these aims it was necessary to prove, that no major adverse effects concerning the construction, the use and the durability of concrete pavements will result from the intended modifications. Especially the deformation behavior of the different concretes and the bond between the two lifts were to be taken into account.

Furthermore the potential of binders containing ground granulated blast furnace slag and/or fly ash to mitigate ASR in the bottom lift was examined, thus allowing the application of aggregate for the bottom lift, which otherwise had to be restricted from the use in concrete pavements.

The intended benefits of a flexible use of cements in the top and bottom lift were achieved at maintainable technological risks. The ASR susceptibility of selected critical aggregates was lowered significantly by using GGBFS-containing cements or siliceous fly ash to partly replace Portland cement.

The consideration of the fly ash for the calculation of the water-binder-ratio showed no adverse effects on the freeze-thaw-resistance of the concrete, when the fly ash was combined with cements with a high clinker content. Based on the results it can be recommended, to consider the investigated concepts in the technical standards.

2. Materials and methods

Experimental matrix

An experimental matrix with 3 key aspects was defined.

1. Potential of GGBFS-containing cements and of siliceous fly ash to mitigate ASR in the bottom lift of the concrete pavement – Examination via concrete performance tests with external alkali exposure
2. Impact of GGBFS-containing cements and of siliceous fly ash on the salt scaling resistance of

the concretes from the top and the bottom lift of the pavement

- Effect of the application of different cements in the top and bottom lift of the pavement on the construction process and on the long-term performance of the pavement (Laboratory investigations)

A critical issue for the construction process was the slower strength development of the bottom lift at high clinker replacement levels, which might inhibit the passing over with construction vehicles, e.g. for joint cutting or for the brushing of the surface mortar of the exposed aggregate surface. Several temperatures were taken into consideration for this issue. The impact on the long term behavior was examined on large scale, two lift concrete beams which were suspected to a cyclic loading. The degradation of the microstructure and the weakening of the bond between the layers were determined. Furthermore

the expected stresses in the horizontal joint and the necessary minimum compressive strength of the bottom lift concrete at the moment of the first loading with construction vehicles were calculated.

Materials

Five cements with identical clinker but different GGBFS contents (0, 15, 30, 40 50 %) were used in the project. The cements with up to 40 % GGBFS were industrially produced in the same plant. The cement with 50 % GGBFS was produced in the laboratory by adding GGBFS to the cement with 40 % GGBFS. Furthermore a siliceous fly ash was used, which complied with DIN EN 450-1.

Concrete compositions

One top lift concrete (exposed aggregate concrete), one bottom lift concrete (crushed granodiorite aggregate) and one bottom lift concrete with gravel as coarse aggregate were used. Except for the sand in the concrete with granodiorite only alkali reactive aggregates were used for the bottom lift concretes.

Cements	CEM I 42.5N	CEM II/A-S 42.5 R	CEM II/B-S 32.5 R	CEM III/A 42.5 N	CEM III/A Lab
Specific surface area (BLAINE) [cm ² /g]	3480	3860	3960	4540	4640
Water demand[%]	25.5	26.5	25.5	28.8	29.0
Compressive strength 2d [MPa]	26.2	24.0	21.0	15.4	14.8
Compressive strength 28d [MPa]	55.9	54.8	50.0	58.1	57.9
Na ₂ O-equivalent	0.53	0.60	0.61	0.64	n.b.
GGBFS content	0	14	28	41	50

Tab. 1: Cement properties

Reference compositions	Aggregates	Cement content [kg/m ³]	w/c-ratio [-]	Air content [%]
Top lift concrete	Sand 0/2 (Plant 1) und Diabase 2/5, 5/8 (Plant 2)	420	0,42	5,5-6,5
Bottom lift concrete with crushed granodiorite	Sand 0/2 (Plant 1) und Granodiorite 2/8, 8/16, 16/22 (Plant3)	340	0,42	4,0-5,0
Bottom lift concrete with gravel	Sand 0/2 und Gravel 2/8, 8/16 und 16/32 (Plant 4)	340	0,42	4,0-5,0
Bottom lift concrete with crushed greywacke	Sand 0/2 (Plant 1) und Greywacke 2/5, 5/8, 8/16, 16/22 (Plant 5)	340	0,42	4,0-5,0

Tab. 2: Parameters of the concrete compositions

Cement	CEM I 42,5N			CEM II/A-S 42,5 R			CEM II/B-S 32,5 R		CEM III/A 42,5 N		CEM III/A Lab
	0	15	30	0	15	30	0	30	0	15	
Fly ash content [%]	0	15	30	0	15	30	0	30	0	15	0
Top lift concrete	X	X	X	X	X	X					
Bottom lift concretes	X		X	X		X	X	X	X	X	X

Tab. 3: Binder – concrete combinations

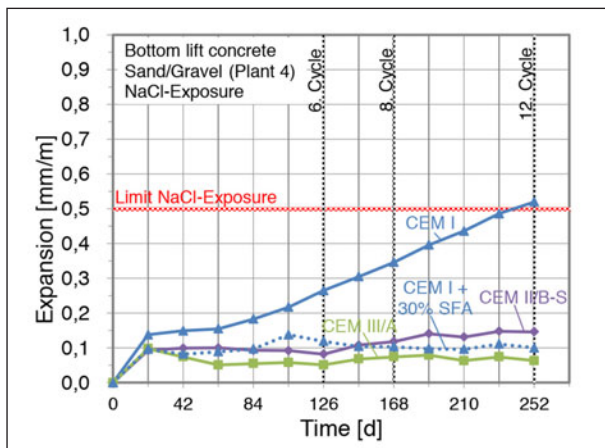


Fig. 1: Expansions during cyclic storage under exposure of NaCl-solution - Concrete of the bottom lift with sand/gravel from plant no. 4

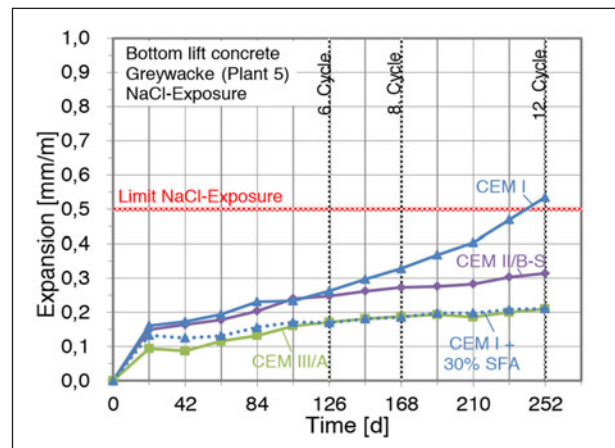


Fig. 2: Expansions during cyclic storage under exposure of NaCl-solution - Concrete of the bottom lift with greywacke from plant no. 5

Table 2 shows relevant parameters of the concrete compositions without the consideration of fly ash. For the ASR performance tests a highly reactive crushed greywacke was used in an additional bottom lift concrete. Table 3 gives an overview on the application of the binders in the different concretes.

The fly ash was considered for the calculation of water/binder-ratio with the factor 0.4. The cement content was reduced accordingly and the water content was kept constant. In the concretes with fly ash the air entrainer dosage had to be increased significantly to achieve the desired air content in the fresh concrete. With 40 % and 50 % GGBFS in the cements the air entrainer dosage also had to be increased notably. GGBFS contents up to 30 % didn't have a significant impact on the air entrainment.

3. Results

The high potential of GGBFS containing cements and of fly ash for the mitigation of ASR was confirmed in the ASR performance tests. 30 % GGBFS in the cement were already sufficient to suppress ASR in the examined concretes (Figure 1 and 2).

The salt scaling resistance of the concretes was reduced for cements with high GGBFS contents and for combinations with GGBFS cement and fly ash. Nevertheless the salt scaling resistance of all concretes was still sufficient.

The strength development of the top and the bottom lift concrete should not differ too much in the first hours after casting, otherwise the construction process might be constrained. The crucial factor is

the strength of the bottom lift during the first load by construction vehicles. At a temperature of 20 °C the critical point in time is approximately 12 hours after casting, when the vehicle for the brushing of the surface mortar passes over the pavement. Figure 3 shows the compressive strength of the bottom lift concrete with crushed granodiorite aggregate as columns. For comparison the range of compressive strength of the top lift concrete is also shown as a grey bar. Figure 4 shows the compressive strength for the bottom lift concretes with gravel.

As can be expected with increasing GGBFS content in the cement the early compressive strength of the bottom lift concretes was reduced considerably. The type of coarse aggregate also had a large impact on the early compressive strength. With crushed rock as coarse aggregate substantially higher early compressive strengths were achieved.

Different curing temperatures caused notable changes in the strength development. The concretes with reduced clinker content had an increased sensibility to temperature changes, except at very early ages.

However, the ASR performance tests have shown that only relatively low clinker substitution rates with GGBFS or fly ash (approx. 30 %) are necessary to achieve the desired mitigation of ASR. Thus there is no need to use very high clinker substitution rates in the bottom lift concrete, which might constrain the construction process of the pavement.

The necessary compressive strength of the bottom lift concrete at the moment of the first loading was also calculated, using the approach of Westergaard

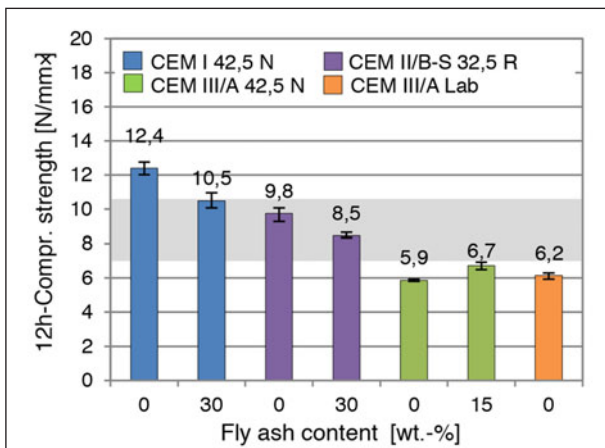


Fig. 3: Comparison of the compressive strength after 12 h at 20 °C storage – bottom lift concrete with crushed aggregate

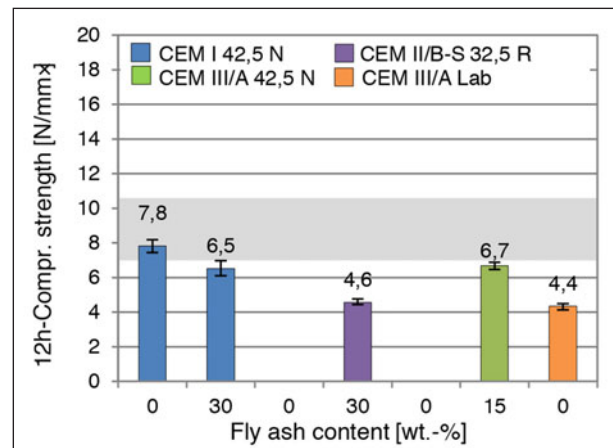


Fig. 4: Comparison of the compressive strength after 12 h at 20 °C storage – bottom lift concrete with gravel aggregate

[3] on the early age concrete. As a result a minimum tensile strength of the concrete of about 0.26 N/mm² was calculated. This should be sufficient to absorb the stresses induced by a typical vehicle for the brushing of the surface mortar without the generation of cracks. This equals a minimum compressive strength of approximately 2.5 N/mm².

The assessment of the long-term performance of the pavement was focused on the effect of cyclic loads and on the bond of the horizontal joint between the two lifts. Differences in deformation behavior (e.g. shrinkage, temperature expansion) of the two lifts were taken into account, as they can cause a stronger warping of the concrete slabs and also weaken the bond between the lifts.

The different binders of the concrete lifts influenced the deformation behavior (e.g. elastic modulus) only to a lesser extent, when compared to the influence of the aggregate or of the concrete composition.

The results from the cyclic loading of the concrete slabs can be summarized as follows. When compared to the reference combination of the concrete lifts (OPC in top and bottom lift), neither the substitution of OPC with fly ash (in both lifts) nor the use of cements with high GGBFS content in the bottom lift caused a weakening of the bond between the lifts. The shear strength and the tensile bond strength after cyclic loading were not reduced due to the binder variations (Figure 5). The combinations that were tested are given in table 4.

For all combinations the tensile bond strength was above 1.5 N/mm², which constitutes sufficient bond strength. Except in two cases the fracture of the

specimens also took place outside of the joint. This shows that in most cases the bond strength is at least as high as the tensile strength of the concrete.

Calculation of horizontal stresses (long-term performance)

For the calculation of the horizontal stresses the approach according to [4] was applied. The basic idea of this approach is the combination of the different material properties and of the geometry of the two concrete lifts into a single weighted system. This system thus consists of two different concretes (top lift – bottom lift), which are interlocked. In the boundary between the lifts horizontal stresses occur due to differences in temperature expansion and elastic modulus. Further stresses are induced by the dynamic traffic loads. The resulting stresses from the combined influences are then compared to the maximum shear strength in the joint, which is determined empirically. In every case the resulting stresses were below the empirical limit.

4. Conclusions for practical application

The use of different cements in top and bottom lift of concrete pavements offers a number of advantages at maintainable risks.

Cements containing at least 30 % GGBFS successfully mitigated the ASR in the bottom lift concrete which was produced with alkali reactive aggregates that caused ASR in combination with OPC. The salt scaling resistance of the pavement was not impaired as the top lift concrete was still produced with OPC.

Combination	ID	Concrete lifts	Zementart	FA content [%]	Coarse aggregates
S1.1 (Ref.)	S1.1.1	Top lift	CEM I 42,5 N	0	Crushed diabase
	S1.1.2	Bottom lift	CEM I 42,5 N	0	Crushed granodiorite
S1.2	S1.2.1	Top lift	CEM I 42,5 N	0	Crushed diabase
	S1.2.2	Bottom lift	CEM I 42,5 N	0	Gravel
S1.3	S1.3.1	Top lift	CEM II/A-S 42,5R	0	Crushed diabase
	S1.3.2	Bottom lift	CEM II/B-S 32,5R	30	Crushed granodiorite
S2.1	S2.1.1	Top lift	CEM I 42,5 N	30	Crushed diabase
	S2.1.2	Bottom lift	CEM III/A 42,5 N	15	Crushed granodiorite
S2.2	S2.2.1	Top lift	CEM II/A-S 42,5R	30	Crushed diabase
	S2.2.2	Bottom lift	CEM III/A Lab	0	Crushed granodiorite
S2.3	S2.3.1	Top lift	CEM I 42,5 N	30	Crushed diabase
	S2.3.2	Bottom lift	CEM III/A Lab	0	Gravel
S2.4	S2.4.1	Top lift	CEM II/A-S 42,5R	30	Crushed diabase
	S2.4.2	Bottom lift	CEM III/A Lab	0	Gravel

Tab. 4: Combinations of top and bottom lift concrete for cyclic loading tests

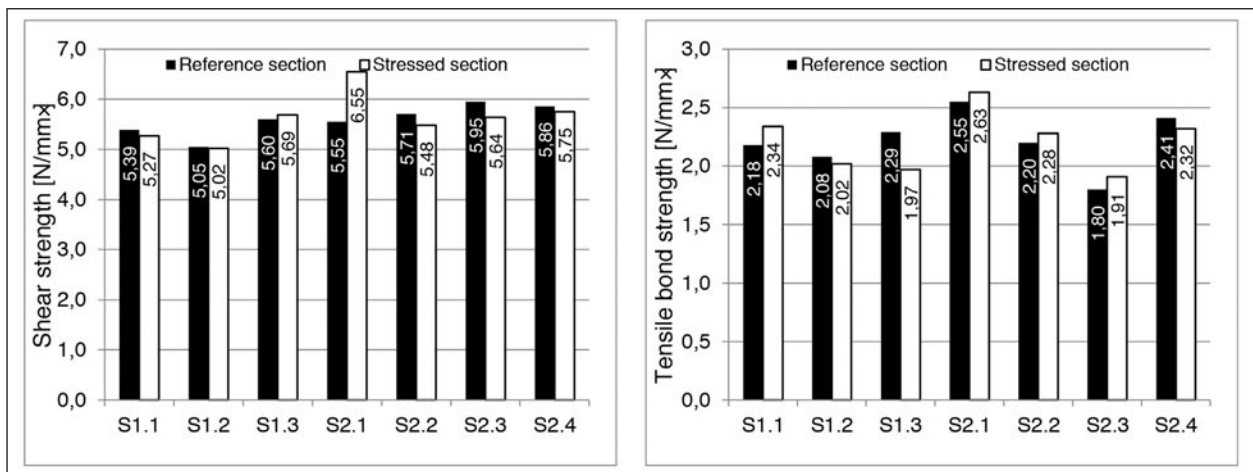


Fig. 5: Shear strength (left) and Tensile bond strength (right)

The partial replacement of OPC by siliceous fly ash did not weaken the salt scaling resistance of the concretes, when it was combined with cements with a high clinker content. In contrast the ASR risk was reduced notably by using fly ash in the concrete.

The laboratory investigations on large concrete beams regarding the long term performance under cyclic dynamic load showed that no negative influence on the bond results from the different binders in top and bottom lift of the pavement. A practical verification of the results from this project in a test track is advisable.

5. References

- [1] GIEBSON, C.; SEYFARTH, K.; STARK, J. (2010): Effectiveness of ground granulated blast furnace slag in preventing deleterious ASR in concretes exposed to alkali-containing deicer solutions. Conference proceedings of international RILEM Conference on Material Science (PRO 77).
- [2] SCHMIDT, K. (2009): Verwendung von Steinkohlenflugasche zur Vermeidung einer schädigenden Alkali-Kieselsäure-Reaktion in Beton. PhD Thesis, TU München.
- [3] WESTERGAARD, H.M. (1926): Stresses in Concrete Pavements Computed by Theoretical Analysis. Public Roads, Volume 7, Issue 2.
- [4] SCHIESSL, P.; SODEIKAT, C. (1999): Auswirkungen unterschiedlicher Eigenschaften von Ober- und Unterbeton auf die Dauerhaftigkeit von Betonfahrbahndecken. Report FE 08.135 G49C. TU München.

- [1] GIEBSON, C.; SEYFARTH, K.; STARK, J. (2010): Effectiveness of ground granulated blast furnace slag in preventing deleterious ASR in concretes exposed to alkali-containing deicer

1 Inhalt

1	Einleitung	13	6.2.2	Unterbeton (Kies) – Werk 4.....	44
2	Grundlagen	15	6.2.3	Unterbeton (Splitt 2) mit grober Gesteinskörnung aus Werk 5.....	47
2.1	Hüttensand	15	7	Frost-Tausalz-Widerstand	52
2.2	Steinkohlenflugasche	17	7.1	Oberbeton.....	52
2.3	Wirkung von Hüttensand und Flugasche hinsichtlich AKR-Vermeidung	19	7.2	Unterbeton (Splitt).....	53
2.4	Hüttensandhaltige Zemente und Flugasche im Betonstraßenbau	19	7.3	Unterbeton (Kies)	55
2.5	Zweischichtige Betonbauweise.....	20	8	Baupraktische Ausführbarkeit	55
2.6	Lastunabhängige Beanspruchungen: Temperatur und Feuchte	20	8.1	Ausbürostverhalten des Oberbetons	55
3	Versuchsprogramm	24	8.1.1	Ausbürostverhalten bei 20 °C-Lagerung.....	55
3.1	Fragestellungen.....	24	8.1.2	Ausbürostverhalten bei 10 °C-Lagerung.....	56
3.2	Überblick	26	8.1.3	Ausbürostverhalten bei 30 °C-Lagerung.....	56
4	Ausgangsstoffe, Rezepturen und Herstellung der Betone	27	8.2	Frühe Druckfestigkeit Oberbeton	56
4.1	Ausgangsstoffe	27	8.2.1	Druckfestigkeit bei 20 °C	56
4.1.1	Zemente.....	27	8.2.2	Druckfestigkeit bei 10 °C	57
4.1.2	Hüttensandmehl	27	8.2.3	Druckfestigkeit bei 30 °C	57
4.1.3	Flugasche	27	8.3	Penetrationswiderstand - Unterbeton	57
4.1.4	Gesteinskörnungen	27	8.4	Frühe Druckfestigkeit Splitt-Unterbeton	60
4.1.5	Luftporenbildner, Oberflächenverzögerer, Nachbehandlungsmittel.....	29	8.4.1	Druckfestigkeit bei 20 °C	60
4.2	Rezepturen	29	8.4.2	Druckfestigkeit bei 10 °C	60
4.3	Herstellen der Betone und Probekörper	31	8.4.3	Druckfestigkeit bei 30 °C	61
4.4	Großbalken	32	8.5	Frühe Druckfestigkeit Kies-Unterbeton	61
5	Methoden	32	9	Langzeitverhalten	61
5.1	Untersuchungsmethoden	32	9.1	Biegezugfestigkeit	62
5.2	Berechnungen	41	9.2	Druckfestigkeitsentwicklung	62
6	Alkali-Kieselsäure-Reaktion	42	9.2.1	Oberbeton.....	63
6.1	Voruntersuchungen	42	9.2.2	Unterbeton	64
6.2	FIB-Klimawechselagerung	43	9.3	E-Modul.....	68
6.2.1	Unterbeton (Splitt) mit grober Gesteinskörnung aus Werk 3.....	43	9.3.1	Oberbeton.....	68
			9.3.2	Unterbeton (Splitt).....	69
			9.3.3	Unterbeton (Kies)	69
			9.4	Temperaturdehnung	69
			9.4.1	Rechnerische Dehnung.....	69

9.4.2	Gemessene Dehnung	70
9.5	Schwinden	71
10	Berechnung der Horizontalspannungen	73
11	Prüfungen an Verbundprobekörpern.....	77
11.1	Zyklische Belastung.....	77
11.2	Mechanische Erstbelastung	81
12	Zusammenfassung.....	83
	Literatur.....	87
	Normen und Regelwerke	91
	Bilder	92
	Tabellen.....	96
	Anhang I – Betonrezepturen	97
	Anhang II – Versuchsergebnisse Einzelbetone	98
	Anhang III – Zyklische Belastung.....	108
	Anhang IV – Mechanische Erstbelastung	112

1 Einleitung

Für die Herstellung von Betonfahrbahndecken wird traditionell Portlandzement (CEM I) eingesetzt. Ein Grund dafür ist, dass erfahrungsgemäß bei Verwendung von CEM I Betonfahrbahndecken mit hohem Frost-Tausalz-Widerstand ohne erhöhten Nachbehandlungsbedarf zielsicher hergestellt werden können. Demgemäß ist in den TL Beton-StB 07 [N1] diese Zementart als Regelfall vorgegeben. In Abstimmung mit dem Bauherrn können alternativ auch Portlandhütten-, Portlandschiefer-, Portlandkalkstein- sowie Hochofenzement eingesetzt werden.

CEM I weist jedoch auch einige Nachteile auf. So ist er wegen seines hohen Klinkeranteils sehr CO_2 -intensiv in der Herstellung. Bei der Produktion von 1 t Klinker werden durch die Entsäuerung des Kalksteins ca. 0,53 t Kohlendioxid freigesetzt [1]. Darüber hinaus werden erhebliche energiebedingte CO_2 -Emissionen verursacht. Die Zementindustrie ist für ca. 5% der anthropogenen CO_2 -Emissionen verantwortlich [2].

Aus Politik und Gesellschaft wird die Forderung nach CO_2 -ärmeren Bindemitteln gestellt. In der Zementindustrie vollzieht sich daher ein Wandel hin zu neuen Zementen, bei deren Herstellung weniger CO_2 emittiert wird. So konnten im Zeitraum von 1990 bis 2012 in Deutschland die spezifischen CO_2 -Emissionen von durchschnittlich 0,787 t CO_2 /t Zement auf 0,575 t CO_2 /t Zement reduziert werden. Dies ist neben dem Einsatz alternativer Brennstoffe vor Allem auf die Klinkersubstitution durch weitere Hauptbestandteile wie z. B. Hüttensand oder Kalksteinmehl zurückzuführen [3].

Auch im Bereich des Betonstraßenbaus werden entsprechende Bindemittel verstärkt Anwendung finden. Der Fokus liegt hier vor Allem auf hüttensandhaltigen Zementen. Jedoch gibt es Bedenken, ob bei Verwendung klinkerärmerer Zemente ein ausreichend hoher Frost-Tausalz-Widerstand bei Betonfahrbahndecken sicher erreicht werden kann, insbesondere bei hohen Hüttensandgehalten über 30 % im Zement.

Neben den ökologischen Aspekten sind Betone mit Portlandzement auch hinsichtlich einer betonschädigenden Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR) als vergleichsweise ungünstig einzuschätzen. Internationale Erfahrungen zeigen, dass bei Verwendung potenziell alkaliempfindlicher Gesteinskörnungen

durch Zemente mit einem Hüttensandanteil von ca. > 30 % (besser 50 %) oder durch Zugabe von Steinkohlenflugasche eine betonschädigende AKR vermieden oder zumindest stark verzögert werden kann.

Der für die AKR-Vermeidung positive Einfluss hüttensandhaltiger Zemente resultiert aus einem dichteren Mikrogefüge des Betons, wodurch Feuchte- und Stofftransporte deutlich verringert werden.

Weiterhin wirken sich auch zementchemische Einflüsse, wie ein geringerer Portlanditgehalt, eine verringerte OH-Ionenkonzentration (niedrigerer pH-Wert) sowie eine Absenkung des CaO/SiO_2 -Verhältnisses in den C-S-H Phasen positiv auf den Widerstand gegen eine AKR aus [4].

Bei der Verwendung hüttensandhaltiger Zemente im Betonstraßenbau wurden bisher zwei Ansätze verfolgt, um auch bei Hüttensandgehalten > 30 % einen ausreichenden Frost-Tausalz-Widerstand zu gewährleisten. Zum einen wurde die Festigkeitsentwicklung dieser Zemente für den Betonstraßenbau zu höheren Frühfestigkeiten hin optimiert, um die Nachbehandlungsempfindlichkeit des Betons zu verringern. Zum anderen wurde auch untersucht, inwiefern durch optimierte Nachbehandlungsmethoden der Frost-Tausalz-Widerstand erhöht werden kann [5, 6].

Ein neuer Ansatz ist es, Zemente mit hohem Hüttensandgehalt ausschließlich im Unterbeton einer Betonfahrbahndecke einzusetzen. In der derzeitigen Regelbauweise mit Waschbetontextur wäre anzudenken, den rd. 5 bis 8 cm dicken Oberbeton, der gegenüber dem Unterbeton sowohl durch den Verkehr als auch durch Umwelteinflüsse stärker beansprucht wird, mit CEM I oder CEM II/A-S herzustellen. Im Unterbeton kommen CEM II/B-S oder CEM III/A (max. 50¹ % HÜS) – Zemente in Betracht. Derzeit ist in den TL Beton-StB 07 [N1] jedoch festgelegt, dass bei zweischichtigem Einbau Ober- und Unterbeton mit Zement der gleichen Art und Festigkeitsklasse herzustellen sind.

Neben hüttensandhaltigen Zementen kann auch ein teilweiser Zementersatz durch Steinkohlenflugasche (im Folgenden vereinfacht Flugasche) zu einer ökologischen Optimierung der Betonfahrbahndecke beitragen und parallel ebenfalls den Widerstand gegen eine AKR erhöhen. Es existieren je-

¹ Begrenzung auf 50 M.-% gemäß TL Beton-StB 07 [N1]

doch auch hier Bedenken hinsichtlich des Frost-Tausalz-Widerstandes des Betons.

In [7, 8] wurde aufgezeigt, dass Betone mit ca. 30 % Zementersatz durch Flugasche ebenfalls einen ausreichenden Frost-Taumittel-Widerstand entsprechend Expositionsklasse XF4 gemäß DIN EN 206 [N2]/ DIN 1045-2 [N3] aufweisen können.

2007 erfolgte eine Lockerung der nationalen Betonnorm DIN 10452 [N3], wonach der Flugaschegehalt bei Betonen auch in der Expositionsklasse XF4 sowohl auf den Mindestzementgehalt als auch auf den maximal zulässigen w/z-Wert (mit $k_f = 0,4$) angerechnet werden darf.

In Straßenbetonen kann Steinkohlenflugasche gegeben werden. Die Anrechnung des Flugaschegehaltes ist weiterhin ausgeschlossen [N1].

Zielstellung

Nicht nur aufgrund der Entwicklung hin zu Zementen mit mehreren Hauptbestandteilen und der erweiterten Nutzung von puzzolanischen Betonzusatzstoffen ist auch im Bereich von Betonfahrbahndecken eine flexiblere Handhabung von Bindemitteln in Ober- und Unterbeton anzustreben.

Es können sich gleichzeitig mehrere technologische, ökologische und wirtschaftliche Vorteile eröffnen, mit denen einhergehend sogar die Robustheit der Betonbauweise noch verbessert werden könnte. Zudem würde sich die Auswahl für den Betonstraßenbau geeigneter Gesteinskörnungen deutlich vergrößern.

Inhalt des Forschungsvorhabens war daher:

- die Verwendung unterschiedlicher Zemente im Ober- und Unterbeton zu untersuchen,
- die fehlende Anrechenbarkeit der Flugasche im Betonstraßenbau zu prüfen.

Dafür galt es zum einen nachzuweisen, dass sich unter den spezifischen Randbedingungen von Fahrbahndecken aus Beton weder für die Herstellung, Nutzung noch Dauerhaftigkeit (insbesondere Frost-Taumittelinwirkung) Nachteile oder Beeinträchtigungen ergeben. Insbesondere war dabei das Verbund- und Verformungsverhalten von Ober- und Unterbeton zu berücksichtigen.

Zum anderen war nachzuweisen, dass durch die Verwendung von CEM II/B-S – oder CEM III/A – Zementen im Unterbeton das Risiko einer AKR ver-

mindert wird und dadurch die Anzahl an verwendbaren Gesteinskörnungen im Unterbeton deutlich vergrößert werden kann. Im Ergebnis wurde eine Anpassung der Bindemittelsbeschränkungen in den TL Beton-StB 07 [N1] und den ZTV Beton-StB 07 [N4] angestrebt.

Wirtschaftliche, wissenschaftliche und technische Bedeutung

Durch die Verwendung unterschiedlicher Zemente im Ober- bzw. Unterbeton sowie durch die Anrechnung von Flugasche auf den Zementgehalt und den w/z-Wert könnte der Anteil an Portlandzementklinker in Betonfahrbahndecken deutlich gesenkt werden.

Folgende Vorteile könnten sich dadurch ergeben:

A) Hüttensandhaltige Zemente wurden im nationalen Betonstraßenbau bislang nur vereinzelt verwendet, da Betone mit diesen Zementen intensiver als CEM I – Betone nachzubehandelt sind und Bedenken hinsichtlich eines ausreichenden Frost-Taumittel-Widerstandes bestehen. Durch den kombinierten Einsatz von klinkerreichen Zementen (CEM I, CEM II/A-S) im Oberbeton und klinkerärmeren Zementen (CEM II/B-S, CEM III/A) im Unterbeton würde letzterer durch den Oberbeton einerseits quasi nachbehandelt und andererseits vor einem direkten Frost-Tausalz-Angriff geschützt. Dadurch könnte die Anwendung von klinkerärmeren, hüttensandhaltigen Zementen (CEM II/B-S, CEM III/A) im Betonstraßenbau großflächig ermöglicht werden, ohne dass der höhere Nachbehandlungsbedarf solcher Betone zum Tragen käme. Auf diese Art und Weise würden Verkehrsflächen aus Beton in ihrer Öko-Bilanz vermutlich verbessert, da der Anteil des CO₂-emissionsreichen Portlandzementklinkers deutlich reduziert werden würde.

B) Ein technologischer und volkswirtschaftlicher Vorteil würde sich dadurch einstellen, dass durch den Einsatz höherer Anteile von latent-hydraulischen/ puzzolanischen Stoffen im Zement bzw. im Beton auch die Gefahr einer schädigenden AKR in Betonfahrbahndecken vermindert werden kann. Zudem wäre im Unterbeton auch die Verwendung von Gesteinskörnungen möglich, die in Verbindung mit den im Betonstraßenbau bislang eingesetzten CEM I-Zementen als bedenklich bzw. nicht geeignet eingestuft werden. Daraus ergeben sich Möglichkeiten zur verbesserten Nutzung regional vorhandener Gesteinskörnungen und somit geringere Kosten

und Umweltbelastungen aus dem Transport der Gesteine.

C) Durch die Verwendung klinkerärmerer Zemente kann die Erwärmung während der Hydratation insbesondere im dickeren Unterbeton verringert werden, wodurch in Folge auch die thermischen Zwangsspannungen in der Betondecke reduziert werden. Letztere sind nach Untersuchungen [9] insbesondere bei Baumaßnahmen im Sommer eine für die Rissbildung maßgebliche Ursache. Somit kann über eine solche Modifikation der Bindemittelverwendung auch die Rissgefährdung in Betonfahrbahndecken vermindert werden.

In der Summe würden die Wirtschaftlichkeit und die Öko-Bilanz der Betonbauweise bei gleicher Leistungsfähigkeit, u. U. sogar verbesserter Robustheit, erhöht.

2 Grundlagen

2.1 Hüttensand

Flüssige Hüttenschlacke entsteht bei der Roheisenproduktion bei Temperaturen von 1350 bis 1550 °C. Kalkstein und Dolomit, welche als Flussmittel verwendet werden, reagieren mit SiO_2 - und Al_2O_3 -reichen Komponenten aus dem Eisenerz und der Asche der Kohle. Die Schlacke wird durch Granulation mit Wasser zügig auf unter 800 °C gekühlt, um eine Kristallisation zu vermeiden und ein weitgehend amorphes Material zu erhalten [10-12].

Der so hergestellte Hüttensand verfügt über latent-hydraulische Eigenschaften, d. h. nach entsprechender Anregung bildet er durch Hydratation



Bild 1: Hüttensand, ungemahlen

eigenständig festigkeitsbildende Reaktionsprodukte. Im Vergleich zum Portlandzement hydratisiert Hüttensand langsamer, woraus geringere Frühfestigkeiten und eine höhere Nacherhärtung von Zementen mit Hüttensand resultieren. Die Anregung der Hüttensandhydratation kann entweder alkalisch oder sulfatisch erfolgen [11-13].

Für eine Anwendung als Zementbestandteil bzw. als Betonzusatzstoff wird Hüttensand zementfein gemahlen. Die Partikel des Hüttensandmehles haben eine kantige Form (Bild 2).

Die chemische Zusammensetzung des Hüttensandes wird hauptsächlich von der Zusammensetzung des Eisenerzes bestimmt. Hüttensande bestehen typischerweise aus etwa 30 bis 50 M.-% CaO , 27 bis 40 M.-% SiO_2 , 5 bis 15 M.-% Al_2O_3 und 1 bis 10 M.-% MgO . Aufgrund der reduzierenden Bedingungen im Hochofen liegen Schwefelverbindungen im Hüttensand vorrangig in reduzierte Form vor [13].

Die Zusammensetzung der Hochofenschlacke darf in einem Werk nur geringfügig schwanken, um einen zufriedenstellenden Betrieb des Hochofens zu gewährleisten. Zwischen verschiedenen Werken kann die Zusammensetzung jedoch variieren [10].

Typische kristalline Einschlüsse im Hüttensand sind Melilit (Mischkristall von Äkermanit und Gehlenit) und Merwinitt [10, 14].

Hüttensand, welcher als Hauptbestandteil in Zement eingesetzt wird, muss gemäß DIN EN 197-1 [N5] folgende Anforderungen erfüllen:

- Glasgehalt mindestens 66,6 M.-%
- Gehalt der Summe von CaO , MgO und SiO_2 mindestens 66,6 M.-%
- Verhältnis $(\text{CaO}+\text{MgO})/\text{SiO}_2$ größer 1

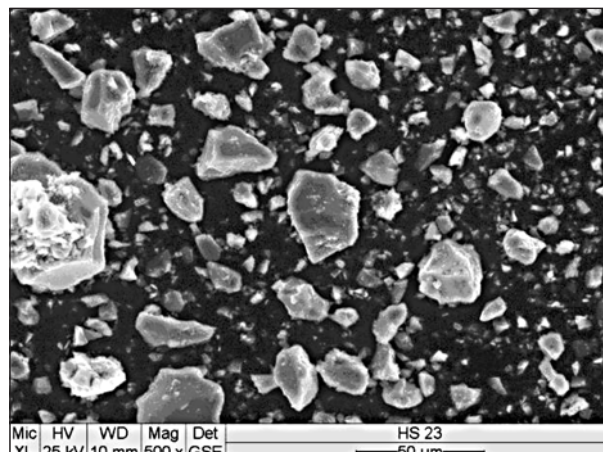


Bild 2: Hüttensandmehlpartikel (ESEM Aufnahme)

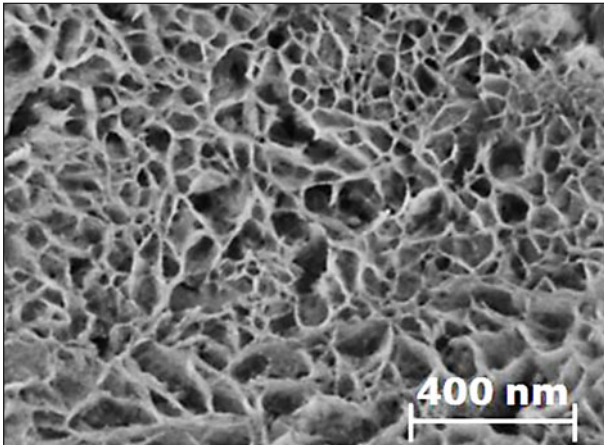


Bild 3: C-(A)-S-H-Phasen mit folienförmiger Morphologie

Nach [10] wird die hydraulische Aktivität des Hüttensandes hauptsächlich von folgenden Faktoren bestimmt:

- Glasgehalt und –zusammensetzung
- Kristalline Einschlüsse
- Homogenität der Glasphase
- Struktur der Glasphase

Weiterhin haben granulometrische Eigenschaften wie die Feinheit und die Partikelgrößenverteilung einen großen Einfluss auf die Reaktivität. Feinste Hüttensandpartikel kleiner $6\ \mu\text{m}$ können eine erhebliche Steigerung der Frühfestigkeit hüttensandhaltiger Zemente bewirken. Grobe Hüttensandpartikel $> 20\ \mu\text{m}$ tragen hingegen kaum zur Gefügeverdichtung und Festigkeitsentwicklung innerhalb der ersten 28 Tage bei [15].

Hüttensand ist schwerer mahlbar als Portlandzementklinker. Bei gemeinsamer Vermahlung reichert sich der Hüttensandanteil vorrangig im größeren Kornbereich des Zementes an [16] und kann sein Reaktionspotenzial nur geringfügig ausschöpfen. Hüttensandhaltige Zemente werden daher zumeist durch Mischen von Hüttensandmehl und Portlandzementklinker hergestellt, welche getrennt gemahlen wurden [15, 17].

Die Hydratationsprodukte von hüttensandhaltigen Zementen ähneln den Hydratationsprodukten von Portlandzementen, unterscheiden sich aber aufgrund der erhöhten Gehalte an SiO_2 , Al_2O_3 und MgO in ihrer Zusammensetzung.

Als Hydratationsprodukte hüttensandhaltiger Zemente wurden hauptsächlich C-S-H Phasen [18-22], Portlandit [18-24], Ettringit [21, 22] sowie

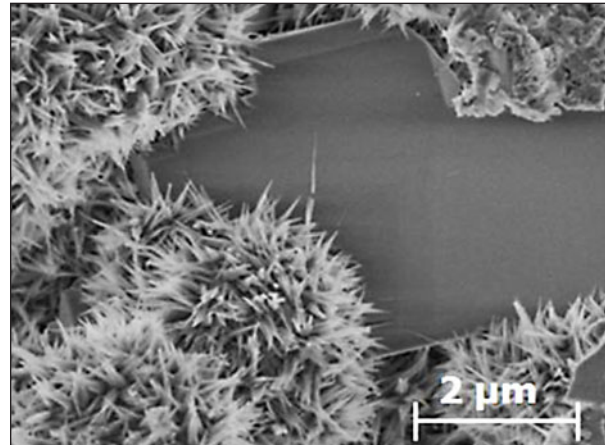


Bild 4: C-S-H Phasen mit nadelförmiger Morphologie

AFm-Phasen [18, 21, 22] beobachtet. Aufgrund des hohen MgO -Gehaltes im Hüttensand treten ebenfalls Hydrotalcit-ähnliche Reaktionsprodukte auf [18, 21, 22].

Durch den höheren Anteil von SiO_2 und Al_2O_3 im Hüttensand weisen die C-S-H Phasen ein geringeres CaO/SiO_2 -Verhältnis (Zementnotation C/S-Verhältnis) auf [18-20, 22]. Mit abnehmendem C/S-Verhältnis kann verstärkt auch Aluminium in den C-S-H Phasen eingebunden werden [18-20, 22]. Für diese Phasen wird daher auch häufig der Begriff C-A-S-H Phasen verwendet.

C-S-H Phasen mit niedrigerem C/S-Verhältnis weisen eine folienartige Morphologie auf (Bild 3), im Gegensatz zu den nadelförmigen C-S-H Phasen (Bild 4) aus der Hydratation von Portlandzement.

Durch die Hydratation des Hüttensandes wird nach [18, 21-25] der Portlanditgehalt in Systemen aus Portlandzement und Hüttensand etwas reduziert.

In [26] wurde hingegen festgestellt, dass die Hydratation von Hüttensand den Portlanditgehalt in Systemen mit Portlandzement nicht beeinflusst, da der Hüttensand kein Portlandit für die Ausbildung von Hydratationsprodukten benötigt. Allerdings wird allein durch den geringeren Klinkergehalt in hüttensandhaltigen Zementen der Portlanditgehalt im Zementstein verringert.

In jedem Fall ist die Reduzierung des Portlanditgehaltes weitaus geringer ausgeprägt als in Systemen aus Portlandzement und Steinkohlenflugasche oder anderen Puzzolanen.

Die Verwendung von Hüttensand im Zement (bzw. Beton) führt zumeist zu einer deutlichen Verfeinerung der Porenstruktur des Zementsteins, voraus-

gesetzt ein ausreichender Hydratationsgrad des langsamer hydratisierenden Hüttensandes wird gewährleistet [25]. Nach [20] ist vorrangig die folienartige Morphologie der C-S-H Phasen für die Verringerung des groben Porenraumes verantwortlich. Als weitere Ursache für die verringerte Ionendiffusion wird in [27] die Bildung von undurchlässigen Membranen in den Porenräumen des Zementsteins genannt.

Aufgrund des vergleichsweise dichteren Gefüges weisen Betone mit hüttensandhaltigen Zementen bei hinreichender Nachbehandlung zumeist eine höhere Dauerhaftigkeit auf als Betone aus Portlandzement. Eine Ausnahme stellt dabei der Frost-Tausalz-Widerstand dar. In [28] wurde gezeigt, dass bei hohen Hüttensandgehalten im Zement hohe Anfangsabwitterungen an Betonen auftreten, die im CDF-Verfahren auf ihren Frost-Tausalz-Widerstand geprüft werden. Die Tiefe der hohen Anfangsabwitterung entspricht in etwa der Dicke der karbonatisierten Randzone des Betons.

Die Ursachen für den verringerten Widerstand der karbonatisierten Zone gegenüber einem Frost-Tausalz-Angriff sind nach [28] die Bildung der metastabilen CaCO_3 -Modifikationen Aragonit und Vaterit bei der Karbonatisierung von Hochofenzementen sowie die erhöhte Kapillarporosität der karbonatisierten Schicht. Dieses Verhalten wurde bei Hüttensandgehalten ab ca. 40 – 50 M.-% im Zement festgestellt und tritt auch auf, wenn die Betone über ein funktionierendes Luftporensystem verfügen.

Ungünstig in Bezug auf den Frost-Tausalz-Widerstand ist ebenfalls, dass die Luftporenbildung in Betonen mit hüttensandhaltigen Zementen erschwert ist. Hier sind in der Regel etwas höhere Luftporenbildnerzugaben zum Erzielen des nötigen Frischbetonluftgehaltes erforderlich [29] und die Luftporenstabilität wird etwas verringert.

2.2 Steinkohlenflugasche

Infolge der Verbrennung von Kohle zur Stromerzeugung fällt Flugasche als Nebenprodukt an. Je nach Art von Kohle und Verbrennungsanlage entstehen dabei unterschiedliche Arten von Flugasche [10]. Bei Flugasche, welche als Zusatzstoff Typ 2 nach DIN EN 206 [N2]/ DIN 1045-2 [N3] verwendet werden darf, handelt es sich um eine siliziumreiche Flugasche aus der Verbrennung pulverisierter

Steinkohle. Die Flugasche muss den Kriterien der DIN EN 450-1 [N6] genügen.

Flugasche besteht aus Aschepartikeln, welche aus dem Rauchgas der Feuerungsanlagen durch elektrostatische oder mechanische Abscheidung gewonnen werden [10].

Die chemische Zusammensetzung der Steinkohlenflugasche entspricht im Wesentlichen der chemischen Zusammensetzung der mineralischen Bestandteile der verwendeten Kohle bzw. der verwendeten Mitverbrennungsstoffe. Aufgrund der hohen Temperaturen beim Verbrennungsprozess wird jedoch die Mineralogie der Steinkohlenflugasche im Vergleich zu den ursprünglichen Mineralphasen in den Brennstoffen verändert [10, 30].

Die Steinkohlenflugasche besteht aus einem kristallinen Anteil, der in eine alumosilikatische Glasphase eingebettet ist [31]. Die Glasphase der siliziumreichen Flugasche verfügt über puzzolanische Eigenschaften. Sie reagiert mit dem Portlandit aus der Hydratation des Portlandzementes zu C-S-H Phasen. Kristalline Bestandteile der Steinkohlenflugasche sind typischerweise Mullit, Quarz, Hämatit, Magnetit und Anhydrit [10].

Beim Verbrennungsprozess verdampfte Alkalien kondensieren beim Abkühlen der Asche auf der Oberfläche der Flugaschepartikel. Weiterhin wird Schwefel, vorrangig in Form von SO_3 auf den Partikeloberflächen adsorbiert [30].

Die chemische Reaktivität der SFA hängt vorrangig vom Glasgehalt sowie von der Basizität der Glasphase ab. Unter Basizität versteht man das Verhältnis $(\text{CaO}+\text{MgO}+\text{Al}_2\text{O}_3)/\text{SiO}_2$. Je höher Glasgehalt und Basizität, desto höher ist die Reaktivität [32].

Darüber hinaus wird die Reaktivität der SFA auch von ihrer Feinheit bestimmt. Die Größen der Flugaschepartikel bewegen sich größtenteils im Bereich von ca. 1 bis 100 μm . Die Partikel weisen überwiegend eine sphärische (kugelige) Form auf, weshalb sich die Flugasche zumeist positiv auf die Verarbeitungseigenschaften auswirkt [10]. Zur Aussteuerung der Feinheit können grobe Anteile der Asche abgesehen, gemahlen und wieder der Asche zugesetzt werden (vgl. Bild 5).

Aufgrund der puzzolanischen Eigenschaften der Steinkohlenflugasche ist der Portlanditgehalt im Zementstein von Betonen mit Flugasche geringer als bei der ausschließlichen Verwendung von Portland-

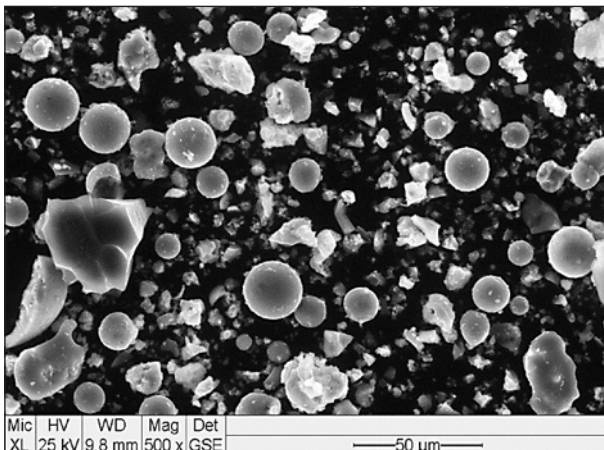


Bild 5: Kugelförmige Flugaschepartikel mit gemahlene Grobpartikeln

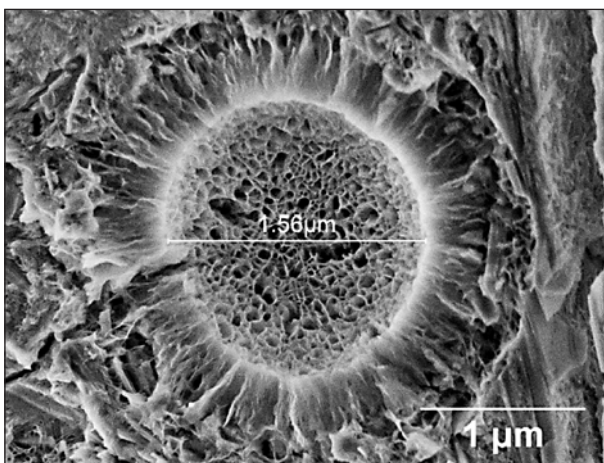


Bild 6: Reaktionssaum eines Flugaschepartikels (herausgebroschen) aus folienförmigen C-(A-)S-H-Phasen

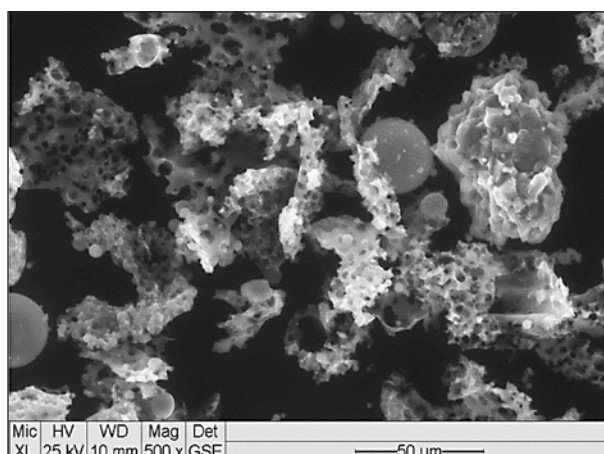


Bild 7: Unverbrannter Kohlenstoff in Steinkohlenflugasche

zement, vorausgesetzt die Flugasche hat einen gewissen Hydratationsgrad erreicht.

Analog zu der Hydratation hüttensandhaltiger Zemente führt die Reaktion der Flugasche zu einer Verringerung des C/S-Verhältnisses der C-S-H

Phasen sowie zu einem verstärkten Einbau von Aluminium (C-A-S-H Phasen) [33]. Infolge des Portlanditverbrauches unter der Bildung zusätzlicher C-S-H Phasen sowie aufgrund der folienartigen Morphologie der C-S-H Phasen wird die Porenstruktur des Zementsteins durch die Flugaschehydratation deutlich verfeinert.

Steinkohlenflugasche enthält immer einen Anteil nicht vollständig verbrannter Kohlepartikel (Bild 7), welche über eine sehr hohe spezifische Oberfläche verfügen [30]. Die Oberflächen dieser Partikel sind weitgehend unpolar und hydrophob.

Wird die Steinkohlenflugasche in einem Beton mit Luftporenbildner eingesetzt, so werden die hydrophoben Enden der Luftporenbildnermoleküle bevorzugt an den unverbrannten Kohlepartikeln adsorbiert, wodurch weniger Luftporenbildner für die Stabilisierung der Luftporen im Beton zur Verfügung steht. Infolgedessen muss bei Verwendung von Flugasche in der Regel eine deutlich höhere Dosierung des Luftporenbildners vorgesehen werden [30, 34].

Über eine Begrenzung des Glühverlustes wird indirekt auch der Anteil nicht vollständig verbrannter Kohlepartikel begrenzt. Es dürfen nur Flugaschen der Glühverlustkategorie A (Glühverlust < 5 M.-%) nach DIN EN 450-1 [N6] verwendet werden. Eine enge Korrelation zwischen Glühverlust und Luftporenbildnerdosierung liegt jedoch nicht vor [30].

Bei der Verwendung von Flugasche als Zusatzstoff Typ II im Beton gemäß DIN EN 206 [N2]/ DIN 1045-2 [N3] darf der Flugaschegehalt auf den Wasserzementwert und den Mindestzementgehalt angerechnet werden. Dabei ist zu beachten, dass die Anrechenbarkeit auf bestimmte Zementarten beschränkt wird.

Die Anrechnung auf den Wasserzementwert erfolgt nach dem k-Wert-Ansatz durch Berechnung des äquivalenten Wasserzementwertes.

$$(w/z)_{\text{eq}} = w / (z + k_f \cdot f) \quad [\text{N3}] \quad (\text{Gl. 1})$$

f – Gehalt an Flugasche

k_f – Anrechnungsfaktor für Flugasche = 0,4

Die Höchstmenge an Flugasche, die auf den w/z-Wert angerechnet werden darf, ist bei Zementen ohne die Hauptbestandteile P, V und D auf „f/z ≤ 0,33 in Massenteilen“ [N3] begrenzt.

Der Mindestzementgehalt darf bei Anrechnung von Flugasche auf die in DIN 1045-2 [N3] in den Tabellen F.2.1 und F.2.2, Zeile 4, angegebenen Mindestzementgehalte reduziert werden. Dabei darf der Gehalt an Zement und Flugasche ($z + f$) die in den Tabellen F.2.1 und F.2.2 nach Zeile 3 [N3] angegebenen Mindestzementgehalte nicht unterschreiten.

2.3 Wirkung von Hüttensand und Flugasche hinsichtlich AKR-Vermeidung

Die positive Wirkung geeigneter Zusatzstoffe im Beton in Hinblick auf die Vermeidung einer betonschädigenden AKR ist praktisch genauso lange bekannt wie die AKR selbst [35]. Trotz alledem ist diese Thematik auch aktuell Gegenstand vieler Untersuchungen weltweit [36-45]. Ein umfangreicher Überblick wird in [35] gegeben.

Bei der Einschätzung von Zusatzstoffen hinsichtlich AKR-Vermeidung ist zu berücksichtigen, dass viele AKR-Prüfverfahren bei erhöhten Temperaturen ausgeführt werden, um einen beschleunigten Ablauf der AKR zu erzielen. Dies hat die ungewollte Nebenwirkung zur Folge, dass die Hydratation der latent-hydraulischen und puzzolanischen Stoffe überproportional beschleunigt wird. Infolgedessen kann im Laborprüfverfahren die positive Wirkung dieser Zusatzstoffe im Vergleich zum Verhalten im Bauwerk überschätzt werden [4].

Wesentlicher Mechanismus der AKR-Vermeidung (bzw. Verminderung) durch latent-hydraulische und puzzolanischer Zusatzstoffe ist nach [46] der Verbrauch von Alkalien aus der Porenlösung. Dadurch werden die für die AKR zur Verfügung stehenden Alkalien verringert. Weiterhin wird die Verfügbarkeit von Calcium reduziert und das Porengefüge verfeinert.

Eine aktive und dauerhafte Alkalieneinbindung in die Reaktionsprodukte des Hüttensandes erscheint aus thermodynamischer Sicht aber unwahrscheinlich, da als Reaktionsprodukte hauptsächlich C-S-H bzw. C-A-S-H Phasen gebildet werden [4]. An diesen Phasen werden zwar ebenfalls Alkalien adsorbiert, insbesondere mit sinkendem C/S-Verhältnis sowie mit steigender Aluminiumeinbindung [47, 48]. An C-S-H Phasen sorbierte Alkalien sind jedoch nicht fest eingebunden und werden bei Absinken

der Alkalienkonzentration in der Porenlösung (z. B. infolge AKR) teilweise wieder freigesetzt [49].

Eine aktive Alkalieneinbindung wird hingegen in Zeolith-ähnlichen Phasen erreicht, wie sie z. B. bei der Hydratation zementärer Systeme mit Metakaolin entstehen. Wichtigster Mechanismus des Hüttensandes in Hinblick auf die AKR-Vermeidung ist daher seine Gefüge verdichtende Wirkung [4].

Die Wirkung von Hüttensand in typischen Straßenbetonrezepturen bei Alkalizufuhr von außen wurde in [4] im Performance-Prüfverfahren (FIB-Klima-wechselagerung) an Betonen untersucht.

In den Untersuchungen mit einer reaktiven groben Gesteinskörnung wurde durch einen teilweisen Zementersatz eines CEM I 32,5 R durch 35% Hüttensand das Auftreten einer betonschädigenden AKR wirkungsvoll unterbunden, wenn die Proben mit NaCl-Lösung beaufschlagt wurden. Bei Prüfung mit einem Flugbetriebsflächenenteiser (Natriumformiatlösung) konnte eine AKR deutlich verzögert, jedoch nicht völlig verhindert werden [4].

2.4 Hüttensandhaltige Zemente und Flugasche im Betonstraßenbau

In Deutschland ist die Verwendung hüttensandhaltiger Zemente in Fahrbahndecken aus Beton noch immer die Ausnahme. Dies spiegelt sich auch im Regelwerk (TL Beton-StB 07 [N1]) wieder, welches den Einsatz von Portlandhüttenzement und Hochofenzement nur in Abstimmung mit dem Bauherrn zulässt. Der Grund für diese Einschränkungen ist die Befürchtung, dass durch die Verwendung anderer Zemente als CEM I eine Verschlechterung des Frost-Tausalz-Widerstands entsprechender Fahrbahndeckenbetone resultiert bzw. eine intensivere Nachbehandlung des Betons notwendig wird.

In einem Erfahrungsbericht über die Verwendung von CEM II/III-Zementen im Fahrbahndeckenbeton wurde geschlussfolgert, dass die Herstellung dauerhafter Betonfahrbahndecken mit CEM II/ III – Zementen prinzipiell möglich sei, wenn ausreichende Maßnahmen zur Nachbehandlung ergriffen werden [50].

Gemäß einer Zustandsbewertung bestehender Betonfahrbahndecken mit CEM II- und CEM III-Zementen weisen Betonstraßen mit Portlandhüttenzementen keine signifikante Dauerhaftigkeitsunter-

schiede zu Betondecken mit Portlandzement auf. Aussagen zu den Strecken mit CEM III/A konnten aufgrund des jungen Alters noch nicht getroffen werden [51].

In [52] wurde hingegen vom verringerten Frost-Tausalz-Widerstand einer Fahrbahndecke aus Portlandhüttenzement berichtet. Die erhöhten Abwitterungen resultierten aus einer für den Zement nicht ausreichenden Nachbehandlung.

In der Regel sind heutige Portlandhütten- und Hochfenzemente für den Betonstraßenbau in ihrer Festigkeitsentwicklung hin zu höheren Frühfestigkeiten optimiert, um die Nachbehandlungsempfindlichkeit zu verringern.

Portlandhüttenzemente wurden in Deutschland vereinzelt auch für den Bau von Fahrbahndecken mit Waschbetonstruktur verwendet. Erste Waschbetonprobungsstrecken mit CEM III/A 42,5 N-NA wurden im Oktober 2007 auf der B6n bei Güsten und im März 2008 auf der A14 bei Halle/Peißen hergestellt [52, 53].

Die Verwendung von Portlandflugaschezementen mit kieselsäurereichen Flugaschen (CEM II/A-V, CEM II/B-V) ist in den TL Beton-StB 07 [N1] nicht vorgesehen. Als Zusatzstoff darf Steinkohlenflugasche im Fahrbahndeckenbeton eingesetzt, aber nicht auf Zementgehalt und w/z-Wert angerechnet werden. Den Autoren ist nur ein dokumentierter Einsatz von Steinkohlenflugasche in Fahrbahndeckenbeton in Deutschland im Rahmen einer Versuchsstrecke [54] bekannt.

Im internationalen Raum ist die Verwendung von hütten sandhaltigen Zementen sowie auch von Flugasche im Betonstraßenbau durchaus üblich. In Österreich ist im Regelwerk für den Betonstraßenbau (RVS 08.17.02 [N7]) standardmäßig der Einsatz von CEM II/A-S oder CEM II/B-S als Deckenzement vorgesehen.

Auch in anderen europäischen Ländern finden hütten sandhaltige Zemente im Betonstraßenbau Anwendung, z. B. als CEM III/A in Belgien und den Niederlanden [55]. Weiterhin wird in den Niederlanden standardmäßig auch Portlandflugaschezement mit bis zu 35 % Steinkohlenflugasche eingesetzt [55]. Es ist allerdings anzumerken, dass hier aufgrund der mildereren klimatischen Verhältnisse von einer vergleichsweise geringen Frost-Taumittel-Belastung ausgegangen werden kann.

Im Nordamerikanischen Raum werden Flugasche oder Hütten sand im Betonstraßenbau ebenfalls eingesetzt, zumeist mit der Zielstellung der AKR-Vermeidung (z. B. [56]).

2.5 Zweischichtige Betonbauweise

In Deutschland und in anderen europäischen Ländern ist die zweischichtige Bauweise für Betonstraßen weit verbreitet [57] bzw. stellt den Regelfall dar. Der Begriff zweischichtig bedeutet dabei, dass der Beton nicht nur in zwei Lagen eingebaut wird, sondern dass zwei unterschiedliche Betone für den Ober- und Unterbeton verwendet werden.

Ein Vorteil der zweischichtigen Bauweise liegt darin, dass für den weniger stark beanspruchten Unterbeton Gesteinskörnungen mit verringerten Anforderungen eingesetzt werden können [57]. Dies betrifft insbesondere die Griffigkeit beeinflussende Kenngrößen (Polierwiderstand PSV, Bruchflächigkeit), aber auch den Frost- und Frost-Tausalz-Widerstand sowie die Kornform.

Unterschiedliche Zemente können in Deutschland hingegen nicht in den beiden Betonschichten eingesetzt werden, da gemäß TL Beton-StB 07 [N1] derselbe Zement für Ober- und Unterbeton zu verwenden ist.

Im internationalen Raum wird teilweise eine flexiblere Handhabung der Bindemittel in Oberbeton und Unterbeton angestrebt. Im Zuge der Wiedereinführung der zweischichtigen Bauweise in den USA wird die Verwendung hoher Zementsubstitutionsraten mit Zusatzstoffen im Unterbeton explizit als ein Vorteil dieser Bauweise betrachtet und auch in Probe-strecken erprobt [57].

2.6 Lastunabhängige Beanspruchungen: Temperatur und Feuchte

Fahrbahndecken aus Beton unterliegen über ihre gesamte Nutzungsdauer mehr oder weniger starken Witterungseinflüssen. Die daraus resultierenden Temperatur- und/oder Feuchtegradienten innerhalb einer Betonplatte verursachen mitunter hohe Eigenspannungen, die bei einer Verformungsbehinderung des Bauteils entsprechend mit Zwangsspannungen im Bauteil und der Gefahr der Rissbildung einhergehen. Bei der Charakterisie-

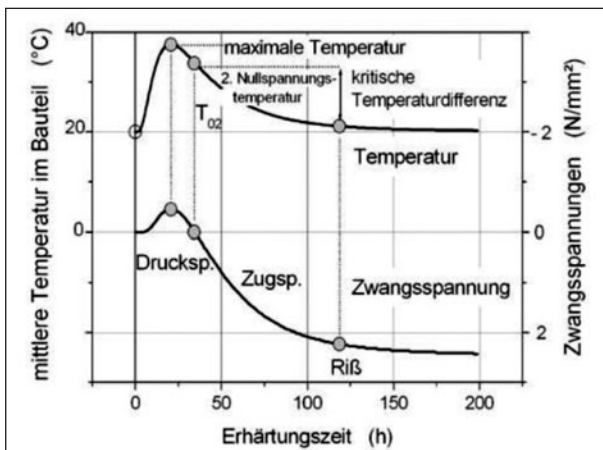


Bild 8: Temperaturverlauf und Entwicklung von Zwangsspannungen [59]

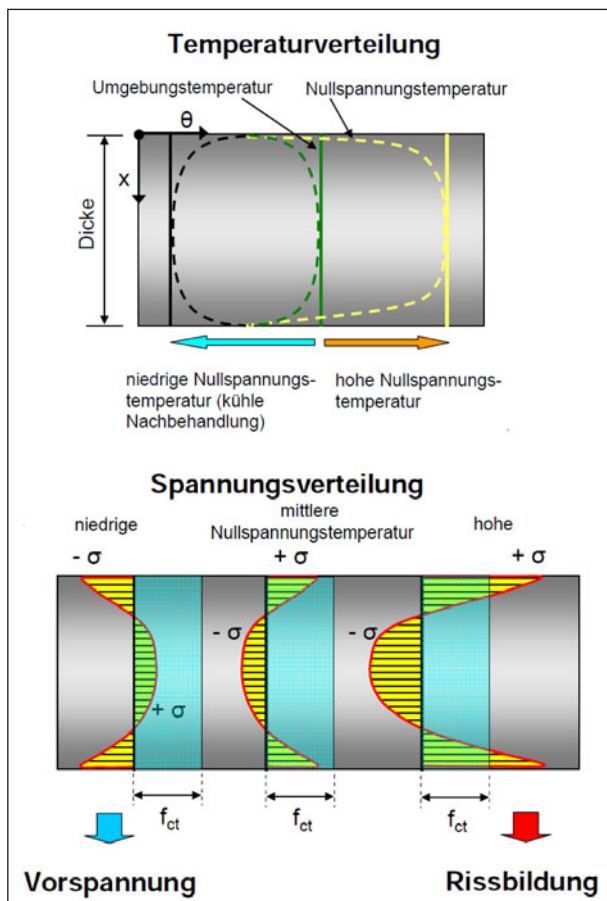


Bild 9: Einfluss der Nullspannungstemperatur auf die entstehenden thermischen Spannungen in einer Betonplatte (f_{ct} = Zugfestigkeit des Betons [60])

Die auftretenden Zwangs- und Eigenspannungen sind zwei unterschiedliche Zustände zu betrachten, die Hydratation des Betons kurz nach der Herstellung und der Gebrauchszustand [58].

Betone für den Bau von Fahrbahndecken weisen mit $\geq 340 \text{ kg/m}^3$ relativ hohe Zementgehalte auf. Bekanntermaßen erwärmt sich Beton während der Hy-

dratation. Bereits wenige Stunden nach der Herstellung wird Hydratationswärme freigesetzt, wobei das Temperaturmaximum in der Regel zwischen 4 und 20 Stunden nach Einbau erreicht wird.

Unabhängig von Umwelteinflüssen kommt es dabei im Kern des Bauteils zu einer stärkeren Erwärmung als in den Randbereichen, da die entstehende Wärme nur langsam an die Umgebung abgeführt wird. Dieser Temperaturanstieg hat eine entsprechende Dehnung zur Folge, die bei einer Verformungsbehinderung, beispielsweise durch den Verbund mit der darunterliegenden hydraulisch gebundenen Tragschicht (HGT) zu Zwangsspannungen (Druck) in der Platte führt. Im jungen Beton können diese Zwangsspannungen in Abhängigkeit des Elastizitätsmoduls durch Relaxation weitgehend abgebaut werden, wodurch nur geringe Druckspannungen resultieren (Bild 8).

Nach Überschreiten des Temperaturmaximums und folgender Abkühlung wird die noch vorhandene Druckspannung rasch abgebaut und ein Spannungsausgleich (Nullspannungszustand) herbeigeführt. Die zu diesem Zeitpunkt an einer definierten Stelle im Querschnitt der Betonplatte vorliegende Temperatur wird als Nullspannungstemperatur bezeichnet.

Kühlt der Beton im Folgenden weiter auf die Umgebungstemperatur ab, bilden sich über den Querschnitt Zugeigenspannungen aus, die bei Überschreitung der Zugfestigkeit bzw. Zugbruchdehnung Risse zur Folge haben. Inwieweit die Erhärtungsbedingungen bzw. kritischen Temperaturdifferenzen einen signifikanten Einfluss auf die über den Querschnitt entstehenden Spannungen nehmen, soll anhand der folgenden Abbildung verdeutlicht werden.

Wie Bild 9 zu entnehmen ist, führt eine hohe (hier vereinfacht über den Querschnitt als konstant angenommene) Nullspannungstemperatur zu einer frühen Rissbildung in der Randzone, während eine geringe Nullspannungstemperatur dort zu einer Druckvorspannung führt, jeweils gleiche Umgebungstemperaturen vorausgesetzt. Das Risiko einer thermisch induzierten Rissbildung steigt demnach mit höheren Nullspannungstemperaturen.

Zwangsspannungen infolge abfließender Hydratationswärme während der Erhärtung des Betons stellen eine der häufigsten Rissursachen in Betonplatten dar. Aber auch im Gebrauchszustand kön-

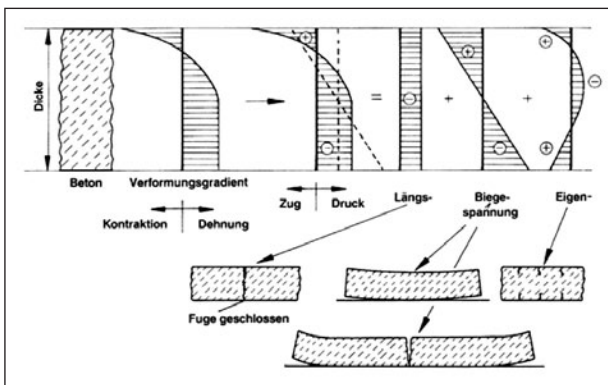


Bild 10: Spannungen und resultierende Risse in Betonplatten infolge eines negativen Temperaturgradienten bei Abkühlung der Oberfläche nach [61].

nen sich Risse infolge behinderter Temperatur- und Feuchteverformung ausbilden.

Jahreszeitlich bedingte Temperaturspannungen (Sommer/ Winter), die aus großen Temperaturunterschieden resultieren, werden dabei aufgrund der langen Einwirkungsdauer durch Kriechen und Relaxation vermindert. Tageszeitlich bedingte Temperaturspannungen (Tag/ Nacht) sind demgegenüber zwar aufgrund des kleineren Temperaturunterschiedes geringer ausgeprägt, werden aber nicht durch Kriechen oder Relaxation abgemindert.

Bild 10 zeigt die aus einem negativen Temperaturgradienten ($T_{\text{oben}} < T_{\text{unten}}$) resultierenden Spannungen in einer Betonplatte. Diese lassen sich in einen konstanten Anteil, der zu zentrischen Zwangsspannungen führt, in einen über die Plattendicke linear veränderlichen sowie einen konvexen Anteil zerlegen. Infolge des negativen linearen Temperaturgradienten möchte sich die Platte aufschüsseln, was jedoch durch das Eigengewicht sowie die Querkraftdübel weitestgehend verhindert wird [62].

Die aus dieser Verformungsbehinderung resultierenden Wölbspannungen führen zu Zugbeanspruchungen an der kälteren Plattenoberseite. Überschreiten diese Wölbspannungen die Biegezugfestigkeit des Betons, so bilden sich keilförmige Biegerisse aus. Der nicht-lineare, konvexe Temperaturgradient führt an der Oberseite zu Zugeigenspannungen, welche zu krakeleeartigen feinen Oberflächenrissen führen können [63].

In der Regel können sich in Betonfahrbahndecken infolge rascher Erwärmung der Plattenoberseite (beispielsweise durch starke Sonneneinstrahlung) positive Temperaturgradienten von bis zu 0,8 K/cm und negative Gradienten bei einer Abkühlung der Oberfläche von bis zu -0,4 K/cm einstellen [64].

Verformungen durch Feuchteänderungen werden im Allgemeinen nur im Zementstein generiert. Betone mit hohem Gehalt an Gesteinskörnung weisen folglich geringere Feuchteverformungen auf, da der Anteil des schwind-/ beziehungsweise quellfähigen Zementsteins reduziert ist. Zusätzlich dazu verstärkt die durch den höheren Gehalt an Gesteinskörnung auftretende Verformungsbehinderung die Abminderung der Feuchteverformung.

Auch das Verhältnis von Volumen zur Oberfläche eines Bauteils hat einen Einfluss auf die Feuchteverformung, da durch die verlangsamte Feuchteänderung im Kernbereich in den oberflächennahen, stärker durchfeuchteten Schichten eine Verformungsbehinderung eintritt [65].

Der am häufigsten zu beobachtende Fall einer ungleichmäßigen Feuchteverformung stellt sich ein, wenn die Fahrbahnoberseite austrocknet (Trocknungsschwinden), die Unterseite jedoch feucht bleibt. In diesem Fall liegt über die Plattendicke ein negativer Feuchtegradient vor. In der Praxis kann es somit trotz eines positiven Temperaturgradienten (Oberseite wärmer als Unterseite) zu einer Aufschüsselung durch die Austrocknung des Oberflächenbereiches kommen [65, 66].

Lastabhängige Beanspruchungen: Verkehr

Neben den witterungsbedingten Beanspruchungen werden Fahrbahndecken vor allem durch den Verkehr beansprucht. Gerade mit dem seit Jahren stetig ansteigenden Güterverkehrsaufkommen nehmen auch die Belastungen der Fahrbahndecken sukzessive zu. Die dabei durch die Achsübergänge, insbesondere des Schwerverkehrs, quasiständig zyklisch eingetragenen Spannungen überlagern sich mit denen aus hygrischem und thermischem Zwang.

Die ersten Ansätze zur Berechnung von Spannungen in Betonfahrbahndecken auf elastischer Unterlage wurden von Westergaard unter Einschluss von empirischen Korrekturbeiwerten entwickelt [67]. Dabei stellte er Berechnungsformeln für die drei Lastfälle „Plattenmitte“, „Plattenrand“ und „Plattenecke“ auf.

(Gl. 2)

$$\sigma_{QM} = \frac{0,275 \cdot Q}{h^2} \cdot (1 + \mu) \cdot \left[\lg \left(\frac{E \cdot h^3}{k \cdot b^4} \right) - 0,436 \right]$$

(Gl. 3)

$$\sigma_{QR} = \frac{0,529 \cdot Q}{h^2} \cdot (1 + 0,54 \cdot \mu) \cdot \left[\lg \left(\frac{E \cdot h^3}{k \cdot b^4} \right) + \lg \left(\frac{b}{1 - \mu^2} \right) - 2,484 \right]$$

(Gl. 4)

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

mit:

$$\sigma_{QR} = \text{Spannung: Lastfall „Plattenrand“ [N/mm}^2]$$

$$\sigma_{QM} = \text{Spannung: Lastfall „Plattenmitte“ [N/mm}^2]$$

$$\sigma_{QE} = \text{Spannung: Lastfall „Plattenecke“ [N/mm}^2]$$

$$Q = \text{Radlast [N]}$$

$$h = \text{Dicke der Betondecke [mm]}$$

$$\mu = \text{Querdehnzahl des Betons [-]}$$

$$E = \text{Elastizitätsmodul [N/mm}^2]$$

$$k = \text{Bettungsmodul [N/mm}^3]$$

$b =$ (fiktiver) Belastungsradius zur Berücksichtigung eines von der Balkentheorie abweichenden Spannungsverlaufs

$$= \sqrt{1,6 \cdot a^2 + h^2} - 0,675 \cdot h \text{ für } a < 1,724 h$$

$$= a \text{ für } a > 1,724 h$$

$$a = \text{Belastungskreishalbmesser [mm]}$$

$$= \sqrt{\frac{Q}{\pi \cdot p}}$$

$$p = \text{Kontaktdruck [N/mm}^2]$$

Mit der in Deutschland maximal zulässigen Achslast von 11,5 t ergibt sich mit typischen Einflussgrößen bei einer Plattendicke von 270 mm eine statische Biegespannung in Plattenmitte von rd. 1,1 N/mm². Am Plattenrand beträgt diese rd. 1,2 N/mm² [68].

In der Praxis sind für diese statischen Biegespannungen zusätzlich Sicherheitsfaktoren in Abhängigkeit der Straßenoberfläche von 1,0 bis 1,5 anzusetzen,

da die Achslasten durch Eigenschaften wie die Beschaffenheit der Fahrbahn, den Dämpfungseigenschaften der Achse, der Reifenbauart und der Fahrzeuggeschwindigkeit starken dynamischen Schwankungen ausgesetzt sind.

Bei der Ermittlung der resultierenden Spannungen ist anhand der kritischen Plattenlänge zwischen reduzierten Wölbspannungen ($l < 0,9 \cdot l_{krit}$), gestörten Wölbspannungen ($l = 0,9 \cdot l_{krit}$) und ungestörten Wölbspannungen ($l > 1,1 \cdot l_{krit}$) zu unterscheiden. Nach Eisenmann [69] gilt für die kritische Plattenlänge l_{krit} :

$$l_{krit} = 0,8165 \cdot h \cdot \sqrt{\frac{\alpha_T \cdot \Delta t \cdot E}{\gamma}} \quad (\text{Gl. 5})$$

mit:

$$l_{krit} = \text{Kritische Plattenlänge [mm]}$$

$$h = \text{Plattendicke [mm]}$$

$$\alpha_T = \text{Temperaturdehnzahl [1/K]}$$

$$\Delta t = \text{Temperaturgradient [K/mm]}$$

$$E = \text{Elastizitätsmodul [N/mm}^2]$$

$$\gamma = \text{Wichte [N/mm}^3]$$

Unter der Annahme einer vollständigen Verformungsbehinderung lässt sich gemäß der folgenden Gleichung die Biegezwangsspannung als ungestörte Wölbspannung σ_ω berechnen [69]:

$$\sigma_\omega = \frac{1}{1 - \mu} \cdot \frac{h \cdot \Delta T}{2} \cdot \alpha_T \cdot E \quad (\text{Gl. 6})$$

mit:

$$\sigma_\omega = \text{Wölbspannung [N/mm}^2]$$

$$\alpha_T = \text{Temperaturdehnzahl [1/K]}$$

$$\Delta T = \text{Temperaturgradient [K/mm]}$$

$$\mu = \text{Querdehnzahl [-]}$$

$$h = \text{Plattendicke [mm]}$$

$$E = \text{Elastizitätsmodul [N/mm}^2]$$

Da im Betonstraßenbau die tatsächliche Plattenlänge L (i. d. R. 5 m) kleiner als $0,9 \cdot l_{krit}$ ist, können sich diese Wölbspannungen jedoch nicht voll ausbilden. Aus diesem Grund darf hier die reduzierte Wölb-

spannung σ''_{ω} (Gl. 7) für eine weitere Betrachtung angesetzt werden:

$$\sigma''_{\omega} = \left(\frac{L - 400}{0,9 \cdot l_{krit}} \right)^2 \cdot \sigma_{\omega} \quad (\text{Gl. 7})$$

mit:

σ''_{ω} = reduzierte Wölbspannung [N/mm²]

σ_{ω} = Wölbspannung [N/mm²]

L = Plattenlänge [mm]

l_{krit} = Kritische Plattenlänge [mm]

3 Versuchsprogramm

3.1 Fragestellungen

Die inhaltliche Gliederung des Forschungsprojektes lässt sich in drei Punkten zusammenfassen:

- Wirksamkeit von Hüttensand und Steinkohlenflugasche hinsichtlich AKR-Vermeidung im Fahrbahndeckenbeton (Unterbeton)
- Auswirkung von Hüttensand und Steinkohlenflugasche auf den Frost-Tausalz-Widerstand von Fahrbahndeckenbeton
- Auswirkung der Anwendung unterschiedlicher Bindemittel in Ober- und Unterbeton auf die baupraktische Umsetzbarkeit sowie auf das Langzeitverhalten (Laborversuche)

Im Detail ergaben sich folgende Fragestellungen, die im Rahmen des Versuchsprogrammes untersucht wurden.

Kann im Unterbeton mit potenziell alkali-reaktiver Gesteinskörnung eine betonschädigende AKR vermieden werden, wenn hüttensandhaltige Zemente eingesetzt werden, bzw. ein teilweiser Zementersatz durch Steinkohlenflugasche erfolgt?

Für die Untersuchungen wurden drei unterschiedliche, potenziell alkaliempfindliche Gesteinskörnungen (slow-late) verwendet, welche in einer Betonrezeptur mit einem im Betonstraßenbau üblichen CEM I eine schädigende AKR verursachen würden. Mit diesen Gesteinskörnungen wurden vergleichende AKR-Performance-Prüfungen an exemplarischen Betonzusammensetzungen für den Unterbe-

ton unter Verwendung verschiedener Zemente sowie auch mit Flugaschezugabe durchgeführt.

Die Zemente (1 x CEM II/B-S, 2 x CEM III/A) unterschieden sich in ihrem Hüttensandgehalt und ihrer Mahlfineinheit. Die Hüttensandgehalte der verwendeten Zemente lagen in der Größenordnung von 30 % (CEM II/B-S), 40 % und 50 % (CEM III/A), da erst ab einer Zugabemenge von 30 % ein signifikanter positiver Einfluss auf die AKR zu erwarten war.

Die Untersuchungen zum Minderungspotenzial hinsichtlich AKR erfolgten mit der am FIB entwickelten AKR-Performance-Prüfung, der FIB-Klimawechsel-lagerung. Diese ermöglichte die zeitraffende Simulation wechselnder Klimabedingungen unter Einbindung von angreifenden Medien.

Wie beeinflussen Hüttensand und Steinkohlenflugasche den Frost-Tausalz-Widerstand?

Der Frost-Tausalz-Widerstand von Betonen wurde unter Variation von Flugaschegehalt und Zement-art im CDF-Verfahren bestimmt. Die Prüfungen erfolgten gemäß DIN CEN/TS 12390-9 [N8] an der teflon-geschalteten Prüffläche.

Am Oberbeton erfolgten zusätzlich auch CDF-Prüfungen an der Waschbetonoberfläche. Der Waschbeton wurde entsprechend den Bedingungen in der Praxis nach dem Ausbürsten mit einem flüssigen Nachbehandlungsmittel gemäß TL NBM-StB 09 [N9] nachbehandelt. So konnte der Einfluss der Flugasche auf den Frost-Tausalz-Widerstand des Waschbetons auch unter praxisnahen Nachbehandlungsbedingungen eingeschätzt werden.

Ist die Festigkeitsentwicklung im Unterbeton auch bei Verwendung klinkerarmer Zemente ausreichend schnell, um die junge Betondecke mit Baufahrzeugen befahren zu können (z. B. Fugenschnitt, Ausbürsten des Oberflächenmörtels bei Waschbeton, usw.)?

Bei der Waschbetonbauweise unter Verwendung von Kombinationsmitteln (ohne Folie) erfolgt das Ausbürsten des Oberflächenmörtels vor dem Fugenschnitt. Zum Zeitpunkt des Ausbürstens muss die Betondecke befahrbar sein. Das Zeitfenster für das Ausbürsten ist somit der kritische Zeitraum bei der Herstellung der Betondecke, wo eine deutliche langsamere Festigkeitsentwicklung des Unterbetons die technologische Umsetzung der Kombination verschiedener Bindemittel gefährden könnte.

Über die Bestimmung des Ausbüstverhaltens des Oberbetons wurde das Zeitfenster zum Ausbürsten

des Oberflächenmörtels ermittelt, um so den maßgebenden Zeitraum für die Druckfestigkeitsprüfungen zu bestimmen.

Die Druckfestigkeitsentwicklung der verschiedenen Ober- und Unterbetonrezepturen wurde im Zeitraum zwischen ca. 8 h und 56 d bestimmt. Im jungen Betonalter, insbesondere innerhalb des Zeitfensters zum Ausbürsten wurden kurze Prüfintervalle vorgesehen, um den Festigkeitsverlauf in diesem Zeitraum für beide Betone (Oberbeton und Unterbeton) erfassen zu können. Die Untersuchungen erfolgten bei einer Temperatur von 20 °C. Begleitend wurde die Hydratationswärmeentwicklung der Betone erfasst. Der Vergleich der Festigkeitsverläufe erlaubte eine Einschätzung zur Kompatibilität der unterschiedlichen Rezepturen und Bindemittel im zweischichtigen Gesamtsystem und bildete eine Grundlage für die Auswahl verschiedener Kombinationen für die Versuche an Verbundbalken.

Wie entwickeln sich die Festigkeiten in beiden Betonen in Abhängigkeit von der Temperatur (Winter bzw. Sommer vers. Frühjahr/Herbst)?

Um den Einfluss der unterschiedlichen Witterungsbedingungen im Winter bzw. Sommer gegenüber Frühjahr/Herbst auf die Festigkeitsentwicklung zu erfassen, wurde die Druckfestigkeit der verschiedenen Ober- und Unterbetonrezepturen ebenfalls bei 10 °C- sowie bei 30 °C-Lagerung bestimmt. Ebenso wurde das Ausbüstverhalten des Oberbetons bei 10 °C- und 30 °C-Lagerung untersucht.

Wie wird die Verbund-/Schubfestigkeit infolge unterschiedlicher Eigenschaften der beiden Betone beeinflusst?

Unterschiedliche Verformungseigenschaften von im Verbund stehenden Betonen können – global betrachtet – insbesondere bei thermischen und hygri-schen Einwirkungen zu Zug- und Schubbeanspruchungen in der Verbundfuge führen. In Untersuchungen in [70] wurde bei zweilagigen Betonen mit und ohne rezyklierter Gesteinskörnung gezeigt, dass bei größeren Unterschieden in den Temperaturdehnzahlen Ablösungen in der Verbundfuge von Ober- und Unterbeton nicht ausgeschlossen werden können.

Es ist daher im Wesentlichen die Temperaturdehnzahl und die Steifigkeit (E-Modul) der beiden Betone zu betrachten. Unterschiede im hygri-schen Verhalten (Schwinden, Quellen) können bei Betonfahrbahndecken demgegenüber vernachlässigt werden, da der Unterbeton durch die Überdeckung mit

dem 5 bis 8 cm dicken Oberbeton mehr oder weniger vor Austrocknung geschützt ist, zumal Fahrbahnen auch ständig der Witterung und damit einer immer wiederkehrenden Befeuchtung ausgesetzt sind.

Des Weiteren wurde festgestellt, dass selbst bei Innenbauteilen eine Austrocknung nur in den obersten rd. 8 cm einer Betonplatte stattfindet [71]. Damit brauchen ggf. vorhandene Unterschiede im hygri-schen Verhalten der Betone im vorliegenden Verbundsystem nicht weiter verfolgt werden.

Für die Einschätzung des Einflusses von Temperaturverformungen wurden die Temperaturdehnzahlen aus der Betonzusammensetzung und den Kenngrößen der jeweils verwendeten Gesteinskörnungen rechnerisch ermittelt. An 2 bis 3 Betonen mit extrem unterschiedlichen Gesteinskörnungen wurden diese zur Validierung auch experimentell bestimmt.

Zur Bewertung unterschiedlicher Steifigkeiten wurden die dynamischen Elastizitätsmoduln der jeweiligen Betone ermittelt. Darüber hinaus wurde an ausgewählten Rezepturen ebenfalls der statische E-Modul bestimmt.

Aus diesen Verformungskenngrößen wurden in Verbindung mit verschiedenen Temperatur- und Lastszenarien die Spannungen in der Betonfahrbahndecke und insbesondere in der Verbundfuge rechnerisch ermittelt.

Wie ist das Langzeitverhalten des Verbundsystems Ober-/Unterbeton mit u. U. deutlich unterschiedlichen Steifigkeiten unter zyklischen Verkehrsbeanspruchungen in Kombination mit thermischen/ hygri-schen Veränderungen zu bewerten?

Um das Verhalten von Straßenbetonen in zweischichtiger Bauweise mit unterschiedlichen Verformungseigenschaften unter zyklischer Verkehrsbelastung zielsicher abbilden zu können, wurden großformatige Straßenbetonbalken (Verbundbalken/Großkörper) mit den Abmessungen 34 x 27 x 180 cm³ hergestellt. Der Regelbauweise entsprechend wurde der Aufbau dabei mit einem Unterbeton (Schichthöhe 20 cm), sowie einem Oberbeton (7 cm) ausgeführt. Diese Verbundbalken wurden in einem Belastungsprüfstand im Vier-Punkt-Biegeversuch mit unterschiedlichen Lastwechselzahlen N (bis zu maximal N = 10 Mio. Lastzyklen) zyklisch belastet.

Während dieser dynamischen Belastung wurde diskontinuierlich die fortschreitende Degradation des Gefüges (infolge der Ausbildung von Mikrorissen) über Ultraschalllaufzeitmessungen als relativer dynamischer E-Modul erfasst. Nach Beendigung der Belastung wurden aus dem mittleren Bereich des Verbundbalkens (d. h. im Bereich des maximalen Biegezug) Teilproben (Bohrkerne) entnommen, an denen die Haftzugfestigkeit und die Scherfestigkeit in der Verbundfuge zwischen Ober- und Unterbeton ermittelt wurde.

3.2 Überblick

Die Tabellen 1 bis 3 geben einen Überblick über das Versuchsprogramm.

Oberbeton Untersuchungsvariationen	
2 Zemente	CEM I, CEM II/A-S
3 Flugaschegehalte	0 %, 15 %, 30 %
Gesteinskörnung	Nicht alkali-reaktive, grobe gebrochene Gesteinskörnung in Kombination mit nicht reaktiver feiner Gesteinskörnung
3 Betontemperaturen	10 °C, 20 °C, 30 °C
Oberbeton – Untersuchungen	
	Anzahl
Druckfestigkeitsentwicklung	18
Biegezugfestigkeit	6
Ausbürstverhalten	18
Entwicklung dynamischer E-Modul	6
Schwindverhalten unter praxisnahen Bedingungen	6
Hydratationswärmeentwicklung	6
Temperaturdehnzahl (Berechnung)	6
Temperaturdehnzahl (Ermittlung)	2
Frost-Taumittel-Widerstand	10

Tab. 1: Untersuchungsprogramm Oberbeton

Unterbeton (Splitt) Untersuchungsvariationen	
4 Zemente	CEM I (Referenz), CEM II/B-S, CEM III/A mit ca. 40 % HÜS, CEM III/A mit ca. 50 % HÜS
3 Flugaschegehalte	0 %, 15 %, 30 %
Gesteinskörnung	Leicht alkali-reaktive, grobe gebrochene Gesteinskörnung in Kombination mit nicht reaktiver feiner Gesteinskörnung
3 Betontemperaturen	10 °C, 20 °C, 30 °C
Unterbeton – Untersuchungen	
	Anzahl
Druckfestigkeitsentwicklung	21
Biegezugfestigkeit	7

Entwicklung dynamischer E-Modul	7
Schwindverhalten unter praxisnahen Bedingungen	7
Hydratationswärmeentwicklung	21
Temperaturdehnzahl (Berechnung)	7
Temperaturdehnzahl (Ermittlung)	2
Frost-Taumittel-Widerstand	7
AKR-Minderungspotenzial – AKR Performance Prüfung	2

Tab. 2: Untersuchungsprogramm Unterbeton (Splitt)

Unterbeton (Kies) Untersuchungsvariationen	
4 Zemente	CEM I (Referenz), CEM II/B-S, CEM III/A mit ca. 40 % HÜS, CEM III/A mit ca. 50 % HÜS
3 Flugaschegehalte	0 %, 15 %, 30 %
Gesteinskörnung	Alkali-reaktive, grobe sowie feine Gesteinskörnung aus einem Werk
1 Betontemperatur	20 °C
Unterbeton – Untersuchungen	
	Anzahl
Druckfestigkeitsentwicklung	7
Biegezugfestigkeit	7
Entwicklung dynamischer E-Modul	7
Hydratationswärmeentwicklung	7
Temperaturdehnzahl (Berechnung)	7
Temperaturdehnzahl (Ermittlung)	2
Frost-Taumittel-Widerstand	3
AKR-Minderungspotenzial – AKR Performance Prüfung	4

Tab. 3: Untersuchungsprogramm Unterbeton (Kies)

Im Projektverlauf wurde eine weitere grobe, alkali-reaktive Gesteinskörnung für den Unterbeton in das Versuchsprogramm aufgenommen. Mit dieser Gesteinskörnung erfolgten ausschließlich Untersuchungen zum AKR-Minderungspotenzial (Tabelle 4).

Unterbeton (Splitt 2) Untersuchungsvariationen	
3 Zemente	CEM I (Referenz), CEM II/B-S, CEM III/A mit ca. 40 % HÜS
2 Flugaschegehalte	0 %, 30 %
Gesteinskörnung	Alkali-reaktive, grobe gebrochene Gesteinskörnung in Kombination mit nicht reaktiver feiner Gesteinskörnung
1 Betontemperatur	20 °C
Unterbeton – Untersuchungen	
	Anzahl
AKR-Minderungspotenzial – AKR Performance Prüfung	4

Tab. 4: Untersuchungsprogramm Unterbeton (Splitt 2)

Prüfung von Verbundprobekörpern
7 Betonkombinationen Oberbeton - Unterbeton
Untersuchungen
Zyklische Belastung bis max. 10 Mio. Lastwechsel
Gefügedegradation mittels Ultraschalllaufzeitmessung
Haftzugfestigkeit an Bohrkernen
Scherfestigkeit an Bohrkernen

Tab. 5: Untersuchungsprogramm Verbundprobekörper

4 Ausgangsstoffe, Rezepturen und Herstellung der Betone

4.1 Ausgangsstoffe

4.1.1 Zemente

Für die Untersuchungen wurden fünf Zemente mit identischer Klinkerbasis aber unterschiedlichem Hüttensandgehalt verwendet. Angestrebt wurde eine Abstufung des Hüttensandgehaltes von ca. 0,

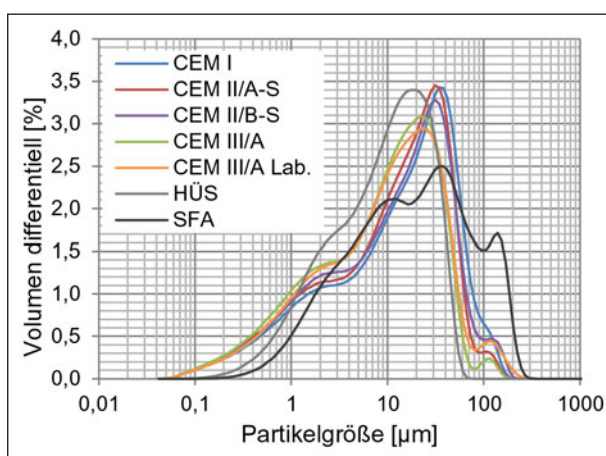


Bild 11: Differenzielle Partikelgrößenverteilung der Bindemittel

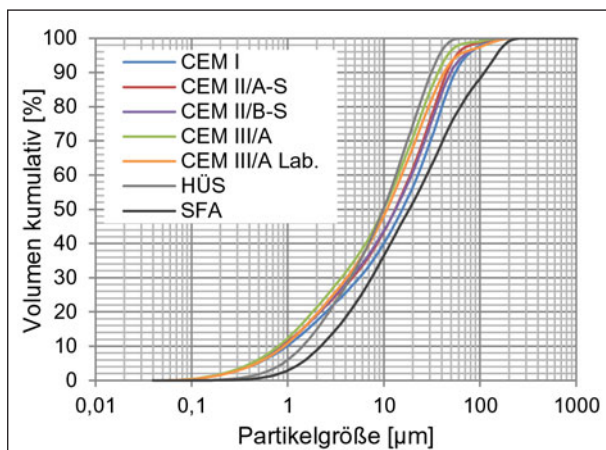


Bild 12: Kumulative Partikelgrößenverteilung der Bindemittel

15, 30, 40 und 50 %. Für das Untersuchungsprogramm konnte ein Hersteller gefunden werden, der entsprechende Zemente bis zu einem Hüttensandgehalt von ca. 40 % produziert. Der Zement mit 50 % Hüttensand wurde im Labor durch die Zugabe von Hüttensandmehl (Kennwerte siehe Kapitel 4.1.2) zu dem CEM III/A mit 40 % Hüttensand hergestellt. Die nur geringfügige Änderung des Hüttensandgehaltes ermöglichte es, auf eine Anpassung des Erstarrungsreglers zu verzichten.

Die Zemente und ihre Kennwerte sind in Tabelle 6 angegeben, die Partikelgrößenverteilung der Zemente sowie des Hüttensandmehls und der Flugasche in Bild 11 und Bild 12. Die Zemente erfüllen die Anforderungen für den Bau von Fahrbahndeckenbeton gemäß den TL Beton-StB 07 [N1].

4.1.2 Hüttensandmehl

Das Hüttensandmehl für die Mischung des CEM III/A mit 50 % Hüttensand (CEM III/A Labor) entspricht dem Hüttensandmehl aus dem werksmäßig hergestelltem CEM III/A. Die Dichte des Hüttensandes beträgt 2,895 g/cm³, die spezifische Oberfläche nach BLAINE 5050 cm²/g.

4.1.3 Flugasche

Die Steinkohlenflugasche gemäß DIN EN 450-1 [N6] wurde entsprechend der DIN EN 206 [N2] eingesetzt und weist folgende Kennwerte auf:

Glühverlust [N10, N6]	3,3 M.-%
Na ₂ O-Äquivalent	1,70 M.-% ²
Kornrohichte [N11]	2,294 g/cm ³
Spez. Oberfläche (BLAINE) [N12]	3200 cm ² /g

4.1.4 Gesteinskörnungen

Mit Ausnahme der AKR-Einstufung erfüllen die Gesteinskörnungen die Anforderungen für Waschbeton (Werk 1, 2) bzw. für Unterbeton (Werk 1, 3, 4, 5) gemäß TL Beton-StB 07 [N1]. Die Korngrößenverteilung der einzelnen Lieferkörnungen ist in Tabelle 7, weitere ausgewählte Eigenschaften sind in Tabelle 8 und Tabelle 9 aufgeführt.

Oberbeton

Für den Oberbeton (Waschbeton) mit Größtkorn 8 mm wurden drei Korngruppen verwendet. Als fei-

² Herstellerangabe

ne Gesteinskörnung wurde ein Quarzsand 0/2 (Werk 1), als grobe Gesteinskörnung ein Diabas-Edelsplitt (Werk 2) in den Korngruppen 2/5 und 5/8 eingesetzt.

Unterbeton (Splitt)

Für den Unterbeton mit grober, gebrochener Gesteinskörnung mit Größtkorn 22 mm wurden vier Korngruppen verwendet. Quarzsand 0/2 (Werk 1) wurde in Kombination mit einem gebrochenen Granodiorit (Werk 3) in den Korngruppen 2/8, 8/16 und 16/22 eingesetzt.

Hinsichtlich AKR ist die grobe Gesteinskörnung (Erfahrungswerte) bei Anwendung im Betonstraßen-

bau (Alkalizufuhr von außen, dynamische Beanspruchung) als kritisch einzuschätzen, wenn sie in einer Rezeptur mit Portlandzement (ohne Hütten sand, ohne Flugasche) eingesetzt wird.

Unterbeton (Kies)

Für den Unterbeton mit ungebrochener Gesteinskörnung mit Größtkorn 32 mm war die Verwendung von vier Korngruppen vorgesehen. Die feine Gesteinskörnung 0/2 sowie die grobe Gesteinskörnung in den Korngruppen 2/8, 8/16 und 16/32 stammten aus einem Werk (Werk 4).

3

Eigenschaften ³		CEM I 42,5 N	CEM II/A-S 42,5 R	CEM II/B-S 32,5 R	CEM III/A 42,5 N	CEM III/A Labor
Spezifische Oberfläche (BLAINE) [N12]	[cm ² /g]	3.480	3.860	3.960	4.540	4.640
Wasseranspruch [N13]	[%]	25,5	26,5	25,5	28,8	29,0
Erstarrungsbeginn [N13]	[min]	135	165	135	140	150
2 Tage-Druckfestigkeit [N14]	[N/mm ²]	26,2	24,0	21,0	15,4	14,8
7 Tage-Druckfestigkeit [N14]	[N/mm ²]	43,4	41,5	33,7	37,2	34,4
28 Tage-Druckfestigkeit [N14]	[N/mm ²]	55,9	54,8	50,0	58,1	57,9
2 Tage-Biegezugfestigkeit [N14]	[N/mm ²]	5,2	4,6	4,2	3,7	3,5
7 Tage- Biegezugfestigkeit [N14]	[N/mm ²]	7,0	6,9	5,7	6,9	6,4
28 Tage- Biegezugfestigkeit [N14]	[N/mm ²]	9,0	8,6	7,8	8,9	9,7
Na ₂ O-Äquivalent*	[M.-%]	0,53	0,60	0,61	0,64	n.b.
Hütten sandgehalt*	[M.-%]	0	14	28	41	50

Tab. 6: Eigenschaften der Zemente

Werk	Korn- gruppen	Katego- rie	Korngrößenverteilung (Siebdurchgang in M.-%) [N15]														
			0,125	0,25	0,5	1	2	2,8	4	5,6	8	11,2	16	22,4	31,5	45	63
1	0/2	G _F 85	1	10	43	81	97	100	100								
2	2/5	G _C 90/10	1	1	1	1	6		56	97	100	100					
	5/8	G _C 90/15	1	1	1	1	1	1	2	11	91	100	100				
3	2/8	G _C 85/20	0	0	0	0	1		10		88	100	100				
	8/16	G _C 85/20	0	0	0	0	0		0		1	21	88	100	100		
	16/22	G _C 90/15	0	0	0	0	0		0		1	1	7	91	100	100	
4	0/2	G _F 85	2	9	29	67	96	100	100								
	2/8	G _C 85/20	1	1	1	2	9		50		99	100	100				
	8/16	G _C 85/20	0	0	1	1	1		2		9		93	100	100		
	16/32	G _C 85/20	0	0	0	0	0		0		1		12			98	100
5	2/8	G _C 85/20	1	1	1	1	3	9	22	55	94	99	100				
	8/16	G _C 85/20	0	0	0	0	0	0	0	1	4	33	91	98	100		
	16/22	G _C 90/15	0	0	0	0	0	0	0	0	1	2	13	92	98	100	100

Tab. 7: Korngrößenverteilung der Gesteinskörnungen

³ Mit * gekennzeichnete Eigenschaften nach Herstellerangaben (ausgenommen CEM III/A Labor)

Ausgewählte Eigenschaften nach TL Beton-StB 07 [N1], Anhang A		Werk 1		Werk 2		Werk 3	
		0/2	2/5	5/8	2/8	8/16	16/22
Feinanteile [N15]	M.-%	0,3	0,5	0,3	0,3	0,2	0,4
Kornform SI (grobe GK)*	Kategorie	-	SI ₁₅	SI ₁₅	SI ₂₀	SI ₂₀	SI ₂₀
Frost-Tausalz-Widerstand*	M.-%	-	≤ 5 M.-%	≤ 5 M.-%	≤ 5 M.-%	≤ 5 M.-%	≤ 5 M.-%
Rohdichte [N16]	kg/dm ³	2,64	2,75	2,75	2,70	2,70	2,70
Wasseraufnahme [N16]	M.-%	0,2	0,8	0,8	0,5	0,4	0,4

Tab. 8: Ausgewählte Eigenschaften der Gesteinskörnungen (1)

Ausgewählte Eigenschaften nach TL Beton-StB 07 [N1], Anhang A		Werk 4				Werk 5		
		0/2	2/8	8/16	16/32	2/8	8/16	16/22
Feinanteile [N15]	M.-%	0,5	0,4	0,3	0,3	0,8	0,3	0,4
Kornform SI (grobe GK)*	Kategorie	-	SI ₅₀	SI ₅₀	SI ₅₀	SI ₅₀	SI ₅₀	SI ₅₀
Frost-Tausalz-Widerstand*	M.-%	-	≤ 5 M.-%	≤ 5 M.-%	≤ 5 M.-%	n.b.	n.b.	n.b.
Rohdichte [N16]	kg/dm ³	2,62	2,62	2,62	2,62	2,69	2,69	2,70
Wasseraufnahme [N16]	M.-%	0,8	0,7	0,4	0,5	0,9	0,5	0,4

Tab. 9: Ausgewählte Eigenschaften der Gesteinskörnungen (2)

Produkt	Art	Anmerkungen
Luftporenbildner	Synthetisches Luftporenbildnerkonzentrat gemäß DIN EN 934-2 [N17]	-
Oberflächenverzögerer	Kombinationsmittel Typ AH gemäß TL NBM 09 [N9]	Aufsprühmenge 200 g/m ²
Nachbehandlungsmittel	Wachsdispersion Typ VM gemäß TL NBM 09 [N9]	Aufsprühmenge 150 g/m ²

Tab. 10: Betonzusatz- und Nachbehandlungsmittel

Hinsichtlich AKR ist die Gesteinskörnung bei Anwendung im Betonstraßenbau (Alkalizufuhr von außen, dynamische Beanspruchung) als kritisch einzuschätzen, wenn sie in einer Rezeptur mit Portlandzement (ohne Hüttensand, ohne Flugasche) eingesetzt wird.

Unterbeton (Splitt 2)

Für den Unterbeton (Splitt 2) wurde der Quarzsand 0/2 aus Werk 1 in Kombination mit einer groben, gebrochenen Grauwacke aus Werk 5 in den Korngruppen 2/8⁴, 8/16 und 16/22 eingesetzt.

Hinsichtlich AKR ist die grobe Gesteinskörnung bei Anwendung im Betonstraßenbau (Alkalizufuhr von außen, dynamische Beanspruchung) als kritisch einzuschätzen, wenn sie in einer Rezeptur mit Portlandzement (ohne Hüttensand, ohne Flugasche) eingesetzt wird.

4.1.5 Luftporenbildner, Oberflächenverzögerer, Nachbehandlungsmittel

Tabelle 10 enthält Angaben zum verwendeten Luftporenbildner, zum Oberflächenverzögerer sowie zum Nachbehandlungsmittel. Die Produkte stammen von einem Hersteller.

4.2 Rezepturen

Für die vier Betonsorten (ein Oberbeton, drei Unterbetone) wurden aufgrund der Variation der Zementarten sowie aufgrund der unterschiedlichen Flugaschegehalte eine Vielzahl von Mischungszusammensetzungen verwendet.

Die Sieblinie wurde innerhalb eines Betons bei allen Rezepturen nicht variiert. Ebenso konstant gehalten wurden der Frischbetonluftporengehalt sowie die Frischbetonkonsistenz.

Die Dosierung des Luftporenbildners sowie in geringem Maße auch die Wasserzugabe wurden entsprechend angepasst. Mit steigendem Hüttensandgehalt im Zement wurden höhere Dosierungen des Luftporenbildners notwendig, um den Zielluftporengehalt einzustellen.

Bei teilweisem Zementersatz durch Flugasche musste die Menge an Luftporenbildner nochmals deutlich erhöht werden, im Maximum bis zur 4fachen Menge der Referenzmischung. Ursache dafür

4 Zusammengesetzt aus 2/5 und 5/8 im Verhältnis 50:50

waren nicht vollständig verbrannte Kohlepartikel in der Flugasche.

Aus der höheren Feinheit der hüttensandhaltigen Zemente resultierte ein etwas höherer Wasseranspruch. Der höhere Bindemittelgehalt im Beton bei Verwendung von Flugasche führte ebenfalls zu einer geringen Erhöhung des Wasseranspruches.

Ausgangspunkt für jede Betonsorte war eine typische Straßenbetonrezeptur unter Verwendung des CEM I 42,5 N ohne Flugasche. Dichteunterschiede der Zemente wurden in der Stoffraumrechnung berücksichtigt.

Bei den flugaschehaltigen Rezepturen wurde die Flugasche mit dem Faktor $k_f = 0,4$ auf den w/z-Wert angerechnet, wobei für die Berechnung der Flugaschezugabe ein mittlerer w/z-Wert von 0,42 verwendet wurde. Der Flugaschegehalt f wurde nach der Beziehung $f = x \cdot z$ berechnet, mit x als prozentualem Flugascheanteil. Der Zementgehalt wurde um $0,4 \cdot f$ reduziert.

Eine Aufstellung der verwendeten Rezepturen ist in Anhang I gegeben.

Oberbeton

Für den Oberbeton wurden unter Variation von Zementart (CEM I 42,5 N, CEM II/A-S 42,5 R) und Flugaschegehalt (0, 15, 30 %) sechs verschiedene Rezepturen aufgestellt (siehe Anhang I).

Der Zielluftgehalt aller Oberbetonrezepturen betrug 5,5 – 6,5 Vol.-%. Die Zielkonsistenz lag bei einem Verdichtungsmaß von ca. 1,26 bis 1,32 (unterer Bereich der Konsistenzklasse C1).

Die Betonzusammensetzung in Tabelle 11 bildete den Ausgangspunkt für die verschiedenen Rezepturen. Die Sieblinie ist in Bild 13 dargestellt.

Unterbeton (Splitt)

Für den Unterbeton mit Splitt wurden unter Variation von Zementart (CEM I 42,5 N, CEM II/B-S 32,5 R, CEM III/A 42,5 N, CEM III/A Labor) und Flugaschegehalt (0, 15, 30 %) sieben verschiedene Rezepturen eingesetzt (siehe Anhang I). Alle Zemente wurden dabei in jeweils einer Rezeptur ohne Flugasche verwendet. Der CEM I sowie der CEM II/B-S wurden ebenfalls in Kombination mit 30 % Flugasche, der CEM III/A mit 15 % Flugasche eingesetzt. Der CEM III/A Labor wurde nicht mit Flugasche kombiniert. Durch diese Abstufung wurde eine zu starke Absenkung des Klinkergehaltes im Beton vermieden.

Ausgangsstoff	Anteil in kg/m³ Beton	Vol.-%
Zement (CEM I 42,5 N)	420	
Wasser (w/z = 0,42)	176	
Feine Gesteinskörnung 0/2 (1)	536	32
Grobe Gesteinskörnung 2/5 (2)	593	34
Grobe Gesteinskörnung 5/8 (2)	593	34
Luftporengehalt		5,5

Tab. 11: Ausgangsrezeptur Oberbeton

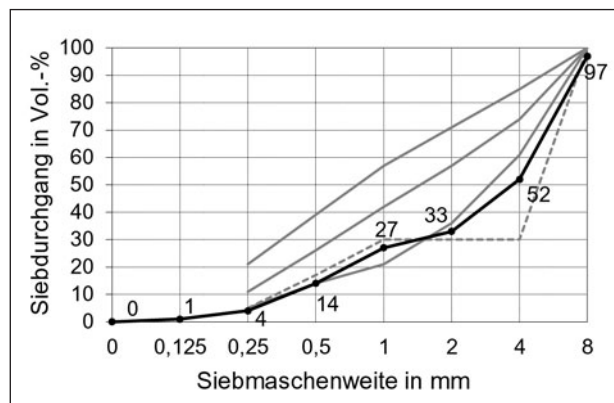


Bild 13: Sieblinie Oberbeton

Ausgangsstoff	Anteil in kg/m³ Beton	Vol.-%
Zement (CEM I 42,5 N)	340	
Wasser (w/z = 0,42)	143	
Feine Gesteinskörnung 0/2 (1)	598	32
Grobe Gesteinskörnung 2/8 (3)	249	13
Grobe Gesteinskörnung 8/16 (3)	478	25
Grobe Gesteinskörnung 16/22 (3)	574	30
Luftporengehalt		4,0

Tab. 12: Ausgangsrezeptur Unterbeton (Splitt)

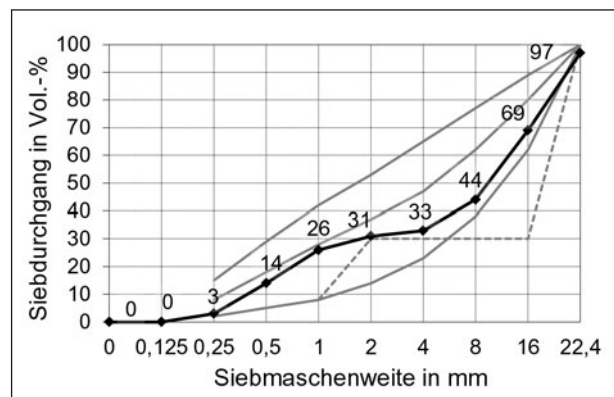


Bild 14: Sieblinie Unterbeton (Splitt)

Der Zielluftgehalt aller Unterbetonrezepturen mit Splitt betrug 4,0 – 5,0 Vol.-%. Die Zielkonsistenz lag bei einem Verdichtungsmaß von ca. 1,30 bis 1,35

Ausgangsstoff	Anteil in kg/ m ³ Beton	Vol.-%
Zement (CEM I 42,5 N)	340	
Wasser (w/z = 0,42)	143	
Feine Gesteinskörnung 0/2 (4)	557	30
Grobe Gesteinskörnung 2/8 (4)	278	15
Grobe Gesteinskörnung 8/16 (4)	464	25
Grobe Gesteinskörnung 16/32 (4)	557	30
Luftporengehalt		4,0

Tab. 13: Ausgangsrezeptur Unterbeton (Kies)

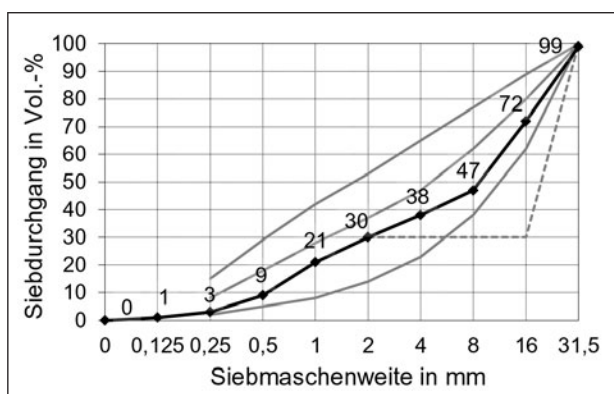


Bild 15: Sieblinie Unterbeton (Kies)

(mittlerer Bereich der Konsistenzklasse C1). Die Betonzusammensetzung in Tabelle 12 bildete den Ausgangspunkt für die verschiedenen Rezepturen. Die Sieblinie ist in Bild 14 dargestellt.

Unterbeton (Kies)

Für den Kies-Unterbeton wurden sieben verschiedene Rezepturen eingesetzt, wobei identische Bindemittelkombinationen wie beim Splitt-Unterbeton verwendet wurden. Zielluftporengehalt und Konsistenz waren ebenfalls identisch mit den Zielgrößen des Splitt-Unterbetons.

Die Betonzusammensetzung in Tabelle 13 bildete den Ausgangspunkt für die Rezepturen. Die Sieblinie ist in Bild 15 dargestellt.

Aufgrund der besseren Verarbeitbarkeit des Kies-Unterbetons wurde gegenüber dem Splitt-Unterbeton der Gehalt der feinen Gesteinskörnung reduziert.

Unterbeton (Splitt 2)

Der Unterbeton mit Splitt 2 wurde nur für zusätzliche Untersuchungen zum AKR-Minderungs-potenzial vorgesehen. Die verwendeten Bindemittelkombinationen sind in Abschnitt 6.2 aufgeführt. Zielluftporengehalt und -konsistenz sind identisch mit denen der anderen Unterbetone.

Ausgangsstoff	Anteil in kg/ m ³ Beton	Vol.-%
Zement (CEM I 42,5 N)	340	
Wasser (w/z = 0,42)	143	
Feine Gesteinskörnung 0/2 (1)	598	32
Grobe Gesteinskörnung 2/8 (5)	268	14
Grobe Gesteinskörnung 8/16 (5)	438	23
Grobe Gesteinskörnung 16/22 (5)	593	31
Luftporengehalt		4,0

Tab. 14: Ausgangsrezeptur Unterbeton (Splitt 2)

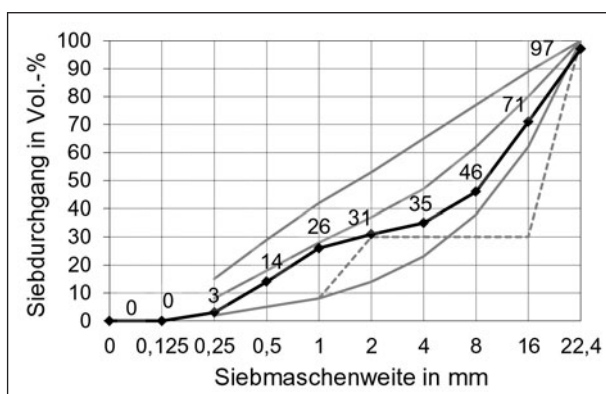


Bild 16: Sieblinie Unterbeton (Splitt 2)

Die Zusammensetzung in Tabelle 14 bildete den Ausgangspunkt für die Unterbetonrezepturen. Bild 16 zeigt die Sieblinie des Unterbetons (Splitt 2).

4.3 Herstellen der Betone und Probekörper

Bei Verwendung getrockneter Gesteinskörnung erfolgte die Betonherstellung wie folgt:

Bei Verwendung feuchter Gesteinskörnung entfiel das Vornässen. Die vorher ermittelte Feuchte der Gesteinskörnung wurde dann bei der Mischungsbe-rechnung von der Wasserzugabe abgezogen. Für die Betonherstellung wurde ein Zwangsmischer verwendet.

Zehn Minuten nach Mischende wurden Luftporengehalt, Konsistenz und Temperatur der Betone geprüft. Bei Einhalten von Zielluftporengehalt und Zielkonsistenz wurde mit der Herstellung der Probekörper begonnen. Für die Lagerungsbedingungen bei unterschiedlichen Temperaturen wurden folgende Frischbetontemperaturen angestrebt.

Für die 10 °C-Lagerung wurde in Anlehnung an übliche Praxisbedingungen eine Frischbetontempera-

Vorgang	Dauer/ Zeitpunkt
Vornässen der Gesteinskörnung mit 1/3 des Zugabewassers	5 min
Zugabe Zement	
Zugabe restliches Zugabewasser und Luftporenbildner bei laufendem Mischer	ca. 30 s
Mischzeit nach Abschluss der Zugabe des Luftporenbildners	90 s
Prüfung der Konsistenz, des Luftporengehaltes, der Rohdichte sowie der Temperatur des Frischbetons	10 min nach Mischende

Tab. 15: Herstellungsregime

Lagerungstemperatur [°C]	Frischbetontemperatur [°C]
10 ± 2	15 ± 2
20 ± 2	20 ± 2
30 ± 2	25 ± 2

Tab. 16: Lagerungs- und Frischbetontemperaturen

tur von 15 °C vorgesehen, da in praxi bei Lufttemperaturen von 10 °C in der Regel etwas höhere Frischbetontemperaturen auftreten.

Bei einer Lufttemperatur von 30 °C treten zumeist etwas geringe Frischtemperaturen auf. Dementsprechend wurde hier eine Frischbetontemperatur von 25 °C für die 30 °C-Lagerung vorgesehen.

4.4 Großbalken

Die Verbundbalken für die zyklische Belastung wurden in seitlich wärmedämmten Schalungen mit den Abmessungen 180 x 35 x 27 cm³ bei 20 ± 2 °C hergestellt. Je Betonkombination der beiden Serien (S1.1 bis S2.4) wurden zwei großformatige Verbundprobekörper hergestellt.

Bei der Herstellung der Verbundbalken wurde der Unterbeton mittels Rüttelflasche verdichtet. Die Einbauhöhe des Unterbetons betrug 20 cm. Unmittelbar darauf folgend, innerhalb eines Zeitfensters von maximal 30 Minuten nach Verdichten des Unterbetons, wurde der Oberbeton mit einer Stärke von 7 cm frisch in frisch eingebaut. Es kam dabei kein Haftvermittler zum Einsatz. Die Verdichtung des Oberbetons erfolgte mit einer Rüttelpatsche.

Nach Betoneinbau und Glätten der Oberfläche wurden die Probekörper mit Folie abgedeckt. Die Betonoberfläche wurde nicht weiter texturiert. Das Entformen fand 96 Stunden nach Herstellung statt.

Betonkombinationen		Flugaschegehalt [%]	Oberbeton					
			CEM I 42,5 N			CEM II/A-S 42,5 R		
			0	15	30	0	15	30
Unterbeton (Splitt)	CEM I 42,5 N	0	1.1					
		30						
	CEM II/B-S 32,5 R	0				1.3		
		30						
CEM III/A 42,5 N	0			2.1				
	15							
	CEM III/A Lab	0					2.2	
Unterbeton (Kies)	CEM I 42,5 N	0	1.2					
		30						
	CEM II/B-S 32,5 R	0						
		30						
CEM III/A 42,5 N	0							
	15							
	CEM III/A Lab.	0			2.3		2.4	

Tab. 17: Betonkombinationen für die Großbalken (Serie 1 u. 2)

Die Verbundbalken wurden bis zur und während der zyklischen Belastung in Folie gelagert, sodass eine negative Überlagerung von Schwindspannungen und den während der Belastung aufgebrachtene Biegezugspannungen weitgehend ausgeschlossen werden kann. Die Herstellung, Lagerung und Prüfung erfolgte bei 20 ± 2 °C.

5 Methoden

5.1 Untersuchungsmethoden

Frischbetonprüfungen

Die Konsistenz des steifen Frischbetons wurde als Verdichtungsmaß entsprechend DIN EN 12350-4 [N18] 10 Minuten nach der Betonherstellung bestimmt.

Die Frischbetonrohichte wurde nach DIN EN 12350-6 [N19] innerhalb von 10 Minuten nach Betonherstellung erfasst.

Der Luftgehalt wurde nach DIN EN 12350-7 [N20] mit einem LP-Topf (Druckausgleichsverfahren) innerhalb von 10 Minuten nach Betonherstellung bestimmt.

Ermittlung der Druckfestigkeit

Die Druckfestigkeiten der Unterbetone wurden im Alter von 8 Stunden bis 28/56 Tage an jeweils 3 Würfeln gemäß DIN EN 12390-3 [N21] an einer servo-hydraulischen Universalprüfmaschine bestimmt. Als Probekörper wurden separat hergestellte Wür-

fel mit einer Kantenlänge von 150 mm nach DIN EN 12390-1 [N22] herangezogen.

Die Frühfestigkeiten wurden im Alter von 2 - 7 Stunden nach Mischende bestimmt. Als Probekörper wurden separat hergestellte Würfel mit einer Kantenlänge von 150 mm nach DIN EN 12390-1 [N22] herangezogen.

Penetrationsprüfung

Die Penetrationsprüfung erfasste die Druckfestigkeitsentwicklung der Unterbetone im jungen Alter. Die Prüfung ist an die Ermittlung des Penetrationswiderstandes von Spritzbeton in der DIN EN 14488-2 [N23], sowie an die Bestimmung der Erstarrungszeit von Mörteln aus Beton in der ASTM C 403 / C 403M [N24] angelehnt.



Bild 17: Kraftmessgerät

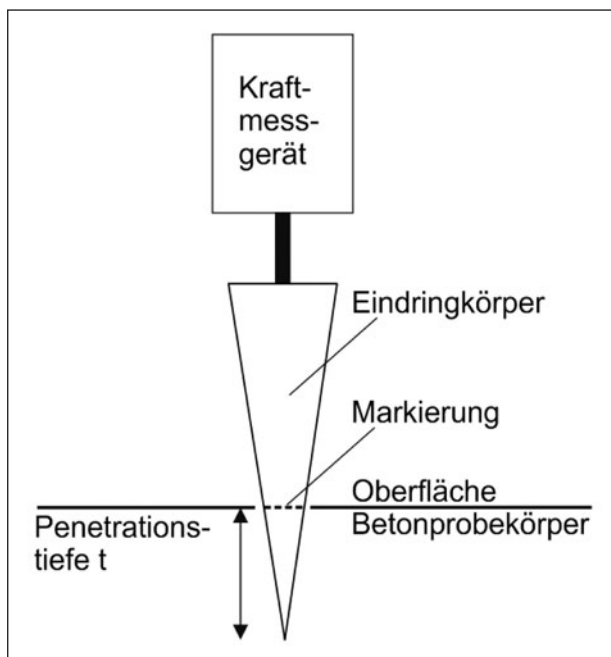


Bild 18: Prinzip der Eindringprüfung

Für die Untersuchungen wurden Würfel mit 150 mm Kantenlänge hergestellt und anschließend bei 10, 20 oder 30 °C gelagert. In definierten Zeitabständen (2, 3, ... 10 Stunden nach der Herstellung) wurde ein Eindringkörper (Kegel mit 20 ° Neigung) bis zu einer Tiefe von 20 mm in den Frischbeton eingedrückt und die erforderliche maximale Kraft erfasst (jeweils Mittelwert aus 10 Einzelmessungen).

Hydratationswärmeentwicklung

Die Hydratationswärmeentwicklung wurde sowohl bei den Einzeluntersuchungen der Ober- und Unterbetone als auch bei den Verbundprobekörpern aufgezeichnet. Dafür wurden Temperaturfühler in die Mitte der Betonwürfel bzw. bei den Balken in die Mitte des Ober- und des Unterbetons und in die Verbundfuge eingebaut. Die Würfel wurden einen Tag in der Schalung belassen.

Die Balken wurden drei Tage in der Schalung belassen und anschließend luftdicht in Folie verpackt. Die Temperaturverläufe wurden in den ersten Tagen mit Thermometer-Datenloggern aufgezeichnet.

Frost-Tausalz-Widerstand (CDF-Verfahren)

Die Prüfung erfolgte im CDF-Verfahren gemäß DIN CEN/TS 12390-9 [N8]. Als Probekörper wurden teflongeschaltete Betonwürfel der Kantenlänge 150 mm verwendet, welche mittig, senkrecht zur Einfüllseite mittels Sägeschnitt halbiert wurden. Die Prüffläche ist die ursprüngliche Seitenfläche der Betonwürfels.

Die Probekörper wurden nach dem Ausschalen bis zum 7. Tag im Wasser gelagert, anschließend bis zum Alter von 28 Tagen im Normklima 20/65. Das Teilen der Probekörper erfolgte unmittelbar nach Abschluss der Wasserlagerung.

Die Lagerung der Probekörper der Unterbetone wurde dahingehend modifiziert, dass an Stelle der Lagerung im Normklima (Tag 7 bis 28 nach Herstellung) die Probekörper luftdicht in Folie verpackt wurden. Diese Vorgehensweise entsprach eher den Lagerungsbedingungen des Unterbetons in der Baupraxis. Eine übermäßige Karbonatisierung und Austrocknung der Probekörper wurde so vermieden. Weitere CDF-Prüfungen am Unterbeton erfolgten an Probekörpern, die nach Standardbedingungen vorgelagert wurden.

Zum Ende der Vorlagerungszeit wurden die Seitenflächen der Prüfkörper mit aluminiumkaschiertem Butylband abgedichtet. Im Alter von 28 Tagen begann das siebentägige kapillare Saugen. Die eigentliche Frost-Tau-Belastung (28 Frost-Tau-

Wechsel in 14 Tagen) begann im Alter von 35 Tagen. Als Prüflösung wurde eine 3%ige NaCl-Lösung verwendet.

Ergänzend wurde der Frost-Tausalz-Widerstand der Waschbetonoberfläche ausgewählter Rezepturen ermittelt. Prüffläche war hier die Einfüllseite. Etwa 20 Minuten nach dem Herstellen der Probekörper wurde ein Kombinationsmittel auf die frische Probekörperoberfläche aufgesprüht. Nach ausreichender Erhärtung des Betons wurde der verzögerte Oberflächenmörtel mit einem Stahlbesen abgebürstet. Der Zeitpunkt dafür wurde in einem gesonderten Versuch ermittelt und lag bei ca. 11 Stunden.

Nach dem Ausbürsten wurde ein Nachbehandlungsmittel auf die Probekörperoberfläche aufgetragen. Die Aufsprühmengen für das Kombinationsmittel und das Nachbehandlungsmittel richteten sich nach den empfohlenen Angaben des Herstellers.

Die weitere Lagerung der Proben bis zur Prüfung erfolgte im Normklima 20/65. Sieben Tage nach Mischende wurden die Probekörper durch horizontalen Sägeschnitt halbiert. Die weitere Probenpräparation erfolgte analog zu den teflon-geschalteten Proben.

Ausbürstverhalten des Waschbetons

Das Zeitfenster zum Ausbürsten des Oberflächenmörtels wurde über die Bestimmung des Ausbürstverhaltens der Oberbetone ermittelt. Dafür wurden Betonplatten hergestellt, auf die ein Kombinationsmittel (OVZ + NBM) aufgesprüht wurde. Zu verschiedenen Zeitpunkten wurde der Oberflächenmörtel ausgebürstet und die mittlere Texturtiefe ermittelt.

Die Untersuchung des Ausbürstverhaltens erfolgte unter Verwendung einer Ausbürstvorrichtung (Bild 19). Damit konnte das Ausbürstverhalten mit einer



Bild 19: Ausbürstvorrichtung für Waschbetonplatten [72]

guten Wiederholbarkeit unter gleichbleibenden, praxisnahen Bedingungen bestimmt werden [72].

Biegezugfestigkeit

Die Ermittlung der Biegezugfestigkeit erfolgte gemäß DIN EN 12390-5 [N25] am Balken (700x150x150 mm³) in Vierpunktlagerung.

E-Modul

Zur Bewertung unterschiedlicher Steifigkeiten wurden die dynamischen Elastizitätsmoduln der jeweiligen Betone ermittelt. Dies erfolgte über die Messung der Eigenschwingzeit an Betonprismen (400 x 100 x 100 mm³). Die Messungen wurden im Betonalter von 1, 7, 28 und 56 Tagen durchgeführt. Die Proben wurden über das gesamte Alter im Wasser gelagert, um die Ausbildung eines Feuchtegradienten zu verhindern, welcher eine Beeinträchtigung der Messung verursacht hätte.

Bei der Eigenschwingzeitmessung (Klangprobe) wird durch einen einmaligen mechanischen Impuls, z. B. mit einer Metallkugel, eine freie Schwingung angeregt, die in Abhängigkeit der Dämpfungseigenschaften des Systems mit der Zeit abklingt. Diese Schwingung stellt eine Überlagerung der angeregten Eigenformen (z. B. Biegeschwingung) dar, wobei jede Schwingungsform in ihren Eigenfrequenzen schwingt.

Die Amplituden der Eigenfrequenzen höherer Ordnung werden stärker gedämpft, so dass nach einer bestimmten Schwingzeit der Probekörper nur noch in der 1. Eigenfrequenz (Grundschiwingung) schwingt. Die Aufnahme der Schwingung erfolgt mechanisch durch einen piezoelektrischen Detektor (Schwingungsaufnehmer ausgebildet als Tastspitze). Der Vergleich mit einem Präzisionsschwingquarz erlaubt die Bestimmung der exakten Schwingzeit aus der Mittelung mehrerer Schwingungsperioden des Signals [73].

Bild 20 zeigt den Messplatz zur Durchführung der Eigenschwingzeitmessung an den untersuchten Betonprismen. Zu erkennen ist das verwendete GrindoSonic MK6, der piezoelektrische Schwingungsaufnehmer sowie die für eine elastische Anregung eingesetzte Metallkugel. Für die Auflage des Probekörpers wurde eine feste Schaumstoffunterlage gewählt.

Zur Überprüfung der Funktion des Messgerätes wurden die am keramischen Referenzstab gemessenen Eigenfrequenzen mit denen im Zertifikat ausgewiesenen Frequenzen verglichen. Messtech-

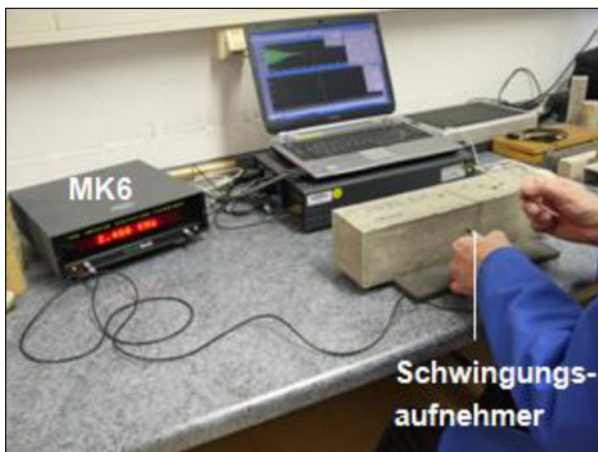


Bild 20: Messplatz GrindoSonic MK6, Anregung Biegeschwingung

nisch erfasst wurde im Rahmen der durchgeführten Betonuntersuchungen die Eigenfrequenz der Longitudinal- und Torsionsschwingung.

Die Berechnung des dynamischen E-Moduls der Longitudinalschwingung erfolgte über eine separate Software unter Einbeziehung der aktuellen Rohdichte nach Pohl [74].

An ausgewählten Mischungen wurde ebenfalls der statische E-Modul gemäß DIN 1048-5 [N26] an Betonzylindern ($h = 300 \text{ mm}$, $d = 150 \text{ mm}$) bestimmt.

Schwindverhalten

An den Betonen wurde das autogene Schwinden (Unterbeton) bzw. das Gesamtschwinden (Oberbeton) am Balken ($400 \times 100 \times 100 \text{ mm}^3$) bestimmt, wobei die Messungen zum Frühschwinden in Schwindrinnen erfolgen (Bild 21).

Das autogene Schwinden bezeichnet die Verformungen, die infolge einer inneren Austrocknung bei konservierender Lagerung entstehen. Dies betrifft insbesondere Betone (bzw. Zementstein) mit Wasserzementwerten kleiner 0,50 [75].

Im deutschen Sprachgebrauch wird statt „autogenem Schwinden“ häufig der Begriff „chemisches Schwinden“ verwendet, welcher strenggenommen die Volumenverringerung infolge der Zementhydratation beschreibt.

In Bezug auf Beton ist dieser Begriff allerdings nicht ganz korrekt, da nach dem Erhärtungsbeginn der Volumenänderung durch das chemische Schwinden ein Verformungswiderstand entgegensteht. Dies verstärkt die Selbst austrocknung (Entstehung von Poren) und führt dadurch zu dem messbaren autogenem Schwinden [75]. Unter Gesamtschwin-



Bild 21: Frühschwinden [76]

den wird die Summe aus autogenem Schwinden und Trocknungsschwinden verstanden.

Für die Untersuchungen wurden Formen verwendet, bei denen die seitlichen Schalungsteile als Hohlkörper ausgebildet sind. Mittels eines Thermostaten und Umwälzpumpe wurden diese Hohlräume mit Kühlflüssigkeit gespült, wodurch die Hydratationswärme abgeführt und eine Beeinflussung der Messergebnisse durch thermische Längenänderung auf ein vernachlässigbares Maß verringert werden konnte. Während des Versuches wurden die Formen in einem temperierten Raum bei 20 °C gelagert [76].

Damit sich die Probekörper möglichst ungehindert verformen konnten, wurde eine Trennschicht aus zwei Lagen Kunststoffolie in die Formen eingelegt. Nach Einbau des Betons wurde die Oberfläche praxisnah mit einem Nachbehandlungsmittel nachbehandelt (Oberbeton) bzw. mit Folie versiegelt (Unterbeton).

Die Längenänderungen wurden über induktive Wegaufnehmer an den Stirnseiten der Probekörper erfasst und mit einem Datenlogger über 7 Tage kontinuierlich aufgezeichnet. Die Temperatur im Kern eines Probekörpers wurde mit einem Ni-Cr-Ni-Element ermittelt [76].

Nach 7 Tagen wurden die Probekörper aus den Frühschwindformen ausgebaut und zügig mit Bitumenklebeband allseitig versiegelt, so dass ein Feuchteverlust weitestgehend verhindert wurde. Bei Untersuchungen am Oberbeton wurde die mit Nachbehandlungsmittel behandelte Oberfläche nicht versiegelt. Die abgedichteten Proben wurden anschließend bei 20 °C gelagert. Bei der Herstellung der Probekörper wurden an den Stirnseiten

Messzapfen eingebaut, die eine Längenmessung ermöglichen. Die Längenänderungen der Proben wurden bis zum Alter von 56 Tagen ermittelt.

AKR Mörtelschnelltest

Die Alkali-Kieselsäure-Reaktivität der Gesteinskörnungen für die Unterbetone wurde mit dem Mörtelschnelltest (Alternativverfahren) gemäß der Alkali-Richtlinie des DAfStB von 2007, „Vorbeugende Maßnahmen gegen schädigende Alkalireaktion im Beton“ [N27], eingeschätzt.

AKR Performance Prüfung

Die Untersuchungen zum Minderungspotenzial hinsichtlich AKR erfolgten mit der am FIB entwickelten AKR-Performance-Prüfung, der FIB-Klimawechsellaagerung (KWL). Diese ermöglicht die zeitraffende Simulation wechselnder Klimabedingungen unter Einbindung von angreifenden Medien. Die Einbeziehung von Tausalzen in die Prüfung des Unterbetons war notwendig, da im Fugenbereich von Betonfahrbahndecken auch der Unterbeton mit Tausalzen belastet wird. Insbesondere durch die Einbeziehung von Frost-Tau-Wechseln in den Klimazyklus wurde die Alkalizufuhr von außen in den Beton realistisch nachempfunden.

Die bei der Frost-Tau-Belastung einsetzenden Transportprozesse infolge der Mikroeislinsepumpe [77] überschreiten deutlich die Größenordnung, die durch reine Diffusion oder kapillares Saugen erreicht wird. Somit können besonders effektiv auch Gefügeeigenschaften (z. B. Kapillarporosität) des Betons, die maßgeblich auch von der Bindemittelauswahl beeinflusst werden, hinsichtlich ihres Einflusses auf die AKR mit berücksichtigt werden. Da dieser Teil des Projektes die Zielstellung verfolgte, den Einfluss verschiedener Bindemittel auf die AKR zu untersuchen, war diese praxisnahe Performance Prüfung besonders geeignet.

Bei der Beurteilung von Betonen mit puzzolanischen und/oder latent-hydraulischen Zusatzstoffen (Steinkohlenflugasche, Hüttensand) ist zu berücksichtigen, dass durch eine Prüfung bei anhaltend hohen Temperaturen eine deutliche Beschleunigung der Hydratation der langsam reagierenden Zusatzstoffe verursacht wird. Diese Beschleunigung kann eine zu günstige Beurteilung dieser Betone im Vergleich zum Praxisverhalten bewirken.

Für die AKR-Performance-Prüfung mittels FIB-Klimawechsellaagerung mit einer mittleren Temperatur von 38 °C konnte in Vergleichsversuchen bereits

nachgewiesen werden, dass der Hydratationsgrad gegenüber einer Konstantlagerung bei 8 °C nach 140 Tagen um max. 20 % erhöht war [4]. Es ist davon auszugehen, dass der Hydratationsgrad bei Betonversuchen mit deutlich höherer mittlerer Temperatur stärker überhöht wird.

Als Probekörper für die Klimawechsellaagerung wurden Betonbalken mit den Abmessungen 400 x 100 x 100 mm³ hergestellt. An den Stirnseiten der Probekörper wurden Messzapfen für die Erfassung der Längenänderung einbetoniert. Die Probekörper wurden nach 24 Stunden ausgeschalt, luftdicht in Folie eingeschlagen und bis zu Beginn der Prüfung im Normklima 20/65 gelagert.

Um eine Alkalizufuhr von außen zu realisieren wurde die untere Schalseite der Betonbalken in Anlehnung an den schwedischen „Slab-Test“ präpariert und während der KWL mit Tausalzlösung (3%ige NaCl-Lösung) beaufschlagt (Bild 22). Parallel dazu wurden Referenzprobekörper mit Wasser beaufschlagt.

Die Prüfung beginnt standardmäßig bei einem Probenalter von 7 Tagen. Für dieses Projekt wurde die Vorlagerungszeit einheitlich auf 28 Tage verlängert, um einen ausreichenden Hydratationsgrad der hüttensandhaltigen Zemente sowie der Flugasche zu gewährleisten.

Eine AKR-Performance-Prüfung mittels FIB-Klimawechsellaagerung umfasst in der Regel 12 Zyklen von je 3 Wochen Dauer (Bild 23). Ein Klimazyklus umfasst folgende Lagerungsbedingungen:

- 4 Tage Trocknung bei einer relativen Luftfeuchte von < 10 %



Bild 22: Probekörper für die AKR-Performance-Prüfung

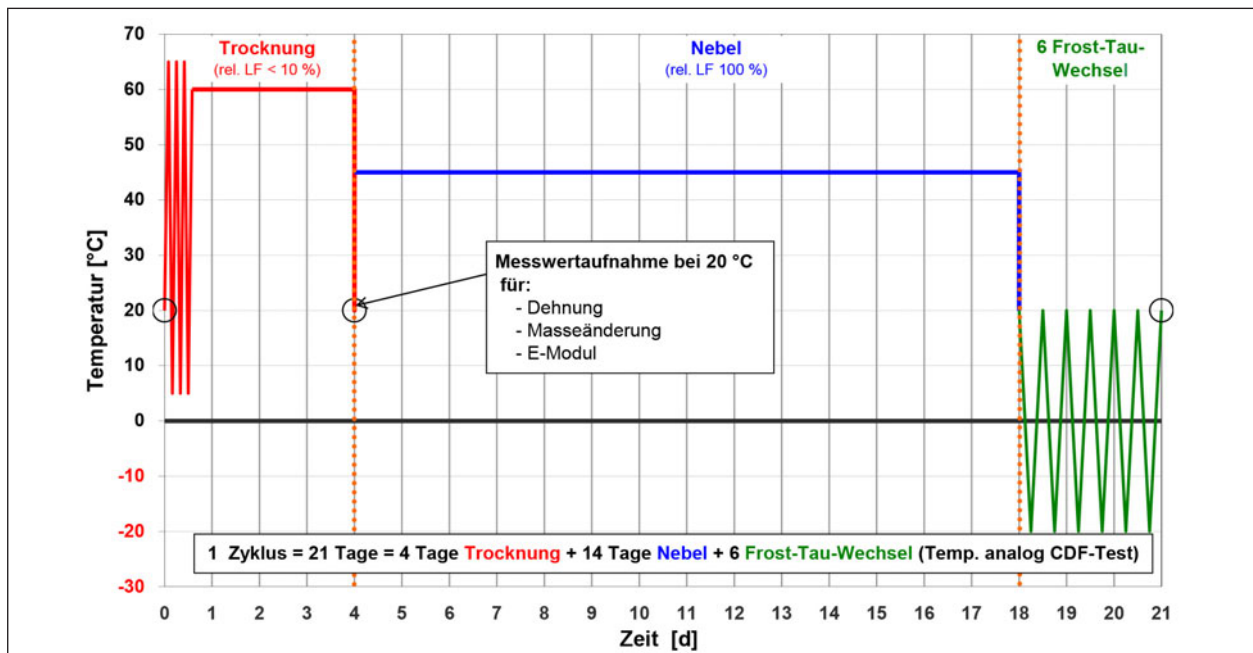


Bild 23: Klimazyklus

- 14 Tage Nebellagerung bei 45 °C und 100 % relativer Luftfeuchte
- 3 Tage Lagerung mit Frost-Taubelastung (6 Frost-Tau-Wechsel) von +20 bis -20 °C

Nach jedem Zyklus wurden Dehnungsmessungen durchgeführt und über Masseermittlungen die wechselnden Feuchtegehalte der Proben erfasst. Um den Temperatureinfluss auf die Dehnungsmessung zu eliminieren, wurden die Probekörper vor jeder Messung auf 20 °C temperiert. Der Dehnungsgrenzwert von 0,6 mm/m beim Betonversuch mit Nebelkammerlagerung wurde daher bei der KWL um den Anteil der Temperaturdehnung auf 0,4 mm/m reduziert.

Die höhere hygrische Dehnung der Probekörper bei Taumittelbeaufschlagung wurde über den erhöhten Dehnungsgrenzwert von 0,5 mm/m berücksichtigt. Die Grenzwerte beziehen sich auf die erreichten Dehnungen nach 8 Klimazyklen. Zusätzlich wurde auch der Anstieg der Dehnung zwischen dem 6. und 8. Zyklus für die Bewertung herangezogen.

Es erfolgte außerdem eine augenscheinliche Beurteilung der Probekörper hinsichtlich Rissbildung, Verfärbung, Abwitterung, Gelastritt, Auftreten von „pop-outs“, Verformungen und anderweitigen sichtbaren Veränderungen.

Zur Feststellung möglicher Gefügeveränderungen wurden an als kritisch bewerteten Rezepturen nach Beendigung der KWL lichtmikroskopische Untersu-

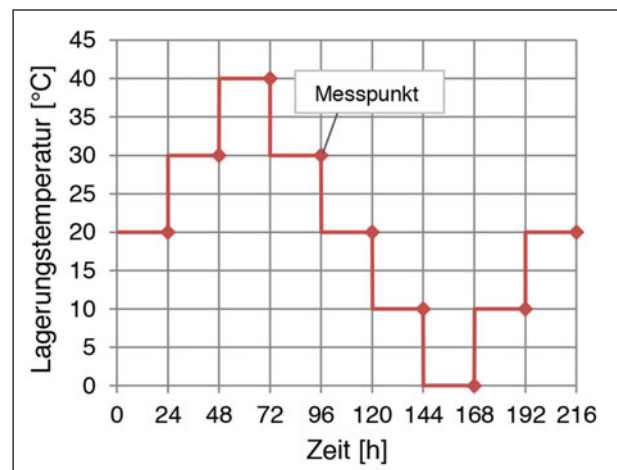


Bild 24: Temperaturzyklus für die Bestimmung des Temperaturdehnungskoeffizienten

chungen an Dünnschliffen mittels Polarisationsmikroskopie durchgeführt.

Temperaturdehnungskoeffizient

Der Temperaturdehnungskoeffizient der Betone wurde rechnerisch (vgl. Kapitel 5.2) sowie exemplarisch auch experimentell bestimmt. Als Probekörper wurden je drei Betonbalken (40 x 10 x 10 cm³) mit Messzapfen verwendet. Die Balken wurden nach dem Ausschalen bis zum siebten Tag im Wasser und anschließend im Normklima 20/65 bis zum Prüfbeginn nach 56 Tagen gelagert.

Vor der Prüfung wurden die Balken dampfdicht in Folie eingepackt und mit Bitumenband abgeklebt, um Feuchteänderungen während der Prüfung zu

vermeiden. Die Probekörper wurden im Klimaschrank dem in Bild 24 dargestellten Temperaturzyklus unterworfen. Zu Ende jeder Temperaturstufe wurde die Länge der Probekörper gemessen.

Durch Vergleich der Probekörpermasse vor und nach der Prüfung wurde sichergestellt, dass keine gravierenden Feuchteänderungen während der Prüfung auftraten.

Zyklische Belastung von Verbundbalken

Die Untersuchungen erfolgten an großformatigen Straßenbetonbalken (Verbundbalken/Großkörper) mit den Abmessungen $180 \times 35 \times 27 \text{ cm}^3$ (Bild 25).

Zur Erfassung der Hydratationswärmeentwicklung wurde die Temperaturentwicklung des Betons in drei unterschiedlichen Tiefen (im Unterbeton, in der Schichtgrenze, sowie im Oberbeton) über eine Zeitdauer von ca. drei Tagen aufgezeichnet.

Nach dem Ausschalen wurden die Balken in Folie gelagert. Ab einem Alter von 28 Tagen wurden die Verbundbalken in einem Belastungsprüfstand im Vier-Punkt-Biegeversuch mit unterschiedlichen Lastwechselzahlen N (bis zu maximal $N = 10 \text{ Mio.}$ Lastzyklen) zyklisch belastet.

Um eine adäquate Anzahl von Großkörpern trotz der länger andauernden Prüfzeit untersuchen zu können, wurde der an der Ruhr-Universität Bochum verfügbare Mehrfach-Prüfstand für zyklische Biegezugbelastungen eingesetzt (Bild 26, Bild 27).

Die Lageranordnung und die Anordnung der Kräfteinleitung an den Verbundbalken sowie der sich einstellende Momentenverlauf im Vier-Punkt-Biegezugversuch sind schematisch in Bild 28 dargestellt.

Der Oberbeton bzw. die verbundfugennahe Probekörperseite wurde entsprechend der sich einstellenden Spannungsverteilung während des Versuches nach unten blickend im Zugbereich angeordnet.

Die aufzubringende Beanspruchung während der zyklischen Belastung beinhaltet sich langsam verändernde thermische Zwangsspannungen in Überlagerung mit rasch zyklisch wiederkehrenden Verkehrslasten. Dabei sind zwei unterschiedliche Beanspruchungsniveaus (Ober- und Unterspannung) zu unterscheiden. Es werden zwei Lastfälle betrachtet. Lastfall 1 beinhaltet zum einen eine Abkühlung von oben, bei welcher ein negativer Temperaturgradient von $0,4 \text{ K/cm}$ zu einer Zwangszugspannung an der Oberseite von $2,0 \text{ N/mm}^2$ (Oberspan-



Bild 25: Biegebalken (Großkörper)



Bild 26: Mehrfach-Prüfstand für zyklische Beanspruchung von Großbalken

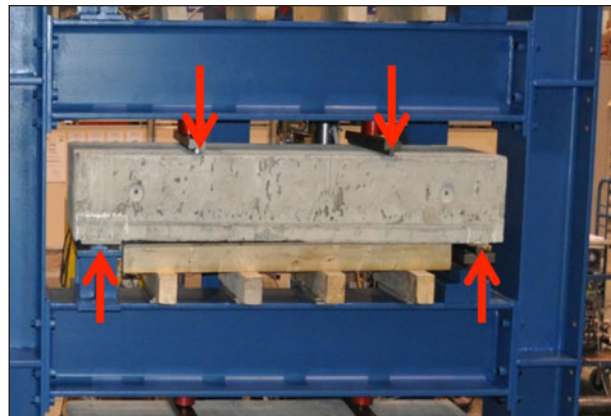


Bild 27: Detail des Mehrfach-Prüfstandes

nung σ_o) führt und zum anderen eine gleichzeitig auftretende Verkehrslast durch einen 40-t-LKW in Plattenmitte, die zu einer entlastenden Biegespannung von rd. 1 N/mm^2 an der Oberfläche führt. Somit beträgt für Lastfall 1 das Spannungsverhältnis $\sigma_u / \sigma_o = 0,50$.

Der zweite Lastfall beschreibt die Verkehrslast am Plattenrand bei gleichem Temperaturgradienten. Hieraus ergeben sich an der Betonoberfläche, bei einer Schwingbreite durch die in diesem Fall span-

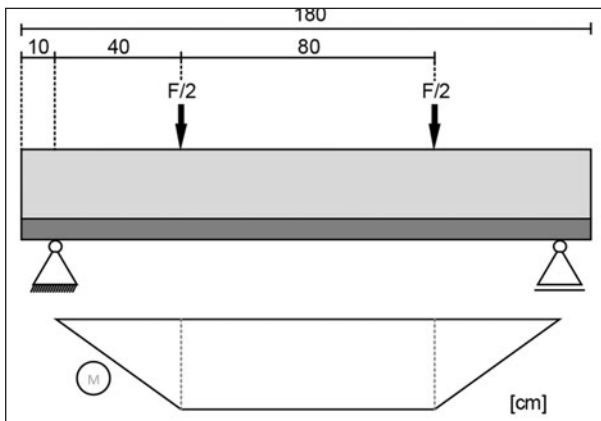


Bild 28: Statisches System des verwendeten Vier-Punkt-Biegezugversuches und Momentenverlauf

nungserhöhend wirkende Verkehrslast von $1,0 \text{ N/mm}^2$ ein Spannungsverhältnis σ_U / σ_O von $0,66$ bzw. das Verhältnis $\sigma_O / f_{ct,fl} = 0,50$.

Aufgrund der Probengeometrie der Verbundbalken und der Lagerung der Prüfkörper zur Ermittlung der Biegezugfestigkeit (Lagerung bis zur Prüfung unter Wasser) wurde für die anzusetzenden Spannungen eine um 20% abgeminderte Biegezugfestigkeit von ca. $4,8 \text{ N/mm}^2$ bei der Prüfung der Verbundkörper im Mehrfachprüfstand angesetzt. Daraus ergaben sich folgende Parameter:

- $\sigma_O = 2,5 \text{ N/mm}^2$,
- $\sigma_U = \sigma_O - 1,0 = 1,5 \text{ N/mm}^2$,
- $\sigma_O / f_{ct,fl}$ ($f_{ct,fl} = 4,8 \text{ N/mm}^2$) $= 0,5 \approx 50\%$,
- Lastwechselzahl: bis zu 10 Mio. ,
- Frequenz $f = 5 \text{ Hz}$.

Somit wurde die Oberspannung zu $2,5 \text{ N/mm}^2$ gewählt. Diese entsprach rd. 50% der Biegezugfestigkeit ($f_{ct,fl} = 4,8 \text{ N/mm}^2$). Mit einer festgelegten Differenz zwischen Ober- und Unterspannung von $1,0 \text{ N/mm}^2$ infolge Verkehrslast ergab sich somit eine Unterspannung von $1,5 \text{ N/mm}^2$. In einem kraftgeregelten Versuch wurden die Balken mit einer Frequenz von 5 Hz für bis zu 10 Millionen Lastwechsel zyklisch beansprucht. Die zyklische Beanspruchung der Verbundkörper wurde jeweils im Alter von mindestens 28 Tagen begonnen.

Die Erfassung der Degradation bzw. Quantifizierung der Schädigung im zugbeanspruchten Bereich der Verbundbalken wurde mittels vergleichender Ultraschalllaufzeitmessung im Ruhezustand der Verbundkörper durchgeführt. Daraus wurde der dynamische Elastizitätsmodul (rel. dyn. E-Modul) er-



Bild 29: Ultraschalllaufzeitmessungen (Serie 2) im Zugbereich an der Unterseite der Verbundbalken



Bild 30: Ultraschalllaufzeitmessungen (Serie 2) in Höhe der Fuge an der Seitenfläche eines Verbundkörpers

mittelt. Je größer der Abfall des relativen dynamischen E-Moduls in Abhängigkeit der Lastzyklen ist, umso mehr Mikrorisse und weitere mikrostrukturelle Veränderungen sind im Betongefüge zu vermuten. Dabei wurden mithilfe einer auf die Balkengeometrie abgestimmten Messschablone im Biegezugbereich sowohl an der Unterseite als auch an einer Seitenfläche die Ultraschalllaufzeiten (arithmetisches Mittel aus 10 Einzelwerten) ermittelt.

Die Ultraschalllaufzeitmessungen an den Seitenflächen der Verbundbalken, mit einer erhöhten Messstellendichte im Bereich der Verbundfuge dienen der Ermittlung eines Schädigungsgradienten über die Höhe der Verbundbalken.

Die Vorgehensweise der Ultraschalllaufzeitmessungen unterschied sich zwischen den Serien 1 und 2 der Verbundbalken. Bei der Serie 1 wurde die Ultraschalllaufzeit durch die nach dem Entformen aufgebraute Folie gemessen. Bei Serie 2 hingegen wurden die Teilbereiche während der Messung kurzzeitig freigelegt und eine Messschablone aufgelegt (Bild 29, Bild 30). Unmittelbar nach der Messung eines jeden Verbundkörpers wurden die Bereiche wieder verschlossen.

Infolge der verschiedenen Vorgehensweisen, beide vor dem Hintergrund den Einfluss möglicher Schwindspannungen zu reduzieren, ergaben sich unterschiedliche Ergebnisse im Vergleich der Serien, innerhalb der Serien aber reproduzierbare Ergebnisse.

Nach Abschluss der zyklischen Belastung wurden Bohrkerne aus den Verbundbalken entnommen (Schnittplan siehe Anhang III). Die Bohrkerne mit einem Durchmesser von 150 mm (Probennummer 5 und 6) dienten zur Ermittlung der Scherfestigkeit, die Bohrkerne mit einem Durchmesser von 100 mm (Probennummern 1 und 2) zur Ermittlung der Haftzugfestigkeit. Die jeweiligen Proben mit der höhe-

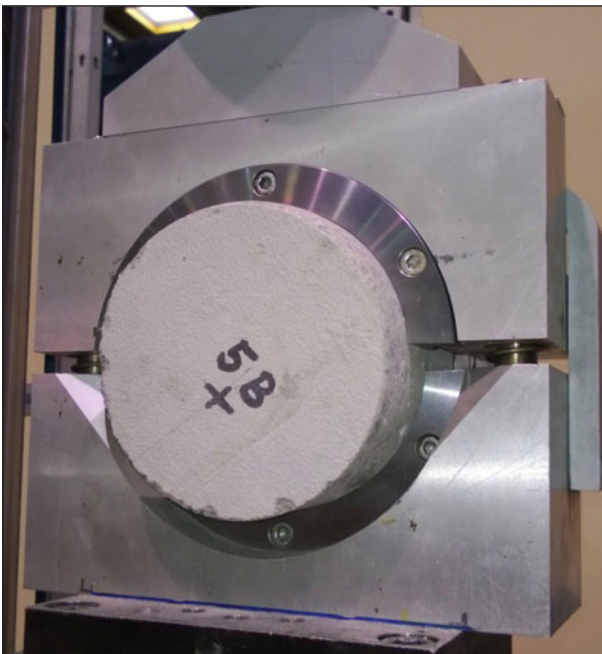


Bild 31: Schergerät nach TP-Asphalt - Teil 80 mit eingebauter Probe (Bohrkerndurchmesser: 150 mm) während der Versuchsdurchführung

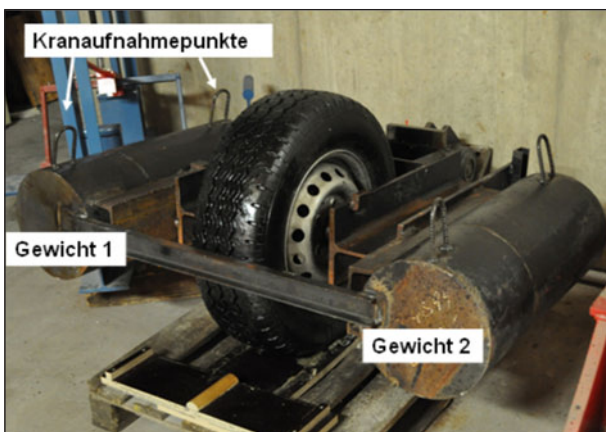


Bild 32: Vorrichtung zur Simulation der Überrollung eines Radladers (Gesamtgewicht: 1 to.)

ren Nummer, sprich 2 und 6 sind diejenigen aus dem belasteten Bereich.

Die Proben aus dem Referenzbereich liefern die Vergleichswerte für die Ergebnisse der Verbundfestigkeiten. Die Probekörper wurden bis zur Prüfung bei 20 °C und einer Luftfeuchtigkeit von 65 % auf einem Lattenrost gelagert.

Die zentrische Haftzugfestigkeit zwischen Ober- und Unterbeton wurde in Anlehnung an DIN EN 14488-4 [N28] bestimmt. Die Bohrkerne für die Haftzugfestigkeitsprüfung wurden dabei auf eine Gesamtlänge von 200 mm zugeschnitten. Die Oberbetonstärke betrug bei jedem Probekörper nach Präparation rd. 40 mm.

Die Stahlschläge wurden planparallel auf die geschnittenen und wenn notwendig geschliffenen Stirnflächen der Probekörper geklebt.

Der Versuch wurde weggeregelt mit einer Prüfungsgeschwindigkeit von 0,8 mm/min durchgeführt. Der Oberbeton war bei jeder Prüfung nach oben orientiert. Die Ergebnisse der Kombination S1.1 dienen bei der Auswertung der ermittelten Verbundfestigkeiten als Referenz. Als Prüfgerät wurde eine elektro-mechanische Prüfanlage mit einer maximalen Last von ± 250 kN verwendet. An gleicher Prüfanlage wurde die Scherfestigkeit der Verbundbalken (Bild 31) in Anlehnung an den Scherversuch nach Leutner ermittelt, welcher nach [78] die tatsächlichen Beanspruchungen durch die Verkehrsbelastung am besten abbildet. Der Versuch ist in den TP Asphalt-StB, Teil 80 [N29] beschrieben. Die Proben wurden nicht weiter präpariert.

Mechanische Erstbelastung

Die Untersuchungen erfolgten an großformatigen Straßenbetonbalken (Verbundbalken/Großkörper) mit den Abmessungen 180 x 35 x 27 cm³. Die Herstellung der Verbundbalken erfolgte analog zu den zuvor beschriebenen Verbundbalken im Rahmen der zyklischen Belastung.

Nach Erreichen einer ausreichenden Festigkeit des Oberbetons, welche die Herstellung der Waschbetonoberfläche ermöglicht bzw. zu einer ausreichenden Rautiefe führt, wurden die Verbundkörper durch einen profilierten Lkw-Reifen, der mit einer zusätzlichen Masse von einer Tonne belastet wurde, zehn Mal überrollt (Bild 32). Dies simuliert die mechanische Belastung in Form der Überrollung eines Aus-

bürstfahrzeuges zur Herstellung einer Waschbetonoberfläche.

Bei der Überrollung wurden die Verbundbalken in der Schalung belassen, sodass eine seitliche Verformungsbehinderung gegeben war und nahezu adiabatische Randbedingungen zu allen Seiten, analog eines Teilbereiches einer Fahrbahn, vorherrschten.

5.2 Berechnungen

Temperaturdehnzahl

Die näherungsweise Berechnung der Temperaturdehnzahl erfolgte in Anlehnung an ein von Dettling [79] beschriebenes Verfahren, basierend auf Richtwerten für die Temperaturdehnzahlen der verwendeten Gesteinskörnung sowie des Zementsteins unter Berücksichtigung der Betonzusammensetzung.

Im Folgenden werden die Berechnungsansätze aus [79] für Beton mit nur einer Gesteinsart sowie mit zwei verschiedenen Gesteinsarten dargestellt. Abweichend zu [79] wurde der Volumenanteil der Gesteinskörnung direkt der Stoffraumrechnung entnommen. Weiterhin wurden die Begriffe der heute gebräuchlichen Nomenklatur angepasst. Anhaltswerte für die Temperaturdehnzahlen von Zementstein und Gesteinskörnung wurden [79] entnommen.

Temperaturdehnung des Zementsteins

$$\alpha_{Z_e} = \alpha_w + k * \max \alpha_s * a \quad (\text{Gl. 8})$$

mit

α_w : Wahre Temperaturdehnung [1/K]

$\max \alpha_s$: maximale scheinbare Wärmedehnung [1/K], Berechnung nach Gleichung 9

k: ein vom Feuchtigkeitsgehalt abhängiger empirischer Beiwert

a: Beiwert zur Berücksichtigung des Betonalters

$$\max \alpha_s = \max \alpha - \alpha_w \quad (\text{Gl. 9})$$

mit

$\max \alpha$: Größtwert der gesamten Wärmedehnung

Temperaturdehnzahl - Beton mit einer Gesteinsart

$$\alpha = (a_{Z_e} - \alpha_{GK}) * c + \alpha_{GK} \quad [1/K] \quad (\text{Gl. 10})$$

mit

a_{Z_e} : Temperaturdehnzahl des Zementsteins [1/K]

α_{GK} : Temperaturdehnzahl der Gesteinskörnung [1/K]

Der Faktor c wird dabei nach folgender Gleichung berechnet:

$$c = ((100 - V_{GK,ges}) / 100)^{1,5} \quad [-] \quad (\text{Gl. 11})$$

mit

$V_{GK,ges}$: Volumenanteil der Gesteinskörnung im Beton [Vol.-%]

Temperaturdehnzahl - Beton mit mehreren Gesteinsarten

$$\alpha = (a_{Z_e} - \alpha_{GK,m}) * c + \alpha_{GK,m} \quad [1/K] \quad (\text{Gl. 12})$$

mit

a_{Z_e} : Temperaturdehnzahl des Zementsteins [1/K]

$\alpha_{GK,m}$: mittlere Temperaturdehnzahl des Gesteinskörnungsgemisches [1/K]

Faktor c wird analog (Gl. 11) berechnet. Die mittlere Temperaturdehnzahl des Gesteinskörnungsgemisches ergibt sich wie folgt:

$$\alpha_{GK,m} = (\alpha_{GK,1} * V_{GK,1} + \alpha_{GK,2} * V_{GK,2}) / V_{GK,ges} \quad [1/K] \quad (\text{Gl. 13})$$

mit

$\alpha_{GK,1}$: Temperaturdehnzahl der Gesteinskörnung 1 [1/K]

$\alpha_{GK,2}$: Temperaturdehnzahl der Gesteinskörnung 2 [1/K]

$V_{GK,1}$: Volumenanteil der Gesteinskörnung 1 [Vol.-%]

$V_{GK,2}$: Volumenanteil der Gesteinskörnung 2 [Vol.-%]

$V_{GK,ges}$: Gesamtvolumen des Gesteinskörnungsgemisches [Vol.-%]

Eingangswerte für die Berechnung

Die Eingangswerte der folgenden Tabelle wurden [79] entnommen. Für die Faktoren k und a wurden

Einteilung Zemente in [79]	Zuordnung Bindemittel Projekt
Portlandzement	CEM I
Portlandhüttenzement, Hochofenzement	CEM II/A-S, CEM II/B-S, CEM III/A, CEM III/A (Labor)
Portlandpuzzolanzement	Zement + Flugasche

Tab. 18: Zuordnung der Bindemittel

k	0,99	pessimal für 70 % Feuchte
a	1,0	pessimal für Betonalter 0 bis 6 Monate
α_{GK} [1/K]	$11 \cdot 10^{-6}$	Quarzsand, Quarzkies
	$6,5 \cdot 10^{-6}$	Diabas
	$6,5 \cdot 10^{-6}$	Granodiorit
α_w [1/K]	$10,0 \cdot 10^{-6}$	CEM I
	$9,5 \cdot 10^{-6}$	CEM II/A-S, CEM II/B-S, CEM III/A
	$9,5 \cdot 10^{-6}$	Zement + Flugasche
max α [1/K]	$22,0 \cdot 10^{-6}$	CEM I
	$21,5 \cdot 10^{-6}$	CEM II/A-S, CEM II/B-S, CEM III/A
	$18,0 \cdot 10^{-6}$	Zement + Flugasche

Tab. 19: Eingangswerte für die Berechnung der Temperaturdehnung aus [79]

die pessimalen Werte angenommen, die rechnerisch zu den maximalen Temperaturdehnungen führen.

Die Kennwerte α_w und max α sind abhängig von der Zusammensetzung des verwendeten Zementes. In [79] werden Wertebereiche u. A. für Portlandzement, Portlandhüttenzement, Hochofenzement und Puzzolanzement angegeben. Die Mittelwerte dieser Wertebereiche wurden sinngemäß für die hier eingesetzten Zemente bzw. Zement-Flugasche-Mischungen verwendet (Zuordnung siehe Tabelle 18).

Die Volumenanteile der Gesteinskörnung wurden den Mischungsberechnungen (Anhang I) entnommen.

6 Alkali-Kieselsäure-Reaktion

6.1 Voruntersuchungen

Das AKR-Schädigungspotenzial der Gesteinskörnungen für die Unterbetone wurde mittels Mörtelschnelltest (Alternativverfahren gemäß Teil 3 der Alkali-Richtlinie 2007 [N27]) grob eingeschätzt. Die mit dem Mörtelschnelltest geprüften Gesteinskörnungen wurden auf Grundlage der gemessenen Dehnung an den Mörtelprismen nach Lagerung bei 70 °C über Wasser bis zum 28. Tag bewertet.

Bei einer Dehnung von größer 1,5 mm/m nach 28 Tagen ist die Gesteinskörnung als potenziell alkali-

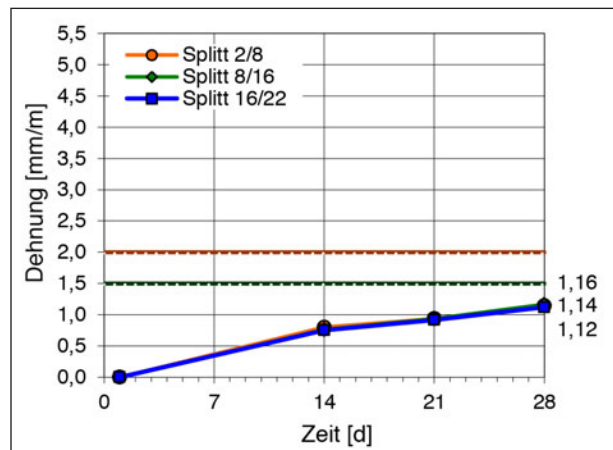


Bild 33: Ergebnisse Mörtelschnelltest – Werk 3

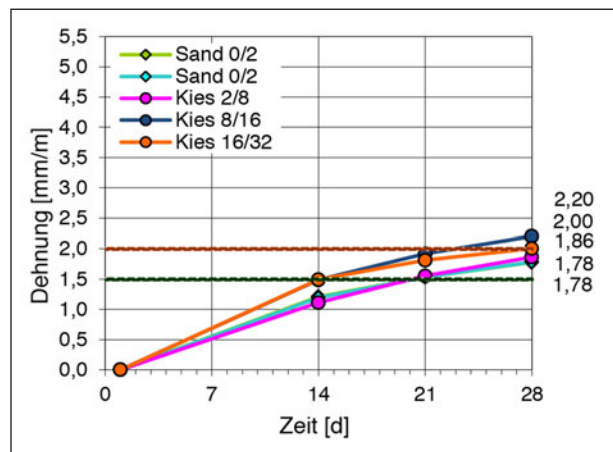


Bild 34: Ergebnisse Mörtelschnelltest – Werk 4

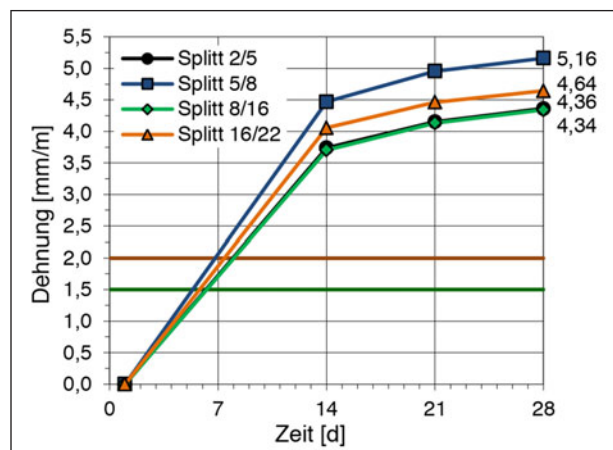


Bild 35: Ergebnisse Mörtelschnelltest – Werk 5

reaktiv einzustufen. Mit weiter steigendem Mörtelschnelltest-Dehnungswert ist mit einer steigenden Alkalireaktivität der Gesteinskörnung zu rechnen. Gesteinskörnungen mit Dehnungswerten im Mörtelschnelltest von größer 2,0 mm/m werden als alkali-reaktiv eingestuft. Die aufgeführten Grenzwerte gelten ausschließlich für grobe Gesteinskörnungen.

Bei der Bewertung der Ergebnisse des Mörtelschnelltests ist zu berücksichtigen, dass die grobe Gesteinskörnung auf eine Prüfkörnung von 0,5 mm bis 2 mm aufbereitet wird. Dadurch entstehen frische Bruchflächen, die in einigen Fällen zu einer Überbewertung der Alkali-Reaktivität führen können. Dies betrifft vorrangig ungebrochene Gesteinskörnungen.

Bei einigen gebrochenen Festgesteinen kann die Aufbereitung auf die feine Prüfkörnung dazu führen, dass die ursprüngliche Mikrostruktur und Textur des Gesteins verloren gehen. Das entstehende AKR-Gel kann dann ggf. nicht den in größeren Körnungen möglichen Druck aufbauen [80]. Im Mörtelschnelltest treten dann nur unkritische Dehnungen auf. Im Betonversuch bzw. im Bauwerk ist hingegen eine kritische Dehnung bzw. Schädigung zu beobachten. Erfahrungen am FIB zeigen, dass dieses Verhalten bei der gebrochenen Gesteinskörnung aus Werk 3 (Bild 33) auftritt.

Die Ergebnisse des Mörtelschnelltests für die Gesteinskörnung aus Werk 3 liegen entsprechend den bisherigen Erfahrungen im unkritischen Bereich (Bild 33). Im Beton kann jedoch in Abhängigkeit von der Rezeptur eine kritische Alkali-Kieselsäure-Reaktivität auftreten.

Die Dehnungswerte der groben Gesteinskörnungen aus Werk 4 liegen deutlich über dem Kriterium von 1,5 mm/m, teilweise sogar über 2,0 mm/m (Bild 34). Ausgehend von den Ergebnissen kann vermutlich von einem kritischen AKR-Schädigungspotenzial der groben Gesteinskörnung ausgegangen werden. Das tatsächliche Potenzial kann jedoch nur im Betonversuch ermittelt werden.

Bild 35 zeigt die Dehnungswerte im Mörtelschnelltest der zusätzlich für die AKR-Untersuchungen ausgewählten gebrochenen Gesteinskörnung aus Werk 5.

Die Dehnungswerte der gebrochenen Gesteinskörnung aus Werk 5 liegen im Bereich des zwei- bis zweieinhalbfachen des Grenzkriteriums von 2,0 mm/m (Bild 35). Auf Basis des Mörtelschnelltests ist von einem hohen AKR-Schädigungspotenzial dieser Gesteinskörnung auszugehen.

6.2 FIB-Klimawechsellagerung

Tabelle 20 gibt einen Überblick über die AKR-Performance-Prüfungen mit der FIB-Klimawechsella-

Unterbeton	Bindemittel			
	CEM I	CEM I	CEM II/B-S	CEM III/A
	0 % FA	30 % FA	0 % FA	0 % FA
Splitt	X		X	
Kies	X	X	X	X
Splitt 2	X	X	X	X

Tab. 20: Versuchsmatrix FIB-Klimawechsellaagerung

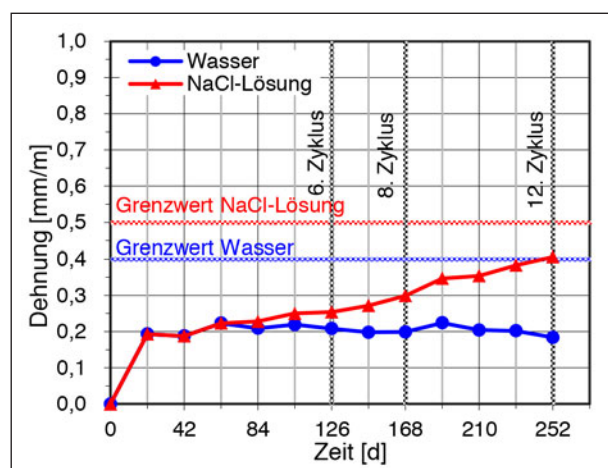


Bild 36: FIB-KWL Unterbeton (Splitt), CEM I 42,5 N, ohne Flugasche, grobe Gesteinskörnung aus Werk 3

gerung (FIB-KWL). Die Variante CEM I 42,5 N ohne Flugasche stellt den Referenzfall dar.

6.2.1 Unterbeton (Splitt) mit grober Gesteinskörnung aus Werk 3

In der Betonrezeptur für den Splitt-Unterbeton wurde die potenziell alkalireaktive grobe Gesteinskörnung (Granodiorit) aus Werk 3 in Kombination mit einer ausreichend alkaliunempfindlichen feinen Gesteinskörnung aus Werk 1 eingesetzt.

Die Ergebnisse der AKR-Performance-Prüfungen für den Splitt-Unterbeton sind in Bild 36 und Bild 37 dargestellt. Die Untersuchungen erfolgten an den flugaschefreien Rezepturen mit CEM I 42,5 N sowie CEM II/B-S 32,5 R.

Rezeptur mit CEM I ohne Flugasche

Die Dehnungswerte der Rezeptur liegen nach 8 Zyklen deutlich unter den Grenzwerten von 0,5 mm/m (Tausalzlösung) bzw. 0,4 mm/m (Wasser). Der Dehnungsanstieg zwischen dem 6. und 8. Zyklus ist als unkritisch zu bewerten.

Auch nach 12 Zyklen bleiben die Dehnungswerte unter den jeweiligen Grenzwerten. Die Rezeptur würde auf Grundlage der Untersuchungen eine

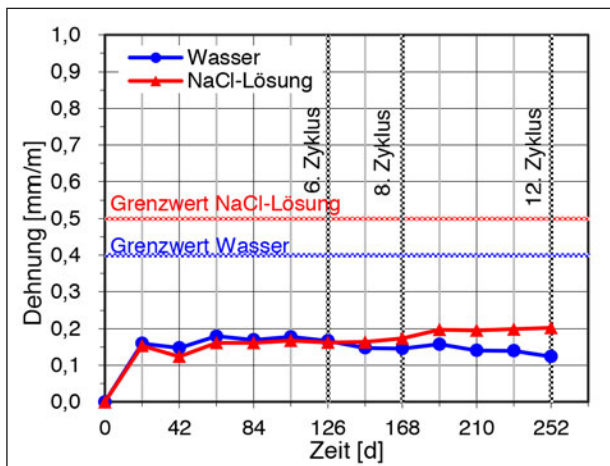


Bild 37: FIB-KWL Unterbeton (Splitt), CEM II/B-S 32,5 R, ohne Flugasche, grobe Gesteinskörnung aus Werk 3

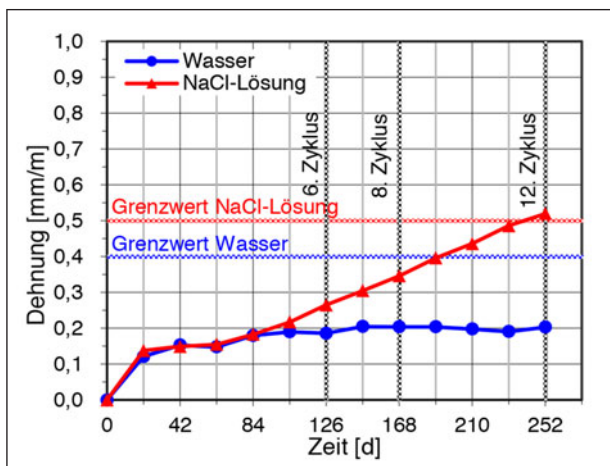


Bild 38: FIB-KWL Unterbeton (Kies), CEM I 42,5 N, ohne Flugasche, Gesteinskörnung aus Werk 4

Freigabe für den Bau von Fahrbahndeckenbeton erhalten.

Das unkritische Verhalten der CEM I-Rezeptur war unerwartet, da die verwendete grobe Gesteinskörnung als AKR-auslösende Gesteinskörnung bekannt ist, wenn auch nur mit „mäßigem“ AKR-Potenzial.

Ursache für das positive Verhalten in der Performance-Prüfung ist mutmaßlich der niedrige Alkaligehalt des Zementes (Na_2O -Äquivalent = 0,53).

Die Alkalizufuhr von außen über die Tausalzbeaufschlagung verursacht zwar eine Verschärfung des Angriffes im Vergleich zur Einwirkung mit Wasser. Die Dehnungszunahme bleibt jedoch im unkritischen Bereich.

Weiterhin positiv wirkt sich ggf. auch die im Vergleich zur Standardvorlagerung verlängerte Vorla-

gerungsdauer von 28 Tagen (anstelle von 7 Tagen) vor Beginn der Prüfung aus.

Rezeptur mit CEM II/B-S ohne Flugasche

Die Rezeptur mit CEM II/B-S weist erwartungsgemäß geringere Dehnungswerte auf als die CEM I-Rezeptur. Nach der anfänglichen Dehnung während des ersten Zyklus tritt keine nennenswerte Dehnung mehr auf. Die Grenzwerte für die Dehnungen werden über die gesamte Prüfdauer nicht überschritten.

Die zusätzliche Dehnungszunahme durch Alkalizufuhr von außen im Vergleich zur Einwirkung von Wasser ist nur gering. Dies deutet darauf hin, dass die gefügeverdichtende Wirkung des Hüttensandes die Alkalizufuhr von außen wirksam vermindern konnte.

Aufgrund des relativ geringen AKR-Potenzials der groben Gesteinskörnung aus Werk 3 wurden keine weiteren Zemente bzw. Zement-Flugasche-Kombinationen mit dieser Gesteinskörnung in der FIB-Klimawechsellagerung geprüft.

6.2.2 Unterbeton (Kies) – Werk 4

Der Kies-Unterbeton wurde mit feiner und grober Gesteinskörnung aus Werk 4 hergestellt. In Folgenden sind die Ergebnisse der AKR-Performance-Prüfungen für die Betone mit CEM I, CEM II/B-S, CEM III/A sowie CEM I mit 30 % Flugasche dargestellt.

Rezeptur mit CEM I ohne Flugasche

Beim Beton mit CEM I 42,5 N weisen die mit Wasser beaufschlagten Proben unkritische Dehnungsverläufe auf. Bei Einwirkung von NaCl-Lösung ist hingegen ab dem 5. Zyklus eine stetige Dehnungszunahme zu verzeichnen, welche bis zum Ende der Prüfung nach 12 Zyklen nicht abflacht.

Die Höhe der Dehnungen nach 8 Zyklen liegen unter den jeweiligen Grenzwerten von 0,5 mm/m (Tausalzlösung) bzw. 0,4 mm/m (Wasser).

Der Dehnungsanstieg zwischen dem 6. und 8. Zyklus bei Einwirkung von NaCl-Lösung ist jedoch als kritisch einzustufen. Nach 12 Zyklen überschreitet die Dehnung den Grenzwert für NaCl-Lösung von 0,5 mm/m. Die Betonrezeptur wird auf Basis der Performance-Prüfung als kritisch hinsichtlich AKR bei Alkalizufuhr von außen eingestuft.

Die Ergebnisse der CEM I – Rezeptur zeigen, dass aufgrund des niedrigen Alkaligehaltes des CEM I

42,5 N (Na_2O -Äquivalent = 0,53) das Auftreten einer schädigenden AKR bei diesem Beton zwar zeitlich verzögert, aufgrund der Alkalizufuhr von außen jedoch nicht verhindert werden kann.

Weitergehende Untersuchungen an geprüften Probekörpern aus dieser Rezeptur erfolgten im Lichtmikroskop an Dünnschliffen.

Dünnschliff – Probe mit Einwirkung von Wasser

Bild 39 zeigt eine Übersichtsaufnahme des Dünnschliffes einer mit Wasser beaufschlagten Probe des Kies-Unterbetons mit CEM I nach 12 Zyklen in der FIB-Klimawechsellagerung.

In der Übersicht rot umrandete Bereiche kennzeichnen Stellen mit AKR-typischen Reaktionsprodukten bzw. mit sekundär gebildetem Ettringit. Risse sind (soweit vorhanden) ebenfalls rot nachgezeichnet. Die schwarz umrandeten Bereiche sind in den folgenden Bildern als Detailaufnahmen (auszugsweise) dargestellt.

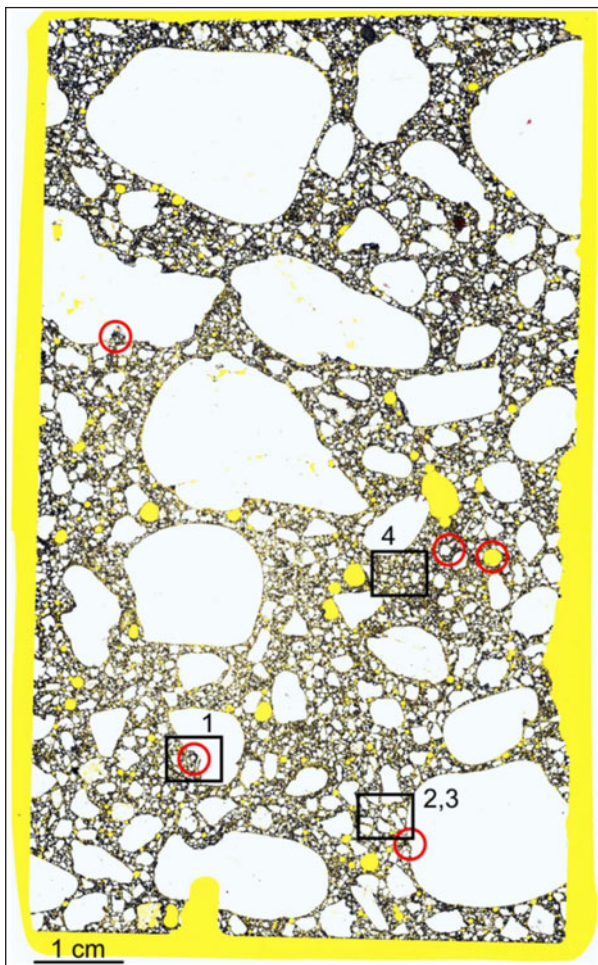


Bild 39: Übersicht Dünnschliff des Kiesunterbetons mit CEM I 42,5 N ohne Flugasche nach 12 Zyklen in der FIB-KWL – Beaufschlagung mit Wasser

Im Dünnschliff sind vereinzelte AKR-Merkmale im Zusammenhang mit gestressten Quarzrundkorn und Flint aus dem Sand zu finden. Eine AKR-Gelbfärbung ist kaum feststellbar. Risse in der Zementsteinmatrix infolge AKR liegen nicht vor. Insgesamt kann von einer AKR im Anfangsstadium ausgegangen werden.

Einige gerissene Gesteinskörner sind zu beobachten, wobei jedoch unklar ist, ob die Risse bedingt durch die Genese schon in der Gesteinskörnung enthalten waren oder ob sie als Folge einer ablaufenden AKR entstanden sind.

Prinzipiell tritt neben AKR-Merkmalen häufig eine sekundäre Ettringitbildung in Poren auf. Diese ist stellenweise auch in diesem Dünnschliff feststellbar, im Kernbereich etwas weniger intensiv als in den Randbereichen.

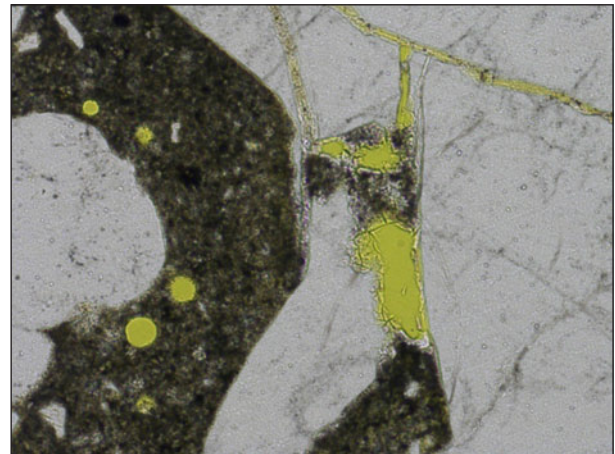


Bild 40: Pore mit AKR-Gelsaum neben gestresstem Quarzrundkorn (Detail 1 aus Bild 39)

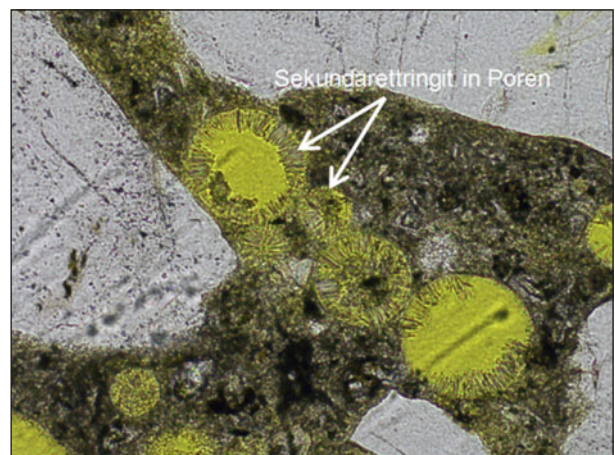


Bild 41: Poren teilweise komplett mit Sekundärettringit gefüllt (Detail 3 aus Bild 39)

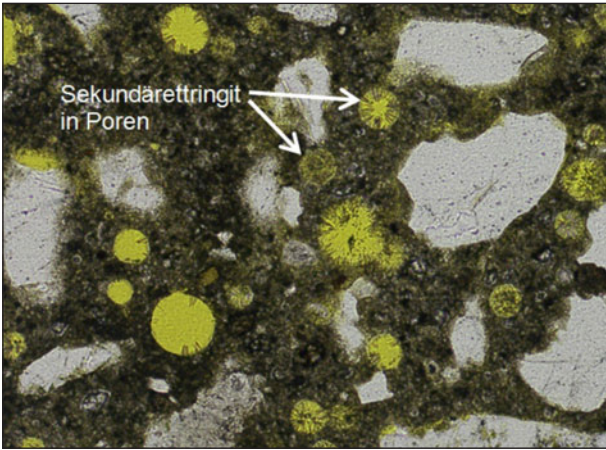


Bild 42: Poren tendenziell mit weniger Sekundärettringit gefüllt als im Randbereich (Detail 4 aus Bild 39)

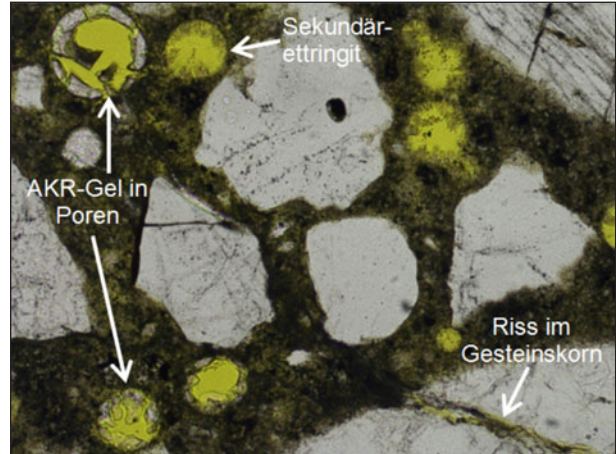


Bild 44: Poren teilweise mit AKR-Gel gefüllt, Riss im groben Gesteinskorn (Detail 1 aus Bild 43)

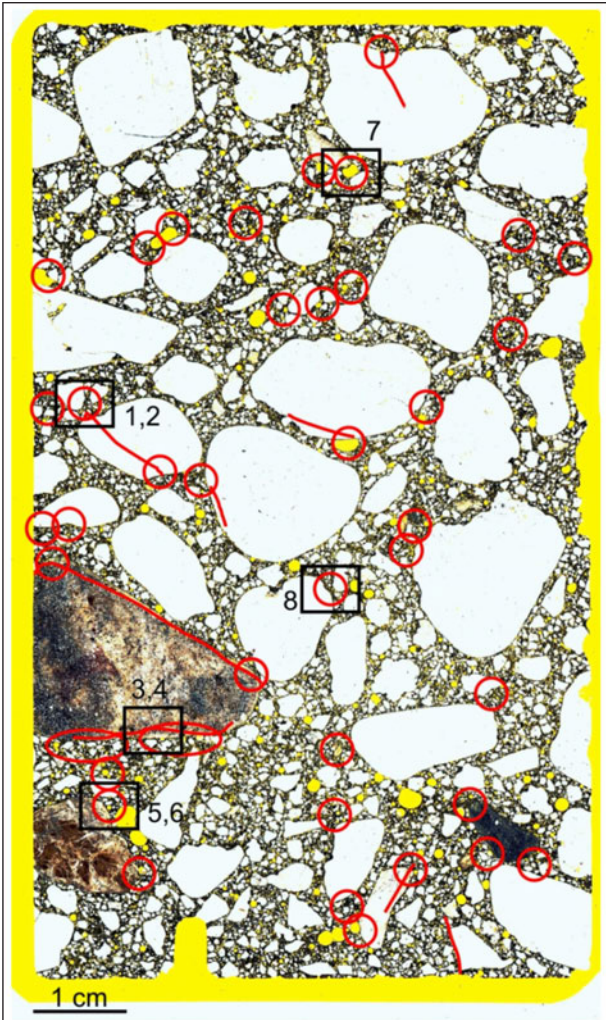


Bild 43: Übersicht Dünnschliff des Kiesunterbetons mit CEM I 42,5 N ohne Flugasche nach 12 Zyklen in der FIB-KWL – Beaufschlagung mit Tausalz

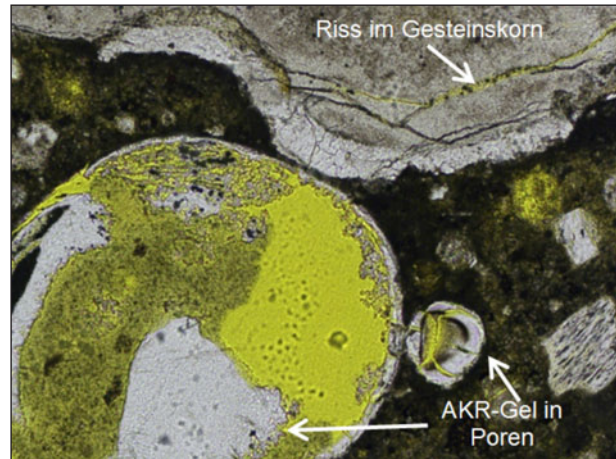


Bild 45: Poren teilweise mit AKR-Gel gefüllt, Riss im groben Gesteinskorn (Detail 5 aus Bild 43)

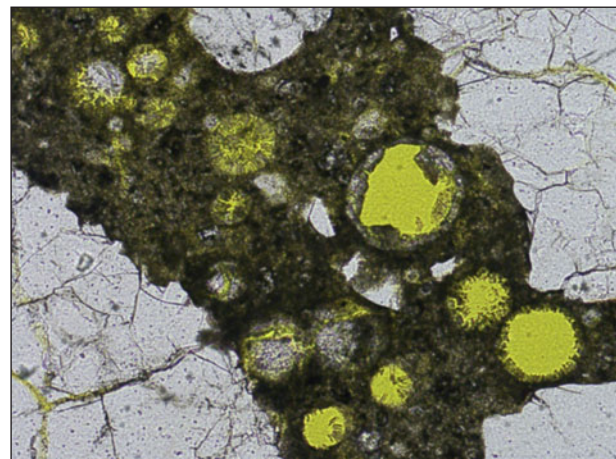


Bild 46: Poren mit Sekundärettringit und AKR-Gel gefüllt, zwischen gerissenem, gestresstem Quarz (Detail 8 aus Bild 43)

Dünnschliff – Probe mit NaCl-Einwirkung

Bild 43 zeigt eine Übersichtsaufnahme des Dünnschliffes einer mit Tausalz

beaufschlagten Probe des Kies-Unterbetons mit CEM I nach 12 Zyklen in der FIB-Klimawechsel

lagerung.

Am Dünnschliff sind deutliche AKR-Merkmale im Zusammenhang mit gestresstem Quarzrundkorn, Sandsteinrundkorn mit kieseligem Bindemittel, Kiesel-schiefer und Flint aus dem Sand zu finden. Einige Risse in der Gesteinskörn

ung sind erkennbar, überwiegend in gestressten Quarzen aus dem Kies,

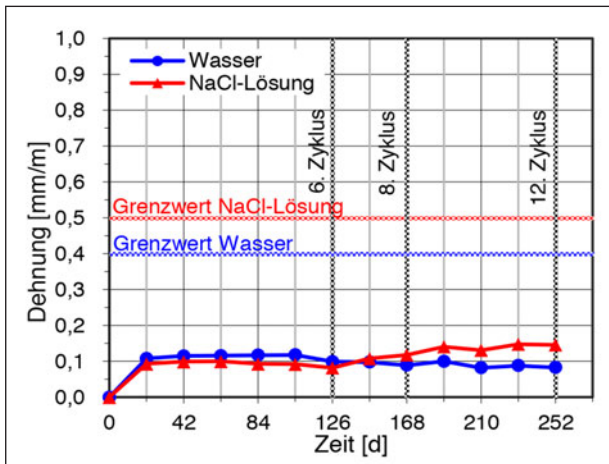


Bild 47: FIB-KWL Unterbeton (Kies), CEM II/B-S 32,5 R, ohne Flugasche, Gesteinskörnung aus Werk 4

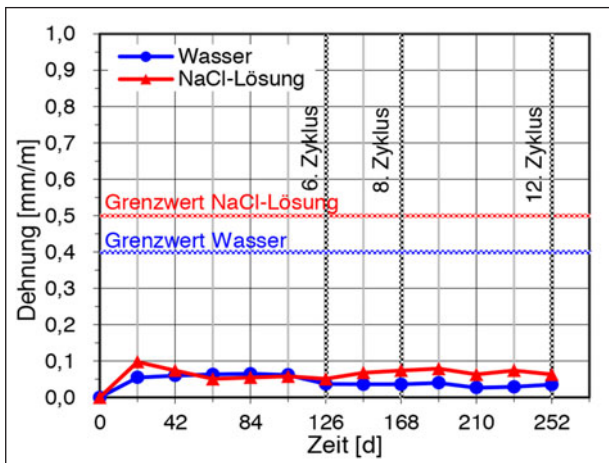


Bild 48: FIB-KWL Unterbeton (Kies), CEM III/A 42,5 N, ohne Flugasche, Gesteinskörnung aus Werk 4

an deren Rissöffnungen in die Zementsteinmatrix AKR-Produkte auftreten (vgl. Bild 44, Bild 45). Sie sind eindeutige Ursache der abgelaufenen AKR.

Häufiger tritt das AKR-Gel allerdings in Poren auf, häufig auch in Verbindung mit einer Sekundärettringbildung auf (vgl. Bild 44, Bild 46).

Zusammenfassend ist zu schlussfolgern, dass im Kies-Unterbeton mit CEM I bei Alkalizufuhr von außen eine AKR im fortgeschrittenen Stadium vorliegt, jedoch ohne Risse in der Zementsteinmatrix. Auf Basis der Dünnschliffuntersuchungen kann das Abfließen einer betonschädigenden AKR innerhalb des Nutzungszeitraumes nicht ausgeschlossen, aber auch nicht mit Bestimmtheit vorhergesagt werden.

Rezeptur mit CEM II/B-S ohne Flugasche

Die Dehnungswerte der Rezeptur mit CEM II/B-S (Bild 47) liegen über den kompletten Prüfzeitraum im unkritischen Bereich. Die Einwirkung von NaCl-Lösung verursacht keine nennenswert hohe-

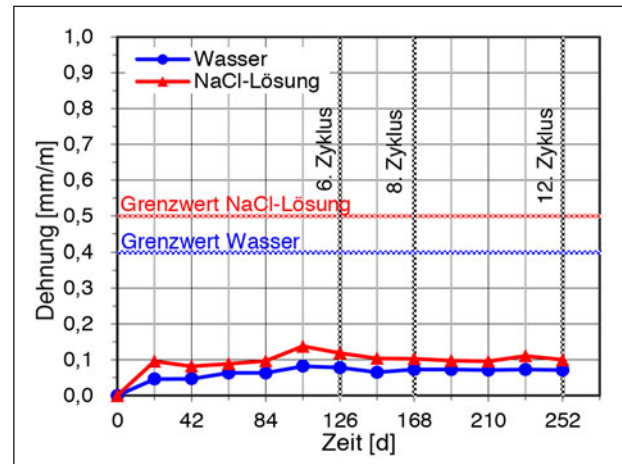


Bild 49: FIB-KWL Unterbeton (Kies), CEM I 42,5 N, 30% Flugasche, Gesteinskörnung aus Werk 4

ren Dehnungswerte als die Beaufschlagung mit Wasser.

Bei der verwendeten alkali-reaktiven Gesteinskörnung kann also mit einem Hüttensandgehalt von ca. 30 % im CEM II/B-S das Auftreten einer AKR wirkungsvoll unterbunden werden, auch bei Alkalizufuhr von außen.

Rezeptur mit CEM III/A ohne Flugasche

Die Dehnungswerte der Rezeptur mit CEM III/A (Bild 48) liegen über den kompletten Prüfzeitraum im unkritischen Bereich. Im Vergleich zur Rezeptur mit CEM II/B-S sind die Dehnungen nochmals reduziert.

Rezeptur mit CEM I und 30 % Flugasche

Ein hohes AKR-Minderungspotenzial wird ebenfalls bei teilweisem Zementersatz durch Flugasche (Anrechnung mit $k_f = 0,4$) erreicht. Die Dehnungsverläufe (Bild 49) liegen bis zum Ende der Prüfung nach 12 Zyklen im unkritischen Bereich. Die Dehnungswerte bei Einwirkung von Wasser sowie von NaCl-Lösung sind vergleichbar.

Die Alkalizufuhr von außen wird durch den teilweisen Zementersatz durch 30 % Flugasche effektiv unterbunden.

6.2.3 Unterbeton (Splitt 2) mit grober Gesteinskörnung aus Werk 5

In der Betonrezeptur für den Unterbeton (Splitt 2) (vgl. Tabelle 14) wurde die potenziell alkalireaktive Grauwacke aus Werk 5 in Kombination mit einer ausreichend alkaliunempfindlichen, feinen Gesteinskörnung aus Werk 1 eingesetzt.

Im Folgenden sind die Ergebnisse der AKR-Performance-Prüfungen für die Rezepturen mit CEM I,

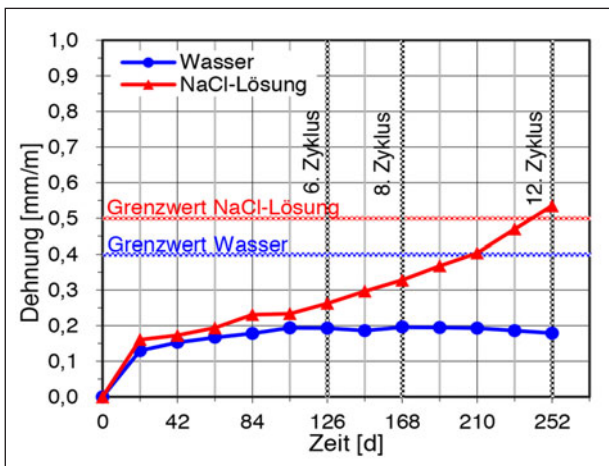


Bild 50: FIB-KWL Unterbeton (Splitt 2), CEM I 42,5 N, ohne Flugasche, grobe Gesteinskörnung aus Werk 5

CEM II/B-S, CEM III/A sowie mit CEM I und 30 % Flugasche dargestellt.

Rezeptur mit CEM I ohne Flugasche

Beim Beton mit CEM I 42,5 N ist ca. ab dem 3.-5. Zyklus eine stetige Dehnungszunahme bei Einwirkung von NaCl-Lösung zu verzeichnen, welche bis zum Ende der Prüfung nach 12 Zyklen nicht abflacht. Die Höhe der Dehnungen nach 8 Zyklen liegen noch unter den jeweiligen Grenzwerten von 0,5 mm/m (Tausalzlösung) bzw. 0,4 mm/m (Wasser). Der Dehnungsanstieg zwischen dem 6. und 8. Zyklus bei Tausalzeinwirkung ist jedoch als kritisch einzustufen.

Nach 12 Zyklen überschreitet die Dehnung bei Tausalzeinwirkung den Grenzwert von 0,5 mm/m. Die Betonrezeptur wird auf Basis der Performance-Prüfung als kritisch hinsichtlich AKR bei Alkalizufuhr von außen eingestuft. Die mit Wasser beaufschlagten Proben mit CEM I weisen unkritische Dehnungsverläufe auf.

Weitergehende Untersuchungen an geprüften Probekörpern aus dieser Rezeptur erfolgten im Lichtmikroskop an Dünnschliffen.

Dünnschliff – Probe mit Einwirkung von Wasser

Bild 51 zeigt eine Übersichtsaufnahme des Dünnschliffes einer mit Wasser beaufschlagten Probe nach 12 Zyklen in der FIB-Klimawechselagerung.

In der Dünnschliffebene ist keine AKR-Bildung feststellbar. Das Betongefüge ist weitgehend intakt. In den Poren liegen häufig schmale Randsäume aus Ettringitkristallen vor (vgl. Bild 53).

Punktuell sind gerissene Grauwackekörner (vgl. Bild 52) zu beobachten. Die Risse sind vermutlich



Bild 51: Übersicht Dünnschliff des Grauwacke-Unterbetons mit CEM I 42,5 N ohne Flugasche nach 12 Zyklen in der FIB-KWL – Beaufschlagung mit Wasser

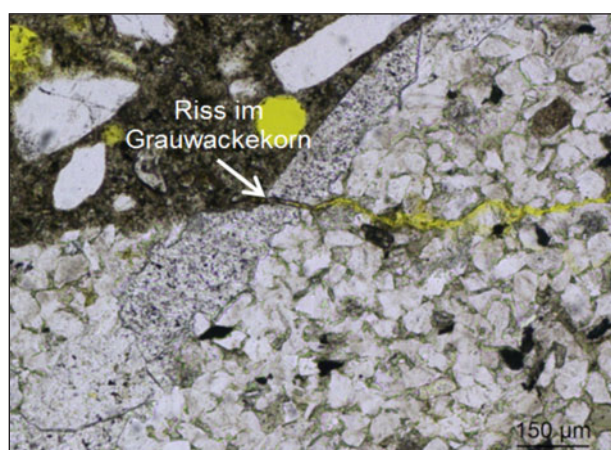


Bild 52: Gerissenes Grauwackekorn ohne AKR-Gel in der Rissöffnung (Detail 2 aus Bild 51)

genesebedingt oder bei der Aufbereitung im Brecher entstanden.

Dünnschliff – Probe mit NaCl-Einwirkung

Bild 43 zeigt eine Übersichtsaufnahme des Dünnschliffes einer mit Tausalzlösung beaufschlagten

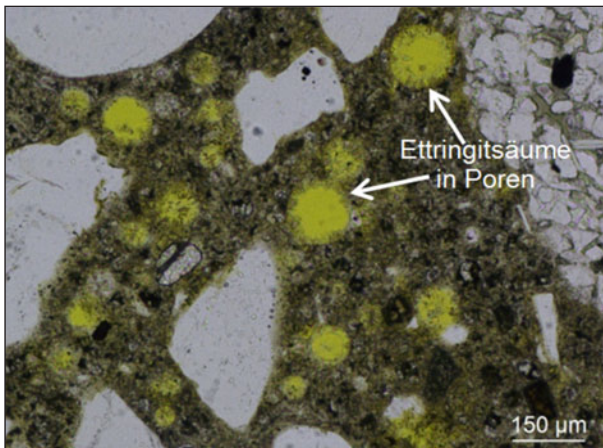


Bild 53: Mit schmalen Ettringitsäume belegte Porenwände (Detail 3 aus Bild 51)

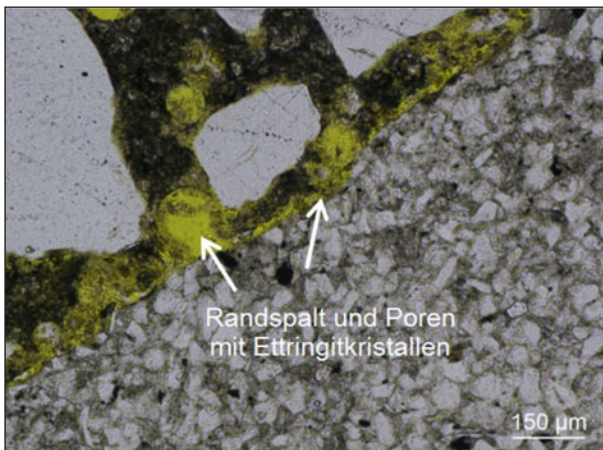


Bild 54: Randspalt und Poren mit Ettringitkristallen (Detail 4 aus Bild 51)

Probe des Grauwacke-Unterbetons nach 12 Zyklen in der FIB-Klimawechselagerung.

Im Betongefüge liegen deutliche Hinweise zum Ablauf einer AKR vor. Viele gerissene Grauwackekörner mit AKR-Gel in den Rissöffnungen (vgl. Bild 56 - Bild 58) deuten auf ein hohes AKR-Potenzial dieser Gesteinskörnung hin.

Vereinzelte Risse in der Zementsteinmatrix bestätigen den betonschädigenden Verlauf der AKR. Die Poren zeigen häufig schmale Randsäume aus Ettringitkristallen an den Porenwänden (vgl. Bild 59).

Die Gefügestörungen liegen größtenteils im oberen, mit Tausalzen beaufschlagten Bereich des Probekörpers.

Zusammenfassend ist zu schlussfolgern, dass im Grauwacke-Unterbeton mit CEM I bei Alkalizufuhr von außen eine AKR im fortgeschrittenen Stadium vorliegt, wobei die Risse in der Zementsteinmatrix auf einen betonschädigenden Verlauf der AKR hin-

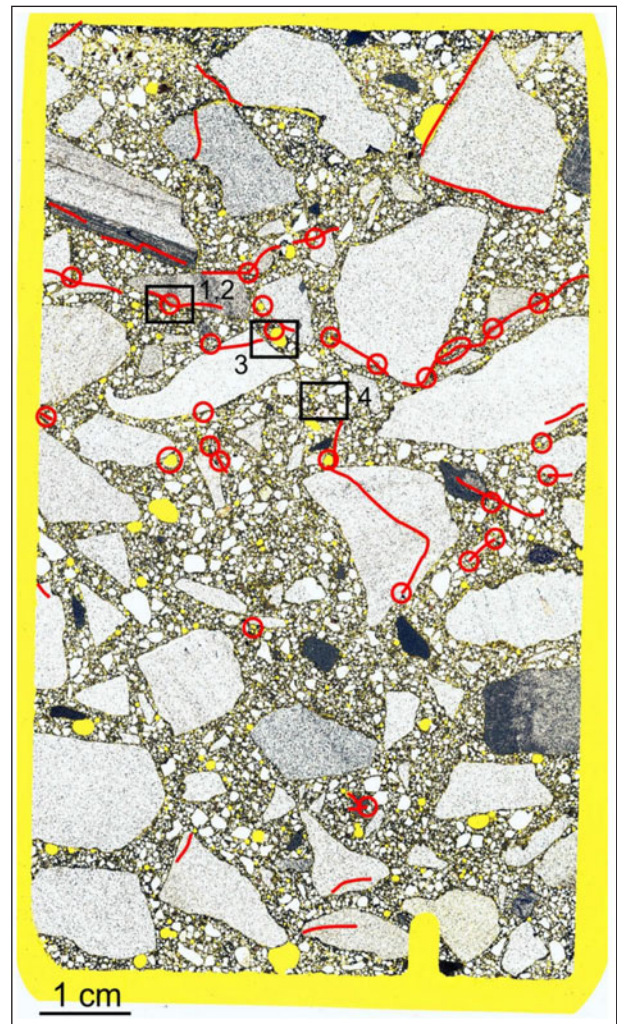


Bild 55: Übersicht Dünnschliff des Grauwacke-Unterbetons mit CEM I 42,5 N ohne Flugasche nach 12 Zyklen in der FIB-KWL – Beaufschlagung mit Tausalzlösung

deuten. Auf Basis der Dehnungswerte in der FIB-Klimawechselagerung in Verbindung mit den Dünnschliffuntersuchungen wäre eine betonschädigende AKR innerhalb des Nutzungszeitraumes für diese Betonrezeptur zu erwarten.

Rezeptur mit CEM II/B-S ohne Flugasche

Die Dehnungswerte der Rezeptur mit CEM II/B-S liegen im unkritischen Bereich. Bei Beaufschlagung mit NaCl-Lösung ist zwar im Vergleich zu den mit Wasser beaufschlagten Proben eine Dehnungszunahme zu verzeichnen, der Dehnungsanstieg bleibt jedoch unkritisch.

Schon mit einem Hüttensandgehalt von ca. 30% im CEM II/B-S wird das AKR-Potenzial im Unterbeton mit Grauwacke wirkungsvoll reduziert.

Weitergehende Untersuchungen an geprüften Probekörpern aus dieser Rezeptur erfolgten im Lichtmikroskop an Dünnschliffen.

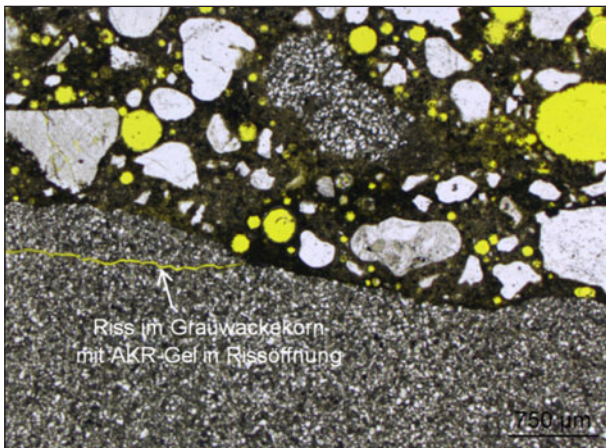


Bild 56: Riss im Grauwackekorn mit AKR-Gel in Rissöffnung (Detail 2 aus Bild 55)

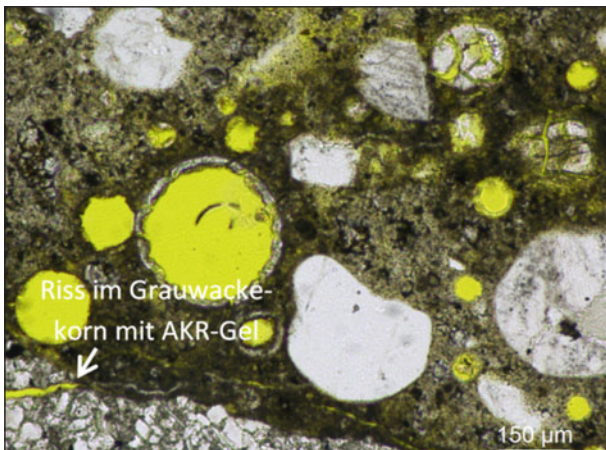


Bild 57: Riss im Grauwackekorn mit AKR-Gel in Rissöffnung (Detail 2 aus Bild 55)

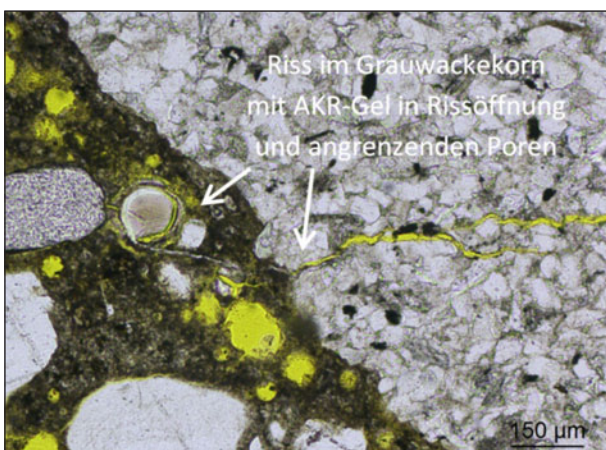


Bild 58: Riss im Grauwackekorn mit AKR-Gel in Rissöffnung und angrenzenden Poren (Detail 3 aus Bild 55)

Dünnschliff – Probe mit Einwirkung von Wasser

Bild 61 zeigt eine Übersichtsaufnahme des Dünnschliffes einer mit Wasser beaufschlagten Probe des Grauwacke-Unterbetons mit CEM II/B-S nach 12 Zyklen in der FIB-Klimawechsellagerung. In der Dünnschliffebene ist keine AKR-Bildung feststellbar. Das Betongefüge ist weitgehend intakt. In den

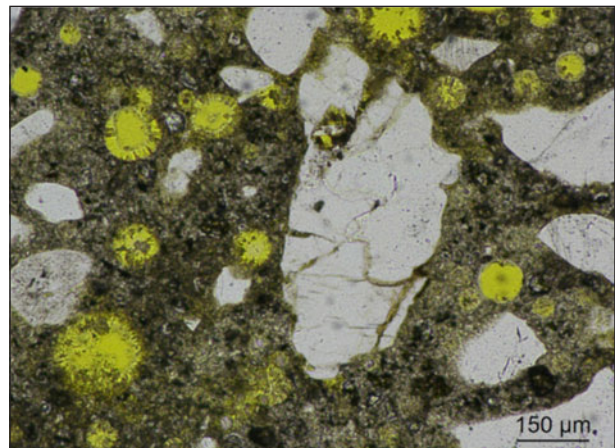


Bild 59: Poren mit Sekundärettringit (Detail 4 aus Bild 55)

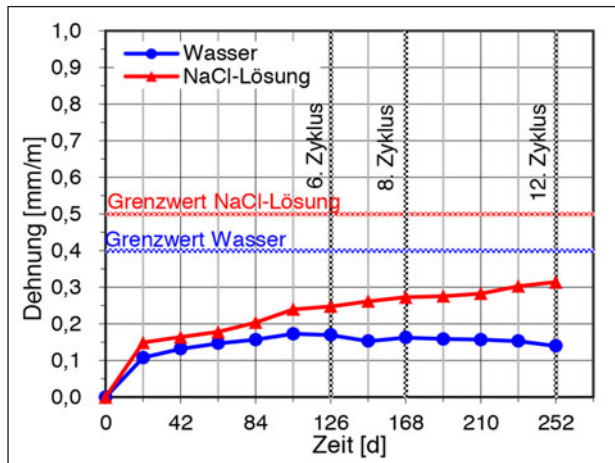


Bild 60: FIB-KWL Unterbeton (Splitt 2), CEM II/B-S 32,5 R, ohne Flugasche, grobe Gesteinskörnung aus Werk 5

Poren liegen häufig schmale Randsäume aus Etringitkristallen vor. Einige Poren sind komplett gefüllt.

Punktuell sind gerissene Grauwackekörner zu beobachten. Die Risse sind vermutlich genesebedingt oder bei der Aufbereitung im Brecher entstanden.

Dünnschliff – Probe mit NaCl-Einwirkung

Bild 65 zeigt eine Übersichtsaufnahme des Dünnschliffes einer mit Tausalzlösung beaufschlagten Probe des Grauwacke-Unterbetons mit CEM II/B-S nach 12 Zyklen in der FIB-Klimawechsellagerung.

Im Betongefüge liegen keine Hinweise zum Ablauf einer AKR vor. In der Dünnschliffebene ist kein AKR-Gel feststellbar.

Analog zu den mit Wasser beaufschlagten Proben zeigen die Poren häufig schmale Randsäume aus Etringitkristallen an den Porenwänden, vor Allem nahe der Probenoberfläche sowie -unterseite.

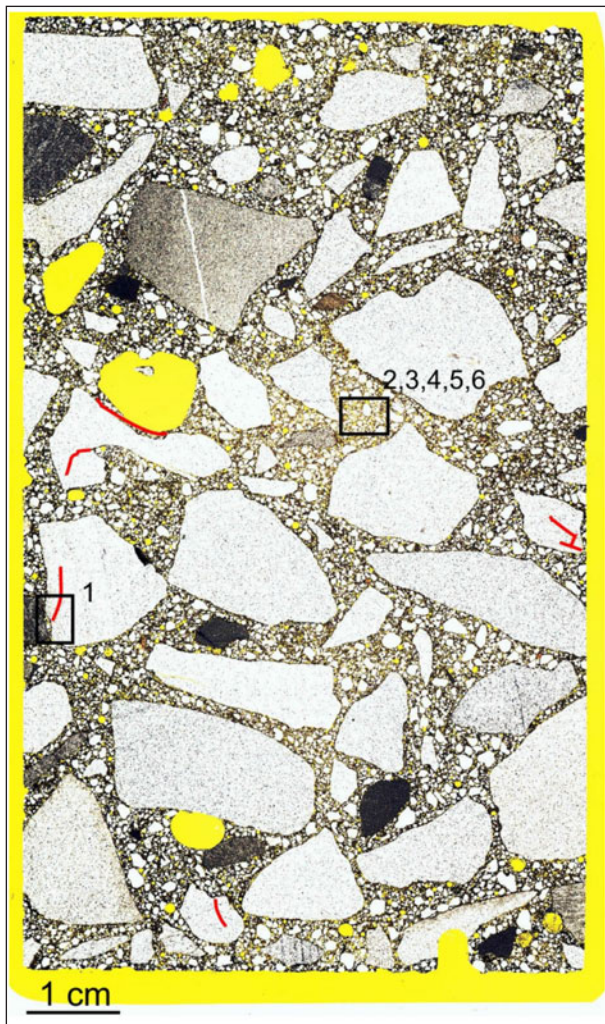


Bild 61: Übersicht Dünnschliff des Grauwacke-Unterbetons mit CEM II/B-S 32,5 R ohne Flugasche nach 12 Zyklen in der FIB-KWL – Beaufschlagung mit Wasser

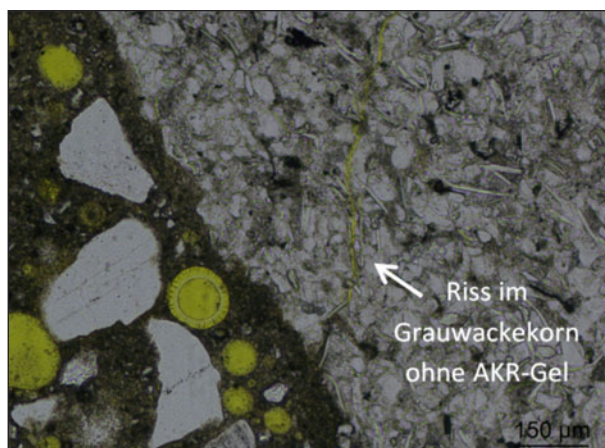


Bild 62: Gerissenes Grauwackekorn ohne AKR-Gel in der Rissöffnung (Detail 2 aus Bild 61)

Die Dünnschliffuntersuchungen bestätigen somit die positive Einschätzung der Rezeptur mit CEM II/B-S auf Basis der FIB-Klimawechsellagerung.

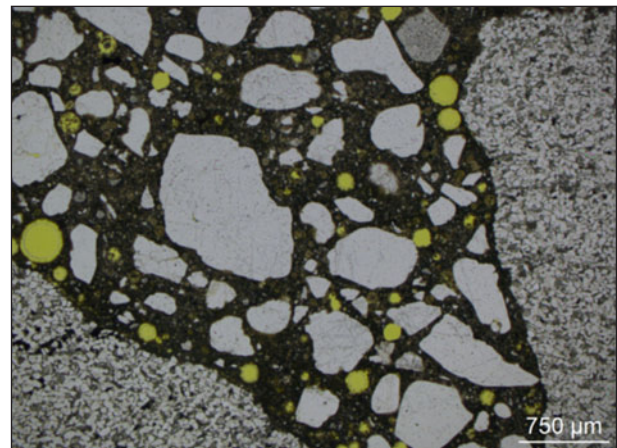


Bild 63: Intaktes Betongefüge mit etwas Ettringit an Porenwänden (Detail 2 aus Bild 61)

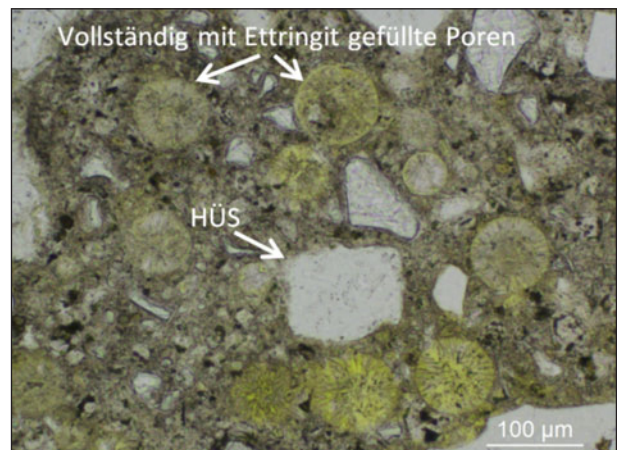


Bild 64: Vollständig mit Ettringit gefüllte Poren (Detail 2 aus Bild 61)

Rezeptur mit CEM III/A ohne Flugasche

Die Dehnungswerte der Rezeptur mit CEM III/A liegen im unkritischen Bereich und sind im Vergleich zur CEM II/B-S-Rezeptur leicht reduziert. Bei Beaufschlagung mit NaCl-Lösung ist zwar im Vergleich zu den mit Wasser beaufschlagten Proben eine Dehnungszunahme zu verzeichnen, der Dehnungsanstieg bleibt jedoch unkritisch.

Rezeptur mit CEM I und 30 % Flugasche

Ein hohes AKR-Minderungspotenzial wird ebenfalls bei teilweisem Zementersatz durch Flugasche (Anrechnung mit $k_f = 0,4$) erreicht. Die Dehnungsverläufe liegen bis zum Ende der Prüfung nach 12 Zyklen im unkritischen Bereich.

Fazit – AKR-Vermeidung

Über die richtige Wahl des Bindemittels kann das Potenzial für eine AKR in Betonen mit alkalireaktiver (slow/late) Gesteinskörnung wirkungsvoll verringert werden, auch bei äußerer Alkalizufuhr. In den hier untersuchten Systemen genügt ein Hütten-

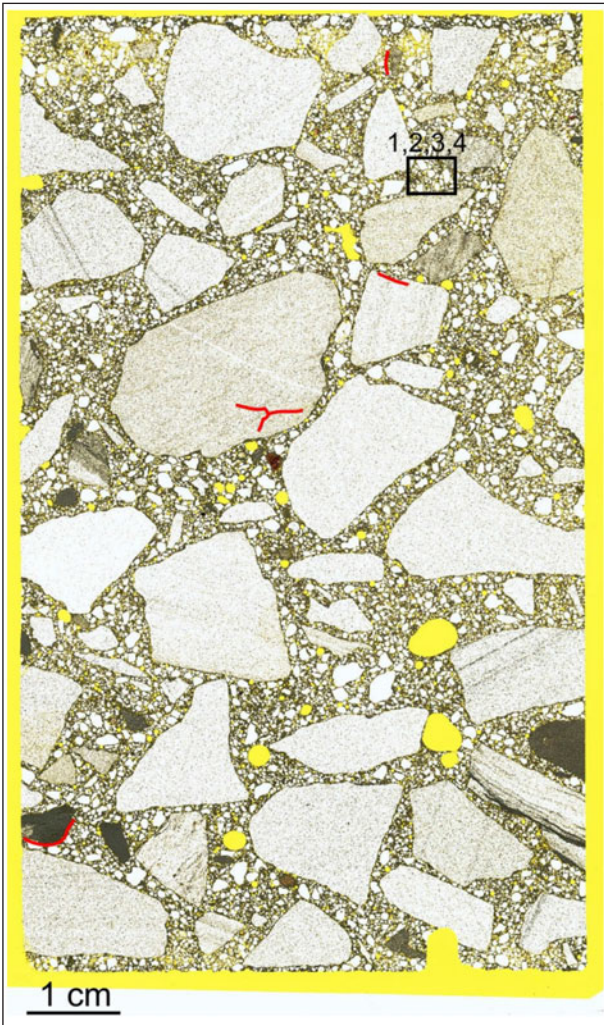


Bild 65: Übersicht Dünnschliff des Grauwacke-Unterbetons mit CEM II/B-S 32,5 R ohne Flugasche nach 12 Zyklen in der FIB-KWL – Beaufschlagung mit Tausalz-lösung

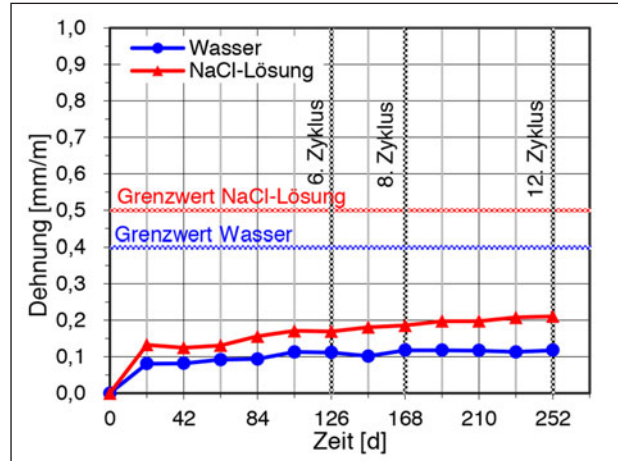


Bild 67: FIB-KWL Unterbeton (Splitt 2), CEM I 42,5 N, 30 % Flugasche, grobe Gesteinskörnung aus Werk 5

7 Frost-Tausalz-Widerstand

7.1 Oberbeton

Der Frost-Tausalz-Widerstand (FTSW) des Oberbetons wurde an der teflongeschalteten Seitenfläche (Referenzoberfläche) sowie für einige Rezepturen auch an der Waschbetonoberfläche bestimmt. Im Regelwerk für Fahrbahndeckenbeton sind keine Grenzwerte für den Frost-Tausalz-Widerstand festgelegt. In der Regel wird eine Abwitterungsmenge von 1.500 g/m² nach 28 Frost-Tau-Wechseln (z. B. gemäß ZTV-Ing [N30]) bei Prüfung an der Referenzoberfläche als Grenzwert für einen hohen Frost-Tausalz-Widerstand herangezogen.

Für die Prüfung an der Waschbetonoberfläche existiert ebenfalls kein bundeseinheitlicher Grenzwert. Einige Länder (z. B. Thüringen [81]) legen der Bewertung auch hier eine Abwitterungsmenge von 1.500 g/m² zu Grunde. Aufgrund des geringeren Mörtelgehaltes der Waschbetonoberfläche wird häufig ein niedrigerer Grenzwert diskutiert.

Für die Untersuchungen im Rahmen dieses Projektes ist zu berücksichtigen, dass die Nachbehandlung des Waschbetons an die Praxis angepasst mit Nachbehandlungsmittel erfolgte. Im Vergleich zur Referenzlagerung (bis zum 7. Tag im Wasser) ist diese Nachbehandlung ungünstiger. Für die Bewertung wird hier daher ebenfalls der Grenzwert von 1.500 g/m² herangezogen.

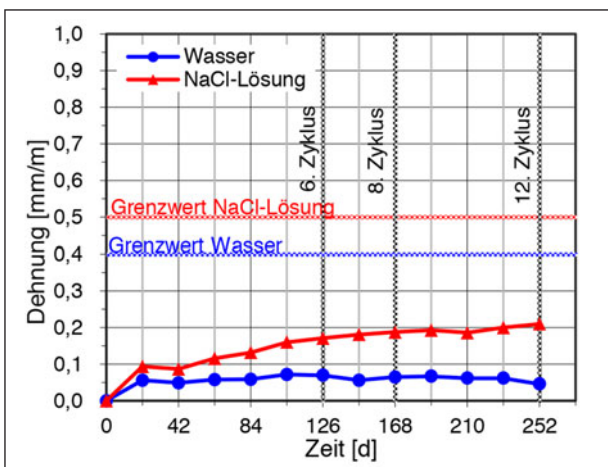


Bild 66: FIB-KWL Unterbeton (Splitt 2), CEM III/A 42,5 N, ohne Flugasche, grobe Gesteinskörnung aus Werk 5

sandgehalt von 30 M.-% im Zement bzw. ein 30%iger Zementersatz durch Steinkohlenflugasche ($k_f=0,4$) um diesen Effekt zu erreichen.

Die Ergebnisse der CDF-Prüfung sind als Gesamt-abwitterung nach 28 Frost-Tauwechsel in Bild 68 und Bild 69 dargestellt. Die dazugehörigen Abwitterungsverläufe sind im Anhang II aufgeführt.

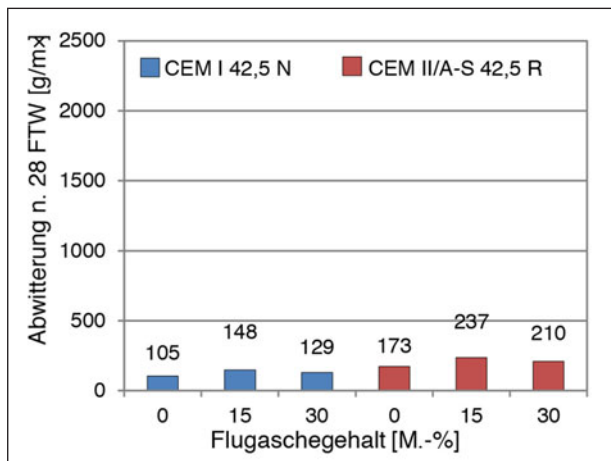


Bild 68: Frost-Tausalz-Widerstand des Oberbetons an der teflongeschalteten Seitenfläche

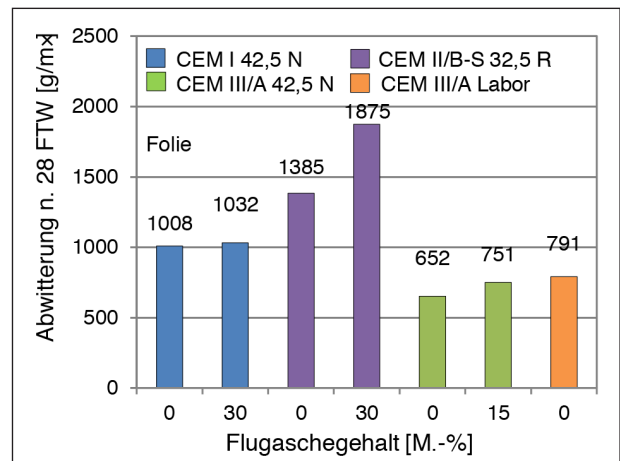


Bild 70: Frost-Tausalz-Widerstand des Unterbetons (Splitt) an der teflongeschalteten Seitenfläche bei Vorlagerung in Folie

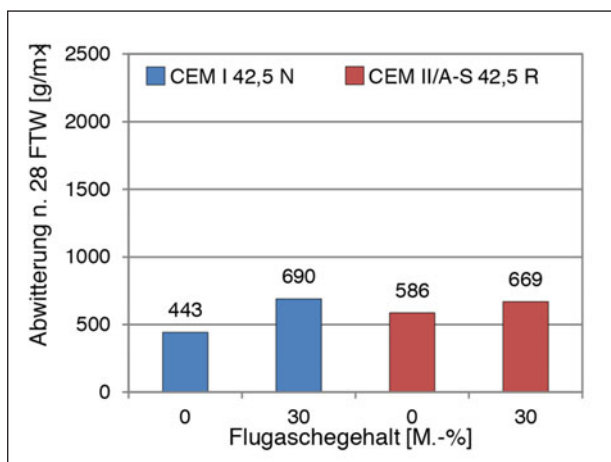


Bild 69: Frost-Tausalz-Widerstand des Oberbetons an der Waschbetonoberfläche

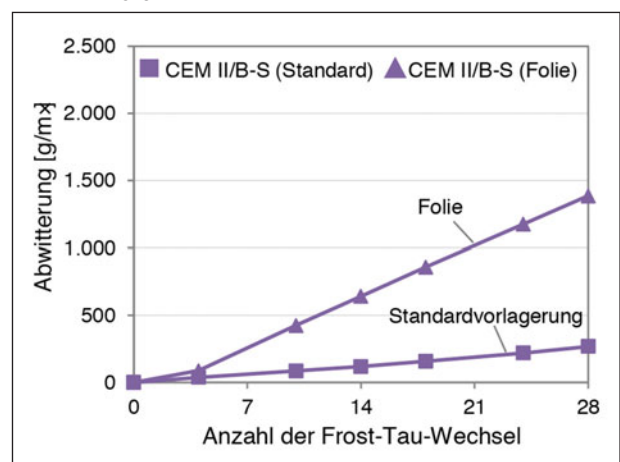


Bild 71: Vergleich Frost-Tausalz-Widerstand UB (Splitt) mit CEM II/B-S bei unterschiedlicher Vorlagerung

Die Abwitterungen nach 28 Frost-Tauwechseln (Bild 68) liegen in der Größenordnung von 100 bis 250 g/m² und damit deutlich unterhalb des Prüfkriteriums von 1500 g/m². Die Betone weisen einen hervorragenden Frost-Tausalz-Widerstand auf.

Trotz der erschwerten Luftporenbildung wirkt sich der teilweise Zementersatz durch Flugasche nur geringfügig negativ auf den Frost-Tausalz-Widerstand des Oberbetons aus.

An der Waschbetonoberfläche treten deutlich höhere Abwitterungen nach 28 Frost-Tauwechseln auf (Bild 69) als an der Referenzoberfläche (vgl. Bild 68). Ursache dafür ist vermutlich die im Vergleich zur Referenzlagerung ungünstigere Nachbehandlung.

Die Rezepturen mit 30 % Flugasche weisen einen etwas verringerten Frost-Tausalz-Widerstand im Vergleich zu den Rezepturen ohne Flugasche auf. Die Abwitterungswerte aller Betone liegen jedoch noch im günstigen Bereich.

7.2 Unterbeton (Splitt)

Die Prüfung des Frost-Tausalz-Widerstandes des Unterbetons (Splitt) erfolgte an der teflongeschalteten Seitenfläche. Abweichend von der Standardvorlagerung wurden die Proben nach der Wasserlagerung (bis 7d) bis zu Beginn des kapillaren Saugens luftdicht in Folie gelagert. Bild 70 zeigt die Ergebnisse der Prüfungen.

Im Vergleich zum Oberbeton ist ein deutlich geringerer Frost-Tausalz-Widerstand des Unterbetons zu verzeichnen, wobei die Abwitterungen nach 28 Frost-Tauwechseln bis auf eine Ausnahme noch unter 1.500 g/m² liegen. Die erwartete Verschlechterung des Frost-Tausalz-Widerstandes bei steigendem Hüttensandgehalt über 30 % zeichnet sich nicht ab, sondern die Betone mit CEM II/B-S weisen den geringsten Frost-Tausalz-Widerstand auf.

Die Ergebnisse deuten auf zusätzliche Einflüsse hin, die die Ergebnisse der Frost-Tausalz-Prüfung

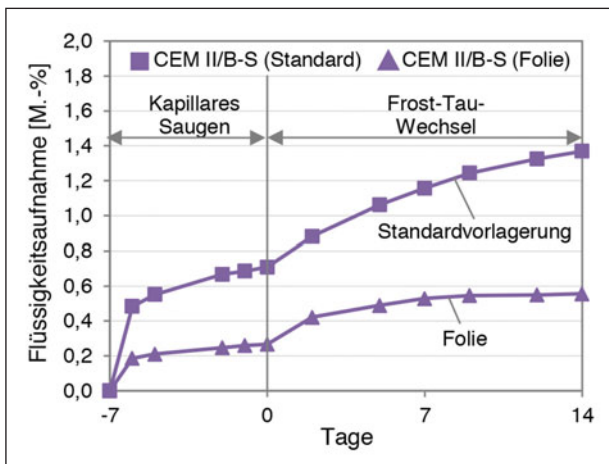


Bild 72: Vergleich Flüssigkeitsaufnahme UB (Splitt) mit CEM II/B-S bei unterschiedlicher Vorlagerung

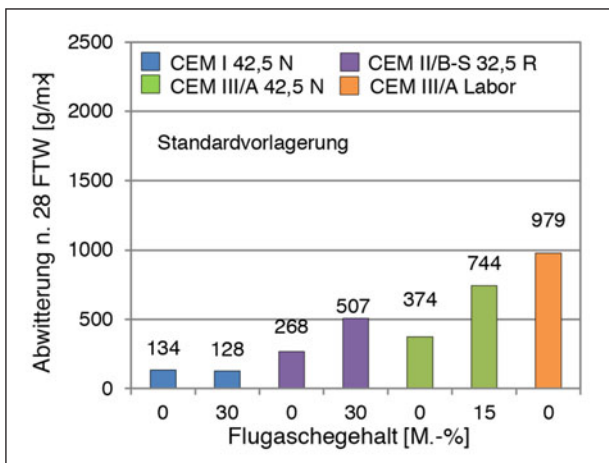


Bild 73: Frost-Tausalz-Widerstand des Unterbetons (Splitt) an der tefloneschalteten Seitenfläche bei Standard-vorlagerung

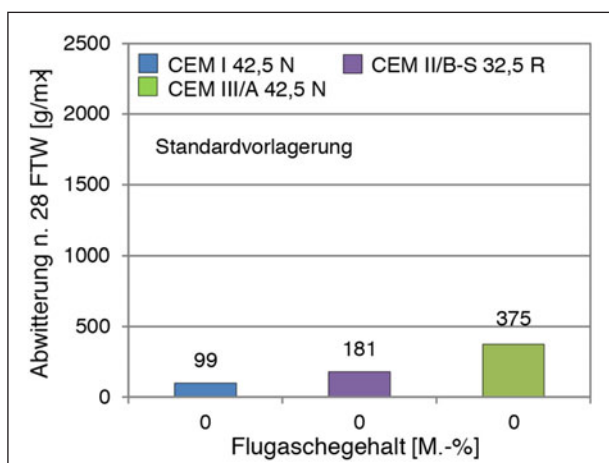


Bild 74: Frost-Tausalz-Widerstand des Unterbetons (Kies) an der tefloneschalteten Seitenfläche bei Standard-vorlagerung

verfälschen. Eine mögliche Ursache hier ist die modifizierte Vorlagerung. Die Unterbetonrezeptur mit CEM II/B-S wurde daher zusätzlich auch unter Standardvorlagerungsbedingungen geprüft. Bild 71

zeigt vergleichend den Abwitterungsverlauf der unterschiedlich vorgelagerten Proben.

An den Ergebnissen ist deutlich erkennbar, dass bei der Rezeptur mit CEM II/B-S die modifizierte Vorlagerung eine extreme Verringerung des Frost-Tausalz-Widerstandes verursacht. Aufgrund der fehlenden Trocknungsphase im Normklima 20/65 weist der Beton zu Beginn der Prüfung vermutlich schon einen vergleichsweise hohen Sättigungsgrad auf.

Anhand der Messungen der Flüssigkeitsaufnahme (Bild 72) während des kapillaren Saugens und bei der Frost-Tausalz-Prüfung wird ersichtlich, dass die in Folie vorgelagerten Proben erheblich geringere Mengen an Prüflösung aufnehmen, was auf einen höheren Sättigungsgrad dieser Proben vor Prüfbeginn hindeutet.

Zu einem gewissen Anteil kann die verringerte Flüssigkeitsaufnahme auch auf eine Verdichtung des Porengefüges infolge der besseren Nachbehandlungsbedingungen zurückgeführt werden.

Die CDF-Prüfungen wurden an allen Rezepturen des Splitt-Unterbetons unter Verwendung der Standardvorlagerung (Bild 73) wiederholt.

Die verschiedenen Rezepturen des Splitt-Unterbetons zeigen ein deutlich günstigeres Verhalten in der CDF-Prüfung nach Standardvorlagerung als bei Vorlagerung in Folie. Einzig die Rezeptur mit CEM III/A Labor weist einen etwas geringeren Frost-Tausalz-Widerstand auf.

Der Frost-Tausalz-Widerstand des Betons ohne Flugasche verringert sich mit zunehmendem Hüttensandgehalt bis 40 % (CEM III/A) im Zement stetig. Bei der weiteren Erhöhung des Hüttensandanteils auf 50 % (CEM III/A Labor) verringert sich der Frost-Tausalz-Widerstand nochmals deutlich.

Dieses Verhalten steht im Einklang zu Erkenntnissen aus [28], wonach bei Betonen mit Hochofenzementen die Porosität der Randzone durch Karbonatisierung stark erhöht wird, so dass der Frost-Tausalz-Widerstand dieser Betone signifikant reduziert wird.

Der teilweise Zementersatz durch Flugasche führt Verbindung mit CEM I nicht zu höheren Abwitterungen. Jedoch in Verbindung mit den hüttensandhaltigen Zementen (HÜS-Gehalt ≥ 30 M.-%) verursacht die Flugasche eine deutliche Verschlechterung des Frost-Tausalz-Widerstandes.

Generell liegen die Abwitterungen nach 28 Frost-Tau-Wechseln bei allen Proben deutlich unterhalb des Prüfkriteriums von 1.500 g/m². Auf Basis der CDF-Prüfung weisen die Unterbetonrezepturen mit Splitt einen hinreichenden Frost-Tausalz-Widerstand auf, v. A. auch vor dem Hintergrund des weniger starken Frost-Tausalz-Angriffes auf den Unterbeton der Betonstraße.

7.3 Unterbeton (Kies)

Die Bestimmung des Frost-Tausalz-Widerstandes am Kies-Unterbeton erfolgte an der teflongeschalteten Seitenfläche und ausschließlich unter Verwendung der Standardvorlagerungsbedingungen. Geprüft wurden nur ausgewählte Rezepturen ohne Flugasche (Bild 74).

Auch beim Kies-Unterbeton ist eine leichte Zunahme der Abwitterung mit zunehmendem Hüttensandgehalt im Zement festzustellen, wobei die Abwitterungen insgesamt deutlich unterhalb von 1.500 g/m² bleiben. Die Größenordnung der Abwitterungen entspricht in etwa den korrespondierenden Ergebnissen am Splitt-Unterbeton.

8 Baupraktische Ausführbarkeit

Von besonderer Relevanz aus baupraktischer Sicht ist der mechanische Widerstand des jungen Betons zum Zeitpunkt der Erstbelastung durch Baufahrzeuge, in der Regel durch das Fahrzeug für das Ausbürsten des Oberflächenmörtels der Waschbetonoberfläche.

Als ungefährer Zeitpunkt für die zu erwartende Erstbelastung wurde das Ende des Ausbürstbarkeits des

Waschbetons bei verschiedenen Temperaturen bestimmt. Die Druckfestigkeit des Oberbetons zu diesen Zeitpunkten (näherungsweise) wurde der Druckfestigkeit der Unterbetone gegenübergestellt. Darüber hinaus erfolgt in Kapitel 10 eine rechnerische Abschätzung der Mindestfestigkeit des jungen Betons zum Zeitpunkt der Erstbelastung sowie auch Untersuchungen an Verbundbalken (Kap. 11.2).

8.1 Ausbürstverhalten des Oberbetons

8.1.1 Ausbürstverhalten bei 20 °C-Lagerung

Bild 75 und Bild 76 zeigen die Ergebnisse zum Ausbürstverhalten bei 20 °C für die verschiedenen Oberbetonrezepturen. Das Ende des Zeitfensters zum Ausbürsten wird durch die beiden Messpunkte definiert, zwischen denen eine Unterschreitung des Mindestwertes der mittleren Texturtiefe von 0,60 mm festgestellt wurde.

Das Ende des Zeitfensters zum Ausbürsten liegt bei den Rezepturen mit CEM I (Bild 75) im Zeitraum von 11:15 bis 11:45 Stunden nach Mischende. Der etwas frühere Rückgang der Ausbürstbarkeit bei der Rezeptur mit 15 % Flugasche liegt vermutlich noch im Bereich der Prüfstreuungen.

Das Ende des Zeitfensters zum Ausbürsten liegt bei den Rezepturen mit CEM II/A-S (Bild 76) einheitlich bei ca. 11:15 Stunden nach Mischende. Auffällig sind die etwas erhöhten mittleren Texturtiefen der Rezepturen mit Flugasche im Zeitraum bis 11 Stunden.

Als maßgebender Zeitpunkt für die Druckfestigkeitsbestimmung bei 20 °C wurde ein Betonalter von 12 h festgelegt.

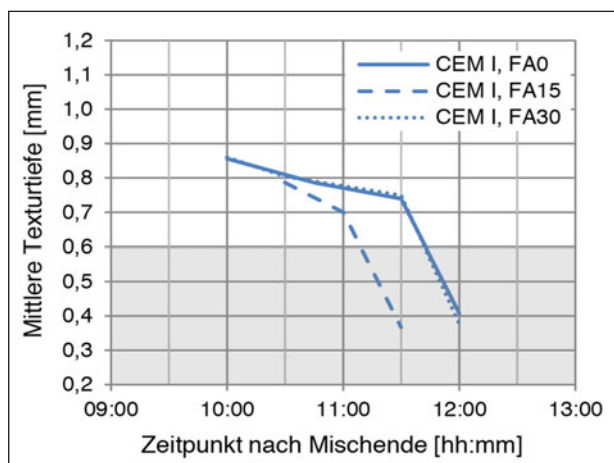


Bild 75: Ausbürstverhalten mit CEM I bei 20 °C

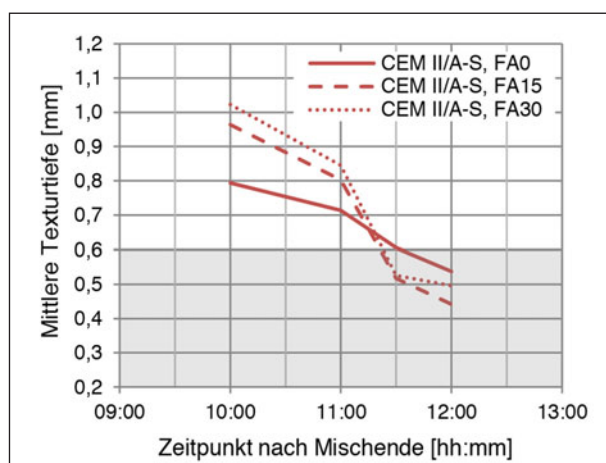


Bild 76: Ausbürstverhalten mit CEM II/A-S bei 20 °C

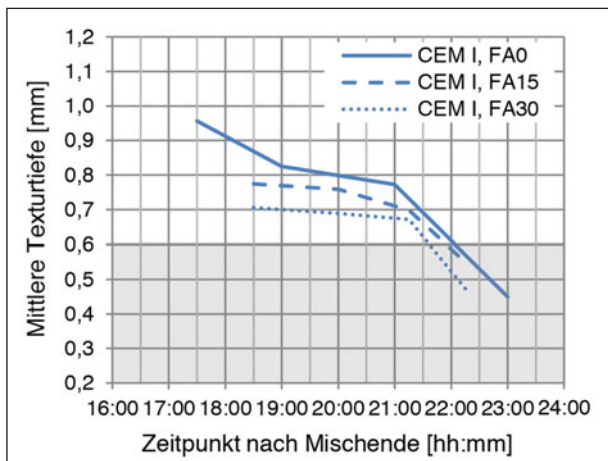


Bild 77: Ausbürstverhalten mit CEM I bei 10 °C

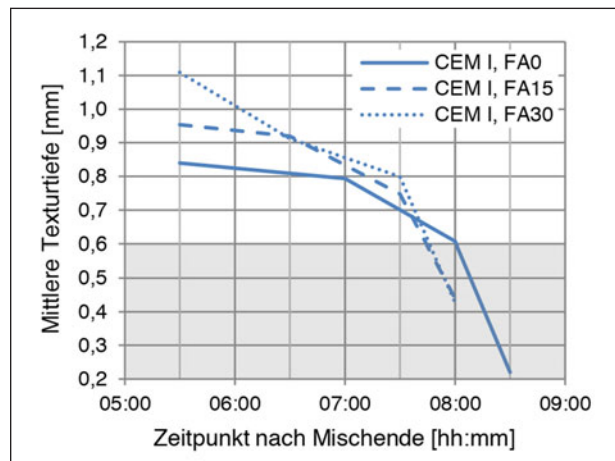


Bild 79: Ausbürstverhalten mit CEM I bei 30 °C

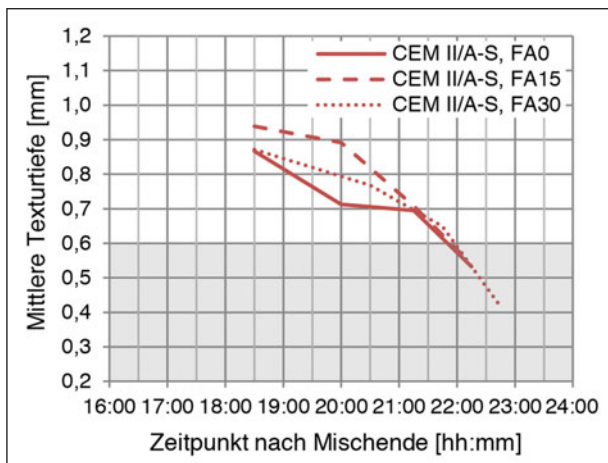


Bild 78: Ausbürstverhalten mit CEM II/A-S bei 10 °C

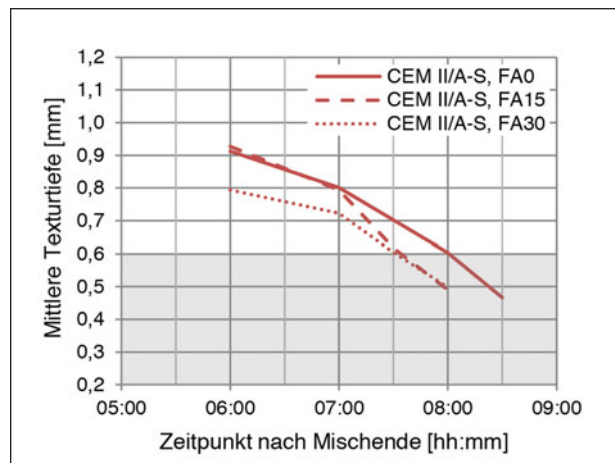


Bild 80: Ausbürstverhalten mit CEM II/A-S bei 30 °C

8.1.2 Ausbürstverhalten bei 10 °C-Lagerung

Bild 77 und Bild 78 zeigen die Ergebnisse zum Ausbürstverhalten bei 10 °C für die verschiedenen Oberbetonrezepturen.

Aufgrund der langsameren Festigkeitsentwicklung bei verringerter Temperatur verschiebt sich der Zeitraum zum Ausbürsten zeitlich deutlich nach hinten. Bei den Rezepturen mit CEM I ist nach 21:30 bis 22:00 Stunden das Ende der Ausbürstbarkeit erreicht.

Mit steigendem Flugaschegehalt verringern sich die ermittelten Rauhtiefen innerhalb des Ausbürstzeitraumes und das Ende der Ausbürstbarkeit wird etwas schneller erreicht.

Bei den Rezepturen mit CEM II/A-S endet der Zeitraum zum Ausbürsten ebenfalls nach ca. 22:00 Stunden.

Als maßgebender Zeitpunkt für die Druckfestigkeitsbestimmung bei 10 °C wurde näherungsweise ein Betonalter von 24 h festgelegt.

8.1.3 Ausbürstverhalten bei 30 °C-Lagerung

Bild 79 und Bild 80 zeigen die Ergebnisse zum Ausbürstverhalten bei 30 °C für die verschiedenen Oberbetonrezepturen.

Bei der 30 °C-Lagerung ist das Ende der Ausbürstbarkeit sowohl bei den CEM I-Rezepturen (vgl. Bild 79) als auch bei den CEM II/A-S-Rezepturen (vgl. Bild 80) nach 7:30 bis 8:00 Stunden erreicht.

Als maßgebender Zeitpunkt für die Druckfestigkeitsbestimmung bei 30 °C wurde näherungsweise ein Betonalter von 8 h festgelegt.

8.2 Frühe Druckfestigkeit Oberbeton

8.2.1 Druckfestigkeit bei 20 °C

Bild 81 zeigt die Druckfestigkeit der Oberbetone im Alter von 12 Stunden bei 20 °C-Lagerung. Die Min- und Max-Werte sind als Fehlerbalken ebenfalls eingetragen.

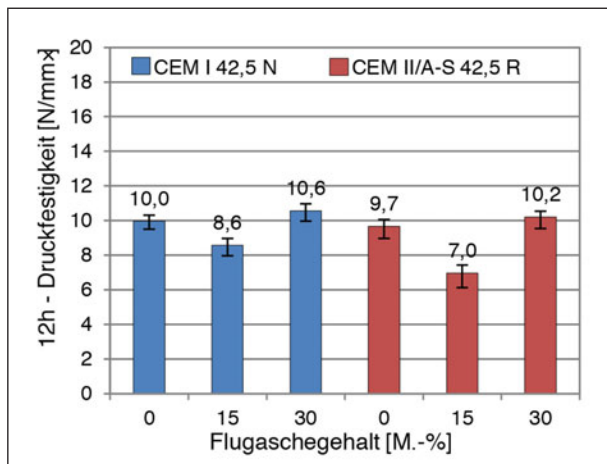


Bild 81: Druckfestigkeit der Oberbetone nach 12 h bei 20 °C

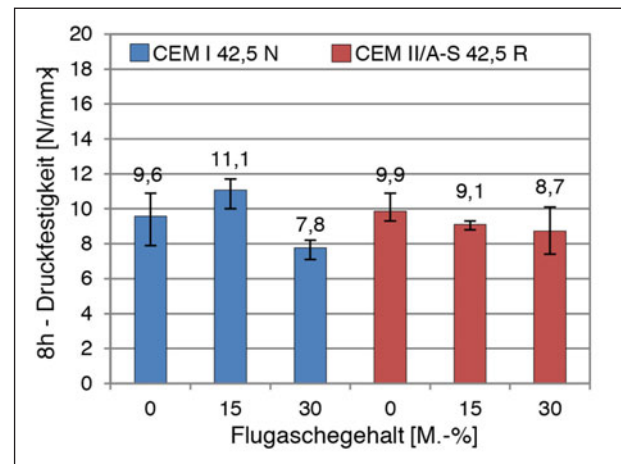


Bild 83: Druckfestigkeit der Oberbetone nach 8 h bei 30 °C

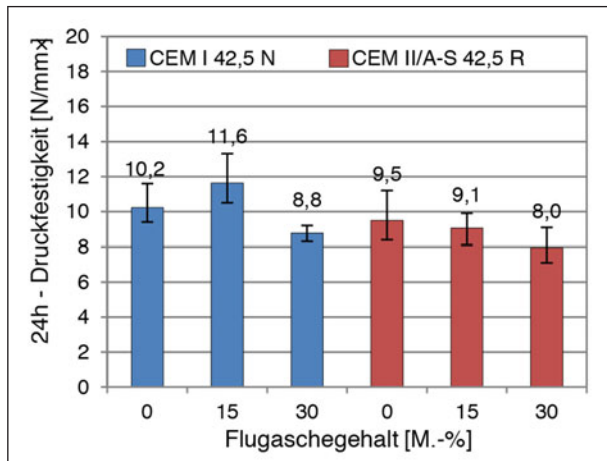


Bild 82: Druckfestigkeit der Oberbetone nach 24 h bei 10 °C

Nach 12 Stunden liegen die Druckfestigkeiten im Bereich von 7,0 bis 10,6 N/mm². Die Zementart weist keinen signifikanten Einfluss auf. Die geringsten Festigkeiten nach 12 Stunden zeigen die Rezepturen mit 15 % Flugasche.

8.2.2 Druckfestigkeit bei 10 °C

Bild 82 zeigt die Druckfestigkeit der Oberbetone im Alter von 24 Stunden bei 10 °C-Lagerung.

Die Druckfestigkeiten liegen im Bereich von 8,0 bis 11,6 N/mm² und damit in einer ähnlichen Größenordnung wie die 12h-Druckfestigkeiten der Oberbetone bei 20 °C. Eindeutige Tendenzen aus Zementart und Flugaschegehalt sind nicht feststellbar.

8.2.3 Druckfestigkeit bei 30 °C

Bild 83 zeigt die Druckfestigkeit der Oberbetone im Alter von 8 Stunden bei 30 °C-Lagerung.

Die Druckfestigkeiten liegen im Bereich von 7,8 bis 11,1 N/mm² und damit in einer ähnlichen Größen-

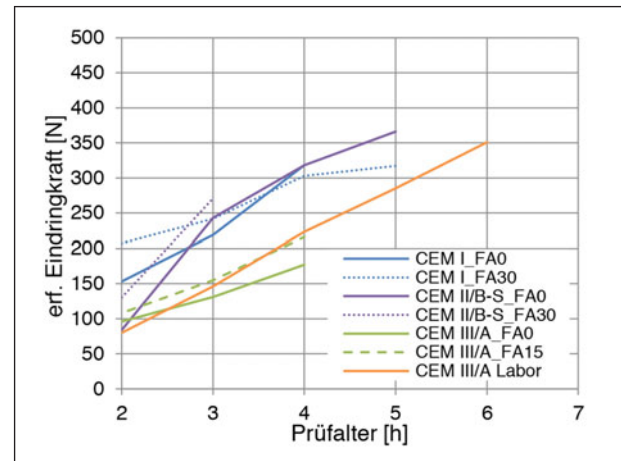


Bild 84: Penetrationswiderstand Unterbeton (Splitt, 20 °C-Lagerung)

ordnung wie die 12h-Druckfestigkeiten der Oberbetone bei 20 °C bzw. wie die 24h Druckfestigkeiten bei 10 °C. Tendenzen aus Zementart und Flugaschegehalt sind auch hier nicht feststellbar.

8.3 Penetrationswiderstand - Unterbeton

Die Prüfung des Penetrationswiderstandes wurde wie in Kapitel 5.1 beschrieben durchgeführt und die Ergebnisse für die Herstellung und Lagerung bei 20 ± 2 °C sind für die Rezepturen mit Splitt als Gesteinskörnung in Bild 84 graphisch dargestellt. Anhang II enthält eine tabellarische Darstellung der Ergebnisse. Die erste Messung des Penetrationswiderstandes erfolgte zwei Stunden nach Herstellung. Der letzte Punkt der jeweiligen Kurve beschreibt den letzten messbaren Wert (< 500 N).

Die Zugabe von Flugasche bewirkt bei den verschiedenen Rezepturen mit Splitt eine Veränderung

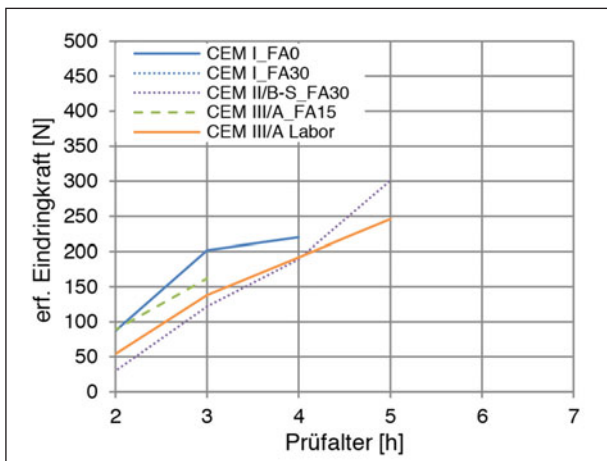


Bild 85: Penetrationswiderstand Unterbeton (Kies, 20 °C-Lagerung)

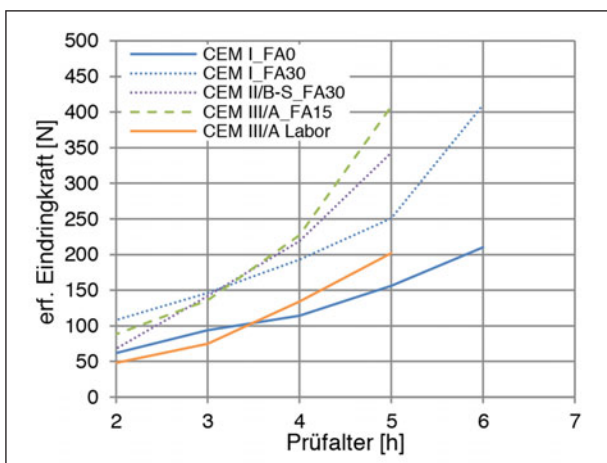


Bild 86: Penetrationswiderstand Unterbeton (Splitt, 10 °C-Lagerung)

der oberflächennahen Festigkeitsentwicklung und eine Zunahme der erforderlichen Eindringkräfte.

Bei den Referenzrezepturen mit CEM I 42,5 N ist die erforderliche Kraft mit 150 – 320 N über die gesamte Prüfdauer hoch und steigt konstant an. Bei den Probekörpern mit CEM II/B-S 32,5 R ist der Sprung der erforderlichen Eindringkraft zu Beginn der Prüfung (zwischen der 2. und der 3. Stunde) signifikant.

Die Rezepturen mit CEM III/A 42,5 N weisen in den ersten vier Stunden durchgehend einen geringeren Eindringwiderstand auf. Am Ende der Prüfung war ein signifikanter Sprung der erforderlichen Eindringkraft von 177 bzw. 216 N auf über 500 N nach 5 Stunden zu verzeichnen.

Die oberflächennahe Festigkeitsentwicklung des CEM III/A Labor ist korrelierend zu der Druckfestigkeitsentwicklung sehr langsam. Noch nach 6 Stunden ist ein Eindringen des Kegels bis zu einer Tiefe von 20 mm in den Beton möglich.

In Bild 85 sind die Ergebnisse für die Rezepturen mit Kies bei einer Lagerungstemperatur von 20 ± 2 °C dargestellt.

Bei der Ermittlung der erforderlichen Eindringkräfte weisen die Kies-Rezepturen in den ersten Stunden insgesamt einen geringeren Widerstand auf. Dies ist auf die nur in geringem Maße vorhandene Verzahnung der runden Gesteinskörnung zurückzuführen. Bei den hüttensandärmeren Mischungen liegen die erforderlichen Eindringkräfte ca. 100 N unterhalb der Werte der Splittbetone; bei den Mischungen mit CEM III/A lediglich 40 N.

Die Prüfung des Penetrationswiderstandes bei den Splittbetonen mit einer Lagerungstemperatur von 10 °C zeigt, dass infolge der verlangsamten Hydratation Eindringkräfte über eine längere Zeit messbar sind und die Zunahme der erforderlichen Eindringkraft über die Zeit im Vergleich zur 20 °C-Lagerung reduziert ist (Bild 86).

Bei der Bestimmung der erf. Eindringkraft bei einer Lagerungstemperatur von 30 °C treten bereits nach der ersten Stunde bei allen Betonen Eindringkräfte über 500 N auf.

Die bei der Prüfung des Penetrationswiderstandes ermittelten Eindringkräfte lassen als solche keinen Rückschluss auf die Druckfestigkeit der Betone zu den entsprechenden Zeitpunkten zu. Um von der erforderlichen Kraft auf die Festigkeit schließen zu können, wurden für insgesamt 7 Rezepturen die Frühfestigkeiten nach zwei bis sieben Stunden nach Mischbeginn bestimmt.

In Bild 87 sind die Ergebnisse, unterteilt in die jeweiligen Zemente für Splitt bei 20 °C (oben) und Kies bei 20 °C (mittig) sowie einer vergleichenden Gegenüberstellung des Referenzbetons mit Kies und Splitt bei 20 °C (unten) dargestellt.

Anhand der Ergebnisse ist deutlich zu erkennen, dass mit abnehmendem Klinkergehalt bzw. zunehmender Substitution des Klinkers durch Flugasche und/oder Hüttensand die Frühfestigkeiten signifikant abnehmen. Primär davon betroffen sind die Festigkeiten nach 8 und 12 Stunden.

Die hier betrachteten Splittbetone zeigen bei einer Herstell- und Lagerungstemperatur von 20 °C bis zum Prüfalter von 6 Stunden eine vergleichbare Festigkeitsentwicklung. Dies ist bedingt durch den im jungen Betonalter primären Lastabtrag über das Korngerüst. Ab acht Stunden prägen die Bindemittel

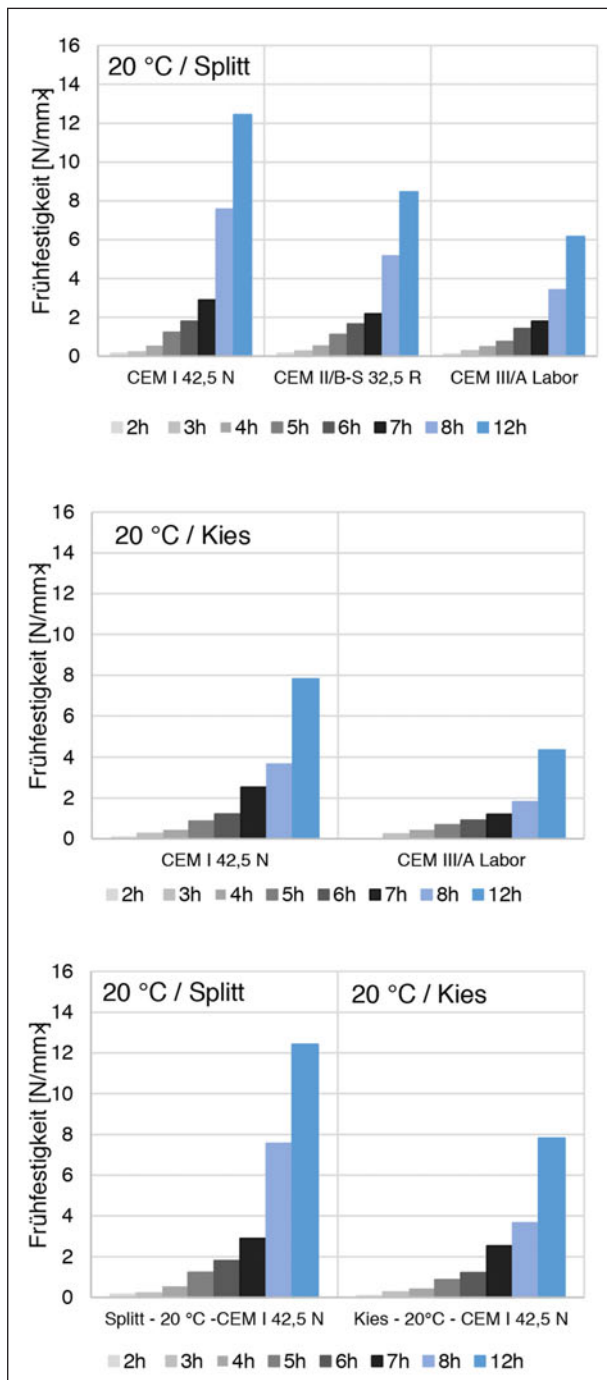


Bild 87: Vergleich der Frühfestigkeitsentwicklung ausgewählter Betone bei 20 °C und mit Kies und Splitt

tel infolge fortschreitender Hydratation die Festigkeitsentwicklung. Gleiches ist bei den Kiesbetonen festzustellen.

Die vergleichende Gegenüberstellung des Kies- und Splittbetons mit Verwendung des CEM I (Bild 87) zeigt den Einfluss der Gesteinskörnung auf die Festigkeit im jungen Alter. So besitzt der Kiesbeton über den betrachteten Zeitraum konstant geringere Festigkeiten. Dies ist bedingt durch die geringere Verzahnung der Gesteinskörnung und dem somit

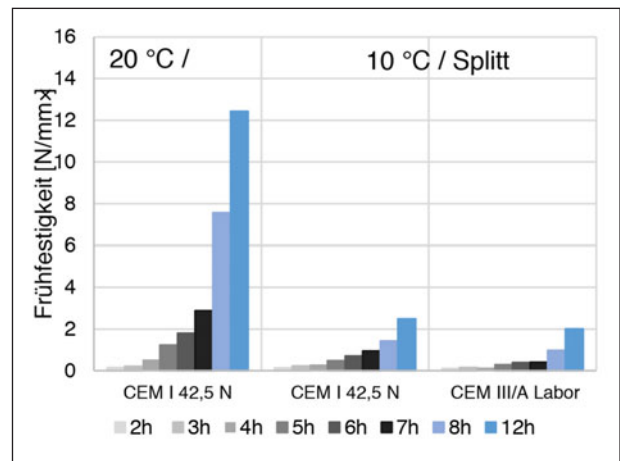


Bild 88: Vergleich der Frühfestigkeitsentwicklung ausgewählter Betone bei 10 °C und 20 °C.

reduziertem Widerstand bei einer Belastung wie der einaxialen Druckbeanspruchung, analog zu den Ergebnissen der Penetrationsprüfungen.

An ausgewählten Betonen mit einer Lagerungstemperatur von 10 °C wurden ebenfalls die Frühfestigkeiten ermittelt. In Bild 88 sind die Ergebnisse, unterteilt in die jeweiligen Zemente für Splitt bei 10 °C (mittig, rechts) und vergleichend für Splitt und Portlandzement bei 20 °C (links) dargestellt.

Der direkte Vergleich der Betone mit CEM I zeigt, dass es bei geringeren Temperaturen während der Herstellung und Lagerung zu einer starken Reduktion der Festigkeitsentwicklung über den betrachteten Zeitraum von 2 bis 12 Stunden kommt.

Der Vergleich zwischen dem Portlandzement und Hochofenzement bei 10 °C zeigt, dass infolge des reduzierten Klinkergehaltes beim CEM III dieser konstant geringere Frühfestigkeiten liefert.

Bei Betrachtung der Frühfestigkeiten ausgewählter Betone bei einer Lagerungstemperatur von 30 °C (Bild 89) wird deutlich, dass insbesondere der Bereich innerhalb der ersten acht Stunden durch die steigende Temperatur beeinflusst wird. Nach 12 Stunden liegen die Druckfestigkeiten bei 20 und 30 °C auf ähnlichem Niveau.

Weiterhin wird ersichtlich, dass der vermeintlich langsamere Beton mit Hochofenzement mit einem Hüttensandanteil von rd. 50 % nach sechs Stunden bei 30 °C gleichauf mit dem Portlandzementbeton und nach 8 bzw. 12 Stunden auf einem ähnlichen Niveau liegt wie der Referenzbeton bei 20 °C. Hier wird der signifikante Festigkeitsbeitrag des Hüttensandes bei erhöhten Temperaturen deutlich.

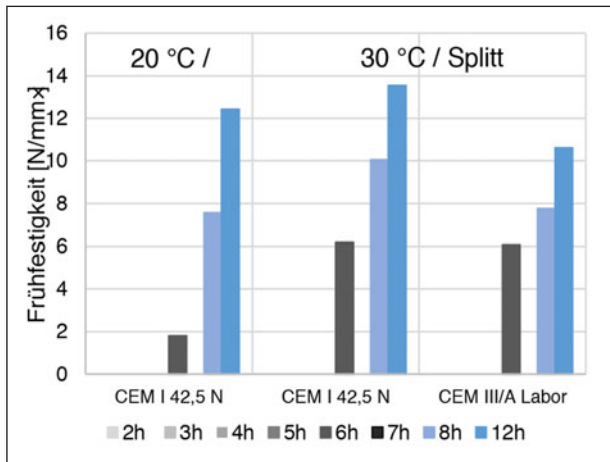


Bild 89: Vergleich der Frühfestigkeitsentwicklung ausgewählter Betone bei 20 °C und 30 °C

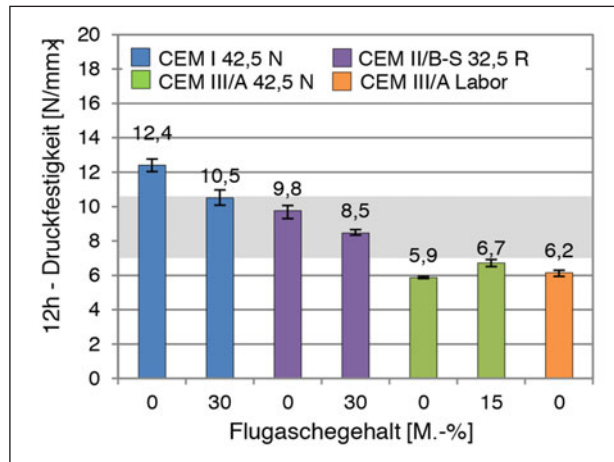


Bild 91: Druckfestig. der Splitt-Unterbetone nach 12 h bei 20 °C

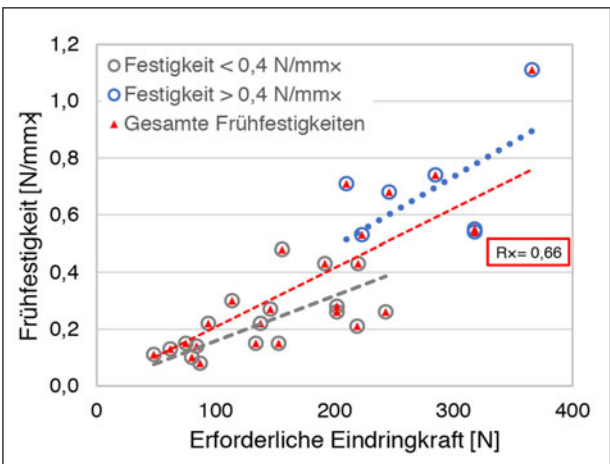


Bild 90: Korrelation zwischen erforderlicher Eindringkraft und Druckfestigkeit

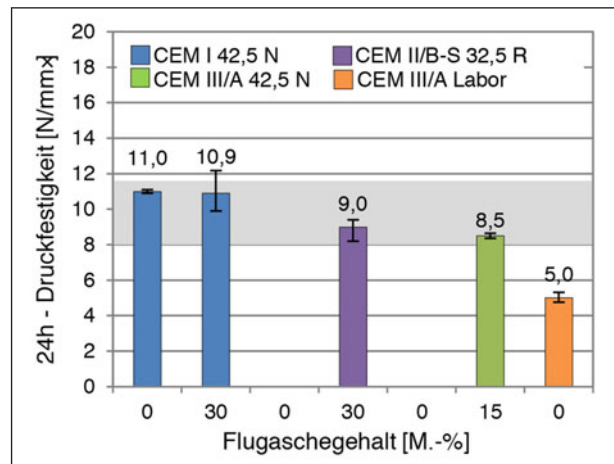


Bild 92: Druckfestig. der Splitt-Unterbetone nach 24 h bei 10 °C

In Bild 90 wurden die erforderlichen Eindringkräfte gegenüber den ermittelten Druckfestigkeiten zu den jeweiligen Prüfzeitpunkten aufgetragen.

Aus diesen Ergebnissen ist eine Korrelation entstanden, mit der aus den ermittelten Eindringkräften im jungen Alter auf die Druckfestigkeit der Betone geschlossen werden kann. Diese Korrelation ist unabhängig von thermischen Bedingungen und von der Art der verwendeten Gesteinskörnung.

8.4 Frühe Druckfestigkeit Splitt-Unterbeton

Die folgenden Diagramme zeigen die Druckfestigkeiten des Splitt-Unterbetons bei 20, 10 und 30 °C zu den gemäß Kap. 8.1 maßgebenden Prüfzeitpunkten. Die Min- und Max-Werte sind als Fehlerbalken eingetragen. Der von den Oberbetonen abgedeckte Festigkeitsbereich (Mittelwerte) zum je-

weiligen Prüfzeitpunkt ist in den Diagrammen als grauer Querbalken dargestellt, um einen Vergleich der Festigkeitsniveaus zu ermöglichen.

8.4.1 Druckfestigkeit bei 20 °C

Bild 91 zeigt die Druckfestigkeit der Splitt-Unterbetone im Alter von 12 Stunden bei 20 °C-Lagerung.

Die 12 Stunden-Druckfestigkeit der Unterbetone mit CEM I und CEM II/B-S liegt innerhalb bzw. knapp oberhalb des Festigkeitsbereiches der Oberbetone.

Die Splitt-Unterbetone mit den CEM III/A-Zementen weisen eine langsamere Festigkeitsentwicklung auf und erreichen nach 12 h nicht ganz das Festigkeitsniveau der Oberbetone.

8.4.2 Druckfestigkeit bei 10 °C

Die Druckfestigkeit des Splitt-Unterbetons bei 10 °C-Lagerung wurde nur an fünf von sieben Bin-

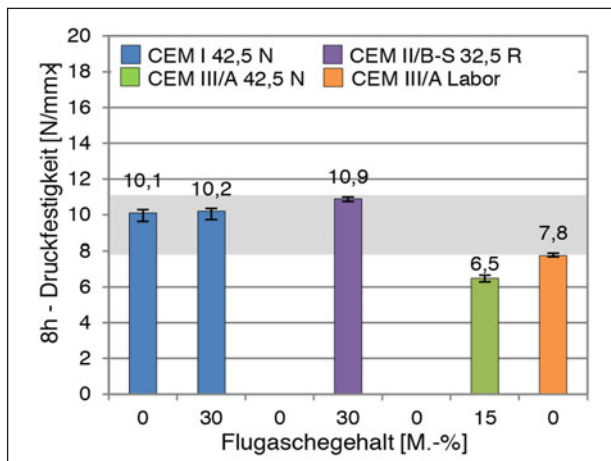


Bild 93: Druckfestig. der Splitt-Unterbetone nach 8 h bei 30 °C

demittelkombinationen bestimmt. Dieselbe Auswahl wurde ebenfalls bei der 30 °C-Lagerung sowie beim Kies-Unterbeton geprüft. Bild 92 zeigt die Druckfestigkeit der Splitt-Unterbetone im Alter von 24 Stunden bei 10 °C-Lagerung.

Mit steigendem Hüttensandgehalt im Zement verringert sich die Druckfestigkeit der Betone. Jedoch liegen alle Betone, ausgenommen die Rezeptur mit CEM III/A Labor, im Festigkeitsbereich der Oberbetone. Im Vergleich zur 20 °C-Lagerung kann keine überproportionale Verzögerung der klinkerreduzierten Betone festgestellt werden.

8.4.3 Druckfestigkeit bei 30 °C

Bild 93 zeigt die Druckfestigkeit der Splitt-Unterbetone nach 8 Stunden bei 30 °C-Lagerung.

Auch bei 30 °C-Lagerung liegen die Druckfestigkeiten der Unterbetone überwiegend im Bereich der Oberbetone. Die Betone mit CEM III/A zeigen auch hier eine langsamere Festigkeitsentwicklung.

Zusammenfassend kann geschlussfolgert werden, dass im betrachteten Temperaturbereich keine bindemittelspezifischen Unterschiede in der Frühfestigkeitsentwicklung in Abhängigkeit von der Lagerungstemperatur auftreten. Die verschiedenen Betonrezepturen werden im gleichen Maße verzögert bzw. beschleunigt. Eine wahrscheinliche Ursache dafür ist, dass die Betone bei 10 °C-Lagerung planmäßig mit einer Frischbetontemperatur von ca. 15 °C, und die Betone für die 30 °C-Lagerung mit einer Frischbetontemperatur von 25 °C hergestellt wurden.

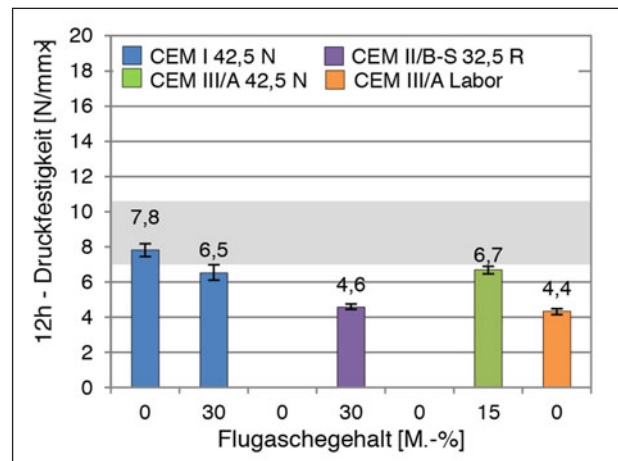


Bild 94: Druckfestig. der Kies-Unterbetone nach 12 h bei 20 °C

8.5 Frühe Druckfestigkeit Kies-Unterbeton

Die Druckfestigkeitsentwicklung der Kies-Unterbetone wurde nur bei 20 °C-Lagerung bestimmt. Bild 94 zeigt die Druckfestigkeit nach 12 Stunden.

Die 12 Stunden-Druckfestigkeiten der Kies-Unterbetone liegen deutlich unterhalb der Druckfestigkeiten der korrespondierenden Splitt-Unterbetone (vgl. Bild 91), ausgenommen die Rezeptur mit CEM III/A und 15 % Flugasche. Die Festigkeit der Referenzrezeptur mit CEM I liegt noch knapp innerhalb des Festigkeitsbereichs der Oberbetone, das Festigkeitsniveau der anderen Rezepturen deutlich darunter. Die höheren Frühfestigkeiten der Splitt-Unterbetone liegen in der besseren Verzahnung der groben Gesteinskörnung begründet.

Der Einfluss der Art der groben Gesteinskörnung auf die Druckfestigkeiten der Unterbetone im jungen Alter bis 24 Stunden ist in zweierlei Hinsicht bemerkenswert. Zum einen kann aufgezeigt werden, dass bei der heutzutage häufig praktizierten Bauweise mit Kies-Unterbeton auch mit ein und demselben Zement in Ober- und Unterbeton erhebliche Festigkeitsunterschiede zwischen den Betonschichten im jungen Alter auftreten können. Zum anderen kann die Gefahr zu großer Festigkeitsunterschiede im jungen Alter bei Einsatz langsamerer Zemente im Unterbeton durch die Verwendung gebrochener Gesteinskörnung im Unterbeton vermindert werden.

9 Langzeitverhalten

Der Fokus der Untersuchungen in diesem Kapitel liegt auf den Betoneigenschaften, die das Langzeit-

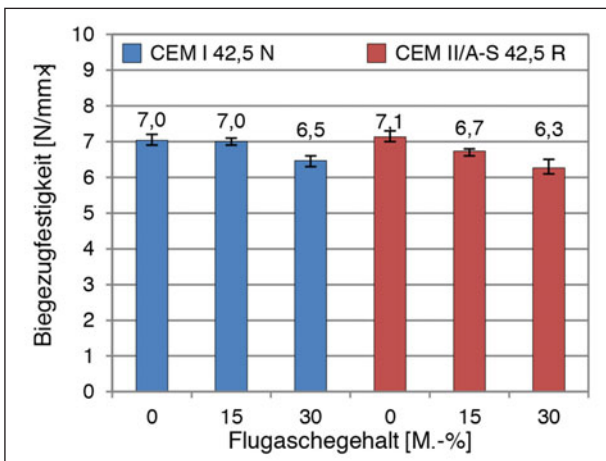


Bild 95: Biegezugfestigkeit nach 28 Tagen - Oberbeton

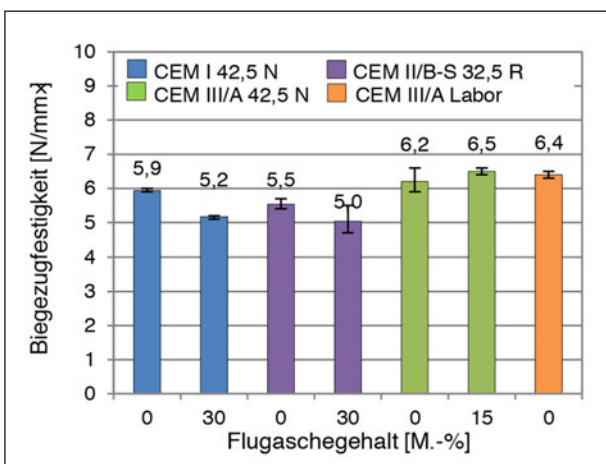


Bild 96: Biegezugfestigkeit nach 28 Tagen - Unterbeton (Splitt)

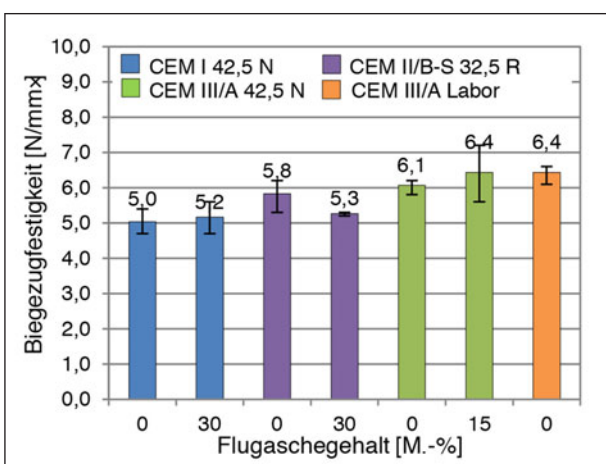


Bild 97: Biegezugfestigkeit nach 28 Tagen - Unterbeton (Kies)

verhalten der zweischichtigen Betonfahrbahndecke beeinflussen können. Im Wesentlichen sind dies die Festigkeits- (BGZ, DF) sowie die Verformungseigenschaften (E-Modul, Temperaturdehnung, Schwinden) der Betone.

9.1 Biegezugfestigkeit

Die Biegezugfestigkeit nach 28 Tagen für den Oberbeton und die Unterbetone sind in Bild 95 bis Bild 97 dargestellt.

Oberbeton

Die Mittelwerte der Biegezugfestigkeit der Oberbetonrezepturen bewegen sich zwischen 6,3 und 7,1 N/mm² und übertreffen die Anforderungen der TL Beton-StB 07 [N1] von mindestens 4,5 N/mm² im Mittel deutlich.

Mit steigendem Flugaschegehalt ist tendenziell eine Abnahme der Biegezugfestigkeiten festzustellen. Aufgrund der langsameren Hydratation der Flugasche ist jedoch mit einer höheren Nacherhärtung der Betone mit Flugasche zu rechnen. Die festgestellten Festigkeitseinbußen bei der Prüfung nach 28 Tagen können zu späteren Zeitpunkten voraussichtlich (teilweise) kompensiert werden.

Splitt-Unterbeton

Die Biegezugfestigkeiten aller Unterbetonrezepturen mit Splitt (Bild 96) erfüllen die Anforderungen von mind. 4,5 N/mm² im Mittel ebenfalls, wobei das Festigkeitsniveau niedriger ausfällt als beim Oberbeton.

Analog zum Oberbeton führen Flugaschegehalte von 30 % auch beim Splitt-Unterbeton zu merklich verringerten Biegezugfestigkeiten nach 28 Tagen.

Die Betone mit den CEM III/A-Zementen weisen vergleichsweise hohe Biegezugfestigkeiten auf. Die 15%ige Flugaschezugabe zum CEM III/A mit 40 % Hüttensand wirkte sich nicht negativ aus.

Kies-Unterbeton

Die Biegezugfestigkeiten aller Unterbetonrezepturen mit Kies übertreffen ebenfalls die Anforderungen von mind. 4,5 N/mm² im Mittel. Die Festigkeiten entsprechen in ihrem Niveau sowie in ihren vom Bindemittel abhängigen Unterschieden weitgehend dem Splitt-Unterbeton.

Einzig in der Rezeptur mit CEM I ohne Flugasche werden deutliche Unterschiede zwischen Splitt- und Kies-Unterbeton ersichtlich.

9.2 Druckfestigkeitsentwicklung

In den Abschnitten zur Druckfestigkeitsentwicklung werden Druckfestigkeiten aus einer Zeitspanne von

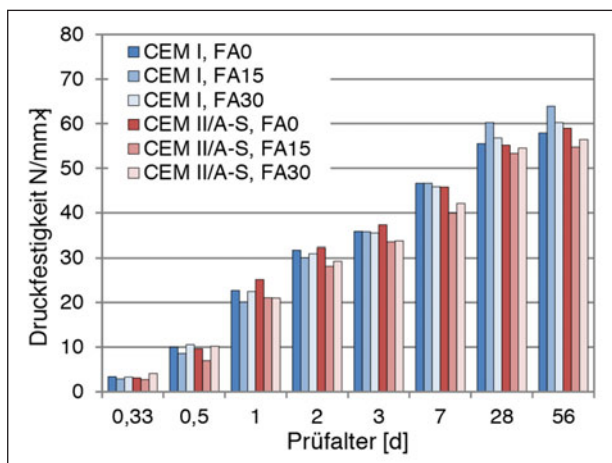


Bild 98: Druckfestigkeitsentwicklung des Oberbetons bei 20 °C

ca. 8 Stunden bis 56 Tage aufgeführt. Die Festigkeiten im sehr jungen Betonalter sind hauptsächlich für die baupraktische Ausführbarkeit (z. B. erstes Befahren zum Ausbürsten) relevant und wurden in Kapitel 8 detaillierter ausgewertet.

Die 28 Tage Druckfestigkeit ist hauptsächlich für die Einordnung in die Betondruckfestigkeitsklasse (bei Normlagerung) von Bedeutung. Bei der Betrachtung der Druckfestigkeit in Hinblick auf das Langzeitverhalten von zweischichtigen Betonfahrbahndecken Ober- und Unterbeton liegt der Fokus auf den Festigkeitswerten im späteren Betonalter (> 28 Tage).

9.2.1 Oberbeton

20 °C-Lagerung

Die Festigkeitsentwicklung für den Oberbeton bei 20 °C-Lagerung ist in Bild 98 dargestellt.

Im Alter von 28 Tagen liegen die mittleren Druckfestigkeiten aller Betone in der Größenordnung von ca. 52 bis 60 N/mm². Die Betone erfüllen damit die Druckfestigkeitsklasse C30/37 mit ausreichendem Vorhaltemaß.

In Hinblick auf die Zementart sind im betrachteten Zeitraum keine eindeutigen Tendenzen festzustellen. Dies ist auch bei der sehr ähnlichen Festigkeitsentwicklung der Zemente (Tabelle 6) nicht zu erwarten.

Die teilweise Zementsubstitution mit Flugasche verursachte ebenfalls keine signifikante Veränderung in der Festigkeitsentwicklung. Im Zeitraum größer 56 Tage ist jedoch von einem höheren Nacherhärtungspotenzial der Betone mit Flugasche auszugehen.

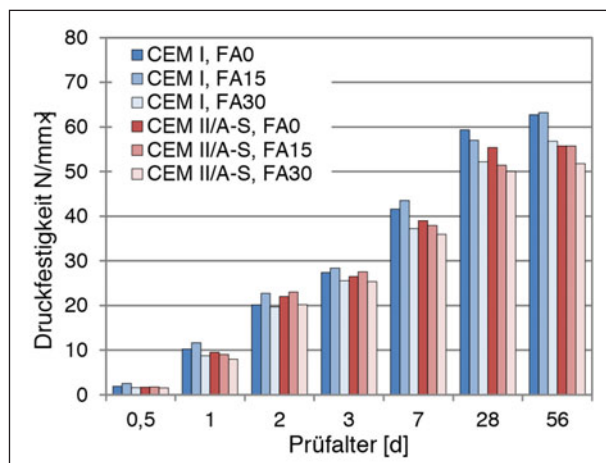


Bild 99: Druckfestigkeitsentwicklung des Oberbetons bei 10 °C

Letztlich ist bei der Interpretation der Ergebnisse auch zu berücksichtigen, dass im System Luftporrenbeton schon geringe Schwankungen im Luftgehalt ausreichen (im Rahmen des Projekts $\pm 0,5$ Vol.-%), um deutliche Abweichungen in der Festigkeit zu verursachen. Diese Streuungen können schon ausreichend sein, um die im vorliegenden Fall geringen bindemittelspezifischen Einflüsse zu überdecken.

10 °C-Lagerung

Die Ergebnisse zur Druckfestigkeitsentwicklung des Oberbetons bei 10 °C sind in Bild 99 dargestellt. Der Fokus bei der 10 °C Lagerung lag auf der Fragestellung, ob bei den tiefen Temperaturen die Festigkeitsentwicklung der klinkerreduzierten Bindemittel überproportional vermindert wird.

Im Vergleich zur 20 °C-Lagerung ist im jungen Betonalter bis zu 7 Tagen eine deutliche Verlangsamung der Festigkeitsentwicklung für alle Rezepturen festzustellen. Nach 28 Tagen gleicht sich das Niveau dem der 20 °C-Lagerung an.

Im Betonalter bis 3 Tagen ist keine überproportionale Verringerung der Festigkeitsentwicklung der klinkerreduzierten Rezepturen bei 10 °C-Lagerung zu erkennen.

Ab einem Alter von 7 Tagen zeichnet sich zunehmend eine Verlangsamung in der Festigkeitsentwicklung bei den klinkerreduzierten Rezepturen ab, in erster Linie beeinflusst vom Flugaschegehalt der Rezepturen, in zweiter Linie in Abhängigkeit der Zementart. Im Alter von 28 Tagen beträgt der Festigkeitsunterschied zwischen der klinkerreichen Rezeptur (CEM I ohne SFA) und der klinkerärmsten Rezeptur (CEM II/A-S mit 30% SFA) ca. 10 N/mm². Auf lange Sicht ist mit einer Angleichung der Festig-

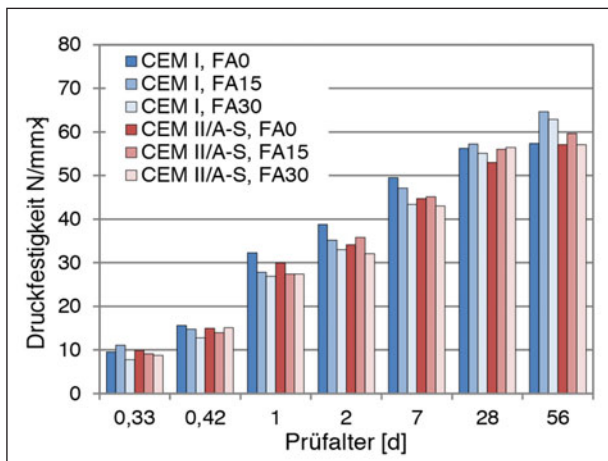


Bild 100: Druckfestigkeitsentwicklung des Oberbetons bei 30 °C

keitsniveaus durch das höhere Nacherhärtungspotenzial der flugaschehaltigen Betone zu rechnen.

30 °C-Lagerung

Die Druckfestigkeitsentwicklung der Oberbetone bei 30 °C sind in Bild 100 dargestellt.

Im Vergleich zur 20 °C-Lagerung ist erwartungsgemäß eine deutliche Beschleunigung des Festigkeitsentwicklung im jungen Betonalter zu verzeichnen. Nach 28 Tagen gleicht sich das Niveau dem der 20 °C-Lagerung an.

Klare Tendenzen in Abhängigkeit von der Zementart sowie vom Flugaschegehalt sind nicht festzustellen.

9.2.2 Unterbeton

Zur Bestimmung der Festigkeitsentwicklung wurden an den Betonen mit den unterschiedlichen Zementen in Kombination mit Splitt und Kies die Druckfestigkeit an Würfeln mit einer Kantenlänge von 150 mm zu zuvor festgelegten Prüfzeitpunkten bestimmt. Variationsparameter waren neben dem Zement und der groben Gesteinskörnung (Kies/Splitt) primär die Herstell- und Lagerungstemperaturen (10, 20, 30 °C).

Als Referenzbeton wird der Splittbeton mit Portlandzement ohne Zugabe von Flugasche bei einer Herstell- und Lagerungstemperatur von 20 ± 2 °C herangezogen (CEM I 42,5 N, FA 0 %, Splitt).

20 °C-Lagerung

Die Druckfestigkeitsentwicklung des Unterbetons wurde für die sieben festgelegten Betone mit Splitt als grobe Gesteinskörnung bei einer Frischbetontemperatur und einer anschließenden Lagerungs-

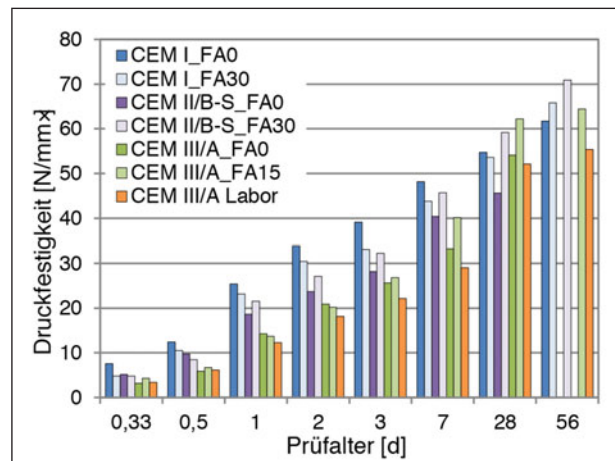


Bild 101: Druckfestigkeitsentwicklung Unterbeton bis Tag 28/56 (Splitt, 20 °C-Lagerung)

temperatur von ebenfalls 20 ± 2 °C geprüft. Die Ergebnisse der Druckfestigkeitsuntersuchungen für die Prüfzeitpunkte von acht Stunden bis 28 bzw. 56 Tage sind in Bild 101 graphisch dargestellt. Eine tabellarische Zusammenstellung der Ergebnisse wird in Anhang II gegeben.

Bis zu sieben Tagen nach Herstellung liegt die Druckfestigkeit aller Betone mit Zementen mit reduziertem Portlandzementklinkeranteil zum Teil deutlich unter der Festigkeit des Referenzbetons. Insbesondere die Betone mit Hochofenzement zeigen eine deutlich verlangsamte Festigkeitsentwicklung im jungen Alter.

Zum Prüfalter von 28 Tagen nähern sich alle Festigkeiten an und der Beton mit CEM III/A und 15 % Flugasche sowie der Beton mit CEM II/B-S und 30 % Flugasche übersteigen die Druckfestigkeit des Referenzbetons.

Bei der Einzelbetrachtung der Bindemittelvariationen zeigt sich tendenziell, dass die Zugabe von Flugasche sich je nach verwendeter Zementart unterschiedlich stark auswirkt und bei dem Splittbeton mit CEM II/B-S bereits nach einem Tag zu einer Erhöhung der Druckfestigkeit führt, welche auch über den gesamten Prüfzeitraum konstant erhalten bleibt.

Die Zugabe von 15 % Flugasche zum CEM III/A wirkt sich ab einem Prüfalter von sieben Tagen, die Zugabe von 30 % Flugasche bei dem CEM I erst zum Prüfzeitpunkt von 56 Tagen festigkeitssteigernd aus (Bild 101).

Bei dem Vergleich der Druckfestigkeiten der verschiedenen Betone mit CEM III/A mit dem Referenzbeton (Bild 101 und Bild 103) wird ersichtlich,

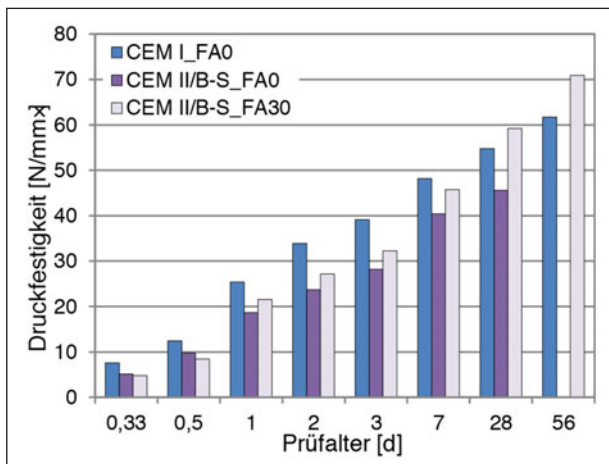


Bild 102: Druckfestigkeitsentwicklung Splittbeton mit CEM II/BS bis Tag 28/56 (Splitt, 20 °C-Lagerung)

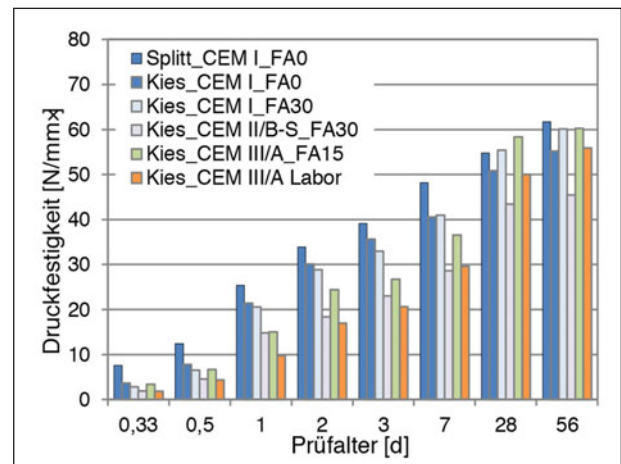


Bild 104: Druckfestigkeitsentwicklung Unterbeton bis Tag 28/56 (Kies, 20 °C-Lagerung)

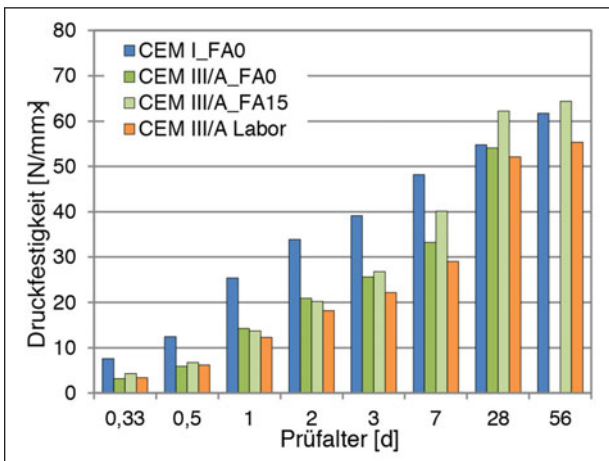


Bild 103: Druckfestigkeitsentwicklung Unterbeton mit CEM III/A und CEM III/A Labor bis Tag 28/56 (20 °C-Lagerung)

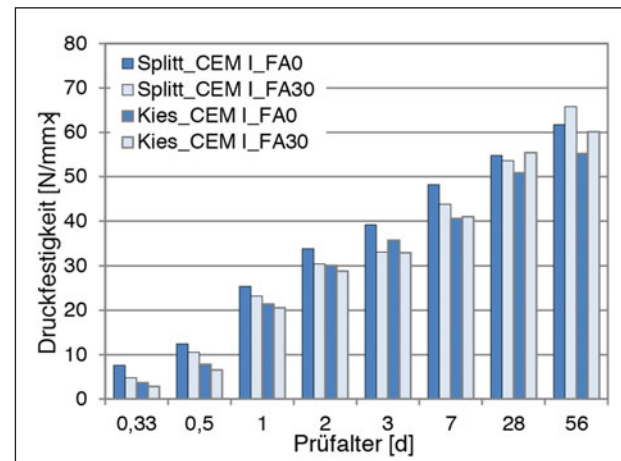


Bild 105: Vergleich Kies-Splitt, 20 °C-Lagerung - Druckfestigkeitsentwicklung Unterbeton bis Tag 28/56

dass die Hochofenzemente erwartungsgemäß die geringsten Frühfestigkeiten in den ersten 7 Tagen aufweisen (bis zu 37 % geringere Festigkeiten). Die 28-Tages-Festigkeiten liegen jedoch in einer ähnlichen Größenordnung, wobei der Beton mit CEM III/A mit 15 % Flugasche sogar eine höhere Druckfestigkeit aufweist als der Referenzbeton.

Mit Erhöhung des Hüttensandanteils bei dem CEM III/A auf 50 M.-% (CEM III/A Labor) geht verglichen mit dem normkonformen CEM III/A 42,5 N zu jedem Prüfzeitpunkt eine konstant geringere Druckfestigkeit einher.

Für ausgewählte Betone mit Kies als Gesteinskörnung (in Diagrammen durch grauen Rahmen gekennzeichnet) wurde die Festigkeitsentwicklung unter den gleichen Herstell- und Lagerungsbedingungen wie bei den Splittbetonen (20 ± 2 °C) durch die Bestimmung der Druckfestigkeit ermittelt. Die Ergebnisse sind in Bild 104 dargestellt.

Vergleichend ist in Bild 104 ebenfalls der Referenzbeton mit Splitt als Gesteinskörnung aufgeführt.

Die Festigkeitsentwicklung der Kiesbetone entspricht in der Reihenfolge und dem Verhalten über die Zeit weitgehend den Ergebnissen der Splittbetone, wobei die untersuchten Kiesbetone insbesondere in den ersten Stunden zum Teil deutlich geringere Druckfestigkeiten aufweisen als die Splittbetone.

Im frühen Betonalter erfolgt der Lastabtrag zum größten Teil über das Korngerüst, da die Zementmatrix aufgrund der noch nicht weit fortgeschrittenen Hydratation nur eine niedrige Festigkeit besitzt. Der gebrochene Splitt weist eine bessere Verzahnung innerhalb dieses Korngerüsts auf als der runde Kies und somit sind die gemessenen Druckfestigkeiten bei den Kiesbetonen zu Beginn um bis zu 60 % geringer (Bild 104).

Ist die Hydratation des Zementes fortgeschritten, liegen die Druckfestigkeiten der Splitt- und Kiesbe-

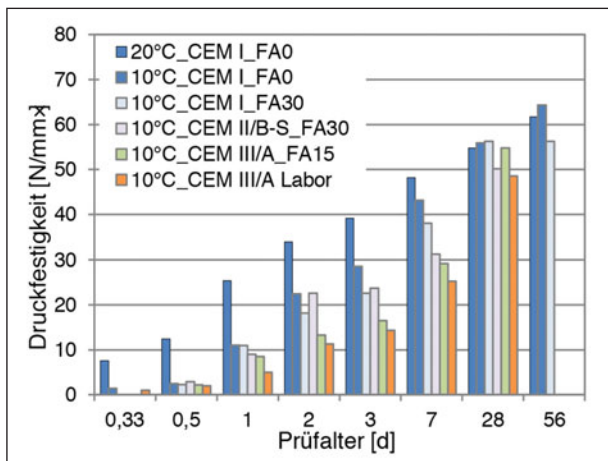


Bild 106: Druckfestigkeitsentwicklung Unterbeton bis Tag 28/56 (Splitt, 10 °C-Lagerung)

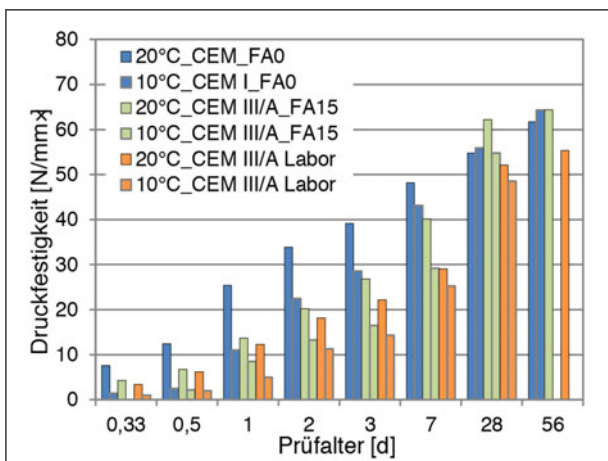


Bild 107: Druckfestigkeitsentwicklung Unterbeton bis Tag 28/56 (Splitt, 10 °C-Lagerung)

tone nach 28 bzw. 56 Tagen in einer ähnlichen Größenordnung.

Im direkten Vergleich des Referenzbetons liegt der Beton mit Kies ohne Flugasche über den gesamten Prüfzeitraum unter der Festigkeit des Splittbetons (Bild 105). Unabhängig ob Kies oder Splitt zum Einsatz kam, zeigen die Betone mit CEM I mit Zugabe von 30 % Flugasche bis zu einem Prüfzeitpunkt von 7 Tagen geringere Festigkeiten.

10 °C-Lagerung

Die Ergebnisse zur Festigkeitsentwicklung des Unterbetons bei einer Lagerungstemperatur von 10 °C für die Splittbetone sind in Bild 106 dargestellt. Vergleichend ist in Bild 106 ebenfalls die Druckfestigkeitsentwicklung des Referenzbetons (Splitt, CEM I, 0 % FA, 20 °C) dargestellt. Die 10 °C-Ergebnisse sind in den Diagrammen mit einer grauen Umrandung kenntlich gemacht.

Als chemische Reaktion ist die Hydratation von der Temperatur abhängig. Infolge geringerer Temperaturen verringert sich die Hydratationsgeschwindigkeit und somit die Festigkeitsentwicklung signifikant. Dies führt verglichen mit der 20 °C-Lagerung zu geringeren Frühfestigkeiten.

Zu einem Prüfzeitpunkt von 12 Stunden liegen die Festigkeiten aller Betone bei 10 °C unabhängig vom Klinkergehalt oder einer Substitution des Zementes gleichauf. Darauf folgend ergeben sich aus den Bindemittelsystemen unterschiedliche Festigkeitsentwicklungen, welche aber der Rangfolge derer bei 20 °C folgen. Nach 28 Tagen liegen die Druckfestigkeiten beider Herstell- und Lagerungsbedingungen in der gleichen Größenordnung.

Die Rangfolge der Druckfestigkeiten der Betone bei 10 °C ist ident zu denen bei 20 °C. So zeigt der Beton mit reinem Portlandzement bis zu einem Alter von 28 Tagen bei beiden Lagerungsbedingungen die größte Festigkeit. Darauf folgen die Betone mit CEM II/B-S. Die Betone mit dem Hochofenzement besitzen auch bei 10 °C die geringste Druckfestigkeit.

Die Splittbetone mit Hochofenzement und 50% Hütensandanteil (CEM III/A Labor) zeigen im direkten Vergleich der Herstell- und Lagerungstemperaturen von 10 und 20 °C (Bild 107) und im Vergleich zum Referenzbeton die geringsten Druckfestigkeiten und somit die signifikanteste Einflussnahme der Temperatur auf die Festigkeitsentwicklung.

Mit Reduktion der Lagerungstemperatur auf 10 °C erfahren alle Betone eine signifikante Verzögerung der Festigkeitsentwicklung. Die Festigkeiten betragen z. T. nur einen Bruchteil der Druckfestigkeit der Betone bei einer Herstell- und Lagerungstemperatur von 20 °C. Allein ab einem Alter von 3 Tagen erfährt der Beton mit ausschließlicher Verwendung von CEM I einen vergleichsweise starken Festigkeitsanstieg.

30 °C-Lagerung

Die Ergebnisse zur Festigkeitsentwicklung der Splitt-Unterbetone bei einer Lagerungstemperatur von 30 °C (grauer Rand) sind in Bild 108 dargestellt.

Die Ergebnisse zur Druckfestigkeitsentwicklung des Unterbetons mit CEM I und teilweiser Zugabe von Flugasche bei 30 °C und vergleichend dazu die Ergebnisse der Splittbetone bei einer Herstell- und Lagerungstemperatur von 20 °C sind in Bild 109 dargestellt.

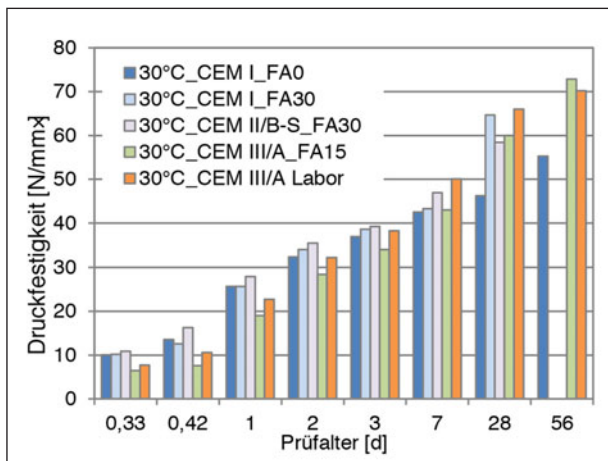


Bild 108: Druckfestigkeitsentwicklung Unterbeton bis Tag 28/56 (Splitt, 30 °C-Lagerung)

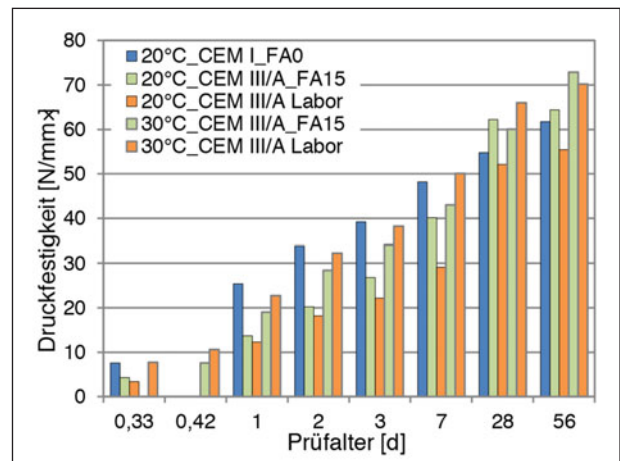


Bild 110: Druckfestigkeitsentwicklung Unterbeton bis Tag 56 (Splitt, 20/30 °C-Lagerung, CEM I und CEM III/A Labor)

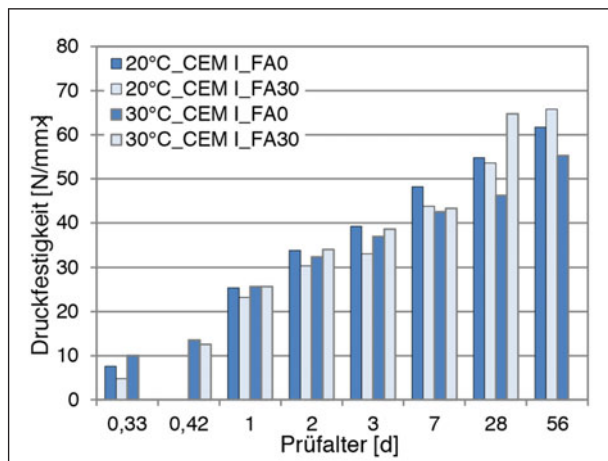


Bild 109: Druckfestigkeitsentwicklung Unterbeton mit CEM I bis Tag 28/56 (Splitt, 20/30 °C-Lagerung)

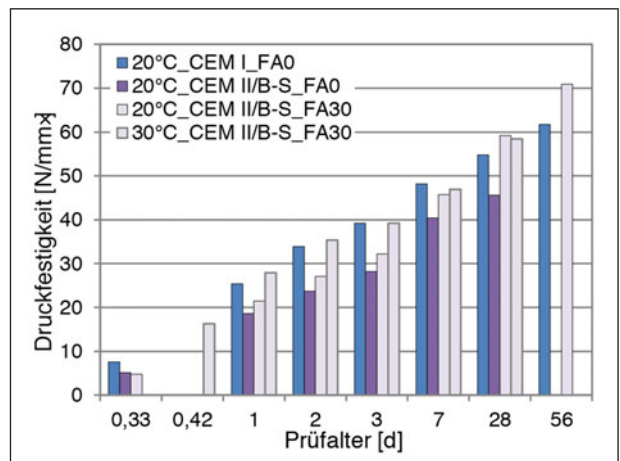


Bild 111: Druckfestigkeitsentwicklung Unterbeton bis Tag 28/56 (Splitt, 20/30 °C-Lagerung, CEM I und CEM II)

Bei Betrachtung der Splittbetone mit CEM I ohne Zugabe von Flugasche wird ersichtlich (Bild 109), dass infolge höherer Temperaturen während der Herstellung und Lagerung die Festigkeit bei einem Alter von 8 höher ausfällt. Zum Prüfzeitpunkt von 24 Stunden liegen die Festigkeiten bereits gleich auf und darauf folgend besitzt der Beton mit einer Herstell- und Lagerungstemperatur von 20 °C höhere Druckfestigkeiten. Im Vergleich der 28/56-Tages-Festigkeiten erreicht der Beton mit einer Herstell- und Lagerungstemperatur von 20 °C eine um 15 % höhere Druckfestigkeit.

Die Erhöhung des Hüttensandgehaltes des Bindemittels (CEM III/A Labor) führt im Vergleich zur Referenzlagerung bei 20 °C bei einer Herstell- und Lagerungstemperatur von 30 °C zu signifikant höheren Druckfestigkeiten über den gesamten Prüfzeitraum (Bild 110). Der Beton mit CEM III/A mit einem Hüttensandanteil von 50 % (CEM III/A Labor) besitzt bis einschließlich 72 Stunden eine nahezu doppelt

so hohe Festigkeit und nach 56 Tagen eine noch um rd. 30 % höhere Festigkeit als diejenigen bei 20 °C.

Es kann somit abgeleitet werden, dass der Hüttensand bei höheren Temperaturen in hohem Maße festigkeitsbildende Strukturen aufbaut und somit die Festigkeitsentwicklung über den gesamten Prüfzeitraum wesentlich prägt.

Die Zugabe von Flugasche (15 %) führt bei einer Herstell- und Lagerungstemperatur von 30 °C bei den Rezepturen mit CEM III/A bis zu einem Alter von 28 Tagen zu konstant höheren Festigkeiten verglichen mit dem gleichen Beton bei Referenzlagerung. Zum Prüfzeitpunkt von 28 Tagen liegen die Druckfestigkeiten im Vergleich der Lagerungstemperaturen von 20 und 30 °C in der gleichen Größenordnung. Nach 56 Tagen besitzt der bei 30 °C gelagerte Beton mit CEM III/A und 15 % Flugasche eine um 13 % höhere Festigkeit als der bei 20 °C gelagerte Beton.

Die Betone, bei denen der CEM II/B-S teilweise durch Flugasche substituiert wurde (Bild 111) reagieren ab 24 Stunden stärker auf die Temperaturerhöhung und liefern bis zum Prüfzeitpunkt von sieben Tagen teils signifikant höhere Druckfestigkeiten.

Der Beton mit CEM II/B-S und 30 % Flugasche bei einer Herstell- und Lagerungstemperatur von 30 °C liegt ab 8 Stunden bis 28 Tage gleichauf mit dem Referenzbeton bei 20 °C. Die Substitution des Zementes durch Flugasche und/oder Hüttensand wirkt bei hoher Herstell- und Lagerungstemperatur festigkeitssteigernd.

Zusammenfassung

Zusammenfassend können folgende generellen Tendenzen festgestellt werden. Bei Normlagerung verringern sich mit steigendem Hüttensandanteil im Zement die Druckfestigkeiten im jungen Alter. Im Prüfalter von 28 Tagen ist unabhängig vom Hüttensandgehalt das Festigkeitsniveau verhältnismäßig einheitlich.

Der teilweise Zementersatz durch Flugasche wirkt sich überwiegend nicht festigkeitsmindernd aus. Dabei ist zu berücksichtigen, dass der Zement nicht eins zu eins durch Flugasche, sondern nach den Anrechnungsregeln der DIN 1045-2 ($k_f = 0,4$) substituiert wurde. Ab 28 Tagen wirkt sich die Flugasche überwiegend festigkeitssteigernd aus.

Änderungen in der Herstell- und Lagerungstemperatur führen im sehr jungen Betonalter bis ca. 24 h unabhängig vom verwendeten Bindemittel zu einer ähnlichen Verzögerung (10 °C) bzw. Beschleunigung (30 °C). Eine wahrscheinliche Ursache dafür ist, dass die Betone bei 10 °C-Lagerung planmäßig mit einer Frischbetontemperatur von ca. 15 °C, und

die Betone für die 30 °C-Lagerung mit einer Frischbetontemperatur von 25 °C hergestellt wurden. Zu späteren Prüfzeitpunkten kann eine deutlich höhere Temperaturempfindlichkeit der klinkerreduzierten Systeme beobachtet werden.

Der Einfluss von Kies auf die Druckfestigkeit wird insbesondere in den ersten sieben Tagen sichtbar. Nach 28 Tagen sind die Druckfestigkeiten zwischen den Kies- und Splittbetonen vergleichbar.

9.3 E-Modul

Die Bestimmung des Elastizitätsmoduls der Betone erfolgte überwiegend als dynamischer E-Modul. Der statische E-Modul wurde nur von ausgewählten Rezepturen bestimmt.

9.3.1 Oberbeton

Bild 112 zeigt die Ergebnisse der Messungen des dynamischen E-Moduls für den Oberbeton. Die Messungen erfolgten ausschließlich bei 20 °C-Lagerung im Alter von 1, 7, 28 und 56 Tagen.

Der dynamische E-Modul des Oberbetons liegt im Probenalter von 28 Tagen in der Größenordnung von ca. 40.000 bis 44.000 N/mm².

Zwei Tendenzen können festgestellt werden.

a) Die Rezepturen mit CEM I weisen einen geringfügig höheren dynamischen E-Modul auf als die korrespondierenden Rezepturen mit CEM II/A-S.

b) Mit steigendem Flugaschegehalt verringert sich der dynamische E-Modul des Betons. Ursache dafür ist hier die Erhöhung des Verhältnisses von Zementstein zu Gesteinskörnung. Da der Zementstein in der Regel einen geringeren E-Modul als die Gesteinskörnung aufweist, führt eine Erhöhung des Zementsteingehaltes zwangsläufig zu einer Verringerung des dynamischen E-Moduls.

Der statische E-Modul nach 28 Tagen wurde von folgenden Rezepturen bestimmt:

- CEM I, FA0: 34.600 N/mm²
- CEM II/B-S, FA30: 33.600 N/mm²

Der statische E-Modul liegt in etwa 6.000 – 10.000 N/mm² unterhalb des dynamischen E-Moduls der korrespondierenden Rezepturen und steht damit in Einklang mit Literaturangaben [82-84]. Die Tendenz

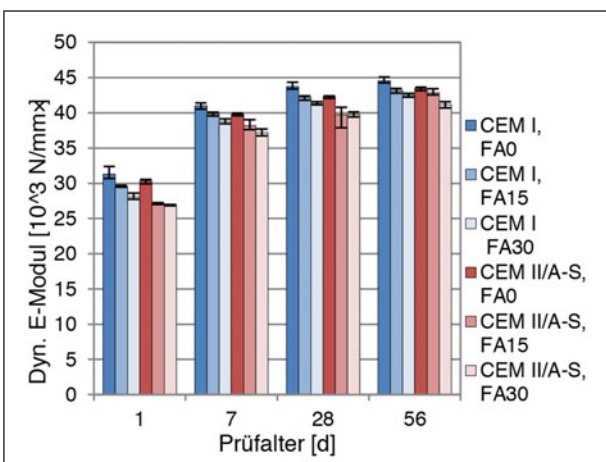


Bild 112: Dynamischer E-Modul - Oberbeton

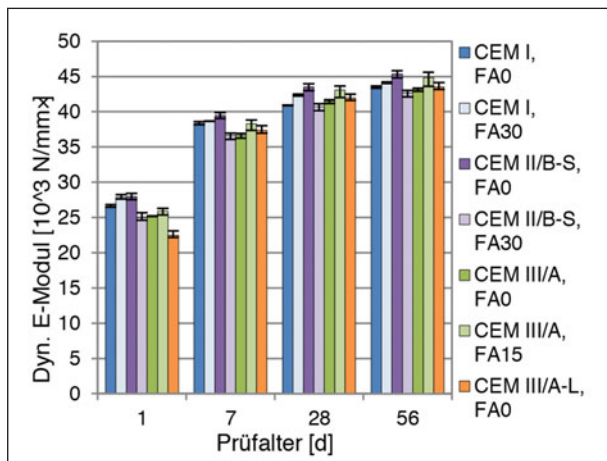


Bild 113: Dynamischer E-Modul – Splitt-Unterbeton

zu einer Verringerung des E-Moduls bei steigendem Bindemittelgehalt wird bestätigt.

9.3.2 Unterbeton (Splitt)

Bild 113 zeigt die Ergebnisse der Messungen des dynamischen E-Moduls für den Splitt-Unterbeton.

Der dynamische E-Modul des Splitt-Unterbetons liegt im Probenalter von 28 Tagen zwischen ca. 40.000 bis 44.000 N/mm² und bewegt sich damit in der gleichen Größenordnung wie der Oberbeton.

Klare Tendenzen in Abhängigkeit von Zementart und Flugaschegehalt können hier nicht festgestellt werden. Einzig im jüngeren Prüfalter (1d, 7d) schlägt sich die langsamere Festigkeitsentwicklung der Betone mit Hochofenzement auch auf die Entwicklung des dynamische E-Moduls nieder.

Der statische E-Modul nach 28 Tagen wurde von folgenden Rezepturen bestimmt:

- CEM I, FA0: 29.000 N/mm²
- CEM III/A Labor: 32.500 N/mm²

Der statische E-Modul liegt in etwa 10.000 – 11.000 N/mm² unterhalb des dynamischen E-Moduls der korrespondierenden Rezepturen, bestätigt jedoch die beim dynamischen E-Modul festgestellten Tendenzen.

9.3.3 Unterbeton (Kies)

Bild 114 zeigt die Ergebnisse der Messungen des dynamischen E-Moduls für den Kies-Unterbeton.

Der dynamische E-Modul des Kies-Unterbetons liegt im Probenalter von 28 Tagen zwischen ca.

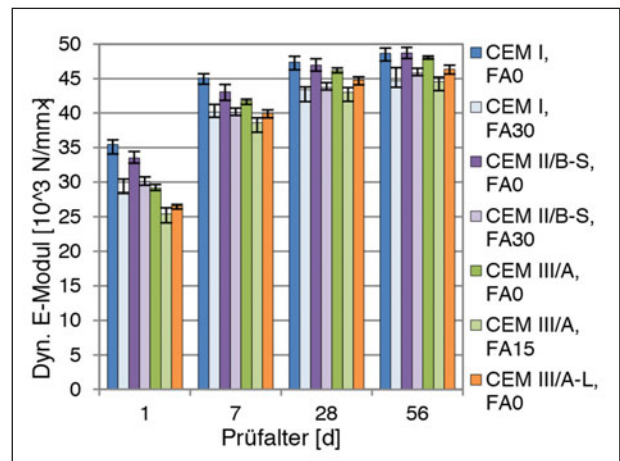


Bild 114: Dynamischer E-Modul – Kies-Unterbeton

42.000 bis 47.000 N/mm² und damit durchschnittlich 3.000 N/mm² über den Werten für den Oberbeton sowie den Splitt-Unterbeton.

Analog zum Oberbeton kann hier ebenfalls eine deutliche Verringerung des dynamischen E-Moduls in den flugaschehaltigen Beton festgestellt werden, welcher auf den höheren Zementsteingehalt zurückzuführen ist.

Weiterhin nimmt der dynamische E-Modul auch mit zunehmendem Hüttensandgehalt im Zement geringfügig ab. Im jüngeren Betonalter zeigt sich zudem bei den hüttensandhaltigen Zementen eine verlangsamte Entwicklung des dynamischen E-Moduls, korrespondierend zur verlangsamten Festigkeitsentwicklung dieser Zemente.

Der statische E-Modul nach 28 Tagen wurde von folgenden Rezepturen bestimmt:

- CEM I, FA0: 38.600 N/mm²
- CEM III/A Labor: 35.200 N/mm²

Der statische E-Modul liegt in etwa 8.000 - 10.000 N/mm² unterhalb des dynamischen E-Moduls der korrespondierenden Rezepturen, bestätigt jedoch die beim dynamischen E-Modul festgestellten Tendenzen.

9.4 Temperaturdehnung

9.4.1 Rechnerische Dehnung

In den folgenden Diagrammen sind die berechneten Temperaturdehnungen für den Oberbeton sowie für die beiden Unterbetone in Abhängigkeit von der Zementart und dem Flugaschegehalt dargestellt.

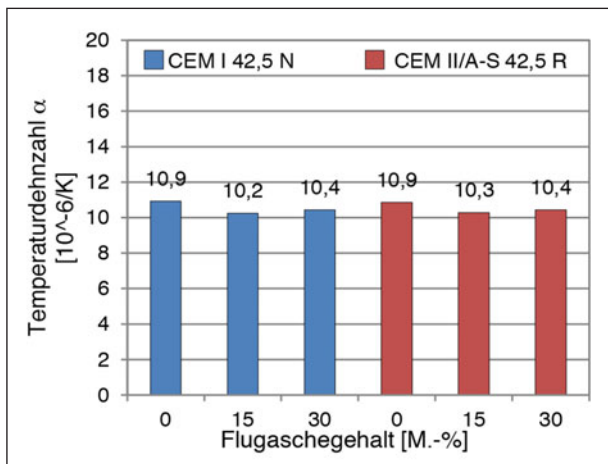


Bild 115: Rechnerische Temperaturdehnung Oberbeton

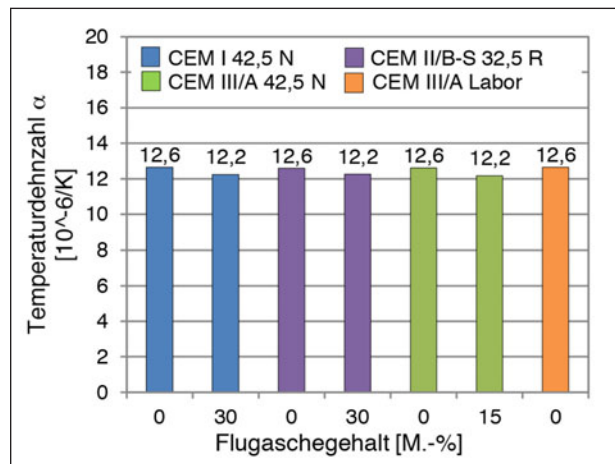


Bild 117: Rechnerische Temperaturdehnung Unterbeton (Kies)

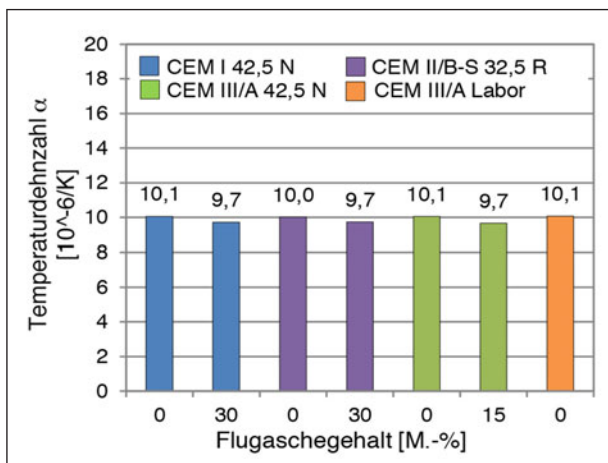


Bild 116: Rechnerische Temperaturdehnung Unterbeton (Splitt)

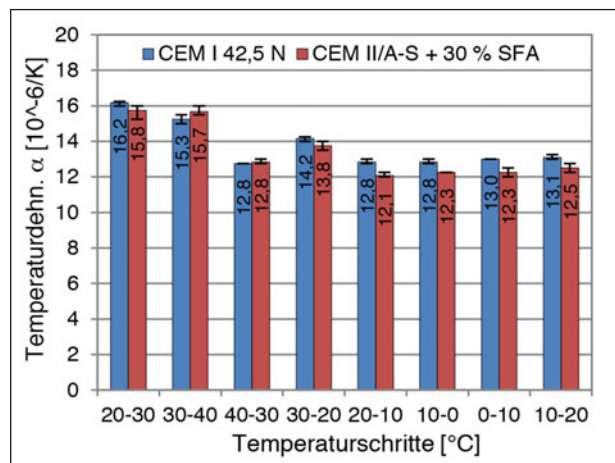


Bild 118: Temperaturdehnung Oberbeton

Die rechnerische Temperaturdehnung für den Oberbeton bewegt sich im Bereich von ca. $10,3 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ für die flugaschehaltigen Rezepturen bis $10,9 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ für die Rezepturen ohne Flugasche.

Die rechnerische Temperaturdehnung für den Splitt-Unterbeton liegt im Bereich von $9,7$ bis $10,1 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ und damit geringfügig unter den Werten des Oberbetons. Da für die Gesteinskörnung des Splitt-Unterbetons und des Oberbetons identische Werte für die Temperaturdehnung verwendet werden, ergeben sich die berechneten Abweichungen zwischen den beiden Betonen aus den verschiedenen Volumenverhältnissen von Zementstein zu Gesteinskörnung.

Die rechnerische Temperaturdehnung des Kies-Unterbetons liegt mit $12,2$ bis $12,6 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ deutlich über den Werten des Oberbetons und des Splitt-Unterbetons. Ursache dafür ist die höhere (rechnerische) Temperaturdehnung des Quarzkieses im Vergleich zum Diabas im Oberbeton bzw. Granodiorit im Splitt-Unterbeton.

9.4.2 Gemessene Dehnung

Die Bestimmung der Temperaturdehnung erfolgte für die jeweils klinkerreichste sowie klinkerärmste Rezeptur des Oberbetons und der beiden Unterbetone. In den folgenden Diagrammen sind die Temperaturdehnungskoeffizienten der Betone für die jeweiligen 10 °C -Schritte dargestellt.

Anhand der Werte für den Oberbeton (Bild 118) wird ersichtlich, dass während der ersten Erwärmungsphase im Temperaturbereich von 20 °C bis 40 °C deutlich höhere Temperaturdehnungskoeffizienten bestimmt wurden, als bei den weiteren Temperaturschritten. Diese Effekte können z. B. durch Veränderungen der Feuchteverteilung in den Proben [85] sowie ggf. auch durch Kriechverformungen [86] verursacht werden.

Zur Orientierung hinsichtlich zulässiger Abweichungen bei der Bestimmung des Temperaturdehnungskoeffizienten kann die AASHTO TP60-00 [N31] herangezogen werden, welche allerdings im Tempera-

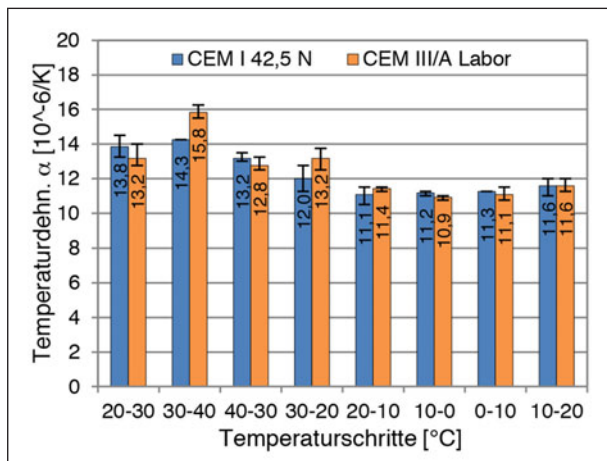


Bild 119: Temperaturdehnung Unterbeton (Splitt)

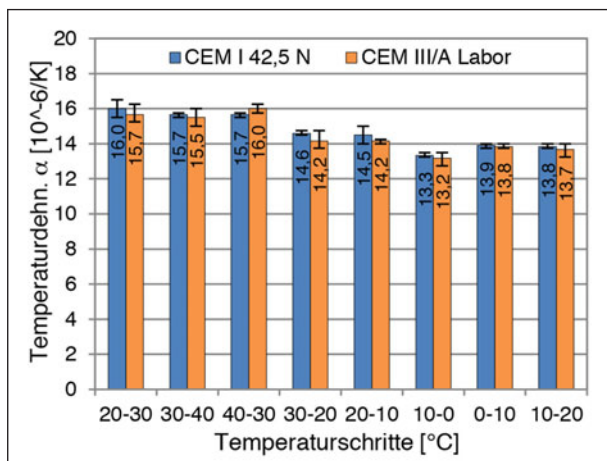


Bild 120: Temperaturdehnung Unterbeton (Kies)

Beton	Bindemittel	α [10 ⁻⁶ /K] im Temperaturbereich 20-0-20 °C
OB	CEM I	12,9
	CEM III/A-S + 30% SFA	12,3
UB-S	CEM I	11,3
	CEM III/A Labor	11,3
UB-K	CEM I	13,9
	CEM III/A Labor	13,7

Tab. 21: Mittelwerte Temperaturdehnung im Bereich 20-0-20 °C

turbereich von 10 °C bis 50 °C prüft und auch nicht Grundlage für die hier durchgeführten Untersuchungen war.

Gemäß AASHTO [N31] sollen der Mittelwert der Erwärmungsphase und der Abkühlungsphase maximal $0,3 \cdot 10^{-6}/K$ voneinander abweichen. Die Prüfung ist so häufig zu wiederholen, bis das Kriterium eingehalten werden kann.

Bei den durchgeführten Messungen an den Straßenbetonrezepturen konnte dieses Kriterium für

alle Betone im Temperaturbereich zwischen 20 °C - 0 °C - 20 °C eingehalten werden (vgl. Anhang II). Der jeweilige Mittelwert aus diesem Temperaturbereich wurde daher als Temperaturdehnungskoeffizient der Betone herangezogen (vgl. Tabelle 21).

Für die im Rahmen des Projektes anzustellenden vergleichenden Betrachtungen mit dem Fokus auf den Bindemittleinfluss wurde diese Vorgehensweise als hinreichend betrachtet.

Analog zu den rechnerisch bestimmten Temperaturdehnungskoeffizienten kann auch hier festgestellt werden, dass die Gesteinsart im Beton den Parameter mit dem größten Einfluss auf die Temperaturdehnung des Betons darstellt. Der Einfluss der Zementart auf die Temperaturdehnung ist sehr gering. Die Erhöhung des Zementsteingehaltes durch den teilweisen Zementersatz mit Flugasche verursacht eine leichte Verringerung des Temperaturdehnungskoeffizienten.

Generell liegen die gemessenen Temperaturdehnungskoeffizienten deutlich über den rechnerisch bestimmten Werten.

9.5 Schwinden

Bei den Untersuchungen zum Schwindverhalten lag der Fokus auf zwei Zeiträumen nach der Herstellung:

- Übergang grüner zu jungem Beton (bis ca. 1d): Ein starkes Schwinden des Oberbetons im sehr jungen Alter könnte eine Vorschädigung der Verbundzone zwischen Ober- und Unterbeton verursachen, wenn die Festigkeitsentwicklung des Unterbetons deutlich langsamer verläuft und die Hydratationswärme des Oberbetons weitestgehend abgeführt würde.
- Langzeitverhalten: Beim Oberbeton mit den höheren Zementgehalten sowie mit den klinkerreicherer Zementen ist ein stärkeres autogenes Schwinden als bei den Unterbetonen zu erwarten. Verstärkt wird dies durch das Schwinden infolge des Feuchtigkeitsverlusts (Trocknungsschwinden). Dies kann zu einem verstärkten Aufschüsseln der Betonplatten führen.

Die Untersuchungen zum Schwindverhalten erfolgten am Oberbeton und am Splitt-Unterbeton. Der

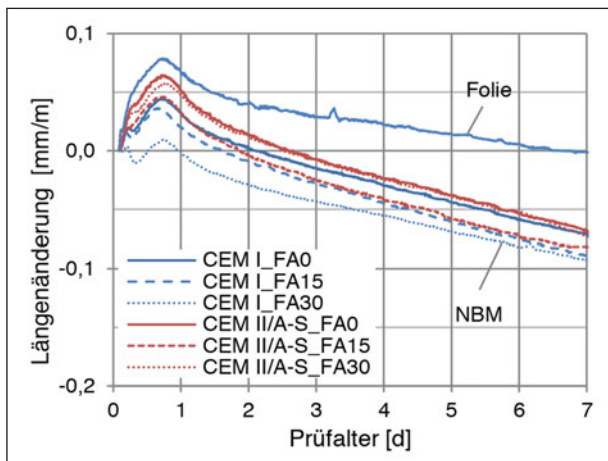


Bild 121: Schwindverformungen Oberbeton bis 7 Tage

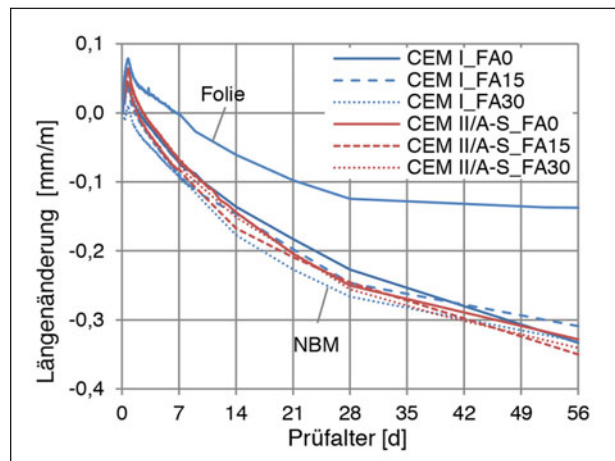


Bild 123: Schwindverformungen Oberbeton bis 56 Tage

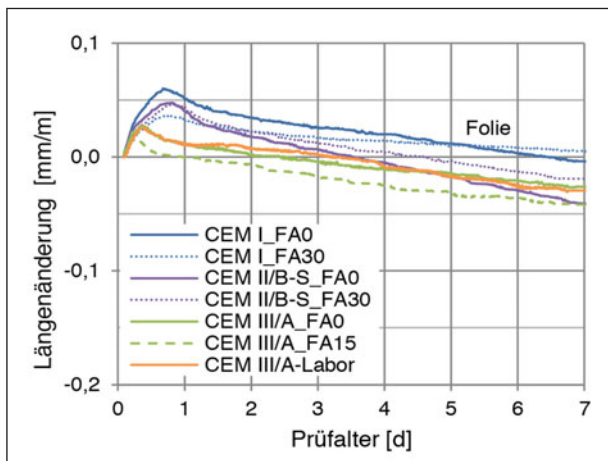


Bild 122: Schwindverformungen Unterbeton (Splitt) bis 7 Tage

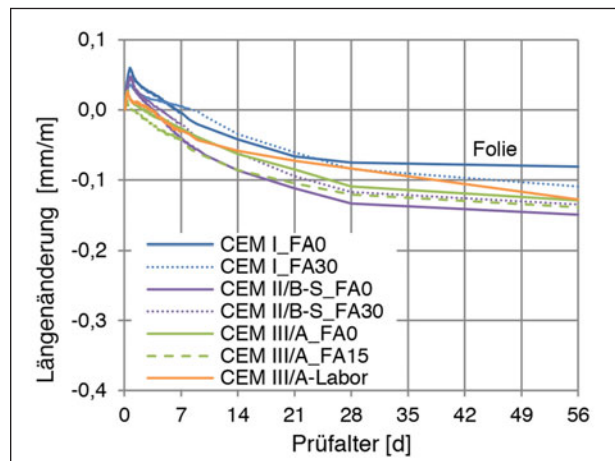


Bild 124: Schwindverformungen Unterbeton (Splitt) bis 56 Tage

Oberbeton wurde praxisnah mit einem Nachbehandlungsmittel nachbehandelt, wodurch zusätzlich zum autogenen Schwinden auch ein Trocknungsschwinden auftrat. Exemplarisch wurde das Schwinden der Referenzoberbetonrezeptur auch an mit Folie bedeckten Probekörpern bestimmt, um die Größenordnung des Trocknungsschwindens abzuschätzen.

Die Unterbetone wurden komplett vor Verdunstung geschützt (analog der Praxis), so dass hier nur das autogene Schwinden bestimmt wurde.

Frühes Schwinden

Die Schwindverformungen der ersten 7 Tage nach Herstellung sind für den Oberbeton in Bild 121, für den Splitt-Unterbeton in Bild 122 dargestellt.

Auffällig sind die anfänglichen positiven Längenänderungen (Dehnungen), die sowohl beim Oberbeton als auch beim Unterbeton auftreten.

Als Ursache für die Dehnungen kann die Erwärmung infolge der Hydratationswärmeentwicklung

weitgehend ausgeschlossen werden, da die Hydratationswärme über die temperierten Seitenwände der Frühschwindformen abgeführt wurde.

In verformungsbehinderten System der Fahrbahndecke könnte demzufolge selbst beim vollständigem Abfluss der Hydratationswärme eine Druckspannung im jungen Betonalter auftreten.

Bei Vergleich zwischen Ober- und Unterbeton wird offensichtlich, dass der Oberbeton stärker schwindet. Dies ist jedoch weitestgehend auf den Einfluss des Trocknungsschwindens zurückzuführen. Das Schwinden der mit Folie abgedeckten Oberbetonprobe bewegt sich in der Größenordnung der korrespondierenden Unterbetonrezeptur.

Weiterhin auffällig ist, dass die Klinkerreduktion durch Hüttensand oder Flugasche nicht zu einer Verringerung, sondern zu einer Erhöhung der Schwindverformungen führte. Ursache dafür sind die höheren Anfangsdehnungen der Betone mit den klinkerreichereren Zementen (vgl. Bild 122).

Schwinden bis 56 Tage

Die Schwindverformungen bis zum Alter von 56 Tagen sind für den Oberbeton in Bild 123, für den Splitt-Unterbeton in Bild 124 dargestellt.

Nach 56 Tagen liegen die Schwindverformungen der Oberbetone bei ca. 0,30 – 0,35 mm/m während sich die Splitt-Unterbetone im selben Zeitraum nur um 0,10 – 0,15 mm/m verkürzen. Das stärkere Schwinden des Oberbetons wird dabei vorrangig durch das Trocknungsschwinden verursacht. Der Einfluss von Zementart bzw. vom Zementersatz durch Flugasche ist hier für das Schwinden nur von untergeordneter Bedeutung.

Unter Praxisbedingungen ist allerdings davon auszugehen, dass aufgrund von Witterungseinflüssen eine so starke Austrocknung des Oberbetons wie im Labor in der Regel nicht dauerhaft auftritt.

10 Berechnung der Horizontalspannungen

Ein rechnerisches Modell zur Ermittlung der Horizontalspannungen infolge der durch die unterschiedlichen Betonkombinationen vorhandenen Materialeigenschaften bzw. ein rechnerischer Nachweis einer ausreichenden Verbundfestigkeit kann ausschließlich auf Grundlage der in diesem Projekt ermittelten Ergebnisse und der spezifischen Materialkennwerte der untersuchten Betone erfolgen. Weiterhin kann dies nur grundlegend auf Basis des verwendeten Belastungsniveaus geschehen. Die ermittelten Scherfestigkeiten des biegezugbeanspruchten Bereiches werden hier als Grenzwert angesetzt. Der Grundgedanke des Modells ist der Folgende: Die unterschiedlichen Materialkennwerte der Unter- und Oberbetone führen bei thermischer und/oder hygrischer Beanspruchung zu unterschiedlichen Spannungen bzw. Dehnungen. Infolge der Herstellung des Oberbetons auf den noch jungen und demnach frischen Unterbeton entsteht ein schubfest miteinander verbundenes Gesamtsystem. Die Verbundfuge muss demnach in der Lage sein, die auftretenden Spannungsdifferenzen aufzunehmen.

	OB (Splitt)	UB (Kies)
α_t [$10^{-6}/K$]	10,9	12,6
E-Modul (E) [N/mm ²]	45.000	38.000

Tab. 22: Eingangswerte für die Berechnung

Der hier betrachtete Aufbau der Betonfahrbahndecke ist aus zwei unterschiedlichen Betonen zusammengesetzt und diese stehen infolge der Herstellung „frisch in frisch“ in einem kraftschlüssigen Verbund zueinander. Dadurch entstehen im Bereich der Schichtgrenze infolge unterschiedlicher Temperaturdehnzahlen und Steifigkeiten der Betone Horizontalspannungen. Diese Spannungen stehen hier im Fokus und werden mit den maximal aufnehmbaren empirisch ermittelten Scherspannungen gleichgesetzt. Infolge der Annahme eines kraftschlüssigen Verbundes unter der Voraussetzung, dass die Verbundfuge keine Schwachstelle darstellt, werden in diesem Fall die im Plattenrandbereich auftretenden Schäl- und Schubspannungen nicht maßgebend [87].

Zur Ermittlung der Größenordnung der maßgebenden Spannungen auf Grundlage der in diesem Forschungsvorhaben untersuchten Betonkombinationen wurden die signifikantesten Unterschiede hinsichtlich Wärmedehnzahl α_t und Elastizitätsmodul E herangezogen. Die Kennwerte sind in untenstehender Tabelle 22 angegeben.

Die hygrisch bedingte Verformung bei Oberbetondicken von 7 cm sind gemäß [87] im Fugenbereich nicht wirksam und werden daher innerhalb der nachfolgenden Berechnung vernachlässigt.

Für die Berechnung der Horizontalspannungen infolge des Thermobimetalleffektes als rechnerischer Nachweis einer ausreichenden Verbundfestigkeit bei unterschiedlich zusammengesetzten Ober- und Unterbetonen wird die Berechnungsmethode nach [87] verwendet. Grundgedanke ist hierbei die Zusammenfassung der unterschiedlichen Betone zu einem gewichteten Querschnitt über das Verhältnis der E-Moduln und Temperaturdehnzahlen.

Exemplarisch wird für die in Tabelle 22 gezeigten Kennwerte ein Rechenvorgang dargestellt. Die Kriechzahl wird dabei nicht berücksichtigt. Betrachtet wird ein 1 Meter breiter Streifen. Die tatsächliche Breite wird folglich vernachlässigt bzw. die Rechnung erfolgt pro lfd. Meter. Die Wichtung der E-Moduln (n) und der Temperaturdehnzahlen (k) erfolgt je nach Anzahl der Schichten gemäß den Gleichungen 14 und 15.

$$n_1 = \frac{E'_1}{E'_1}, n_2 = \frac{E'_2}{E'_1}, \dots, n_i = \frac{E'_i}{E'_1} \quad (\text{Gl. 14})$$

$$k_1 = \frac{\alpha_1}{\alpha_1}, k_2 = \frac{\alpha_2}{\alpha_1}, \dots, k_i = \frac{\alpha_i}{\alpha_1} \quad (\text{Gl. 15})$$

In dem hier angenommenen Fall beträgt der E-Modul-Verhältnis ($E_{\text{OB}}/E_{\text{UB}}$) 1,18 [-]. Mithilfe dieses Verhältnisses kann der Querschnitt entsprechend zusammengesetzt werden bzw. die Geometrie des Oberbetons entsprechend des Verhältnisses angepasst werden (Bild 125). Das Verhältnis der Temperaturdehnzahlen beträgt 0,865 [-].

Das statische Moment S berechnet sich gemäß Gleichung 16 mit den zuvor genannten Eingangswerten zu 39.476,8 mm².

$$S = \frac{1}{2} \cdot \sum_{i=1}^n n_i h_i^2 + \sum_{i=2}^n (n_i h_i \sum_{j=1}^{i-1} h_j) \quad (\text{Gl. 16})$$

Die gewichtete Fläche F ergibt sich gemäß Gleichung 17 zu 283 mm.

$$F = \sum_{i=1}^n n_i h_i \quad (\text{Gl. 17})$$

Daraus folgt gemäß der Gleichung 18 die Lage der ideellen Schwerachse y bei 139,5 mm.

$$y = a = \frac{S}{F} \quad (\text{Gl. 18})$$

Unter der Annahme, dass eine freie Längenänderung infolge Temperaturveränderung möglich ist, dehnt sich der Verbundkörper um die Dehnung infolge der Temperatur ε_t abzüglich der mittleren Dehnung ε_m des Gesamtquerschnitts (Gleichung 19), dessen Größe bestimmt ist durch das Schichtdickenverhältnis, die Elastizitätsmoduln, die Wärmedehnzahlen und den Temperaturverlauf.

$$\sigma = -E' \cdot (\varepsilon_T - \varepsilon_m) \quad (\text{Gl. 19})$$

Die mittlere Dehnung berechnet sich bei schichtenweiser linearer Temperaturverteilung mit jeweils gleichen Temperaturen unmittelbar unter- und oberhalb der Schichtgrenzen gemäß Gleichung 20.

$$\varepsilon_m = \frac{1}{2} \cdot \frac{\alpha_1}{F} \cdot \sum_{i=1}^n (n_i k_i h_i \cdot (T_{i+1} + T_i)) \quad (\text{Gl. 20})$$

Im Rahmen dieser Betrachtung werden die, gemäß Literatur, maximalen Temperaturgradienten für die

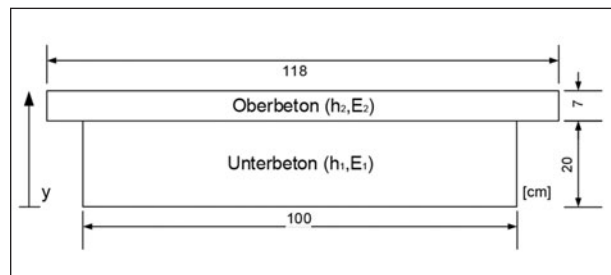


Bild 125: : Querschnittswichtung über Verhältnis der E-Moduln

Höhe/Lastfall	Abkühlung -0,04 K/mm	Erwärmung 0,09 K/mm
[mm]	°C	°C
270 (OK)	-0,8	36,6
200 (Fuge)	2	31
0 (UK)	10	15

Tab. 23: Angenommene Temperaturverteilung für die Berechnung

thermischen Lastfälle „Abkühlung von oben“ mit -0,04 K/mm und „Erwärmung von oben“ mit 0,08 K/mm berücksichtigt [69]. Die Nullspannungstemperatur wurde für Ober- und Unterbeton zu 20 °C gewählt.

Mit der Annahme, dass eine schichtenweise lineare Temperaturverteilung mit jeweils gleichen Temperaturen unmittelbar oberhalb und unterhalb der Schichtgrenze vorliegt, ergibt sich im Fall einer Abkühlung von oben und der in Tabelle 23 gezeigten Temperaturverteilung für diesen Lastfall eine mittlere Dehnung von $-1,9 \cdot 10^{-4} \text{‰}$ und für den Lastfall Erwärmung von oben eine mittlere positive Dehnung von $7,1 \cdot 10^{-5} \text{‰}$.

Gemäß Gleichung 19 kann bei bekannter mittlerer Dehnung des Gesamtquerschnitts und der berechneten Dehnung infolge der vorherrschenden Temperaturen die Spannung für jede Schicht ermittelt werden. Die Differenz der Horizontalspannungen entspricht der in der Fuge wirkenden Schubspannung.

Die Verwendung der maximal aufnehmbaren Scherspannung als Grenzwert zur Beurteilung der Versagenswahrscheinlichkeit der Fuge ist darin begründet, dass die eingebrachte Last innerhalb des Abscherversuches in Ihrer Art, als Schubspannung mit der in der dargelegten Berechnung übereinstimmt. Liegen die resultierenden Spannungen in der Fuge unter den mittleren empirisch ermittelten Scherfestigkeiten, so ist auf Grundlage dieser Berechnung nicht mit einem Versagen der Fuge zu rechnen.

Die Bildung der Differenz der Spannungen von Ober- und Unterbeton, welche sich mit Gleichung 19 und 20 berechnen lassen, führen im Grenzschnittbereich bei dem Lastfall 1 (Abkühlung) zu einer absoluten Spannung von $2,54 \text{ N/mm}^2$ und für den Lastfall 2 (Erwärmung) zu einer Spannung von rd. $2,95 \text{ N/mm}^2$. Der empirisch ermittelte Grenzwert von $5,0 \text{ N/mm}^2$ wird in beiden Fällen nicht überschritten. Selbst durch die Hinzunahme der am Plattenrand spannungserhöhend wirkenden Verkehrslast von rd. $1,2 \text{ N/mm}^2$ für herkömmliche Straßenaufbauten [67, 68] im Lastfall 1 wird der Grenzwert von $5,0 \text{ N/mm}^2$ nicht überschritten.

Im Lastfall 1 führt eine weitere Verringerung des Temperaturgradienten bei sonst gleichen Randbedingungen zu einer Zunahme der Spannung im Grenzschnittbereich. Bei einer Ausgangstemperatur von 10 °C an der Unterkante des Unterbetons und einer Erhöhung des Temperaturgradienten auf $-0,06 \text{ K/mm}$, also einer übermäßig starken Abkühlung von oben, kommt es in der Verbundfuge zu einer absoluten Spannung von $3,38 \text{ N/mm}^2$.

Bei einem Temperaturgradienten von $-0,04 \text{ K/mm}$ bei unterschiedlichen Wärmedehnzahlen (Tabelle 23) führt ein steigender E-Modul des Unterbetons zu einer Zunahme der Spannungen im Verbundbereich. Bei einem E-Modul-Verhältnis zwischen Ober- und Unterbeton von 1 bzw. gleichem E-Modul in Höhe von 45.000 N/mm^2 kommt es zu Spannungen in der Verbundfuge in Höhe von $1,58 \text{ N/mm}^2$, also einer Reduktion der Spannung infolge Annäherung der Materialkennwerte. Eine Annäherung der Wärmedehnzahlen der beiden Betone führt zu einer Reduktion der absoluten Spannung im Grenzschnittbereich. Bei einer gleichen Wärmedehnzahl von Ober- und Unterbeton in Höhe von $10 \cdot 10^{-6} \text{ 1/K}$ bei unterschiedlichen E-Moduln (Tabelle 23) beträgt die Verbundspannung $1,98 \text{ N/mm}^2$.

Im Lastfall 2 führt eine Erhöhung des Temperaturgradienten auf $0,1 \text{ K/mm}$, demzufolge einer Oberflächentemperatur von rd. 42 °C , zu einer Spannung im Verbundbereich von $3,80 \text{ N/mm}^2$. Die angegebene Oberflächentemperatur entspricht gemäß [87] der maximalen Temperatur, welche bei einer Lufttemperatur von 35 °C an der Oberfläche einer 220 cm dicken Betonfahrbahndecke auftritt. Die dazugehörige Bodentemperatur beträgt rd. 26 °C und der entsprechende Temperaturgradient beläuft sich auf $0,73 \text{ K/mm}$.

Ebenfalls kommt es bei der Erwärmung von oben im Zuge der Erhöhung des E-Moduls des Unterbetons zu einem Anstieg der Verbundspannungen. Bei einem Verhältnis ($E_{\text{OB}}/E_{\text{UB}}$) von $1,0 [-]$, das bedeutet einem E-Modul des Unterbetons von rd. 45.000 N/mm^2 treten im Grenzschnittbereich Spannungen in Höhe von $3,16 \text{ N/mm}^2$ auf. Es ist hierbei zu beachten, dass bereits ein Temperaturgradient von $0,08 \text{ K/mm}$ sehr konservativ angenommen wurde. Gleiche Wärmedehnzahlen für Ober- und Unterbeton von $1 \cdot 10^{-5} \text{ 1/K}$ führen bei Verwendung der E-Moduln gemäß Tabelle 22 im Vergleich zur Ausgangssituation zu einer Reduktion der Spannungen im Grenzschnittbereich von $2,95 \text{ N/mm}^2$ auf $2,21 \text{ N/mm}^2$.

Die dargelegten Ergebnisse zeigen, was auch mit der Prüfung der Verbundfestigkeit nach zyklischer Belastung konstatiert wurde (Kapitel 11), dass die sich unterscheidenden Materialkennwerte von Ober- und Unterbeton unter Berücksichtigung einer zu erwartenden Streuung nicht in der Lage sind, durch dass sich einstellende unterschiedliche Verformungsverhalten als Folge thermischer Belastung ein Versagen der Grenzschnitt herbeizuführen.

Zeitpunkt der Erstbelastung

Ein Nachweis zur Einhaltung der Verbundspannung als solcher kann für den Belastungsfall des Überrollens des jungen Betons durch einen Radlader zur Herstellung der Waschbetonoberfläche nicht geführt werden und wird infolge der Art der Belastung nicht verlangt. Die Einwirkung kann der bekannten Druckfestigkeit, welche folglich als Widerstand zu sehen ist, gegenübergestellt werden. Zur Abschätzung der kritischen Druckfestigkeit des Unterbetons zum Zeitpunkt der Erstbelastung wurden die Ansätze bzw. Berechnungsmethoden nach Westergaard [67] auf den Belastungsfall des jungen Betons angewandt.

Der dyn. E-Modul des Oberbetons mit ausschließlicher Verwendung von Portlandzement beträgt nach 28 Tagen gemäß der in diesem Forschungsvorhaben ermittelten Ergebnisse maximal rd. 45.000 N/mm^2 . Da der statische und hier anzuwendende E-Modul i.d.R. deutlich niedriger liegt kann hier ein E-Modul von rd. 40.000 N/mm^2 angenommen werden [82, 83].

Eine Korrelation zwischen der Druckfestigkeit und dem dyn. E-Modul lässt sich nur ab einem Alter von 7 Tagen zeigen. Daher wird für die Angabe des E-Moduls die Beziehung zwischen Druckfestigkeit

und E-Modul gemäß [88] verwendet. Mithilfe der analytischen Funktion für die zeitliche Entwicklung der Betondruckfestigkeit bei einer Lagerung bei 20 °C gemäß CEB-FIB Model Code 90 [89] kann der E-Modul auch im jungen Alter abgeschätzt werden. Die dafür notwendige Berechnung für den Beiwert zur Berücksichtigung des zeitlichen Verlaufs ist in Gleichung 21 dargestellt.

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[\left(\frac{28}{t} \right)^{0,5} \right] \right\} \quad (\text{Gl. 21})$$

mit:

$\beta_{cc}(t)$ = Beiwert zur Berücksichtigung des zeitlichen Verlaufs

s = Beiwert s : für Zementfestigkeitsklasse 42,5 N: 0,25 [-]

t_1 = Bezugsalter = 1 Tag

Die zeitliche Entwicklung läuft beim E-Modul rascher ab als bei der Druckfestigkeit [88]. In [89] wird für die zeitliche Entwicklung des Elastizitätsmoduls $E_c(t)$ die Beziehung (Gleichung 22) angegeben, in welcher der Beiwert $\beta_{cc}(t)$ gemäß Gleichung 21 mit einfließt.

$$E_c(t) = \beta_E(t) * E_{c,28} \quad (\text{Gl. 22})$$

mit:

$\beta_E(t)$ = Beiwert zur Berücksichtigung des zeitlichen Verlaufs $\beta_E(t) = [\beta_{cc}(t)]^{0,5}$

$E_{c,28}$ = Elastizitätsmodul im Alter von 28 Tagen

Anhand von Gleichung 21 und 22 und einem angenommenen E-Modul des Oberbetons nach 28 Tagen von 40.000 N/mm² ergibt sich für eben diesen Beton nach 8 Stunden ein E-Modul von rd. 14.000 N/mm² und nach 12 Stunden von rd. 18.000 N/mm². Zum Vergleich ergibt sich nach 24 Stunden ein berechneter E-Modul von rd. 24.000 N/mm².

Unter der Berücksichtigung, dass der dyn. E-Modul insbesondere im jungen Alter stark vom stat. E-Modul abweichen kann, bzw. der stat. E-Modul zum Teil deutlich geringer sein kann [82, 83], ergibt sich hier bei einem ermittelten dyn. E-Modul von rd. 30.000 N/mm² (vgl. Bild 112) nach 24 Stunden eine ausreichende Übereinstimmung.

Demzufolge wurde für die Berechnung nach [67] auf Grundlage des möglichen Ausbüstzeitpunktes

in einem Betonalter von 8 bis 12 Stunden eben ein möglicher Bereich der E-Moduln von 15.000 (8 Stunden) bis 18.000 N/mm² (12 Stunden) gewählt. Die Querdehnzahl wurde zu 0,20 [-], der Bettungsmodul zu 0,028 N/mm³ und der Kontaktdruck zu 0,7 N/mm² gewählt. Die einwirkende Radlast von 12,5 kN ergibt sich durch einen Radlader mit 5 Tonnen Dienstgewicht.

Für den maßgebenden Lastfall „Plattenmitte“ beträgt somit im Alter von acht Stunden die Druckspannung infolge statischer Verkehrseinwirkung an der Fahrbahnoberseite 0,25 N/mm². An der Unterseite des Unterbetons beträgt die Zugspannung entsprechend 0,25 N/mm². Im fortgeschrittenen Alter des Oberbetons von 12 Stunden (Druckfestigkeit bei 20 °C und reinem Portlandzement: 10 N/mm²), also dem spätestmöglichen Zeitpunkt zur Herstellung der Waschbetonoberfläche und einem voraussichtlichen E-Modul zu diesem Zeitpunkt von nahezu 18.000 N/mm² ergeben sich für den gleichen Lastfall Druckspannungen an der Fahrbahndeckenoberseite in Höhe von 0,26 N/mm². Entsprechend ergeben sich im Unterbeton an der Fahrbahnunterseite Zugspannungen von ebenfalls rd. 0,26 N/mm².

Die Verkehrslast überlagert sich mit dem Lastfall Hydratation. Infolge der Wärmeentwicklung können sich bis zum Erreichen der Maximaltemperatur Druckspannungen aufbauen [90]. Dies bezieht sich auf eine mittlere Querschnittstemperatur. Bei reiner Verwendung von Portlandzement im Ober- und Unterbeton wird bei einer Herstellungs- und Lagerungstemperatur von rd. 20 °C das Temperaturmaximum nach rd. 12 Stunden erreicht (Kapitel 11.1). Durch die darauffolgende Abkühlung werden die Druckspannungen abgebaut und mit Erreichen der Nullspannungstemperatur herrschen Zugspannungen vor.

Das Ausbürsten des Oberflächenmörtels und somit die Erstbelastung findet bei einer Herstell- und Lagerungstemperatur von 20 °C innerhalb der ersten 12 Stunden statt. Eine Überlagerung der Spannungen aus statischer Verkehrslast und Hydratationswärmeentwicklung führt dazu, dass der Querschnitt vollständig überdrückt wird. Um nun einen sicheren Nachweis führen zu können, werden folgend die Druckspannungen aus Hydratation vernachlässigt. Somit werden die Biegezugspannungen an der Unterseite als Resultat der statischen Verkehrslast maßgebend. Mithilfe der Annahme der einfachen Korrelation bzw. der groben Abschätzung des Verhältnisses von Biegezugfestigkeit zu Druckfestigkeit, welches im Bereich von 1/5 bis 1/9 [88, 91]

liegt, kann näherungsweise die kritische Druckfestigkeit des Unterbetons abgeleitet werden.

Somit muss der Unterbeton zum Zeitpunkt des Ausbürstens und der vorherrschenden Zugspannung von rd. 0,26 N/mm² eine Druckfestigkeit im Bereich von mindestens 1,3 bis 2,4 N/mm² aufweisen, um die Zugspannungen an der Unterseite rissfrei aufnehmen zu können. Hierbei sollte der kritischere Fall maßgebend werden bzw. ein Verhältnis von Druckfestigkeit zu Biegezugfestigkeit von 9/1 angenommen werden. Dies führt zu einer kritischen Druckfestigkeit in Höhe von rd. 2,5 N/mm².

Das Ausbürsten des oberflächennahen Mörtels bzw. die Herstellung einer ausreichenden Rautiefe ist erst ab einer Druckfestigkeit des Oberbetons von rd. 4 N/mm² (Herstellung und Lagerung bei 20°C; Alter des Oberbetons: 8 Stunden) möglich. Zu diesem Zeitpunkt beträgt die geringste gemessene Druckfestigkeit aller untersuchten Unterbetone bei einer Herstell- und Lagerungstemperatur von 20 °C bei dem CEM III/A rd. 3,2 N/mm². Die Herstellung der Waschbetonoberfläche bei einer Herstell- und Lagerungstemperatur von 10 °C ist in einem Zeitfenster von 18,5 bis 23 Stunden nach Betoneinbau möglich. Die Druckfestigkeit des Oberbetons 24 Stunden nach Herstellung liegt zwischen 8 und 11,6 N/mm², die des Unterbetons im geringsten Fall bei 5,0 N/mm².

Trotz einer langsameren Festigkeitsentwicklung klinkerarmer Unterbetone sind diese anhand der erreichten Druckfestigkeiten, analog zu den Oberbetonen, somit ebenfalls in der Lage die vorherrschenden Spannungen aufzunehmen. Folglich kann abgeleitet werden, dass durch die geforderte Druckfestigkeit des Oberbetons zur zielsicheren Herstellung der Waschbetonstruktur, korrelierend mit dem entsprechenden Betonalter ausreichende Sicherheiten gegen ein mechanisches Versagen der Betone und damit gleichzeitig gegen eine Schädigung der Verbundfuge gegeben sind.

11 Prüfungen an Verbundprobekörpern

11.1 Zyklische Belastung

Bei der zyklischen Belastung der Verbundprobekörper und der Ermittlung der Verbundfestigkeiten wurden insgesamt sieben Kombinationen aus unterschiedlich zusammengesetzten Ober- und Unterbe-

tonen (Tabelle 24) untersucht und die Verbundeigenschaften nach Belastung ermittelt. Dabei stand der Einfluss zyklischer Verkehrsbeanspruchungen in Kombination mit thermischen und hygri-schen Veränderungen auf die Verbund- und Schubfestigkeit in Abhängigkeit der spezifischen Zusammensetzung von Unter- und Oberbeton im Fokus. Zur Quantifizierung möglicher Schädigungen im Verbundbereich zwischen Ober- und Unterbeton wurden die Haftzugfestigkeit und die Scherfestigkeit ermittelt. Die Bezeichnung der jeweiligen Kombinationen der unterschiedlichen Serien ist in der Art aufgebaut: S1.1.1: Serie 1, Betonkombination 1, Verbundbalken 1.

Als Referenz dienen die Untersuchungsergebnisse der Verbundbalken des Betonkombination S1.1 gemäß der Tabelle 24. Die Kombination S1.2 kann ebenfalls als Referenz herangezogen werden, da die Kombination selber einer praxisüblichen Zusammenstellung entspricht bzw. die Betone praxisüblichen Zusammensetzungen entsprechen. Im Zuge der einheitlichen Wahl der Gesteinskörnung im Ober- und Unterbeton bei der Kombination S1.1 wird diese primär für Vergleiche herangezogen. Die gewählten Kombinationen S1.3 bis S2.4 entsprechen mit deren Zusammensetzungen für Unter- und Oberbeton einen für den Betonstraßenbau vorstellbaren zweischichtigen Aufbau.

Innerhalb der ersten 96 h wurden bei der Serie 1 die Temperaturen im Oberbeton, in Höhe der Verbundfuge und in der Mitte des Unterbetons aufgezeichnet. Exemplarisch ist hier der Verbundkörper S1.1.1 der Betonkombination S1.1 im Vergleich zu den gemessenen Temperaturverläufen des Verbundkör-

Bez.	ID	-	Zementart	FA [%]	GK
S1.1 (Ref.)	S1.1.1	OB	CEM I 42,5 N	0	Splitt
	S1.1.2	UB	CEM I 42,5 N	0	Splitt
S1.2	S1.2.1	OB	CEM I 42,5 N	0	Splitt
	S1.2.2	UB	CEM I 42,5 N	0	Kies
S1.3	S1.3.1	OB	CEM II/A-S 42,5R	0	Splitt
	S1.3.2	UB	CEM II/B-S 32,5R	30	Splitt
S2.1	S2.1.1	OB	CEM I 42,5 N	30	Splitt
	S2.1.2	UB	CEM III/A 42,5 N	15	Splitt
S2.2	S2.2.1	OB	CEM II/A-S 42,5R	30	Splitt
	S2.2.2	UB	CEM III/A Labor	0	Splitt
S2.3	S2.3.1	OB	CEM I 42,5 N	30	Splitt
	S2.3.2	UB	CEM III/A Labor	0	Kies
S2.4	S2.4.1	OB	CEM II/A-S 42,5R	30	Splitt
	S2.4.2	UB	CEM III/A Labor	0	Kies

Tab. 24: Untersuchte Kombinationen aus Unter- und Oberbeton

pers S1.3.2 der Betonkombination S1.3 in Bild 126 dargestellt.

Die Temperaturmaxima wurden in allen Schichten bzw. Messpunkten innerhalb der ersten 24 Stunden erreicht. Es konnten anhand der Temperaturaufzeichnungen (max. ΔT bei S1.1.1: rd. 1,9 °C, max. ΔT bei S1.3.2: 0,7 °C zwischen Ober- und Unterbeton) keine gravierenden Abweichungen im Verlauf und der Größenordnung zwischen den jeweiligen Schichten detektiert werden.

Die Größenordnung der sich einstellenden Maximaltemperaturen und Verläufe für den Unterbeton, Fuge und den Oberbeton korreliert mit dem jeweiligen Abstand zur Betonoberfläche. Entsprechend ist die maximale Temperatur im Unterbeton vorzufinden. Bei der Betonkombination S1.3 kommt es nach 16 Stunden zu einer geringfügig höheren Maximal-

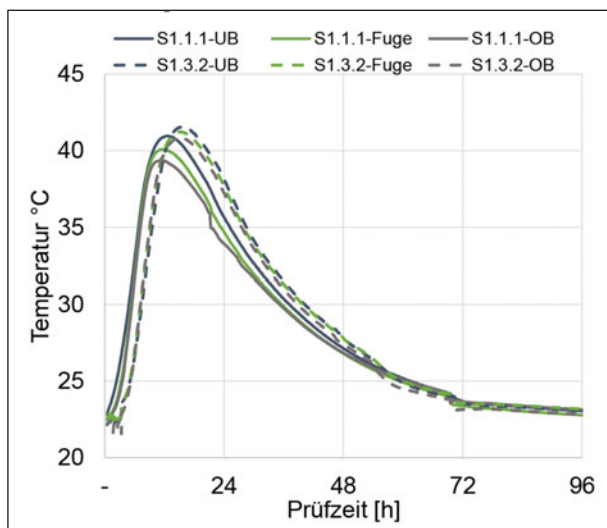


Bild 126: Temperaturverläufe in den einzelnen Schichten (Oberbeton, Fuge, Unterbeton) am Beispiel von S1.1.1 und S1.3.2

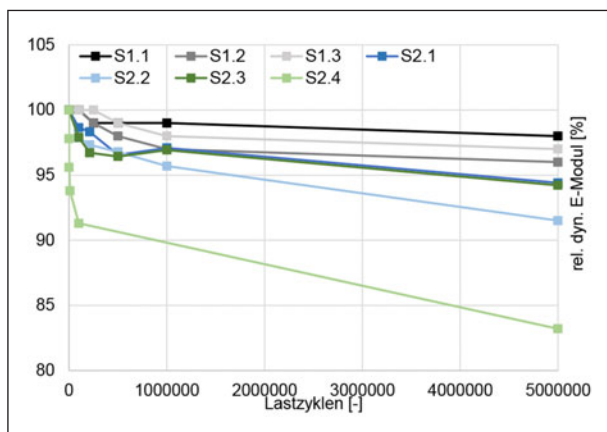


Bild 127: Entwicklung des rel. dyn. E-Moduls [%] in Abhängigkeit der Zyklenzahl der Serien 1 und 2

temperatur (41,5 °C) im Unterbeton als bei der Betonkombination S1.1. (max. T: 40,9 °C nach rd. 12 Stunden). Die erreichten Temperaturen liegen bei allen Verbundkörpern in der gleichen Größenordnung. Im Zuge dessen und zur Vermeidung einer Querschnittsschwächung infolge des Einbaus der Messtechnik zur Temperaturaufzeichnung und der Gefahr eines frühzeitigen Versagens während der zyklischen Belastung wurde die Messung der Temperaturentwicklung für die nachfolgenden Betonkombinationen nicht weiter durchgeführt.

Ergebnisse

Bild 127 zeigt die Abnahme des rel. dyn. E-Moduls in Abhängigkeit der Zyklenzahl für Serie 1 (S1.1 bis S1.3) und Serie 2 (S2.1 bis S2.4). Während der zyklischen Belastung sind aus der Serie 1 der Balken S1.1.1 bei rd. 1 Mio. Zyklen, zugehörig zu S1.1 und der Balken S1.2.2 bei 728 Tsd. Zyklen, zugehörig zu S1.2 gebrochen. Der Balken S2.4.2 aus der Serie 2 ist bei rd. 3,5 Mio. Zyklen gebrochen.

Entsprechend sind für die Darstellung der Entwicklung der rel. dyn. E-Moduln in Abhängigkeit der Zyklenzahlen für die Kombination S1.1 der Verbundkörper S1.1.1, für die Kombination S1.2 der Verbundkörper S1.2.1 und für die Kombination S2.4 der Verbundkörper S2.4.1 dargestellt.

Alle untersuchten Kombinationen zeigen je nach Messvorgehen einen unterschiedlich stark ausgeprägten Abfall des rel. dyn. E-Moduls mit steigender Zyklenzahl. Die Ergebnisse bei 5.000.000 Zyklen liegen im Bereich von 97 bis 91 %. Bei Kombination S2.4 ist im Vergleich zu den anderen geprüften Verbundkörpern innerhalb der ersten 100.000 Zyklen eine signifikant stärkere Abnahme des rel. dyn. E-Moduls zu verzeichnen. Bei diesen Verbundkörpern wurde die Prüfdichte der Ultraschalllaufzeitmessungen zu Beginn erhöht, um eine Aussage über die Entwicklung der Degradation im frühen Belastungsstadium treffen zu können.

Als Grund für die Diskrepanz im Steifigkeitsabfall, verglichen mit den weiteren geprüften Kombinationen, kann eine vergleichsweise starke Austrocknung der oberflächennahen Schicht des Betons vermutet werden. Die Messung der Ultraschalllaufzeit mittels Rayleigh-Welle betrifft eine Schichtdicke von ca. 5 cm und wird somit direkt von einer Änderung des Wassergehaltes im Beton beeinflusst. Vorgehend kann hier erwähnt werden, dass die starke Degradation keinen negativen Einfluss auf die Verbundeigenschaften hat.

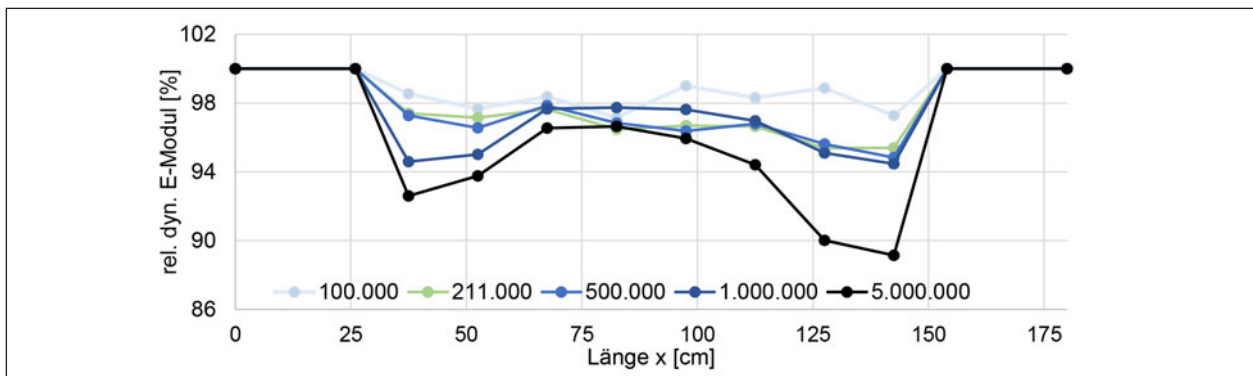


Bild 128: Entwicklung und Verlauf des rel. dyn. E-Moduls in Abhängigkeit der Balkengeometrie für S2.3 der Serie 2

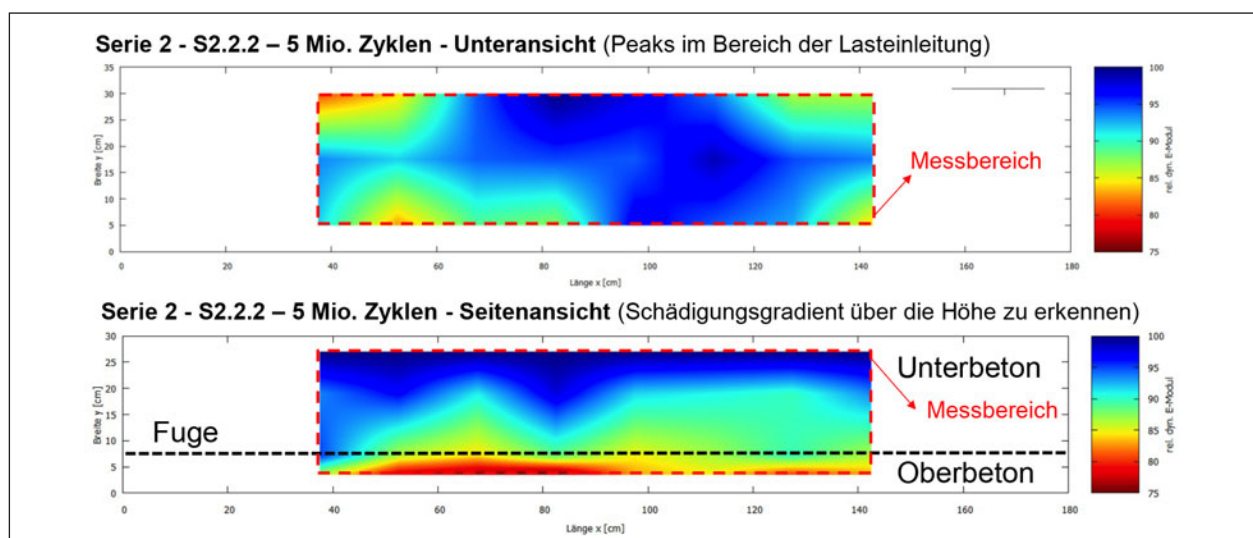


Bild 129: Alternative Darstellung (Heatmap) der Ergebnisse der Ultraschalllaufzeitmessungen. Hier gezeigt: oben - Unteransicht des Verbundkörpers S2.2.2 bei 5 Mio. Zyklen; unten: Seitenansicht des Verbundkörpers S2.2.2 bei 5 Mio. Zyklen

Exemplarisch ist in Bild 128 die Entwicklung des rel. dyn. E-Moduls in Abhängigkeit der Geometrie der Verbundbalken anhand der Betonkombination S2.3 der Serie 2 dargestellt. Zu erkennen ist, dass sich im Bereich der maximalen Biegezugbeanspruchung ein Abfall des rel. dyn. E-Moduls einstellt, welcher i.d.R. auch mit steigender Zyklenzahl zunimmt. Es kann von einer repräsentativen Schädigung ausgegangen werden, gleichwohl der Abfall des rel. dyn. E-Moduls im Vergleich zu Messungen von Balken im trockenen Zustand deutlich geringer ausfällt. Ferner wird ersichtlich, dass es im Bereich der Krafteinleitung (± 10 cm) zu lokalen Spitzen in der Abnahme des rel. dyn. E-Moduls kommt.

Der Schädigungsgradient über die Höhe des Verbundkörpers lässt sich quantitativ anhand des Balkens S2.2.2 der Betonkombination S2.2 bei einer Zyklenzahl von 5 Mio. wie in Bild 129 (unten) dargestellt erkennen.

Es wurde im Bereich der Fuge (2,5 cm unterhalb der Fuge im Oberbeton und in Höhe der Fuge) ein

ausgeprägter Abfall des rel. dyn. E-Moduls ermittelt als im druckbeanspruchten Bereich (Abstand zur Fuge: 12 cm bzw. Abstand zur Betonoberfläche 19 cm). Zudem zeigt Bild 129 (oben) den Abfall des rel. dyn. E-Moduls an der zugbeanspruchten Oberfläche des genannten Verbundkörpers bei einer Zyklenzahl von 5 Millionen.

Zur Quantifizierung des Einflusses unterschiedlicher Zusammensetzungen von Ober- und Unterbeton in Kombination mit der zyklischen Belastung auf die Verbundfestigkeit wurde die Haftzugfestigkeit in Anlehnung an DIN EN 14488-4 [N29] sowie die Scherfestigkeit in der Verbundfuge in Anlehnung an die TP-Asphalt Teil 80 [N28] durchgeführt.

Unter Berücksichtigung der unterschiedlichen Zyklenzahlen einzelner Verbundkörper (Bruch von S1.2.1 bei 728 Tsd. Zyklen im Vergleich zu einer Zyklenzahl von 10 Mio. bei S1.3.1) wird ferner ersichtlich (Bild 130), dass die Größenordnung der zyklischen Belastung in Form steigender Zyklenzahlen im Rahmen der Ergebnisauswertung im Fall einer

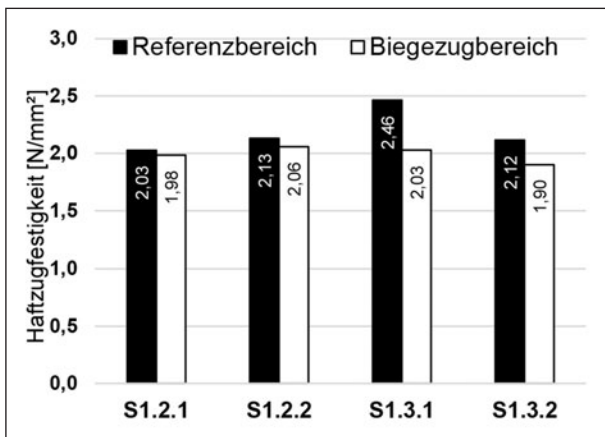


Bild 130: Haftzugfestigkeiten der Verbundbalken der Kombinationen S1.2 und S1.3

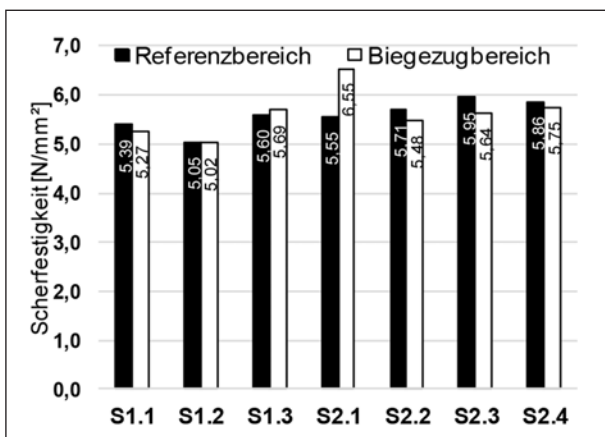


Bild 131: Scherfestigkeiten der Betonkombinationen der Serie 1 und 2

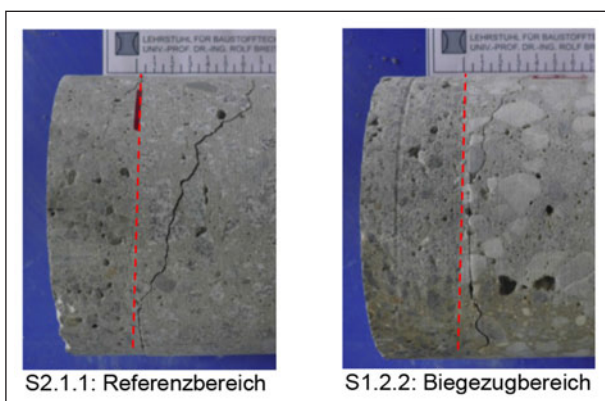


Bild 132: Bruchfigur nach Scherversuch. Rote Linie: Fuge

Oberbetonstärke von 7 cm keinen Einfluss auf die Verbundeigenschaften ausübt.

Der Verbundprobekörper S1.2.1 mit einer maximalen Zyklenzahl von 728 Tsd. besitzt im Referenzbereich eine Haftzugfestigkeit von 2,03 N/mm² und im Biegezugbereich von 1,98 N/mm² (Bild 130). Im direkten Vergleich dazu steht der Probekörper S1.2.2 der gleichen Betonkombination mit 5 Mio. Lastzyk-

len. Die Haftzugfestigkeit im Referenzbereich beträgt 2,13 N/mm² und im Biegezugbereich 2,06 N/mm² (Bild 130).

Es hat keine signifikante Abnahme der Verbundfestigkeit infolge einer wesentlich höheren Belastungsintensität stattgefunden. Dies zeigen ebenfalls die Ergebnisse der Haftzugversuche für die Verbundkörper S1.3.1 (10 Mio. Lastzyklen) und S1.3.2 (5 Mio. Lastzyklen) der Betonkombination S1.3 (Bild 130). Der stärker belastete Verbundkörper S1.3.1 besitzt sowohl im Biegezugbereich als auch im Referenzbereich höhere Festigkeiten als der weniger belastete Verbundkörper S1.3.2.

Der Verbundkörper S2.1.2 der Kombination S2.1 zeigte sowohl bei den Scher- als auch bei den Haftzugfestigkeitsuntersuchungen deutlich geringere Werte als der zweite Verbundbalken dieser Betonkombination. Da im Vergleich zu allen weiteren Prüfkörpern diese signifikant geringeren Werte als einmaliges Ereignis einzustufen sind, wurden die Ergebnisse dieses Verbundbalkens im Rahmen der Ergebnisbewertung nicht weiter berücksichtigt.

Auf Basis einer Gegenüberstellung der Einzelergebnisse jedes Verbundkörpers der jeweiligen Kombination ist kein signifikanter Einfluss durch die Belastungsdauer festzustellen. Die Belastungsdauer in Form steigender Zyklenzahlen im Rahmen der hier vorliegenden Ergebnisse zeigt keinen negativen Einfluss auf die Verbundeigenschaften. Es sind keine Festigkeitsunterschiede zwischen Referenz- und Biegezugbereich festzustellen.

Die Ergebnisstreuung innerhalb einer Kombination und ebenfalls zwischen den unterschiedlichen Betonkombinationen liegt im Bereich von üblichen Prüfstreuungen und lässt keine Aussage zu.

Nachfolgend werden die Ergebnisse der Scherfestigkeits- (Bild 131) und der Haftzugfestigkeitsuntersuchungen (Bild 133) als arithmetisches Mittel aus 3 Proben für die jeweiligen Betonkombinationen der Serien 1 und 2 betrachtet. Alle Verbundbalken, aus deren Einzelergebnissen sich die folglich gezeigten Scher- und Zugfestigkeiten ergeben, wurden mit mind. 5 Mio. Zyklen beansprucht. Im Rahmen der Betrachtung jeder einzelnen Betonkombination für sich ist festzustellen, dass kein wesentlicher Festigkeitsunterschied zwischen unbelastetem und biegezugbelastetem Bereich sowohl bei der Haftzugfestigkeit (Bild 133) als auch bei der Scherfestigkeit (Bild 131) zu detektieren ist. Gleiches gilt auch bei

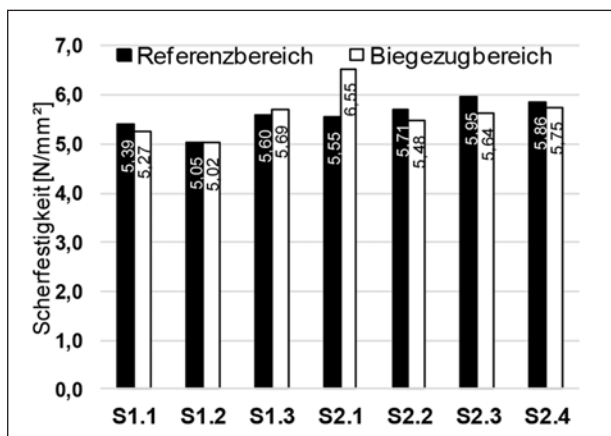


Bild 133: Haftzugfestigkeiten der Betonkombinationen der Serie 1 und 2

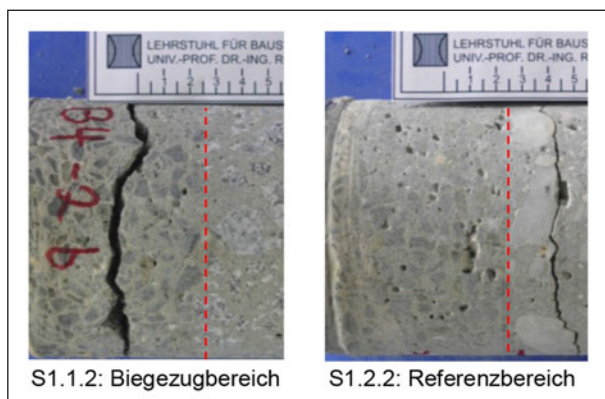


Bild 134: Bruchfigur nach Zugversuch. Rote Linie: Fuge

Betrachtung jedes einzelnen Verbundkörpers der jeweiligen Betonkombination. Einzelwerte sind dem Anhang zu entnehmen.

Bei Betrachtung der Mittelwerte der Scherfestigkeiten (Bild 131) wird deutlich, dass die zyklische Belastung, auch im Vergleich zu der Referenzkombination S1.1 zu keinem negativen Einfluss auf die Verbundfestigkeit bei einem Einsatz von unterschiedlicher Gesteinskörnung und unterschiedlichem Zement in Ober- und Unterbeton geführt hat. Es wurden Festigkeiten ermittelt, welche grundsätzlich die zu erwartende Größenordnung abdecken.

Die Prüfung der Scherfestigkeit zeigte bei allen Verbundprobekörpern das typische Bruchbild (Bild 132).

Gleiche Aussage ist auf die Ergebnisse der Haftzugfestigkeiten (Bild 133) zu übertragen. Grundsätzlich kann abgeleitet werden, dass die Haftzugfestigkeit in der Verbundfuge in allen Fällen mindestens so hoch ist wie die Betonzugfestigkeit, da der Bruch bis auf eine Ausnahme stets außerhalb der

Fuge stattgefunden hat (Bild 134). Zudem liegen alle ermittelten Festigkeiten auch nach zyklischer Belastung über dem üblichen Mittelwert von 1,5 N/mm².

Die starke Abnahme des rel. dyn. E-Moduls bei den Verbundbalken der Kombination S2.4 zeigt bei der Betrachtung der Scher- und Haftzugfestigkeiten verglichen mit den ermittelten Verbundfestigkeiten der Referenzkombination keinen negativen Einfluss. Es ist daher anzunehmen, dass die zyklische Belastung und die damit simulierten realitätsnahen nieder- und hochfrequenten zyklischen Belastungen den Verbund zwischen Ober- und Unterbeton nicht beeinträchtigen.

Folglich lässt die Gesamtheit der gewonnenen Ergebnisse nachstehende Aussage ableiten: Ausgehend von der Referenzkombination mit reinem Portlandzement im Ober- und Unterbeton zeigte weder die teilweise Substitution des Zementes des Oberbetons durch Flugasche als auch der vollständige Austausch des Zementes im Unterbeton durch einen Portlandhütten- oder Hochofenzement in Kombination mit einer weiteren Substitution durch Flugasche oder Hüttensand sowie die Variation der Gesteinskörnung einen negativen Einfluss in Kombination mit der zyklischen Belastung auf die Verbundeigenschaften in der Fuge.

11.2 Mechanische Erstbelastung

Im Laufe der Projektbearbeitung und der inkludierten Gegenüberstellung der Festigkeitsentwicklung von Ober- und Unterbeton richtete sich der Fokus zunehmend auf die Frühfestigkeitsentwicklung und die möglichen Belastungsszenarien im jungen Betonalter. Je nach Zusammensetzung des Oberbetons, der Frischbetontemperatur sowie den vorherrschenden klimatischen Randbedingungen muss die Oberfläche zur Schaffung der Waschbetonstruktur mitunter bereits nach wenigen Stunden mit einem Ausbürstfahrzeug, i.d.R. einem Radlader mit vorangesetzter Bürstenvorrichtung befahren werden.

Zur Simulation einer solchen Belastung wurde daher zusätzlich zu den regulär vorgesehenen zyklischen Belastungsversuchen eine weitere Kombination aus unterschiedlichem Ober- und Unterbeton (Tabelle 25) durch eine mechanische Erstbelastung im jungen Alter beansprucht und eine weitere Probe zusätzlich der zyklischen Belastung ausgesetzt. Im Rahmen vorhergegangener Laboruntersuchungen

Bez.	-	Zement	FA [%]	GK
B1-B3	OB UB	CEM I 42,5 N CEM III/A 42,5 N	0 0	Splitt Splitt

Tab. 25: Betonkombination zur Simulation der Erstbelastung



Bild 135: Mech. Erstbelastung: Rollender Reifen bei Verbundkörper B1 (nach der 1. Überrollung)

wurde als optimales Zeitfenster für die Herstellung einer Waschbetonoberfläche für den im Rahmen der Untersuchungsreihe verwendeten Oberbeton ein Betonalter zwischen 10 und 11,5 Stunden bzw. eine Betondruckfestigkeit größer 4 und kleiner-gleich 9 N/mm² ermittelt. Die Betondruckfestigkeit wurde im Rahmen der Untersuchungen als primäre Restriktion für den Zeitpunkt der Überrollungen verwendet. Es wurden drei Verbundkörper (B1 bis B3) jeweils mit unterschiedlichen Expositionen untersucht. Die Betonkombination ist der nachfolgenden Tabelle zu entnehmen.

Dabei wurde für den Oberbeton eine typische Waschbetonzusammensetzung gewählt. Als Unterbeton wurde derjenige Beton gewählt, welcher im Rahmen der Voruntersuchungen (Kapitel 8.4) bei einer Herstell- und Lagerungstemperatur von 20 °C nach 8 Stunden mit 3,2 N/mm² bzw. nach 12 Stunden mit 5,9 N/mm² zum voraussichtlichen Zeitpunkt des Ausbürstens von allen untersuchten Unterbetonen die geringste Druckfestigkeit aufgewiesen hatte.

Es wurden insgesamt drei großformatige Verbundbalken hergestellt und geprüft. Der Verbundkörper B1 wurde bei 20 °C hergestellt und gelagert und rd. 8 Stunden nach Herstellung einer mechanischen Erstbelastung ausgesetzt. Die Druckfestigkeit des Oberbetons betrug zu diesem Zeitpunkt rd. 4 N/mm². Verbundkörper B2 wurde bei 10 °C hergestellt und gelagert. Nach Erreichen der zum Ausbürsten

notwendigen Druckfestigkeit des Oberbetons, in diesem Fall nach rd. 24 Stunden (ca. 5 N/mm²) wurde die Belastung aufgebracht. Verbundkörper B3 wurde ebenfalls bei 10 °C hergestellt und gelagert. Die Belastung erfolgte analog zum Balken B2 nach 24 Stunden. Darauf folgend wurde der Verbundbalken in den zuvor beschriebenen Mehrfachprüfstand (Kapitel 5) eingebaut und für rd. 1 Mio. Zyklen belastet. Die Oberflächen der Verbundkörper waren zur Vermeidung von Schwindspannungen bis zur mechanischen Erstbelastung und darauf folgend bis zur Probenentnahme mit Folie eingedeckt.

Durch die Überrollungen mit dem profilierten Reifen stellten sich an der beanspruchten Probekörperoberfläche keine Verformungen ein, jedoch waren geringfügige Abrieberscheinungen zu beobachten.

Von allen genannten Verbundkörpern wurden nach Abschluss der Belastungen Bohrkernentnommen, an welchen frühestens nach 21 Tagen nach Herstellung die Scher- und Haftzugfestigkeit bestimmt wurde. Der Schnittplan für die Bohrkernentnahme ist im Anhang IV hinterlegt. Die Prüfungen zur Quantifizierung der Verbundeigenschaften nach Belastung und deren Ablauf waren im Vorgehen analog zu den Untersuchungen im Rahmen der zyklischen Belastung.

Nachfolgend sind die Ergebnisse der Scher- und Haftzugfestigkeiten der jeweiligen Verbundbalken als arithmetischer Mittelwert aus mind. zwei Proben dargestellt.

Die in Bild 136 dargestellten Ergebnisse lassen bei Betrachtung bzw. durch den Vergleich von Referenzbereich und überrolltem Bereich auf Grundlage der Haftzug- und Scherfestigkeiten der Verbundbalken B1 und B2 den Schluss zu, dass die notwendige mechanische Erstbelastung im jungen Betonalter zur Herstellung der Waschbetonoberfläche bei einer Herstell- und Lagerungstemperatur von 10 und 20 °C keinen negativen Einfluss auf die Verbundfestigkeit zwischen Ober- und Unterbeton in dem beanspruchten Bereich ausübt. Sowohl die Scherfestigkeiten aller geprüften Proben der Verbundbalken als auch die ermittelten Haftzugfestigkeiten liegen im zu erwartenden Bereich und gleichauf mit den ermittelten Verbundfestigkeiten der Referenzkombination S1.1.

Auf Basis der hier untersuchten Kombinationen kann somit abgeleitet werden, dass die notwendige Einhaltung der Mindestdruckfestigkeit des Oberbetons zur Herstellung einer Waschbetonoberfläche gleichzeitig einen ausreichenden Widerstand gegenüber einer frühen Belastung infolge des Befah-

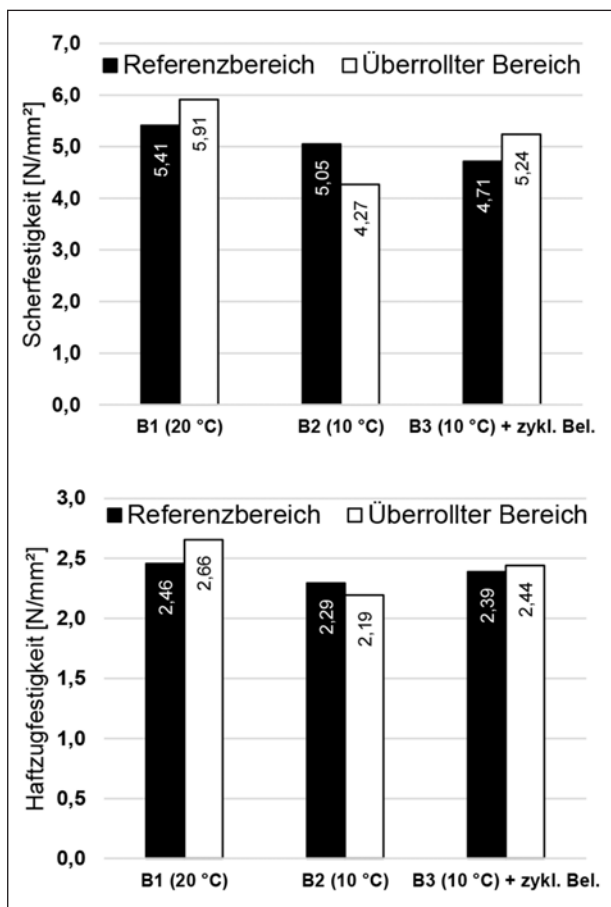


Bild 136: Schersfestigkeiten (oben) und Haftzugfestigkeiten (unten) an den Verbundkörpern B1 – B3

rens durch z. B. ein Ausbürstfahrzeug, selbst bei einem weniger rasch festigkeitsentwickelnden Unterbeton, impliziert.

Weiterhin wird ersichtlich, dass die Kombination aus früher mechanischen Belastung und darauffolgenden zyklischen Beanspruchung (Verbundkörper B3) keinen negativen Einfluss auf die Verbundfestigkeit besitzt. Die ermittelten Verbundfestigkeiten bei dem Verbundkörper B2 ohne und dem Verbundkörper B3 mit zusätzlicher zyklischer Belastung liegen auf selbigem Niveau.

Sekundär zeigt sich, dass eine Herstell- und Lagerungstemperatur von 10 °C zu einer geringfügigen Abnahme der Verbundfestigkeit verglichen mit der Referenzlagerung bei 20 °C führt. Die ermittelten Haftzugfestigkeiten liegen aber mit größer 2,0 N/mm² noch deutlich über dem üblichen Mittelwert von 1,5 N/mm².

Aufgrund der hier nur einfach hergestellten Verbundkörper im Rahmen der zuvor dargestellten zusätzlichen Untersuchungen bedarf es zur Bestätigung dieser Aussage eine größere Probenanzahl.

12 Zusammenfassung

Für die Herstellung von Betonfahrbahndecken wird traditionell Portlandzement (CEM I) eingesetzt, da erfahrungsgemäß bei Verwendung von CEM I Betonfahrbahndecken mit hohem Frost-Tausalz-Widerstand ohne erhöhten Nachbehandlungsbedarf zielsicher hergestellt werden können. Aus ökologischer und wirtschaftlicher Sicht wäre auch der Einsatz hüttensandhaltiger Zemente sinnvoll, jedoch gibt es Bedenken, ob bei Verwendung solcher Zemente ein ausreichend hoher Frost-Tausalz-Widerstand bei Betonfahrbahndecken sicher erreicht werden kann. Dies betrifft insbesondere Zemente mit Hüttensandgehalten > 30 %.

Neben den ökologischen Aspekten sind Betone mit Portlandzement auch hinsichtlich einer betonschädigenden Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR) als vergleichsweise ungünstig einzustufen. Bei Verwendung potenziell alkaliempfindlicher Gesteinskörnungen kann durch Zemente mit einem Hüttensandanteil von ca. > 30 % oder Zugabe von Flugasche eine betonschädigende AKR vermieden oder zumindest stark verzögert werden kann.

Der hinsichtlich AKR-Vermeidung positive Einfluss hüttensandhaltiger Zemente resultiert dabei aus einem dichteren Mikrogefüge des Betons, wodurch Feuchte- und Stofftransporte deutlich verringert werden können. Weiterhin wirken sich auch zementchemische Einflüsse, wie ein geringerer Portlanditgehalt, eine verringerte OH-Ionenkonzentration (niedrigerer pH-Wert) sowie eine Absenkung des CaO/SiO₂-Verhältnis in den C-S-H Phasen positiv auf den Widerstand gegen eine AKR aus.

Im Rahmen des hier vorgestellten Projektes wurde der Ansatz verfolgt, Zemente mit hohem Hüttensandgehalt ausschließlich im Unterbeton einer Betonfahrbahndecke einzusetzen, während der höher beanspruchte Oberbeton mit CEM I bzw. CEM II/A-S hergestellt wird. Derzeit ist in den TL Beton-StB 07 [N1] jedoch festgelegt, dass bei zweischichtigem Einbau Ober- und Unterbeton mit Zement der gleichen Art und Festigkeitsklasse herzustellen sind.

Neben hüttensandhaltigen Zementen kann auch ein teilweiser Zementersatz durch Flugasche zu einer ökologische Optimierung der Betonfahrbahndecke beitragen und parallel ebenfalls den Widerstand gegen eine AKR erhöhen. Jedoch existieren auch hier Bedenken hinsichtlich des Frost-Tausalz-Widerstandes der Betonfahrbahndecke. Dementspre-

chend wird in den TL Beton-StB 07 [N1] der Einsatz von Zusatzstoffen eingeschränkt, so dass Flugasche zugegeben werden kann, diese jedoch zur Absicherung des hohen Frost-Tausalz-Widerstandes weder auf den Zementgehalt noch auf den w/z-Wert anrechenbar ist.

Im Rahmen des Forschungsvorhabens sollten die notwendigen Kenntnisse gewonnen werden, um eine kritische Bewertung der genannten Einschränkungen in der Bindemittelanwendung im Betonstraßenbau vornehmen zu können. Im Ergebnis wird eine Modifizierung der entsprechenden Einschränkungen angestrebt.

Es galt nachzuweisen, dass sich unter den spezifischen Randbedingungen von Fahrbahndecken aus Beton weder für Herstellung, Nutzung sowie Dauerhaftigkeit Nachteile oder Beeinträchtigungen ergeben. Insbesondere war dabei das Verbund- und Verformungsverhalten der beiden unterschiedlichen Betone zu berücksichtigen. Weiterhin war zu untersuchen, inwiefern durch die Verwendung von hüttensandhaltigen Zementen bzw. von Flugasche im Unterbeton das Risiko einer AKR vermindert wird und dadurch die Anzahl an verwendbaren Gesteinskörnungen im Unterbeton vergrößert werden kann.

Entsprechend der dargelegten Problemstellungen wurde ein Untersuchungsprogramm mit folgenden Schwerpunkten festgelegt.

1. Beurteilung des AKR-Minderungspotenzials hüttensandhaltiger Zemente sowie von Flugasche im Unterbeton mittels AKR-Performanceprüfung
2. Auswirkung hüttensandhaltiger Zemente sowie von Flugasche auf den Frost-Tausalz-Widerstand von Ober- und Unterbeton
3. Auswirkungen unterschiedlicher Betonparameter auf die baupraktische Ausführbarkeit sowie auf das Langzeitverhalten (Laborversuche).

Hinsichtlich der baupraktischen Ausführbarkeit lag der Fokus auf der Verlangsamung der Festigkeitsentwicklung des Unterbetons, was ggf. ein rechtzeitiges Befahren der jungen Fahrbahndecke (Ausbürsten, Fugenschneiden) verhindern könnte. Dabei wurden auch unterschiedliche Lagerungstemperaturen berücksichtigt. Die Auswirkungen auf das Langzeitverhalten wurden auch an großformatigen, zweischichtigen Betonbalken untersucht, die einer zyklischen Belastung ausgesetzt wurden. An die-

sen Balken wurden die Gefügedegradation und eine Schwächung der Verbundfuge untersucht.

Für die Untersuchungen wurden fünf Zemente mit identischer Klinkerbasis aber unterschiedlichem Hüttensandgehalt verwendet. Angestrebt wurde eine Abstufung des Hüttensandgehaltes von ca. 0, 15, 30, 40 und 50 %. Es konnte ein Hersteller gefunden werden, der entsprechende Zemente bis zu einem Hüttensandgehalt von ca. 40 % produziert. Der Zement mit 50 % Hüttensand wurde durch die Zugabe von Hüttensandmehl zu dem Zement mit 40 % Hüttensand hergestellt. Weiterhin wurde eine Steinkohlenflugasche gemäß DIN EN 450-1 [N6] verwendet.

Zu 1 – AKR Minderungspotenzial

Die Untersuchungen zum Minderungspotenzial hinsichtlich AKR erfolgten mit der am FIB entwickelten AKR-Performance-Prüfung (FIB-Klimawechsellaagerung) mit äußerer Alkalizufuhr in Form von Tausalzlösung. Für die Betone wurden ausgewählte grobe Gesteinskörnungen verwendet, bei denen auf Grundlage von Voruntersuchungen mittels Mörtelschnelltest bzw. auf Basis von Erfahrungswerten von einem mittleren bis hohen AKR-Schädigungspotenzial auszugehen war.

In den AKR-Performance-Prüfungen konnte die hohe Wirksamkeit hüttensandhaltiger Zemente sowie auch von Flugasche auf die AKR-Vermindeung aufgezeigt werden. Schon mit einem CEM II/B-S (30 M.-% Hüttensand) wurden die AKR-kritischen Rezepturen in den unkritischen Bereich verschoben. Ein Ersatz von 30 % Portlandzement durch Steinkohlenflugasche (Anrechnungsregeln nach DIN EN 206 [N2] / DIN 1045-2 [N3] mit $k_f = 0,4$) zeigte eine vergleichbare bzw. sogar höhere Wirksamkeit.

Zu 2 – Einfluss von Hüttensand und Flugasche auf den Frost-Tausalz-Widerstand

Der Frost-Tausalz-Widerstand der Betone wurde mit dem CDF-Verfahren bestimmt. Die Prüfung erfolgte an den teflongeschalteten Seitenflächen sowie am Oberbeton auch ergänzend an der Waschbetonoberfläche.

Der Oberbeton wurde mit CEM I 42,5 N bzw. mit CEM II/A-S 42,5 R hergestellt, wobei bis zu 30 % des Zementes durch Steinkohlenflugasche ersetzt wurden. Die Abwitterungen der Referenzflächen nach 28 Frost-Tauwechseln lagen in der Größenordnung von 100 bis 250 g/m². Die Betone wiesen

damit einen hervorragenden Frost-Tausalz-Widerstand auf.

An der Waschbetonoberfläche traten erheblich höhere Abwitterungen (450 – 700 g/m²) nach 28 Frost-Tauwechseln auf, verursacht durch die ungünstigere Nachbehandlung mit Nachbehandlungsmittel im Vergleich zur Wasserlagerung bis zum siebenten Tag bei den Referenzproben. Die Rezepturen mit 30 % Flugasche wiesen tendenziell einen etwas geringeren Frost-Tausalz-Widerstand auf.

Für den Oberbeton kann zusammenfassend festgestellt werden, dass die Verwendung des CEM II/A-S mit 15 % Hüttensand sowie auch der teilweise Zementersatz mit bis zu 30 % Flugasche den Frost-Tausalz-Widerstand nur unwesentlich beeinträchtigte.

Beim Unterbeton wurden Zemente mit bis zu 50 % Hüttensand sowie auch ein teilweiser Zementersatz mit bis zu 30 % Flugasche geprüft.

Der Frost-Tausalz-Widerstand des Unterbetons verringerte sich mit zunehmendem Hüttensandgehalt bis 40 % (CEM III/A) im Zement stetig, bewegte sich aber mit unter 400 g/m² nach 28 Frost-Tau-Wechseln noch in einem sehr günstigen Bereich. Bei der weiteren Erhöhung des Hüttensandanteils auf 50 % (CEM III/A Labor) verringerte sich der Widerstand nochmals deutlich.

Der teilweise Zementersatz durch Flugasche wirkte sich erst ab Hüttensandgehalten im Zement von $\geq 30\%$ negativ auf den Frost-Tausalz-Widerstand aus. Insgesamt lagen die Abwitterungen nach 28 Frost-Tau-Wechseln bei allen Proben deutlich unterhalb des empfohlenen Prüfkriteriums von 1.500 g/m². Alle Unterbetone wiesen somit einen ausreichenden Frost-Tausalz-Widerstand auf, vor allem auch vor dem Hintergrund der geringeren Frost-Tausalz-Belastung des Unterbetons.

Anzumerken ist jedoch, dass zum Erreichen des benötigten Frischbetonluftgehaltes mit steigendem Hüttensandgehalt (über 30 % HÜS) und insbesondere mit steigendem Flugaschegehalt deutlich höhere Luftporenbildnerzugaben notwendig waren.

Zu 3 – Baupraktische Ausführbarkeit und Langzeitverhalten

Die im Rahmen des Projektes betrachteten Modifikationen der Betonbauweise (unterschiedliche Zemente, Klinkersubstitution) bleiben nicht ohne Auswirkungen auf die baupraktische Ausführbarkeit. In Bezug auf den Frischbeton sind insbesondere

Auswirkungen auf die Verarbeitbarkeit, den Luftporeneintrag sowie auch die Robustheit des Betons zu beachten.

Aufgrund der höheren Mahlfeinheit der hüttensandhaltigen Zemente wurde mit steigendem Hüttensandgehalt eine geringfügig höhere Wasserzugabe notwendig (max. 5 kg/m³ Beton), um eine gleichbleibende Verarbeitbarkeit zu gewährleisten. Deutlich erschwert wurde das Erreichen des benötigten Luftporengehaltes im Frischbeton, insbesondere bei Verwendung der Flugasche. Im Extremfall wurde die vierfache Luftporenbildnerdosierung notwendig. Der Hüttensand im Zement wirkte sich erst ab Gehalten über 30 % negativ auf den Luftporeneintrag aus.

In Hinblick auf die baupraktische Ausführbarkeit ist insbesondere die Festigkeit des potenziell langsameren Unterbetons (z. B. mit CEM III/A) zum Zeitpunkt der mechanischen Erstbelastung von Bedeutung. Der Temperatureinfluss auf die Festigkeitsentwicklung ist dabei nicht zu unterschätzen, weshalb diese nicht nur bei 20 °C, sondern auch bei 10 und 30 °C-Lagerung bestimmt wurde.

Erwartungsgemäß wurde bei Hüttensandgehalten im Zement ab ca. 40 % die Frühfestigkeit des Unterbetons merklich verringert. Die erzielten Frühfestigkeiten zum relevanten Prüfzeitpunkt lagen jedoch noch über der rechnerisch notwendigen Mindestfestigkeit.

Die Art der groben Gesteinskörnung besaß ebenso einen erheblichen Einfluss auf die Frühfestigkeit. Bei Verwendung gebrochener, grober Gesteinskörnungen wurden durchweg höhere Frühfestigkeiten erzielt, als mit einem ungebrochenen Kies.

Eine Veränderung der Lagerungstemperatur führte zu einer deutlichen Veränderung der Festigkeitsentwicklung. Im jungen Prüfalter bis ca. 24 h konnte dabei keine überproportionale Verzögerung oder Beschleunigung der klinkerreduzierten Systeme im betrachteten Temperaturbereich festgestellt werden. Zu späteren Prüfzeitpunkten trat eine höhere Temperatursensibilität der klinkerreduzierten Systeme auf.

Letztendlich ergab sich für die im Projekt betrachteten Betone in Hinblick auf eine AKR nicht die Notwendigkeit für hohe Klinkersubstitutionsraten im Zement, da schon mit einem CEM II/B-S bzw. mit 30 % Flugasche eine AKR-Vermeidung erreicht wurde. Die entsprechenden Unterbetonrezepturen waren in ihrer Frühfestigkeit annähernd gleichwertig zum CEM I.

Das Langzeitverhalten wurde mit dem Fokus auf den Widerstand gegen dynamische Belastungen sowie auf den Verbund hin untersucht. Von Bedeutung sind hier z. B. Unterschiede im Verformungsverhalten wie Schwinden und Temperaturdehnungen, die ggf. zu einem stärkeren Aufschüsseln der Betonplatten, aber auch zu einer Schwächung der Verbundzone führen könnten.

In Untersuchungen an den einzelnen Betonen (Ober- und Unterbeton) wurde festgestellt, dass das Bindemittel in den meisten Fällen nur einen untergeordneten Einfluss auf die Verformungseigenschaften aufweist. So übt z. B. beim E-Modul oder bei der Temperaturdehnung die Art der Gesteinskörnung bzw. deren Volumenanteil am Stoffraum des Betons einen überproportionalen Einfluss auf die Betoneigenschaften aus.

Die praxisnahe Prüfung des Langzeitverhaltens bei dynamischer Belastung an großformatigen Verbundbalken ergab zusammengefasst folgendes Ergebnis. Ausgehend von der Referenzkombination mit reinem Portlandzement im Ober- und Unterbeton führte die Verwendung klinkerärmerer Zemente (CEM II/B-S, CEM III/A) im Unterbeton, auch bei teilweiser Substitution durch Flugasche, nicht zu einem negativen Einfluss auf die Verbundeigenschaften. Das traf ebenfalls auf die teilweisen Zementersatz durch Flugasche im Oberbeton zu. Ebenfalls konnte kein negativer Effekt durch die Variation der Gesteinskörnung detektiert werden.

Die Kombinationen der modifizierten Zusammensetzungen von Ober- und Unterbeton zeigten im Vergleich zur Referenzkombination gemäß der aktuell geltenden ZTV Beton-StB [N4] weder geringere Verbundfestigkeiten im belasteten und unbelasteten Bereich, als vielmehr durchweg vergleichbare Ergebnisse hinsichtlich der maximal aufnehmbaren Scherspannungen in der Verbundfuge sowie hinsichtlich der Haftzugfestigkeiten.

Die Haftzugfestigkeiten aller geprüften Kombinationen lagen über dem zu erwartenden und üblichen Wert von 1,5 N/mm², welcher einer ausreichenden Verbundfestigkeit entspricht. Der Bruch hat bis auf zwei Ausnahmen stets außerhalb der Fuge stattgefunden, was den Schluss zulässt, dass die Verbundfestigkeit in allen Fällen mindestens so hoch ist wie die Betonzugfestigkeit.

Demzufolge wird die Verbundfestigkeit, trotz nachweislicher Degradation im biegezugbeanspruchten

Bereich als Folge der zyklischen Beanspruchung selbst mit unterschiedlichen Materialeigenschaften von Ober- und Unterbeton und demnach unterschiedlichem Verformungsverhalten nicht negativ beeinflusst. Somit stellt die Verbundfuge als Grenzschicht zwischen den zwei Betonen bei der ordnungsgemäßen Herstellung „frisch in frisch“ keine Schwächezone dar.

Fazit

Die Verwendung unterschiedlicher Zemente im Ober- und Unterbeton einer Fahrbahndecke kann eine Reihe von Vorteilen bei beherrschbaren Risiken bieten.

Die Verwendung hüttensandhaltiger Zemente (HÜS $\geq 30\%$) im Unterbeton kann die Verwendung ausgewählter Gesteinskörnungen im Unterbeton ermöglichen, die in Verbindung mit CEM I als alkalireaktiv einzuschätzen wären.

Der hohe Frost-Tausalz-Widerstand des Oberbetons wird nicht beeinträchtigt, da dieser wie bisher mit klinkerreichen Zementen hergestellt wird.

Die Anrechnung von Flugasche auf den Zementgehalt mit dem k-Wert Ansatz gemäß DIN EN 206 [N2]/ DIN 1045-2 [N3] ($k_f = 0,4$) wirkte sich nicht negativ auf den Frost-Tausalz-Widerstand aus, wenn die betreffenden Zemente Klinkergehalte größer 70 % aufwiesen. Im Gegenzug konnte durch einen 30%igen Zementersatz das AKR-Risiko deutlich abgesenkt werden.

Für den weiteren Erkenntnisgewinn wird empfohlen, in einem nächsten Schritt die in diesem Projekt verfolgten Ansätze im Rahmen einer Untersuchungsstrecke baupraktisch zu erproben.

Literatur

- [1] DAMTOFT, J.S.; LUKASIK, J.; et al. (2008): Sustainable development and climate change initiatives. *Cement and Concrete Research*, Jahrgang 38, Heft 2, S. 115-127.
- [2] BERNSTEIN, L.; ROY, J.; et al. (2007): Industry, in *Climate Change 2007. Mitigation. Contribution of Working Group III to the Fourth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change*. Hrsg.: Metz, B.; et al., Cambridge University Press, Cambridge, United Kingdom and New York, NY, USA.
- [3] N.N. (2013): Verminderung der CO₂-Emissionen. Beitrag der deutschen Zementindustrie. Monitoring Abschlussbericht 1990-2012, Verein deutscher Zementwerke e.V.
- [4] GIEBSON, C.; SEYFARTH, K.; STARK, J. (2010): Effectiveness of ground granulated blast furnace slag in preventing deleterious ASR in concretes exposed to alkali-containing deicer solutions. *International RILEM Conference on Material Science (PRO 77)*. Tagungsband III von III, S. 221-230.
- [5] MUELLER, M.; EHRHARDT, D.; LUDWIG, H.M. (2012): Optimierung der Nachbehandlung von Waschbetonoberflächen. 18. Internationale Baustofftagung IBAUSIL, Weimar. Tagungsband 2 von 2, S. 2-0794 – 2-0801.
- [6] STARK, J.; EHRHARDT, D. (2010): CEM II/B-S Zementssysteme im Betonstraßenbau. *Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik*, Nr. 1029.
- [7] BRAMESHUBER, W.; UEBACHS, S.; et al. (2005): Anrechnung von Flugasche auf den Wasserzementwert bei Betonen unter Frost-Tausalzbeanspruchung, Teil 1: Betone mit künstlich eingeführten Luftporen. *Beton*, Jahrgang 55, Heft 1/2, S. 24-31.
- [8] BRAMESHUBER, W.; UEBACHS, S.; et al. (2005): Anrechnung von Flugasche auf den Wasserzementwert bei Betonen unter Frost-Tausalzbeanspruchung, Teil 2: Betone ohne künstlich eingeführte Luftporen. *Beton*, Jahrgang 55, Heft 3, S. 106-110.
- [9] BREITENBÜCHER, R.; SIEVERING, C. (2008): Einfluss von Alkali-Kieselsäure-Reaktionen auf die Rissbildung von Betonfahrbahndecken. *Straße und Autobahn*, Jahrgang 59, Heft 6, S. 340-346.
- [10] TAYLOR, H.F.W. (1990): *Cement chemistry*. First edition. Academic Press, London, San Diego.
- [11] LUDWIG, H.M.; EHRENBERG, A.; et al. (2008): Granulated blastfurnace slag: reaction potential and production of optimized cements - Part 1. *Cement International*, Jahrgang 6, Heft 2, S. 90-96.
- [12] LUDWIG, H.M.; EHRENBERG, A.; et al. (2008): Granulated blastfurnace slag: reaction potential and production of optimized cements - Part 2. *Cement International*, Jahrgang 6, Heft 3, S. 82-92.
- [13] BELLMANN, F.; STARK, J. (2009): Activation of blast furnace slag by a new method. *Cement and Concrete Research*, Jahrgang 39, Heft 8, S. 644-650.
- [14] SCHNEIDER, C. (2007): Zur Konstitution von Huettensand, seiner quantitativen Bestimmung und seinem Festigkeitsbeitrag im Zement. Dissertation, Technische Universität Clausthal.
- [15] EHRENBERG, A. (2001): Zur Optimierung der Korngrößenverteilung von hüttensandhaltigen Zementen. Dissertation, TU Clausthal.
- [16] SCHILLER, B.; ELLERBROCK, H.-G. (1992): Mahlung und Eigenschaften von Zementen mit mehreren Hauptbestandteilen. *ZKG International*, Jahrgang 45, Heft 7, S. 325-334.
- [17] LUDWIG, H.-M.; TRENKWALDER, J. (2001): Herstellung hüttensandhaltiger Zemente durch getrenntes Mahlen und Mischen im Zementwerk Karlstadt. *Zement, Kalk, Gips*, Jahrgang 54, Heft 9, S. 480-491.
- [18] TAYLOR, R.; RICHARDSON, I.G.; BRYDSON, R.M.D. (2010): Composition and microstructure of 20-year-old ordinary Portland cement-ground granulated blast-furnace slag blends containing 0 to 100% slag. *Cement and Concrete Research*, Jahrgang 40, Heft 7, S. 971-983.
- [19] RICHARDSON, I.G.; GROVES, G.W. (1997): The structure of the calcium silicate hydrate phases present in hardened pastes of white Portland cement/blast-furnace slag blends.

- Journal of Materials Science, Jahrgang 32, Heft 18, S. 4793-4802.
- [20] RICHARDSON, I.G. (1999): Nature of C-S-H in hardened cements. *Cement and Concrete Research*, Jahrgang 29, Heft 8, S. 1131-1147.
- [21] LUKE, K.; LACHOWSKI, E. (2008): Internal composition of 20-year-old fly ash and slag-blended ordinary portland cement pastes. *Journal of the American Ceramic Society*, Jahrgang 91, Heft 12, S. 4084-4092.
- [22] ESCALANTE-GARCIA, J.I.; SHARP, J.H. (2004): The chemical composition and microstructure of hydration products in blended cements. *Cement and Concrete Composites*, Jahrgang 26, Heft 8, S. 967-976.
- [23] ESCALANTE, J.I.; GÓMEZ, L.Y.; ET AL. (2001): Reactivity of blast-furnace slag in Portland cement blends hydrated under different conditions. *Cement and Concrete Research*, Jahrgang 31, Heft 10, S. 1403-1409.
- [24] PANE, I.; HANSEN, W. (2005): Investigation of blended cement hydration by isothermal calorimetry and thermal analysis. *Cement and Concrete Research*, Jahrgang 35, Heft 6, S. 1155-1164.
- [25] LUDWIG, H.-M. (2000): Eigenschaften von Betonen mit Portlandhuettenzementen. 14. Internationale Baustofftagung ibausil, Weimar. Tagungsband 1 von 2, S. 1.1141-1.1157.
- [26] KOCABA, V.; GALLUCCI, E.; SCRIVENER, K.L. (2012): Methods for determination of degree of reaction of slag in blended cement pastes. *Cement and Concrete Research*, Jahrgang 42, Heft 3, S. 511-525.
- [27] BAKKER, R. (1980): Über die Ursache des erhöhten Widerstands von Beton mit Hovchofenzement gegen die Alkali-Kieselsäurereaktion und den Sulfatangriff. Dissertation, Technische Hochschule Aachen.
- [28] LUDWIG, H.-M. (1996): Zur Rolle von Phasenumwandlungen bei der Frost- und Frost-Tausalz-Belastung von Beton. Dissertation, Bauhaus-Universität Weimar.
- [29] EICKSCHEN, E. (2009): Wirkungsmechanismen Luftporen bildender Betonzusatzmittel und deren Nachaktivierungspotenzial Dissertation, Ruhr-Universität Bochum.
- [30] FOLLIARD, K.J.; HOVER, K.C.; et al. (2009): Effects of Texas Fly Ash on Air-Entrainment in Concrete: Comprehensive Report. Bericht Nummer FHWA/TX-08/0-5207-1, Center for Transportation Research.
- [31] JOSHI, R.C.; LOHTIA, R.P. (1997): Fly ash in concrete : production, properties and uses. Gordon and Breach Science Publishers, Australia.
- [32] SAKAI, E.; MIYAHARA, S.; et al. (2005): Hydration of fly ash cement. *Cement and Concrete Research*, Jahrgang 35, Heft 6, S. 1135-1140.
- [33] DESCHNER, F.; WINNEFELD, F.; et al. (2012): Hydration of Portland cement with high replacement by siliceous fly ash. *Cement and Concrete Research*, Jahrgang 42, Heft 10, S. 1389-1400.
- [34] BRAMESHUBER, W.; SPOEREL, F.; et al. (2010): Frostwiderstand von Luftporenbeton mit Flugasche. *Beton*, Jahrgang 60, Heft 3, S. 136-146.
- [35] THOMAS, M. (2011): The effect of supplementary cementing materials on alkali-silica reaction: A review. *Cement and Concrete Research*, Jahrgang 41, Heft 12, S. 1224-1231.
- [36] AFSHINNIA, K.; POURSAEE, A. (2015): The potenzial of ground clay brick to mitigate Alkali-Silica Reaction in mortar prepared with highly reactive aggregate. *Construction and Building Materials*, Jahrgang 95, S. 164-170.
- [37] AFSHINNIA, K.; RANGARAJU, P.R. (2015): Influence of fineness of ground recycled glass on mitigation of alkali-silica reaction in mortars. *Construction and Building Materials*, Jahrgang 81, S. 257-267.
- [38] FAVIER, A.R.; DUNANT, C.F.; SCRIVENER, K.L. (2015): Alkali silica reaction mitigating properties of ternary blended cement with calcined clay and limestone. *Calcined Clays for Sustainable Concrete*, S. 577-578.
- [39] KANDASAMY, S.; SHEHATA, M.H. (2014): The capacity of ternary blends containing slag and high-calcium fly ash to mitigate alkali silica reaction. *Cement and Concrete Composites*, Jahrgang 49, S. 92-99.

- [40] LI, Y.; HE, Z.; HU, S. (2015): Mechanism of suppressing ASR using ground reactive sandstone powders instead of cement. *Journal Wuhan University of Technology, Materials Science Edition*, Jahrgang 30, Heft 2, S. 344-351.
- [41] RAJABIPOUR, F.; GIANNINI, E.; et al. (2015): Alkali-silica reaction: Current understanding of the reaction mechanisms and the knowledge gaps. *Cement and Concrete Research*, Jahrgang 76, S. 130-146.
- [42] WRIGHT, J.R.; SHAFATI, S.; RAJABIPOUR, F. (2014): Reliability of chemical index model in determining fly ash effectiveness against alkali-silica reaction induced by highly reactive glass aggregates. *Construction and Building Materials*, Jahrgang 64, S. 166-171.
- [43] VAN, V.T.A.; RÖSSLER, C.; et al. (2014): Pozzolanic reactivity of mesoporous amorphous rice husk ash in portlandite solution. *Construction and Building Materials*, Jahrgang 59, S. 111-119.
- [44] WANG, S. (2015): Cofired biomass fly ashes in mortar: Reduction of Alkali Silica Reaction (ASR) expansion, pore solution chemistry and the effects on compressive strength. *Construction and Building Materials*, Jahrgang 82, S. 123-132.
- [45] YILDIRIM, K.; SÜMER, M. (2014): Comparative analysis of fly ash effect with three different method in mortars that are exposed to alkali silica reaction. *Composites Part B: Engineering*, Jahrgang 61, S. 110-115.
- [46] THOMAS, M.D.A.; FOURNIER, B.; FOLLIARD, K.J. (2013): Alkali-Aggregate Reactivity (AAR) Facts Book. Bericht Nummer FHWA-HIF-13-019, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation.
- [47] HONG, S.Y.; GLASSER, F.P. (2002): Alkali sorption by C-S-H and C-A-S-H gels: Part II. Role of alumina. *Cement and Concrete Research*, Jahrgang 32, Heft 7, S. 1101-1111.
- [48] HONG, S.Y.; GLASSER, F.P. (1999): Alkali binding in cement pastes : Part I. The C-S-H phase. *Cement and Concrete Research*, Jahrgang 29, Heft 12, S. 1893-1903.
- [49] SCHÄFER, E. (2004): Einfluss der Reaktionen verschiedener Zementbestandteile auf den Alkalihaushalt der Porenlösung des Zementsteins. Dissertation, Tech. Univ. Clausthal.
- [50] BILGERI, P.; EICKSCHEN, E.; et al. (2007): Verwendung von CEM II- und CEM III-Zementen im Fahrbahndeckenbeton - Erfahrungsbericht. *Straße und Autobahn*, Jahrgang 58, Heft 2, S. 61-68.
- [51] WIELAND, M. (2010): Betondecken mit CEM II-/ CEM III-Zementen - Zustandsbewertung. *Straße und Autobahn*, Jahrgang 61, Heft 6, S. 398-405.
- [52] STARK, J.; EHRHARDT, D. (2008): Optimierte Nachbehandlung von Straßenbeton unter Verwendung von hüttensandhaltigen Zementen - Pilotstudie, Bauhaus-Universität Weimar.
- [53] EHRlich, N.; MELLWITZ, R.; ROTHER, K.-H. (2008): Fahrbahndecke mit Hochofenzement CEM III/A. Erfahrungen mit einer Erprobungsstrecke. *Beton*, Jahrgang 58, Heft 11, S. 488-491.
- [54] BREITENBÜCHER, R.; WIENS, U.; MEISSNER, M. (2015): Erfahrungsbericht 25 Jahre „Werkstraße Knepper“. *Beton*, Jahrgang 65, Heft 11, S. 2-7.
- [55] HALL, K.; DAWOOD, D.; ET AL. (2007): Long-Life Concrete Pavements in Europe and Canada. Bericht Nummer FHWA-PL-07.027, Federal Highway Administration (USA).
- [56] BALLARD, Z.J.; CAIRES, W.S.; PETERS, S.R. (2008): Alternate mitigation materials for alkali-silica reaction (ASR) in concrete. Bericht Nummer CDOT-2008-10.
- [57] RAO, S.; DARTER, M.; ET AL. (2013): Composite Pavement Systems. Volume 2: PCC/PCC Composite Pavements. SHRP 2 Report S2-R21-RR3, Transportation Research Board (USA).
- [58] BLAB, R. (2005): Einflussgrößen bei der Bemessung hochbelasteter Betonstraßen. Österreichische Betonstraßentagung, Wien.
- [59] N.N. (2005): Maßnahmen zur Verminderung der Zwangsbeanspruchungen infolge Hydrationswärme. Empfehlungen des AK Zwangsspannungen des VDB. Bericht Nummer 12, Verband deutscher Betoningenieure e.V.

- [60] MÜLLER, H.S.; HAIST, M. (2007): Industrieböden aus Beton im Überblick. 4. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung, Karlsruhe. Tagungsband 1 von, S. 1-10.
- [61] SPRINGENSCHMID, R.; FLEISCHER, W. (1993): Oberflächenrisse in älteren Betonfahrbahndecken. Tiefbau-Ingenieurbau-Straßenbau, Jahrgang 23, Heft 10, S. 724-732.
- [62] BREITENBÜCHER, R. (2006): Maßnahmen zur Sicherstellung dauerhafter Betondecken. Straße und Autobahn, Jahrgang 57, Heft 12, S. 729-735.
- [63] BREITENBÜCHER, R.; SIEVERING, C.; et al. (2014): Rissbildung an Fahrbahndecken aus Beton – Auswirkungen von Alkali-Kieselsäure-Reaktionen (AKR), Phase II. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Nr. Nr. 1106.
- [64] FOOS, S. (2006): Unbewehrte Betonfahrbahnplatten unter witterungsbedingten Beanspruchungen. Dissertation, Universität Karlsruhe.
- [65] SODEIKAT, C. (2000): Beanspruchung von Betonfahrbahnen mit sehr unterschiedlichen Eigenschaften von Ober- und Unterbeton unter besonderer Berücksichtigung von Feuchte- und Temperaturänderungen. Dissertation, TU München.
- [66] SPRINGENSCHMID, R. (2007): Betontechnologie für die Praxis. Bauwerk Verlag GmbH, Berlin.
- [67] WESTERGAARD, H.M. (1926): Stresses in Concrete Pavements Computed by Theoretical Analysis. Public Roads, Jahrgang 7, Heft 2.
- [68] SIEVERING, C. (2012): Dauerhaftigkeit von Betonfahrbahndecken unter besonderer Berücksichtigung des externen Alkalieintrags. Dissertation, Ruhr-Universität Bochum.
- [69] EISENMANN, J.; LEYKAUF, G. (2003): Betonfahrbahnen. 2. Auflage. Ernst & Sohn, München.
- [70] SODEIKAT, C. (2001): Beanspruchung von Betonfahrbahnen mit sehr unterschiedlichen Eigenschaften von Ober- und Unterbeton unter besonderer Berücksichtigung von Feuchte- und Temperaturänderungen. Dissertation, TU München.
- [71] BEDDOE, R.; SPRINGENSCHMID, R. (1999): Feuchtetransport durch Bauteile aus Beton. Beton- und Stahlbetonbau, Jahrgang 94, Heft 4, S. 158-166.
- [72] LUDWIG, H.-M.; EHRHARDT, D. (2013): Prüfung der Kombinationsmittel zur Herstellung von Waschbetonoberflächen. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Nr. 1090.
- [73] BUNKE, N. (1991): Prüfung von Beton : Empfehlungen und Hinweise als Ergänzung zu DIN 1048. Beuth, Berlin [u.a.].
- [74] POHL, E. (1969): Zerstörungsfreie Prüf- und Messmethoden für Beton. Verl. für Bauwesen VEB, Berlin.
- [75] SCHÄFFEL, P. (2009): Zum Einfluss schwindreduzierender Zusatzmittel und Wirkstoffe auf das autogene Schwinden und weitere Eigenschaften von Zementstein. Dissertation, Bauhaus-Universität Weimar.
- [76] GYPSER, A. (2008): Untersuchungen zur Reißneigung und zum Frostwiderstand von Hochleistungsbeton mit Zementen CEM II und CEM III. Diplomarbeit (unveröffentlicht), Bauhaus-Universität Weimar.
- [77] SETZER, M.J. (2000): Die Mikroislinsepumpe – Eine neue Sicht bei Frostangriff und Frostprüfung. 14. Internationale Baustofftagung ibausil, Weimar. Tagungsband 1 von 2, S. 1.0691-1.0705.
- [78] GRÄTZ, B.; STÖCKERT, U. (2001): Grundlagen zur Festlegung von Grenzwerten für den Schichtenverbund. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Nr. Nr. 829.
- [79] DETTLING, H. (1962): Die Wärmedehnung des Zementsteines, der Gesteine und der Betone. Otto-Graf-Institut, Stuttgart.
- [80] LU, D.; FOURNIER, B.; et al. (2008): Development of a universal accelerated test for alkali-silica and alkali-carbonate reactivity of concrete aggregates. Materials and Structures/Materiaux et Constructions, Jahrgang 41, Heft 2, S. 235-246.
- [81] TLBV: Dienstanweisung - Nr. 1/2012-33/1. Frost-Tausalz-Beständigkeit von Beton bei Fahrbahndecken und für Ingenieurbauwerke nach ZTV-ING. Thüringer Landesamt für Bau und Verkehr, 2012.

- [82] MANN, W. (1970): Elastizitätsmodul von Zementstein und Beton-Teil 2/2. Beton, Jahrgang 20, Heft 10, S. 455-460.
- [83] MANN, W. (1970): Elastizitätsmodul von Zementstein und Beton-Teil 1/2. Beton, Jahrgang 20, Heft 9, S. 401-405.
- [84] WINKLER, H. (2010): Über mechanische Eigenschaften von normalfestem und hochfestem Beton unter besonderer Berücksichtigung des Elastizitätsmoduls. Forschungsbericht 288. Bericht Nummer Forschungsbericht 288, BAM Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung.
- [85] HELMUTH, R.A. (1961): Dimensional changes of hardened Portland cement pastes caused by temperature changes. Proc. Highway Research Record, Jahrgang 40, S. 315-366.
- [86] FU, X.; CHUNG, D.D. (1999): Effect of Admixtures on thermal and thermomechanical behavior of cement paste. ACI Materials Journal, Jahrgang 96, Heft 4, S. 455-461.
- [87] SCHIESSL, P.; SODEIKAT, C. (1999): Auswirkungen unterschiedlicher Eigenschaften von Ober- und Unterbeton auf die Dauerhaftigkeit von Betonfahrbahndecken. Schlussbericht zum Forschungsauftrag FE 08.135 G49C des Bundesministeriums für Verkehr., TU München.
- [88] GRÜBL, P.; WEIGLER, H.; KARL, S. (2001): Beton: Arten, Herstellung, Eigenschaften. Verlag Ernst & Sohn, Berlin.
- [89] Beton, C.E.-I.d.: CEB-FIP Model Code 1990. Thomas Telford.
- [90] BREITENBÜCHER, R. (2006): Potenzielle Ursachen der Rissbildung in Betonfahrbahndecken. 16. Internationale Baustofftagung ibausil, Weimar. Tagungsband 1 von 2, S. 1-1239-1-1254.
- [91] N.N. (2014): Betontechnische Daten - Ausgabe 2014., HeidelbergCement AG, Leimen.

Normen und Regelwerke

- [N1] Technische Lieferbedingungen für Baustoffe und Baustoffgemische für Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton - TL Beton-StB 07. FGSV 891, 2007.
- [N2] DIN EN 206, 2014-07: Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Deutsche Fassung EN 206:2013.
- [N3] DIN 1045-2, 2014-08: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 2: Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität - Anwendungsregeln zu DIN EN 206.
- [N4] Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton - ZTV Beton-StB 07. FGSV 899, 2007.
- [N5] DIN EN 197-1, 2011-11. Zement - Teil 1: Zusammensetzung, Anforderungen und Konformitätskriterien von Normalzement; Deutsche Fassung EN 197-1:2011.
- [N6] DIN EN 450-1, 2012-10: Flugasche für Beton - Teil 1: Definition, Anforderungen und Konformitätskriterien; Deutsche Fassung EN 450-1:2012.
- [N7] RVS 08.17.02 Deckenherstellung (April 2011). Österreichische Forschungsgesellschaft Strasse-Schiene-Verkehr FSV.
- [N8] DIN CEN/TS 12390-9, 2006-08: Prüfung von Festbeton - Teil 9: Frost- und Frost-Tausalz-Widerstand - Abwitterung; Deutsche Fassung CEN/TS 12390-9:2006.
- [N9] Technische Lieferbedingungen für flüssige Beton-Nachbehandlungsmittel – TL NBM-StB 09. FGSV 814, 2009.
- [N10] DIN EN 196-2, 2013-10: Prüfverfahren für Zement - Teil 2: Chemische Analyse von Zement; Deutsche Fassung EN 196-2:2013.
- [N11] DIN EN 1097-7, 2008-06: Prüfverfahren für mechanische und physikalische Eigenschaften von Gesteinskörnungen - Teil 7: Bestimmung der Rohdichte von Füller - Pyknometer-Verfahren; Deutsche Fassung EN 1097-7:2008.

- [N12] DIN EN 196-6, 2010-05: Prüfverfahren für Zement - Teil 6: Bestimmung der Mahlfineinheit; Deutsche Fassung EN 196-6:2010.
- [N13] DIN EN 196-3, 2009-02: Prüfverfahren für Zement - Teil 3: Bestimmung der Erstarrungszeiten und der Raumbeständigkeit; Deutsche Fassung EN 196-3:2005+A1:2008.
- [N14] DIN EN 196-1, 2005-05: Prüfverfahren für Zement - Teil 1: Bestimmung der Festigkeit; Deutsche Fassung EN 196-1:2005.
- [N15] DIN EN 933-1, 2012-03: Prüfverfahren für geometrische Eigenschaften von Gesteinskörnungen - Teil 1: Bestimmung der Korngrößenverteilung - Siebverfahren; Deutsche Fassung EN 933-1:2012.
- [N16] DIN EN 1097-6, 2013-06: Prüfverfahren für mechanische und physikalische Eigenschaften von Gesteinskörnungen - Teil 6: Bestimmung der Rohdichte und der Wasseraufnahme; Deutsche Fassung EN 1097-6:2013.
- [N17] DIN EN 934-2, 2012-08. Zusatzmittel für Beton, Mörtel und Einpressmörtel - Teil 2: Betonzusatzmittel - Definitionen, Anforderungen, Konformität, Kennzeichnung und Beschriftung; Deutsche Fassung EN 934-2:2009+A1:2012.
- [N18] DIN EN 12350-4, 2009-08: Prüfung von Frischbeton - Teil 4: Verdichtungsmaß; Deutsche Fassung EN 12350-4:2009.
- [N19] DIN EN 12350-6, 2011-03: Prüfung von Frischbeton - Teil 6: Frischbetonrohddichte; Deutsche Fassung EN 12350-6:2009.
- [N20] DIN EN 12350-7, 2009-08: Prüfung von Frischbeton - Teil 7: Luftgehalt - Druckverfahren; Deutsche Fassung EN 12350-7:2009.
- [N21] DIN EN 12390-3, 2009-07: Prüfung von Festbeton - Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern; Deutsche Fassung EN 12390-3:2009.
- [N22] DIN EN 12390-1, 2012-12: Prüfung von Festbeton - Teil 1: Form, Maße und andere Anforderungen für Probekörper und Formen; Deutsche Fassung EN 12390-1:2012.
- [N23] DIN EN 14488-2, 2006-09: Prüfung von Spritzbeton - Teil 2: Druckfestigkeit von jungem Spritzbeton; Deutsche Fassung EN 14488-2:2006.
- [N24] ASTM C 403 / C 403M. Standard Test Method for Time of Setting of Concrete Mixtures by Penetration Resistance. Ausgabe 2008.
- [N25] DIN EN 12390-5, 2009-07: Prüfung von Festbeton - Teil 5: Biegezugfestigkeit von Probekörpern; Deutsche Fassung EN 12390-5:2009.
- [N26] DIN 1048-5, 1991-06: Prüfverfahren für Beton; Festbeton, gesondert hergestellte Probekörper.
- [N27] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, DAfStB (Hrsg.): Vorbeugende Maßnahmen gegen schädigende Alkalireaktion im Beton: Alkali-Richtlinie. Berlin, 2007 (zurückgezogen).
- [N28] DIN EN 14488-4, 2008-08: Prüfung von Spritzbeton - Teil 4: Haftfestigkeit an Bohrkernen bei zentrischem Zug; Deutsche Fassung EN 14488-4:2005+A1:2008.
- [N29] TP Asphalt-StB, Technische Prüfvorschriften für Asphalt - Teil 80: Abscherversuch, Ausgabe 2007, FGSV, Köln.
- [N30] Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten (ZTV-ING). Stand: 2014/12.
- [N31] AASHTO TP 60-00: American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), „Standard Method of Test for Coefficient of Thermal Expansion of Hydraulic Cement Concrete,“ TP 60-00, Washington, DC, 2005.

Bilder

- Bild 1: Hüttensand, ungemahlen
- Bild 2: Hüttensandmehlpartikel (ESEM Aufnahme)
- Bild 3: C-(A)-S-H-Phasen mit folienförmiger Morphologie
- Bild 4: C-S-H Phasen mit nadelförmiger Morphologie

- Bild 5: Kugelförmige Flugaschepartikel mit gemahlene Grobpartikeln
- Bild 6: Reaktionssaum eines Flugaschepartikels (herausgebrochen) aus folienförmigen C-(A-)S-H-Phasen
- Bild 7: Unverbrannter Kohlenstoff in Steinkohlenflugasche
- Bild 8: Temperaturverlauf und Entwicklung von Zwangsspannungen [59]
- Bild 9: Einfluss der Nullspannungstemperatur auf die entstehenden thermischen Spannungen in einer Betonplatte (f_{ct} = Zugfestigkeit des Betons [60])
- Bild 10: Spannungen und resultierende Risse in Betonplatten infolge eines negativen Temperaturgradienten bei Abkühlung der Oberfläche nach [61].
- Bild 11: Differentielle Partikelgrößenverteilung der Bindemittel
- Bild 12: Kumulative Partikelgrößenverteilung der Bindemittel
- Bild 13: Sieblinie Oberbeton
- Bild 14: Sieblinie Unterbeton (Splitt)
- Bild 15: Sieblinie Unterbeton (Kies)
- Bild 16: Sieblinie Unterbeton (Splitt 2)
- Bild 17: Kraftmessgerät
- Bild 18: Prinzip der Eindringprüfung
- Bild 19: Ausbüstvorrichtung für Waschbetonplatten [72]
- Bild 20: Messplatz GrindoSonic MK6, Anregung Biegeschwingung
- Bild 21: Frühschwinden [76]
- Bild 22: Probekörper für die AKR-Performance-Prüfung
- Bild 23: Klimazyklus
- Bild 24: Temperaturzyklus für die Bestimmung des Temperaturdehnungskoeffizienten
- Bild 25: Biegebalken (Großkörper)
- Bild 26: Mehrfach-Prüfstand für zyklische Beanspruchung von Großbalken
- Bild 27: Detail des Mehrfach-Prüfstandes
- Bild 28: Statisches System des verwendeten Vier-Punkt-Biegezugversuches und Momentenverlauf
- Bild 29: Ultraschalllaufzeitmessungen (Serie 2) im Zugbereich an der Unterseite der Verbundbalken
- Bild 30: Ultraschalllaufzeitmessungen (Serie 2) in Höhe der Fuge an der Seitenfläche eines Verbundkörpers
- Bild 31: Schergerät nach TP-Asphalt - Teil 80 mit eingebauter Probe (Bohrkerndurchmesser:150 mm) während der Versuchsdurchführung
- Bild 32: Vorrichtung zur Simulation der Überrollung eines Radladers (Gesamtgewicht:1 to.)
- Bild 33: Ergebnisse Mörtelschnelltest – Werk 3
- Bild 34: Ergebnisse Mörtelschnelltest – Werk 4
- Bild 35: Ergebnisse Mörtelschnelltest – Werk 5
- Bild 36: FIB-KWL Unterbeton (Splitt), CEM I 42,5 N, ohne Flugasche, grobe Gesteinskörnung aus Werk 3
- Bild 37: FIB-KWL Unterbeton (Splitt), CEM II/B-S 32,5 R, ohne Flugasche, grobe Gesteinskörnung aus Werk 3
- Bild 38: FIB-KWL Unterbeton (Kies), CEM I 42,5 N, ohne Flugasche, Gesteinskörnung aus Werk 4
- Bild 39: Übersicht Dünnschliff des Kiesunterbetons mit CEM I 42,5 N ohne Flugasche nach 12 Zyklen in der FIB-KWL – Beaufschlagung mit Wasser
- Bild 40: Pore mit AKR-Gelsaum neben gestresstem Quarzrundkorn (Detail 1 aus Bild 39)
- Bild 41: Poren teilweise komplett mit Sekundärettringit gefüllt (Detail 3 aus Bild 39)
- Bild 42: Poren tendenziell mit weniger Sekundärettringit gefüllt als im Randbereich (Detail 4 aus Bild 39)
- Bild 43: Übersicht Dünnschliff des Kiesunterbetons mit CEM I 42,5 N ohne Flugasche nach 12 Zyklen in der FIB-KWL – Beaufschlagung mit Tausalzlösung
- Bild 44: Poren teilweise mit AKR-Gel gefüllt, Riss im groben Gesteinskorn (Detail 1 aus Bild 43)
- Bild 45: Poren teilweise mit AKR-Gel gefüllt, Riss im groben Gesteinskorn (Detail 5 aus Bild 43)
- Bild 46: Poren mit Sekundärettringit und AKR-Gel gefüllt, zwischen gerissenem, gestresstem Quarz (Detail 8 aus Bild 43)
- Bild 47: FIB-KWL Unterbeton (Kies), CEM II/B-S 32,5 R, ohne Flugasche, Gesteinskörnung aus Werk 4

- Bild 48: FIB-KWL Unterbeton (Kies), CEM III/A 42,5 N, ohne Flugasche, Gesteinskörnung aus Werk 4
- Bild 49: FIB-KWL Unterbeton (Kies), CEM I 42,5 N, 30 % Flugasche, Gesteinskörnung aus Werk 4
- Bild 50: FIB-KWL Unterbeton (Splitt 2), CEM I 42,5 N, ohne Flugasche, grobe Gesteinskörnung aus Werk 5
- Bild 51: Übersicht Dünnschliff des Grauwacke-Unterbetons mit CEM I 42,5 N ohne Flugasche nach 12 Zyklen in der FIB-KWL – Beaufschlagung mit Wasser
- Bild 52: Gerissenes Grauwackekorn ohne AKR-Gel in der Rissöffnung (Detail 2 aus Bild 51)
- Bild 53: Mit schmalen Ettringitsäume belegte Porenwände (Detail 3 aus Bild 51)
- Bild 54: Randspalt und Poren mit Ettringitkristallen (Detail 4 aus Bild 51)
- Bild 55: Übersicht Dünnschliff des Grauwacke-Unterbetons mit CEM I 42,5 N ohne Flugasche nach 12 Zyklen in der FIB-KWL – Beaufschlagung mit Tausalzlösung
- Bild 56: Riss im Grauwackekorn mit AKR-Gel in Rissöffnung (Detail 2 aus Bild 55)
- Bild 57: Riss im Grauwackekorn mit AKR-Gel in Rissöffnung (Detail 2 aus Bild 55)
- Bild 58: Riss im Grauwackekorn mit AKR-Gel in Rissöffnung und angrenzenden Poren (Detail 3 aus Bild 55)
- Bild 59: Poren mit Sekundärettringit (Detail 4 aus Bild 55)
- Bild 60: FIB-KWL Unterbeton (Splitt 2), CEM II/B-S 32,5 R, ohne Flugasche, grobe Gesteinskörnung aus Werk 5
- Bild 61: Übersicht Dünnschliff des Grauwacke-Unterbetons mit CEM II/B-S 32,5 R ohne Flugasche nach 12 Zyklen in der FIB-KWL – Beaufschlagung mit Wasser
- Bild 62: Gerissenes Grauwackekorn ohne AKR-Gel in der Rissöffnung (Detail 2 aus Bild 61)
- Bild 63: Intaktes Betongefüge mit etwas Ettringit an Porenwänden (Detail 2 aus Bild 61)
- Bild 64: Vollständig mit Ettringit gefüllte Poren (Detail 2 aus Bild 61)
- Bild 65: Übersicht Dünnschliff des Grauwacke-Unterbetons mit CEM II/B-S 32,5 R ohne Flugasche nach 12 Zyklen in der FIB-KWL – Beaufschlagung mit Tausalzlösung
- Bild 66: FIB-KWL Unterbeton (Splitt 2), CEM III/A 42,5 N, ohne Flugasche, grobe Gesteinskörnung aus Werk 5
- Bild 67: FIB-KWL Unterbeton (Splitt 2), CEM I 42,5 N, 30 % Flugasche, grobe Gesteinskörnung aus Werk 5
- Bild 68: Frost-Tausalz-Widerstand des Oberbetons an der teflongeschalteten Seitenfläche
- Bild 69: Frost-Tausalz-Widerstand des Oberbetons an der Waschbetonoberfläche
- Bild 70: Frost-Tausalz-Widerstand des Unterbetons (Splitt) an der teflongeschalteten Seitenfläche bei Vorlagerung in Folie
- Bild 71: Vergleich Frost-Tausalz-Widerstand UB (Splitt) mit CEM II/B-S bei unterschiedlicher Vorlagerung
- Bild 72: Vergleich Flüssigkeitsaufnahme UB (Splitt) mit CEM II/B-S bei unterschiedlicher Vorlagerung
- Bild 73: Frost-Tausalz-Widerstand des Unterbetons (Splitt) an der teflongeschalteten Seitenfläche bei Standard-vorlagerung
- Bild 74: Frost-Tausalz-Widerstand des Unterbetons (Kies) an der teflongeschalteten Seitenfläche bei Standard-vorlagerung
- Bild 75: Ausbürstverhalten mit CEM I bei 20 °C
- Bild 76: Ausbürstverhalten mit CEM II/A-S bei 20 °C
- Bild 77: Ausbürstverhalten mit CEM I bei 10 °C
- Bild 78: Ausbürstverhalten mit CEM II/A-S bei 10 °C
- Bild 79: Ausbürstverhalten mit CEM I bei 30 °C
- Bild 80: Ausbürstverhalten mit CEM II/A-S bei 30 °C
- Bild 81: Druckfestigkeit der Oberbetone nach 12 h bei 20 °C
- Bild 82: Druckfestigkeit der Oberbetone nach 24 h bei 10 °C
- Bild 83: Druckfestigkeit der Oberbetone nach 8 h bei 30 °C
- Bild 84: Penetrationswiderstand Unterbeton (Splitt, 20 °C-Lagerung)

- Bild 85: Penetrationswiderstand Unterbeton (Kies, 20 °C-Lagerung)
- Bild 86: Penetrationswiderstand Unterbeton (Splitt, 10 °C-Lagerung)
- Bild 87: Vergleich der Frühfestigkeitsentwicklung ausgewählter Betone bei 20 °C und mit Kies und Splitt
- Bild 88: Vergleich der Frühfestigkeitsentwicklung ausgewählter Betone bei 10 °C und 20 °C.
- Bild 89: Vergleich der Frühfestigkeitsentwicklung ausgewählter Betone bei 20 °C und 30 °C
- Bild 90: Korrelation zwischen erforderlicher Eindringkraft und Druckfestigkeit
- Bild 91: Druckfestig. der Splitt-Unterbetone nach 12 h bei 20 °C
- Bild 92: Druckfestig. der Splitt-Unterbetone nach 24 h bei 10 °C
- Bild 93: Druckfestig. der Splitt-Unterbetone nach 8 h bei 30 °C
- Bild 94: Druckfestig. der Kies-Unterbetone nach 12 h bei 20 °C
- Bild 95: Biegezugfestigkeit nach 28 Tagen - Oberbeton
- Bild 96: Biegezugfestigkeit nach 28 Tagen - Unterbeton (Splitt)
- Bild 97: Biegezugfestigkeit nach 28 Tagen - Unterbeton (Kies)
- Bild 98: Druckfestigkeitsentwicklung des Oberbetons bei 20 °C
- Bild 99: Druckfestigkeitsentwicklung des Oberbetons bei 10 °C
- Bild 100: Druckfestigkeitsentwicklung des Oberbetons bei 30 °C
- Bild 101: Druckfestigkeitsentwicklung Unterbeton bis Tag 28/56 (Splitt, 20 °C-Lagerung)
- Bild 102: Druckfestigkeitsentwicklung Splittbeton mit CEM II/B S bis Tag 28/56 (Splitt, 20 °C-Lagerung)
- Bild 103: Druckfestigkeitsentwicklung Unterbeton mit CEM III/A und CEM III/A Labor bis Tag 28/56 (20 °C-Lagerung)
- Bild 104: Druckfestigkeitsentwicklung Unterbeton bis Tag 28/56 (Kies, 20 °C-Lagerung)
- Bild 105: Vergleich Kies-Splitt, 20 °C-Lagerung - Druckfestigkeitsentwicklung Unterbeton bis Tag 28/56
- Bild 106: Druckfestigkeitsentwicklung Unterbeton bis Tag 28/56 (Splitt, 10 °C-Lagerung)
- Bild 107: Druckfestigkeitsentwicklung Unterbeton bis Tag 28/56 (Splitt, 10 °C-Lagerung)
- Bild 108: Druckfestigkeitsentwicklung Unterbeton bis Tag 28/56 (Splitt, 30 °C-Lagerung)
- Bild 109: Druckfestigkeitsentwicklung Unterbeton mit CEM I bis Tag 28/56 (Splitt, 20/30 °C-Lagerung)
- Bild 110: Druckfestigkeitsentwicklung Unterbeton bis Tag 56 (Splitt, 20/30 °C-Lagerung, CEM I und CEM III/A Labor)
- Bild 111: Druckfestigkeitsentwicklung Unterbeton bis Tag 28/56 (Splitt, 20/30 °C-Lagerung, CEM I und CEM II)
- Bild 112: Dynamischer E-Modul - Oberbeton
- Bild 113: Dynamischer E-Modul – Splitt-Unterbeton
- Bild 114: Dynamischer E-Modul – Kies-Unterbeton
- Bild 115: Rechnerische Temperaturdehnung Oberbeton
- Bild 116: Rechnerische Temperaturdehnung Unterbeton (Splitt)
- Bild 117: Rechnerische Temperaturdehnung Unterbeton (Kies)
- Bild 118: Temperaturdehnung Oberbeton
- Bild 119: Temperaturdehnung Unterbeton (Splitt)
- Bild 120: Temperaturdehnung Unterbeton (Kies)
- Bild 121: Schwindverformungen Oberbeton bis 7 Tage
- Bild 122: Schwindverformungen Unterbeton (Splitt) bis 7 Tage
- Bild 123: Schwindverformungen Oberbeton bis 56 Tage
- Bild 124: Schwindverformungen Unterbeton (Splitt) bis 56Tage
- Bild 125: :Querschnittswichtung über Verhältnis der E-Moduln
- Bild 126: Temperaturverläufe in den einzelnen Schichten (Oberbeton, Fuge, Unterbeton) am Beispiel von S1.1.1 und S1.3.2
- Bild 127: Entwicklung des rel. dyn. E-Moduls [%] in Abhängigkeit der Zyklenzahl der Serien 1 und 2
- Bild 128: Entwicklung und Verlauf des rel. dyn. E-Moduls in Abhängigkeit der Balkengeometrie für S2.3 der Serie 2

Bild 129:	Alternative Darstellung (Heatmap) der Ergebnisse der Ultraschalllaufzeitmessungen. Hier gezeigt: oben - Unteransicht des Verbundkörpers S2.2.2 bei 5. Mio. Zyklen; unten: Seitenansicht des Verbundkörpers S2.2.2 bei 5. Mio. Zyklen	Tab. 15:	Herstellungsregime
Bild 130:	Haftzugfestigkeiten der Verbundbalken der Kombinationen S1.2 und S1.3	Tab. 16:	Lagerungs- und Frischbetontemperaturen
Bild 131:	Scherfestigkeiten der Betonkombinationen der Serie 1 und 2	Tab. 17:	Betonkombinationen für die Großbalken (Serie 1 u. 2)
Bild 132:	Bruchfigur nach Scherversuch. Rote Linie: Fuge	Tab. 18:	Zuordnung der Bindemittel
Bild 133:	Haftzugfestigkeiten der Betonkombinationen der Serie 1 und 2	Tab. 19:	Eingangswerte für die Berechnung der Temperaturdehnung aus [79]
Bild 134:	Bruchfigur nach Zugversuch. Rote Linie: Fuge	Tab. 20:	Versuchsmatrix FIB-Klimawechselanlage
Bild 135:	Mech. Erstbelastung: Rollender Reifen bei Verbundkörper B1 (nach der 1. Überrollung)	Tab. 21:	Mittelwerte Temperaturdehnung im Bereich 20-0-20 °C
Bild 136:	Scherfestigkeiten (oben) und Haftzugfestigkeiten (unten) an den Verbundkörpern B1 – B3	Tab. 22:	Eingangswerte für die Berechnung
		Tab. 23:	Angenommene Temperaturverteilung für die Berechnung
		Tab. 24:	Untersuchte Kombinationen aus Unter- und Oberbeton
		Tab. 25:	Betonkombination zur Simulation der Erstbelastung

Tabellen

Tab. 1:	Untersuchungsprogramm Oberbeton
Tab. 2:	Untersuchungsprogramm Unterbeton (Splitt)
Tab. 3:	Untersuchungsprogramm Unterbeton (Kies)
Tab. 4:	Untersuchungsprogramm Unterbeton (Splitt 2)
Tab. 5:	Untersuchungsprogramm Verbundprobekörper
Tab. 6:	Eigenschaften der Zemente
Tab. 7:	Korngrößenverteilung der Gesteinskörnungen
Tab. 8:	Ausgewählte Eigenschaften der Gesteinskörnungen (1)
Tab. 9:	Ausgewählte Eigenschaften der Gesteinskörnungen (2)
Tab. 10:	Betonzusatz- und Nachbehandlungsmittel
Tab. 11:	Ausgangsrezeptur Oberbeton
Tab. 12:	Ausgangsrezeptur Unterbeton (Splitt)
Tab. 13:	Ausgangsrezeptur Unterbeton (Kies)
Tab. 14:	Ausgangsrezeptur Unterbeton (Splitt 2)

Anhang I – Betonrezepturen

Oberbeton						
Zementart	CEM I 42,5 N			CEM II/A-S 42,5 R		
Flugaschegehalt [%]	0	15	30	0	15	30
Ausgangsstoff*	Anteil in kg/m ³ Beton					
Zement	420	396	375	420	396	375
Wasser	168	168	172	170	170	172
Flugasche	0	59	113	0	59	113
Feine Gesteinskörnung 0/2 (1)	543	527	510	539	524	509
Grobe Gesteinskörnung 2/5 (2)	601	584	564	597	580	563
Grobe Gesteinskörnung 5/8 (2)	601	584	564	597	580	563
Luftporenbildnerkonzentrat	0,139	0,258	0,394	0,189	0,399	0,525

Tab. Anhang I - 1: Rezepturen Oberbeton

Unterbeton (Splitt)							
Zementart	CEM I 42,5 N		CEM II/B-S 32,5 R		CEM III/A 42,5 N		CEM III/A (50)
Flugaschegehalt [%]	0	30	0	30	0	15	0
Ausgangsstoff*	Anteil in kg/m ³ Beton						
Zement	340	304	340	304	340	321	340
Wasser	136	139	136	139	139	143	139
Flugasche	0	91	0	91	0	48	0
Feine Gesteinskörnung 0/2 (1)	604	578	602	575	598	583	598
Grobe Gesteinskörnung 2/8 (3)	251	240	250	239	249	242	248
Grobe Gesteinskörnung 8/16 (3)	483	461	481	460	478	466	478
Grobe Gesteinsk. 16/22 (3)	579	554	577	552	574	559	573
Luftporenbildnerkonzentrat	0,122	0,304	0,122	0,304	0,197	0,257	0,306

Tab. Anhang I - 2: Rezepturen Unterbeton (Splitt)

Unterbeton (Kies)							
Zementart	CEM I 42,5 N		CEM II/B-S 32,5 R		CEM III/A 42,5 N		CEM III/A (50)
Flugaschegehalt [%]	0	30	0	30	0	15	0
Ausgangsstoff*	Anteil in kg/m ³ Beton						
Zement	340	304	340	304	340	321	340
Wasser	135	141	135	141	136	139	139
Flugasche	0	91	0	91	0	48	0
Feine Gesteinskörnung 0/2 (4)	563	536	561	535	559	545	556
Grobe Gesteinskörnung 2/8 (4)	282	268	280	267	280	273	278
Grobe Gesteinskörnung 8/16 (4)	469	447	467	446	466	454	464
Grobe Gesteinsk. 16/32 (4)	563	536	561	535	559	545	556
Luftporenbildnerkonzentrat	0,095	0,304	0,095	0,304	0,170	0,225	0,204

Tab. Anhang I - 3: Rezepturen Unterbeton (Kies)

*Das entsprechende Herstellwerk für die Gesteinskörnungen ist in Klammern angegeben

Unterbeton (Splitt2)							
Zementart	CEM I 42,5 N		CEM II/B-S 32,5 R		CEM III/A 42,5 N		CEM III/A (50)
Flugaschegehalt [%]	0	30	0	30	0	15	0
Ausgangsstoff*	Anteil in kg/m ³ Beton						
Zement	340	304	340	-	340	-	-
Wasser	143	143	143	-	143	-	-
Flugasche	0	91	0	-	0	-	-
Feine Gesteinskörnung 0/2 (1)	598	575	596	-	596	-	-
Grobe Gesteinskörnung 2/8 (5)	268	257	266	-	266	-	-
Grobe Gesteinskörnung 8/16 (5)	438	421	437	-	436	-	-
Grobe Gesteinsk. 16/22 (5)	593	569	590	-	490	-	-
Luftporenbildnerkonzentrat				-		-	-

Tab. Anhang I - 4: Rezepturen Unterbeton (Splitt 2)

*Das entsprechende Herstellwerk für die Gesteinskörnungen ist in Klammern angegeben

Anhang II – Versuchsergebnisse Einzelbetone

Druckfestigkeit Oberbeton

Druckfestigkeitsentwicklung Oberbeton (20 °C-Lagerung)							
Zement	CEM I 42,5 N			CEM II / A-S 42,5 R			
Flugaschegehalt [%]	0	15	30	0	15	30	
Druckfestigkeiten [N/mm ²] nach	8 h	3,4	2,9	3,3	3,1	2,7	4,1
	12 h	10,0	8,6	10,6	9,7	7,0	10,2
	1 d	22,7	20,1	22,5	25,2	21,1	21,0
	2 d	31,7	30,0	31,0	32,3	28,2	29,2
	3 d	35,8	35,8	35,5	37,3	33,5	33,7
	7 d	46,6	46,6	45,9	45,8	39,9	42,1
	28 d	55,5	60,3	56,8	55,1	53,3	54,5
	56 d	57,9	63,9	60,3	58,9	54,8	56,4

Tab. Anhang II - 1: Mittelwerte der Druckfestigkeit Oberbeton, 20 °C-Lagerung

Druckfestigkeitsentwicklung Oberbeton (10 °C-Lagerung)							
Zement		CEM I 42,5 N			CEM II / A-S 42,5 R		
Flugaschegehalt [%]		0	15	30	0	15	30
Druckfestigkeiten [N/mm ²] nach	8 h	-	-	-	-	-	-
	12 h	1,9	2,6	1,6	1,7	1,7	1,5
	1 d	10,2	11,6	8,8	9,5	9,1	8,0
	2 d	20,2	22,8	19,7	22,0	23,0	20,2
	3 d	27,4	28,4	25,6	26,5	27,5	25,4
	7 d	41,6	43,5	37,2	39,0	37,9	35,9
	28 d	59,4	57,0	52,2	55,4	51,4	50,0
	56 d	62,7	63,3	56,8	55,8	55,8	51,8

Tab. Anhang II - 2: Mittelwerte der Druckfestigkeit Oberbeton, 10 °C-Lagerung

Druckfestigkeitsentwicklung Oberbeton (30 °C-Lagerung)							
Zement		CEM I 42,5 N			CEM II / A-S 42,5 R		
Flugaschegehalt [%]		0	15	30	0	15	30
Druckfestigkeiten [N/mm ²] nach	8 h	9,6	11,1	7,8	9,9	9,1	8,7
	10 h	15,6	14,8	12,8	15,0	14,0	15,1
	1 d	32,3	27,9	26,9	30,0	27,4	27,4
	2 d	38,8	35,2	33,0	34,1	35,8	32,1
	7 d	49,5	47,1	43,4	44,7	45,1	43,0
	28 d	56,2	57,2	55,1	53,0	56,0	56,4
	56 d	57,4	64,7	62,9	57,1	59,6	57,1

Tab. Anhang II - 3: Mittelwerte der Druckfestigkeit Oberbeton, 30 °C-Lagerung

Druckfestigkeit Unterbeton (Splitt)

Druckfestigkeitsentwicklung Unterbeton (Splitt, 20 °C-Lagerung)								
Zement		CEM I 42,5 N	CEM I 42,5 N	CEM II / B-S 32,5 R	CEM II / B-S 32,5 R	CEM III / A 42,5 N	CEM III / A 42,5 N	CEM III / A (Labor)
Flugaschegehalt [%]		0	30	0	30	0	15	0
Druckfestigkeiten [N/mm ²] nach	8 h	7,56	4,79	5,15	4,79	3,19	4,27	3,41
	12 h	12,4	10,5	9,76	8,46	5,87	6,72	6,15
	1 d	25,4	23,2	18,6	21,5	14,2	13,7	12,3
	2 d	33,9	30,4	23,7	27,1	20,9	20,2	18,2
	3 d	39,2	33,1	28,2	32,2	25,6	26,8	22,2
	7 d	48,2	43,8	40,4	45,7	33,3	40,1	29,1
	28 d	54,8	53,6	45,6	59,2	54,1	62,2	52,1
	56 d	61,7	65,8	-	70,9	-	64,4	55,4

Tab. Anhang II - 4: Mittelwerte der Druckfestigkeit Unterbeton (Splitt), 20 °C-Lagerung

Druckfestigkeitsentwicklung Unterbeton (Splitt, 10 °C-Lagerung)								
Zement		CEM I 42,5 N	CEM I 42,5 N	CEM II / B-S 32,5 R	CEM II / B-S 32,5 R	CEM III / A 42,5 N	CEM III / A 42,5 N	CEM III / A (Labor)
Flugaschegehalt [%]		0	30	0	30	0	15	0
Druckfestigkeiten [N/mm ²] nach	8 h	1,42	-	-	-	-	-	0,97
	12 h	2,49	2,24	-	2,88	-	2,17	2,01
	1 d	11,0	10,9	-	8,99	-	8,51	5,01
	2 d	22,5	18,2	-	22,6	-	13,3	11,3
	3 d	28,5	22,6	-	23,7	-	16,5	14,3
	7 d	43,2	38,0	-	31,3	-	29,2	25,3
	28 d	55,9	56,2	-	50,1	-	54,8	48,5
	56 d	59,2	-	-	-	-	58,8	51,9

Tab. Anhang II - 5: Mittelwerte der Druckfestigkeit Unterbeton (Splitt), 10 °C-Lagerung

Druckfestigkeitsentwicklung Unterbeton (Splitt, 30 °C-Lagerung)								
Zement		CEM I 42,5 N	CEM I 42,5 N	CEM II / B-S 32,5 R	CEM II / B-S 32,5 R	CEM III / A 42,5 N	CEM III / A 42,5 N	CEM III / A (Labor)
Flugaschegehalt [%]		0	30	0	30	0	15	0
Druckfestigkeiten [N/mm ²] nach	8 h	10,1	10,2	-	10,9	-	6,49	7,76
	10 h	13,6	12,6	-	16,3	-	7,61	10,6
	1 d	25,7	25,7	-	27,9	-	19,0	22,8
	2 d	32,4	34,1	-	35,4	-	28,4	32,3
	3 d	36,9	38,6	-	39,2	-	34,1	38,3
	7 d	42,5	43,3	-	46,9	-	43,0	50,1
	28 d	46,2	64,7	-	58,4	-	60,0	66,0
	56 d	55,3	-	-	-	-	72,9	70,2

Tab. Anhang II - 6: Mittelwerte der Druckfestigkeit Unterbeton (Splitt), 30 °C-Lagerung

Druckfestigkeit Unterbeton (Kies)

Druckfestigkeitsentwicklung Unterbeton (Kies, 20 °C-Lagerung)								
Zement		CEM I 42,5 N	CEM I 42,5 N	CEM II / B-S 32,5 R	CEM II / B-S 32,5 R	CEM III / A 42,5 N	CEM III / A 42,5 N	CEM III / A (Labor)
Flugaschegehalt [%]		0	30	0	30	0	15	0
Druckfestigkeiten [N/mm ²] nach	8 h	3,66	2,84	-	1,94	-	3,41	1,81
	12 h	7,82	6,52	-	4,57	-	6,69	4,35
	1 d	21,4	20,6	-	14,8	-	15,0	9,79
	2 d	30,1	28,8	-	18,4	-	24,4	17,0
	3 d	35,6	33,0	-	23,0	-	26,7	20,7
	7 d	40,6	41,0	-	28,6	-	36,6	29,6
	28 d	50,9	55,4	-	43,4	-	58,4	50,0
	56 d	55,2	60,1	-	45,5	-	60,2	55,9

Tab. Anhang II - 7: Mittelwerte der Druckfestigkeit Unterbeton (Kies), 20 °C-Lagerung

Frühfestigkeit Unterbeton (Splitt)

Druckfestigkeitsentwicklung Unterbeton (Splitt, 20 °C-Lagerung)								
Zement		CEM I 42,5 N	CEM I 42,5 N	CEM II / B-S 32,5 R	CEM II / B-S 32,5 R	CEM III / A 42,5 N	CEM III / A 42,5 N	CEM III / A (Labor)
Flugaschegehalt [%]		0	30	0	30	0	15	0
Druckfestigkeiten [N/mm ²] nach	0 h	0,00	-	0,00	-	-	-	0,0
	2 h	0,15	-	0,14	-	-	-	0,10
	3 h	0,21	-	0,26	-	-	-	0,27
	4 h	0,54	-	0,55	-	-	-	0,53
	5 h	1,23	-	1,11	-	-	-	0,74
	6 h	1,80	-	1,66	-	-	-	1,41
	7 h	2,88	-	2,18	-	-	-	1,79
	8 h	7,56	-	5,15	-	-	-	3,41

Tab. Anhang II - 8: Mittelwerte der Druckfestigkeit Unterbeton (Splitt) nach 2 – 8 Stunden, 20 °C-Lagerung

Druckfestigkeitsentwicklung Unterbeton (Splitt, 10 °C-Lagerung)								
Zement		CEM I 42,5 N	CEM I 42,5 N	CEM II / B-S 32,5 R	CEM II / B-S 32,5 R	CEM III / A 42,5 N	CEM III / A 42,5 N	CEM III / A (Labor)
Flugaschegehalt [%]		0	30	0	30	0	15	0
Druckfestigkeiten [N/mm ²] nach	0 h	0,0	-	-	-	-	-	0,0
	2 h	0,13	-	-	-	-	-	0,11
	3 h	0,22	-	-	-	-	-	0,15
	4 h	0,30	-	-	-	-	-	0,15
	5 h	0,48	-	-	-	-	-	0,28
	6 h	0,71	-	-	-	-	-	0,39
	7 h	0,95	-	-	-	-	-	0,41
	8 h	1,42	-	-	-	-	-	0,97

Tab. Anhang II - 9: Mittelwerte der Druckfestigkeit Unterbeton (Splitt) nach 2 – 8 Stunden, 10 °C-Lagerung

Druckfestigkeitsentwicklung Unterbeton (Splitt, 30 °C-Lagerung)								
Zement		CEM I 42,5 N	CEM I 42,5 N	CEM II / B-S 32,5 R	CEM II / B-S 32,5 R	CEM III / A 42,5 N	CEM III / A 42,5 N	CEM III / A (Labor)
Flugaschegehalt [%]		0	30	0	30	0	15	0
Druckfestigkeiten [N/mm ²] nach	0 h	-	-	-	-	-	-	-
	2 h	-	-	-	-	-	-	-
	3 h	-	-	-	-	-	-	-
	4 h	-	-	-	-	-	-	-
	5 h	-	-	-	-	-	-	-
	6 h	6,16	-	-	-	-	-	6,07
	7 h	-	-	-	-	-	-	-
	8 h	10,05	-	-	-	-	-	7,76

Tab. Anhang II - 10: Mittelwerte der Druckfestigkeit Unterbeton (Splitt) nach 2 – 8 Stunden, 30 °C-Lagerung

Frühfestigkeiten Unterbeton (Kies)

Druckfestigkeitsentwicklung Unterbeton (Kies, 20 °C-Lagerung)								
Zement		CEM I 42,5 N	CEM I 42,5 N	CEM II / B-S 32,5 R	CEM II / B-S 32,5 R	CEM III / A 42,5 N	CEM III / A 42,5 N	CEM III / A (Labor)
Flugaschegehalt [%]		0	30	0	30	0	15	0
Druckfestigkeiten [N/mm ²] nach	0 h	0,00	-	-	-	-	-	0,00
	2 h	0,08	-	-	-	-	-	0,00
	3 h	0,26	-	-	-	-	-	0,22
	4 h	0,43	-	-	-	-	-	0,43
	5 h	0,86	-	-	-	-	-	0,68
	6 h	1,22	-	-	-	-	-	0,91
	7 h	2,53	-	-	-	-	-	1,19
	8 h	3,66	-	-	-	-	-	1,81

Tab. Anhang II - 11: Mittelwerte der Druckfestigkeit Unterbeton (Kies) nach 2 – 8 Stunden, 20 °C-Lagerung

Penetrationswiderstand Unterbeton (Splitt)

Penetrationswiderstand Unterbeton (Splitt, 20 °C-Lagerung)								
Zement		CEM I 42,5 N	CEM I 42,5 N	CEM II / B-S 32,5 R	CEM II / B-S 32,5 R	CEM III / A 42,5 N	CEM III / A 42,5 N	CEM III / A (Labor)
Flugaschegehalt [%]		0	30	0	30	0	15	0
Erforderliche Eindring- kraft [N] nach	2 h	153	207	84	130	96	108	80
	3 h	219	242	243	271	131	155	146
	4 h	318	303	318	> 500	177	216	223
	5 h	> 500	317	366	-	> 500	> 500	285
	6 h	-	> 500	> 500	-	-	-	351
	7 h	-	-	-	-	-	-	> 500

Tab. Anhang II - 12: Penetrationswiderstand Unterbeton (Splitt), 20 °C-Lagerung

Penetrationswiderstand Unterbeton (Splitt, 10 °C-Lagerung)								
Zement		CEM I 42,5 N	CEM I 42,5 N	CEM II / B-S 32,5 R	CEM II / B-S 32,5 R	CEM III / A 42,5 N	CEM III / A 42,5 N	CEM III / A (Labor)
Flugaschegehalt [%]		0	30	0	30	0	15	0
Erforderliche Eindring- kraft [N] nach	2 h	62	108	-	68	-	88	48
	3 h	94	146	-	142	-	136	75
	4 h	114	193	-	219	-	227	134
	5 h	156	251	-	343	-	408	202
	6 h	210	410	-	> 500	-	> 500	> 500
	7 h	> 500	> 500	-	-	-	-	-

Tab. Anhang II - 13: Penetrationswiderstand Unterbeton (Splitt), 10 °C-Lagerung

Penetrationswiderstand Unterbeton (Kies)

Penetrationswiderstand Unterbeton (Kies, 20 °C-Lagerung)								
Zement		CEM I 42,5 N	CEM I 42,5 N	CEM II / B-S 32,5 R	CEM II / B-S 32,5 R	CEM III / A 42,5 N	CEM III / A 42,5 N	CEM III / A (Labor)
Flugaschegehalt [%]		0	30	0	30	0	15	0
Erforderliche Eindringkraft [N] nach	2 h	87	122	-	30	-	89	54
	3 h	202	> 500	-	122	-	162	138
	4 h	220		-	189	-	> 500	192
	5 h	> 500		-	301	-	-	246
	6 h	-		-	> 500	-	-	> 500
	7 h	-		-	-	-	-	-

Tab. Anhang II - 14: Penetrationswiderstand Unterbeton (Kies), 20 °C-Lagerung

Hydratationswärmeentwicklung Oberbeton

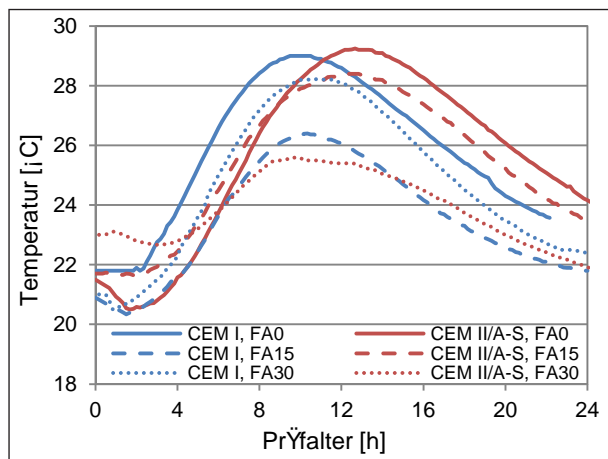


Bild Anhang II - 1: Hydratationswärmeentwicklung Oberbeton bei 20 °C-Lagerung

Hydratationswärmeentwicklung Unterbeton (Splitt) / Unterbeton (Kies)

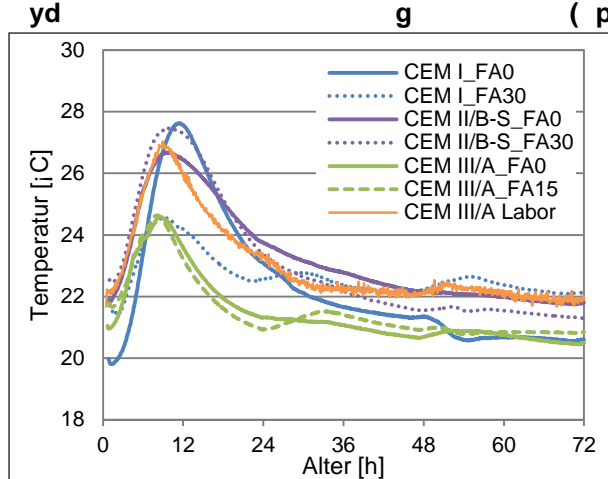


Bild Anhang II - 2: Hydratationswärmeentwicklung Unterbeton (Splitt) bei 20 °C-Lagerung

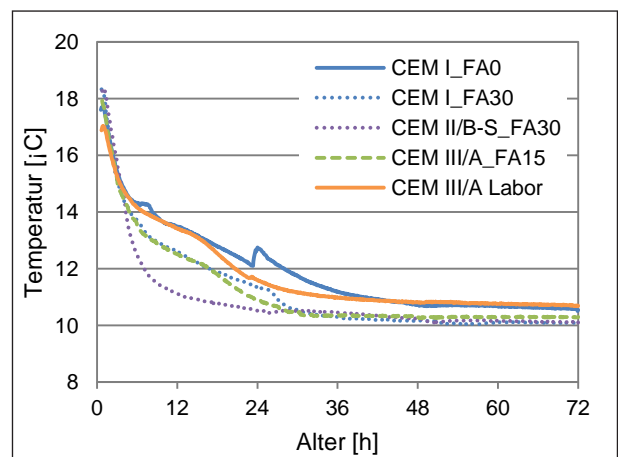


Bild Anhang II - 3: Hydratationswärmeentwicklung Unterbeton (Splitt) bei 10 °C-Lagerung

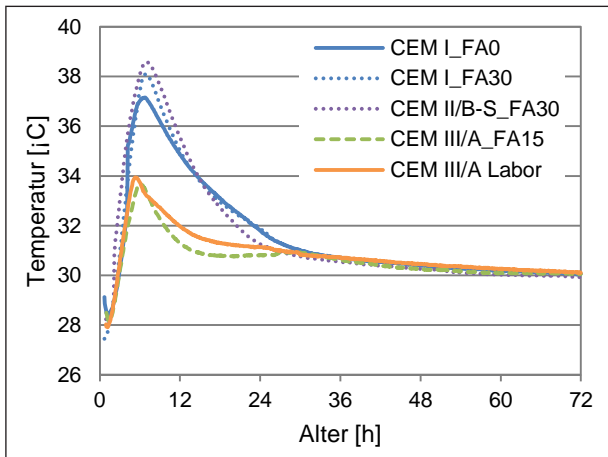


Bild Anhang II - 4: Hydrationswärmeentwicklung Unterbeton (Splitt) bei 30 °C-Lagerung

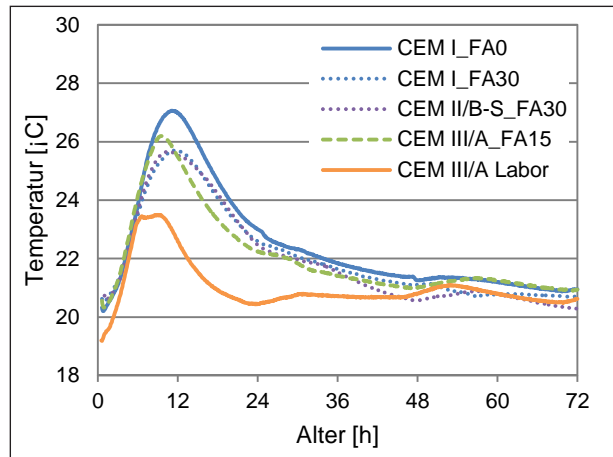


Bild Anhang II - 5: Hydrationswärmeentwicklung Unterbeton (Kies) bei 20 °C-Lagerung

Frost-Tausalz-Widerstand

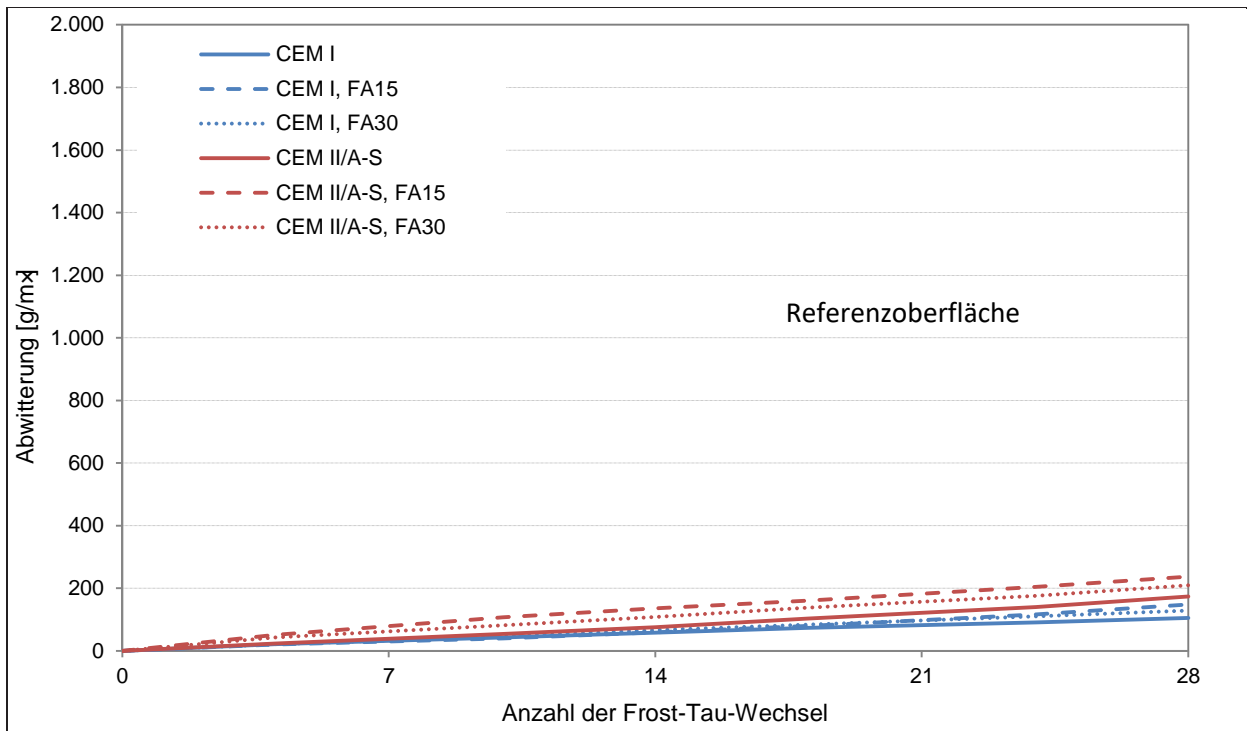


Bild Anhang II - 6: Abwitterungsverlauf der Oberbetone im CDF-Test an der Referenzoberfläche

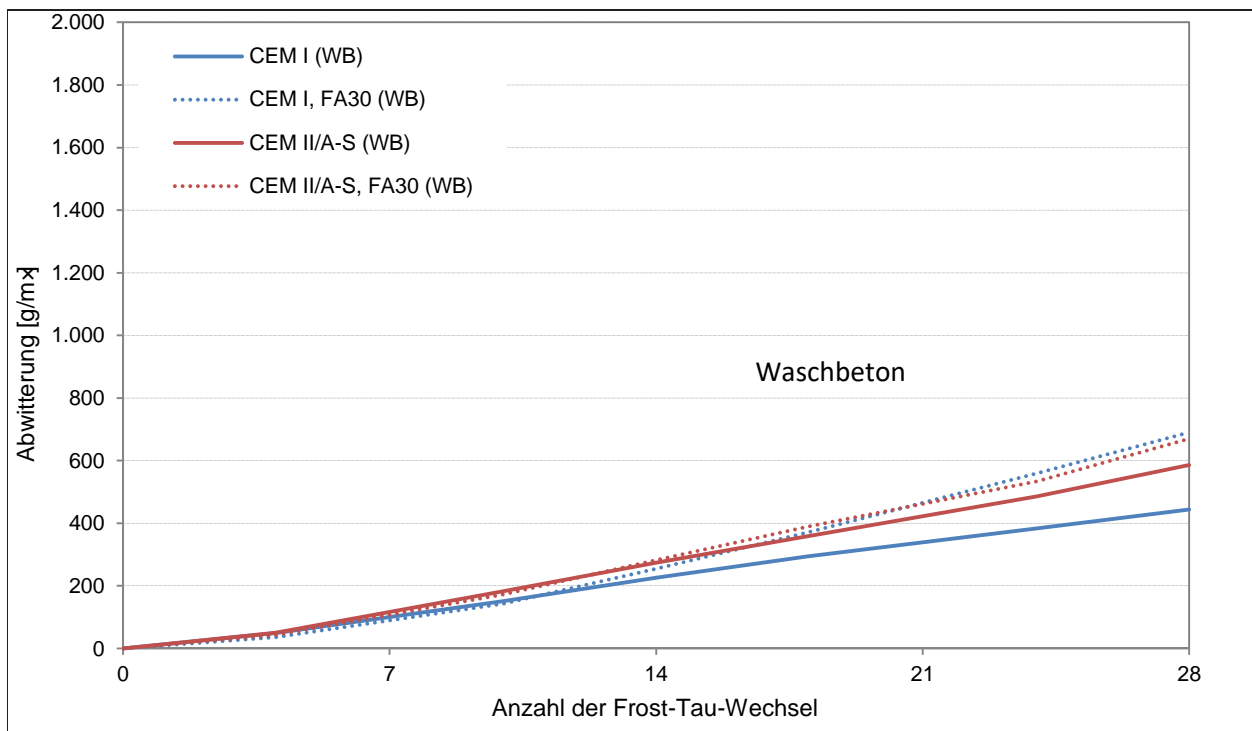


Bild Anhang II - 7: Abwitterungsverlauf der Oberbetone im CDF-Test an der Waschbetonoberfläche

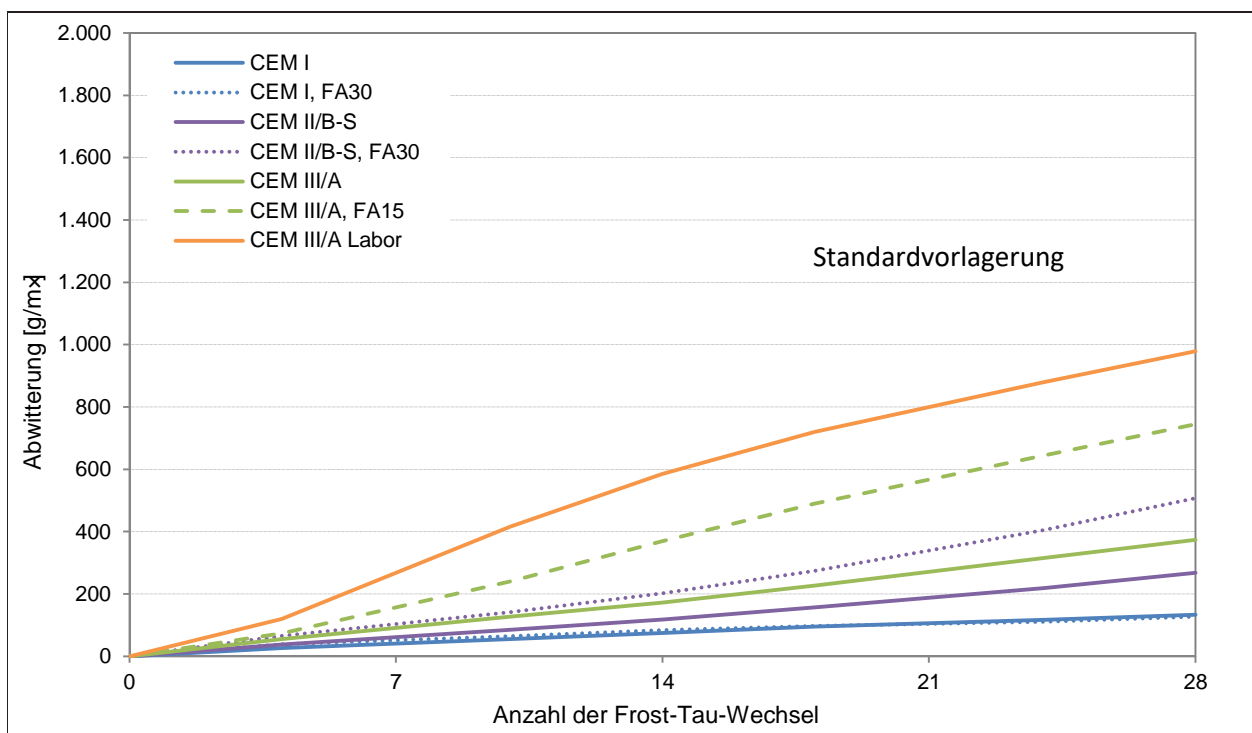


Bild Anhang II - 8: Abwitterungsverlauf der Splitt-Unterbetone im CDF-Test nach Standardvorlagerung

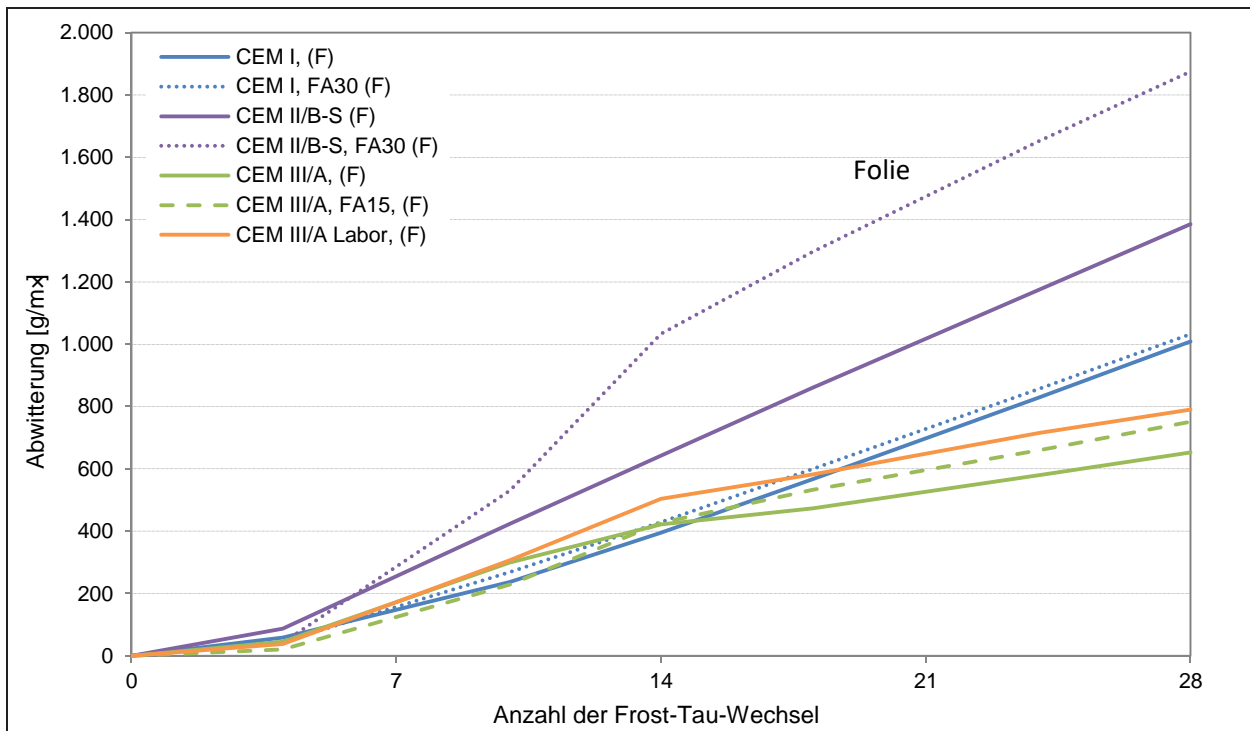


Bild Anhang II - 9: Abwitterungsverlauf der Splitt-Unterbetone im CDF-Test nach Vorlagerung in Folie

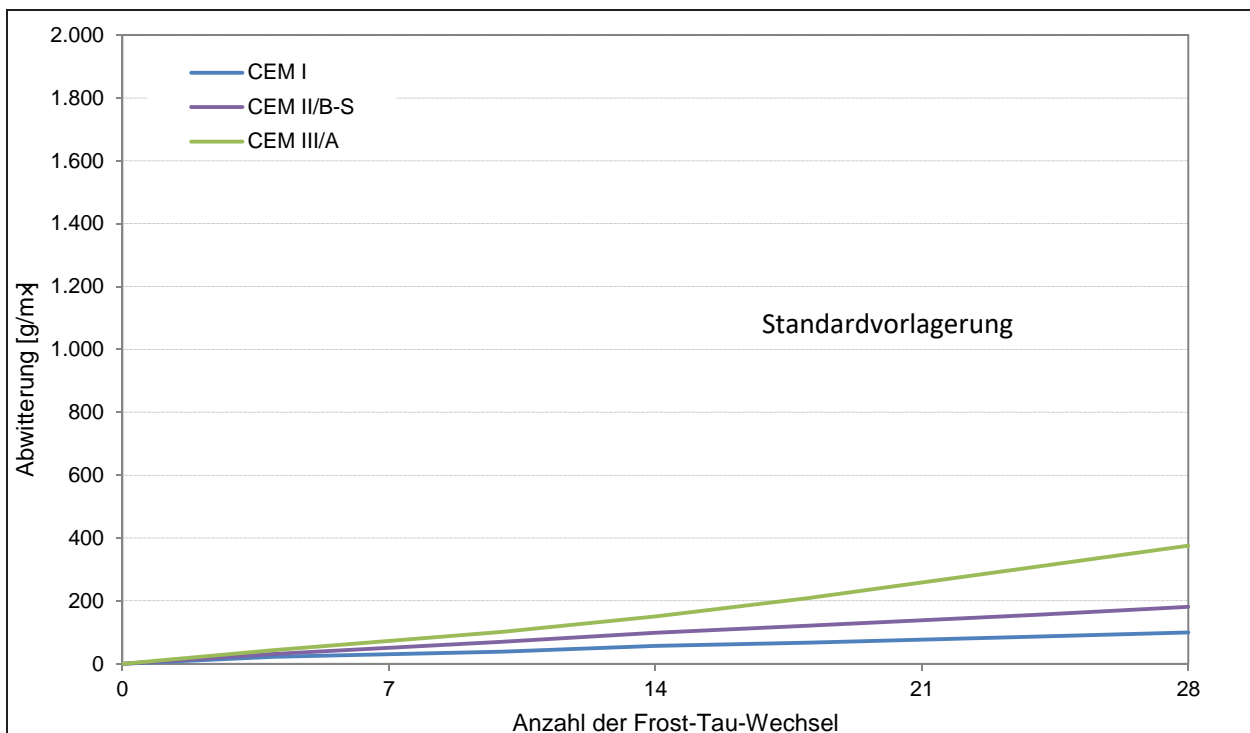


Bild Anhang II - 10: Abwitterungsverlauf der Kies-Unterbetone im CDF-Test nach Standardvorlagerung

Temperaturdehnung

Messung der Temperaturdehnung - Oberbeton									
Von	Temperaturschritt	20	30	40	30	20	10	0	10
Bis		30	40	30	20	10	0	10	20
CEM I_FA0	Einzelwerte	16,3	15,0	12,8	14,2	12,8	13,0	13,0	13,3
		16,3	15,3	12,8	14,3	13,0	12,8	13,0	13,0
		16,0	15,5	12,8	14,0	12,7	12,8	13,0	13,0
CEM II/A-S_FA30		16,0	15,5	12,8	13,5	12,0	12,3	12,0	12,8
		15,3	15,5	12,8	13,8	12,3	12,3	12,5	12,3
		16,0	16,0	13,0	14,0	12,0	12,3	12,3	12,5
CEM I_FA0	Mittelwerte	16,2	15,3	12,8	14,2	12,8	12,8	13,0	13,1
CEM II/A-S_FA30		15,8	15,7	12,8	13,8	12,1	12,3	12,3	12,5
CEM I_FA0	Temperaturbereich 20 - 0 - 20 °C,					12,8		13,0	
CEM II/A-S_FA30	Mittelwerte Kühl- und Aufwärmphase					12,2		12,4	
CEM I_FA0	Temperaturbereich 20 - 0 - 20 °C,					12,9			
CEM II/A-S_FA30	Mittelwert für Temperaturbereich					12,3			

Tab. Anhang II - 15: Bestimmung der Temperaturdehnung - Oberbeton

Messung der Temperaturdehnung - Unterbeton (Splitt)									
Von	Temperaturschritt	20	30	40	30	20	10	0	10
Bis		30	40	30	20	10	0	10	20
CEM I_FA0	Einzelwerte	13,8	14,3	13,0	11,3	11,5	11,3	11,3	12,0
		13,3	14,3	13,0	12,0	10,5	11,0	11,3	11,0
		14,5	14,3	13,5	12,8	11,3	11,3	11,3	11,8
CEM III/A Labor		12,8	16,3	13,3	12,5	11,5	11,0	11,5	11,3
		12,7	15,8	12,5	13,3	11,3	10,8	10,8	11,5
		14,0	15,5	12,5	13,8	11,5	11,0	11,0	12,0
CEM I_FA0	Mittelwerte	13,8	14,3	13,2	12,0	11,1	11,2	11,3	11,6
CEM III/A Labor		13,2	15,8	12,8	13,2	11,4	10,9	11,1	11,6
CEM I_FA0	Temperaturbereich 20 - 0 - 20 °C,					11,1		11,4	
CEM III/A Labor	Mittelwerte Kühl- und Aufwärmphase					11,2		11,3	
CEM I_FA0	Temperaturbereich 20 - 0 - 20 °C,					11,3			
CEM III/A Labor	Mittelwert für Temperaturbereich					11,3			

Tab. Anhang II - 16: Bestimmung der Temperaturdehnung – Unterbeton (Splitt)

Messung der Temperaturdehnung - Unterbeton (Kies)									
Von	Temperaturschritt	20	30	40	30	20	10	0	10
Bis		30	40	30	20	10	0	10	20
CEM I_FA0	Einzelwerte	16,0	15,8	15,8	14,5	14,5	13,3	13,8	13,8
		15,5	15,8	15,5	14,5	15,0	13,3	14,0	14,0
		16,5	15,5	15,8	14,8	14,0	13,5	14,0	13,8
CEM III/A Labor		15,3	15,5	16,3	13,8	14,3	13,5	14,0	13,7
		16,3	15,0	16,0	14,0	14,0	12,8	13,8	13,3
		15,5	16,0	15,8	14,8	14,3	13,3	13,8	14,0
CEM I_FA0	Mittelwerte	16,0	15,7	15,7	14,6	14,5	13,3	13,9	13,8
CEM III/A Labor		15,7	15,5	16,0	14,2	14,2	13,2	13,8	13,7
CEM I_FA0	Temperaturbereich 20 - 0 - 20 °C,					13,9		13,9	
CEM III/A Labor	Mittelwerte Kühl- und Aufwärmphase					13,7		13,8	
CEM I_FA0	Temperaturbereich 20 - 0 - 20 °C,					13,9			
CEM III/A Labor	Mittelwert für Temperaturbereich					13,7			

Tab. Anhang II - 17: Bestimmung der Temperaturdehnung – Unterbeton (Kies)

Anhang III – Zyklische Belastung

Frischbetonkennwerte der Verbundbalken – Unterbetone

Frischbetonkennwerte - Unterbeton der Verbundbalken							
Serie	Serie 1			Serie 2			
Bezeichnung	S1.1	S1.2	S1.3	S2.1	S2.2	S2.3	S2.4
Konsistenzklasse [-]	C1	C1	C1	C2	C1	C2	C1
Rohdichte [kg/dm³]	2,37	2,32	2,32	2,34	2,34	2,27	2,34
Luftgehalt [Vol.-%]	4,4	4,9	4,8	5,1	5,0	6,7	3,5

Tab. Anhang III - 1: Frischbetonkennwerte der Verbundbalken – Unterbetone

Ultraschalllaufzeitmessungen

Serie 1: Ultraschalllaufzeitmessungen - rel. dyn. E-Modul [%]									
Serie	Serie 1 -Messung durch Folie								
Bezeichnung	S1.1			S1.2			S1.3		
Zyklenzahl	S1.1.1	S1.1.2	S1.1	S1.2.1	S1.2.2	S1.2	S1.3.1	S1.3.2	S1.3
0	100	100	100	100	100	100	100	100	100
100,00									
1.000,00									
10.000,00									
100.000,00	100	100	100	100	100	100	100	100	100
211.000,00									
250.000,00	99	99	99	100	99	99	99	100	100
500.000,00	96	99	99	98	98	98	99	99	99
750.000,00									
1.000.000,00		99	99		97	97	98	98	98
2.000.000,00									
5.000.000,00		98	98		96	96	99	97	97
10.000.000,00							95	96	96

Tab. Anhang III - 2: Ultraschalllaufzeitmessungen – Serie 1

Serie 2: Ultraschalllaufzeitmessungen - rel. dyn. E-Modul [%]												
Serie	Serie 2 - Messung durch Schablone											
Bezeichnung	S2.1			S2.2			S2.3			S2.4		
Zyklenzahl	S2.1.1	S2.1.2	S2.1	S2.2.1	S2.2.2	S2.2	S2.3.1	S2.3.2	S2.3	S2.4.1	S2.4.2	S2.4
0	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
100,00										96	98	98
1.000,00										95	96	96
10.000,00										94	94	94
100.000,00	98	99	99	98	98	98	98	98	98	91	91	91
211.000,00	98	98	98	97	97	97	96	97	97			
250.000,00												
500.000,00	97	97	97	96	97	97	97	96	96			
750.000,00												
1.000.000,00	97	97	97	96	96	96	95	97	97			
2.000.000,00												
5.000.000,00	91	94	94	91	92	92	93	94	94	83	83	83
10.000.000,00												

Tab. Anhang III - 3: Ultraschalllaufzeitmessungen – Serie 2

Schnittplan zur Bohrkernentnahme nach zyklischer Belastung

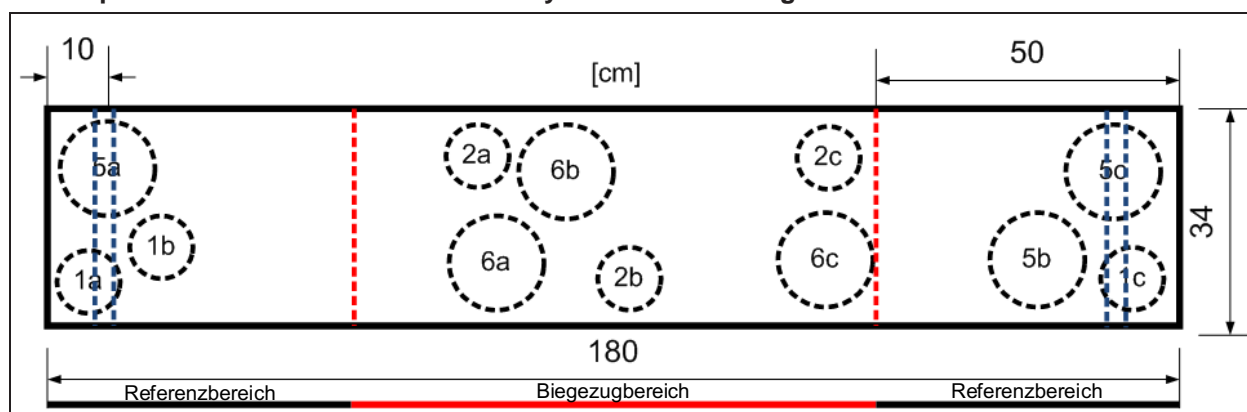


Bild Anhang III - 1: Schnittplan zur Bohrkernentnahme nach zyklischer Belastung

Scherfestigkeit

Serie 1 - Scherfestigkeiten n. TP-Asphalt Teil 80						
Proben-ID	S1.1.1	S1.1.2	S1.2.1	S1.2.2	S1.3.1	S1.3.2
5a	5,05	5,52	4,70	4,78	5,40	4,89
5b	5,94	5,53	4,63	5,32	5,65	6,18
5c	5,17	5,15	4,67	6,18	6,31	5,13
6a	4,74	5,63	5,42	5,31	6,01	6,88
6b	4,74	5,67	4,61	4,71	4,70	5,64
6c	5,17	-	-	5,04	4,83	6,07

Tab. Anhang III - 4: Scherfestigkeiten – Serie 1

Serie 2 - Scherfestigkeiten n. TP-Asphalt Teil 80								
Proben-ID	S2.1.1	S.2.1.2	S2.2.1	S2.2.2	S2.3.1	S2.3.2	S2.4.1	S2.4.2
5a	5,91	2,84	5,55	5,10	6,67	6,72	6,01	6,06
5b	6,01	2,68	7,20	5,01	4,96	5,83	5,90	6,40
5c	4,72	2,50	6,30	5,12	5,57	5,98	5,57	5,24
6a	7,88	5,74	5,39	4,74	5,73	5,41	5,61	5,35
6b	6,52	2,50	5,80	5,24	5,68	5,76	5,86	5,57
6c	5,24	3,27	6,43	5,30	5,38	5,87	6,14	5,99

Tab. Anhang III - 5: Scherfestigkeiten – Serie 1

Haftzugfestigkeit

Serie 1 – Haftzugfestigkeit n. DIN EN 14488-4						
Proben-ID	S1.1.1	S1.1.2	S1.2.1	S1.2.2	S1.3.1	S1.3.2
1a	1,91	2,73	1,87	1,89	2,60	1,87
1b	1,58	2,46	2,12	2,36	2,34	2,33
1c	2,06	2,37	2,09	2,14	2,45	2,15
2a	2,12	1,98	2,14	1,91	2,29	2,05
2b	2,74	2,50	1,96	1,95	1,71	1,94
2c	2,13	2,59	1,86	2,32	2,08	1,72

Tab. Anhang III - 6: Haftzugfestigkeiten – Serie 1

Serie 2 - Haftzugfestigkeit n. DIN EN 14488-4								
Proben-ID	S2.1.1	S.2.1.2	S2.2.1	S2.2.2	S2.3.1	S2.3.2	S2.4.1	S2.4.2
1a	2,19	1,74	2,01	2,37	1,14	2,17	2,11	1,85
1b	2,96	1,72	1,74	2,92	1,10	1,53	3,26	2,71
1c	2,49	1,57	1,69	2,45	1,79	1,76	2,07	2,48
2a	2,76	1,57	1,62	2,82	1,70	1,99	1,97	2,85
2b	2,72	1,30	2,14	2,84	1,78	1,84	2,31	2,09
2c	2,41	1,36	1,94	2,32	2,15	1,98	2,88	1,78

Tab. Anhang III - 7: Haftzugfestigkeiten – Serie 2

Temperaturverläufe gemessen an den Verbundbalken der Serie 1

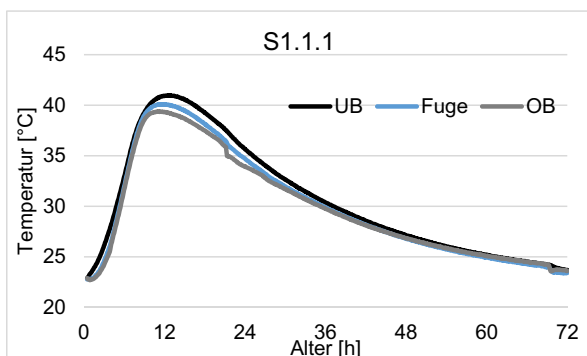


Bild Anhang III - 2: Temperaturverläufe Balken S1.1.1

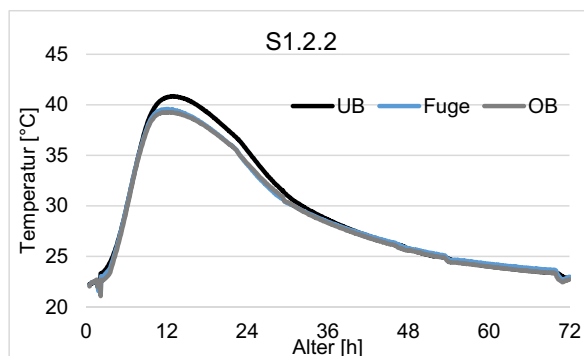


Bild Anhang III - 3: Temperaturverläufe Balken S1.1.2

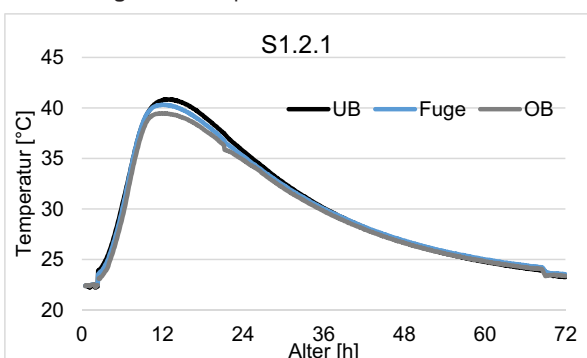


Bild Anhang III - 4: Temperaturverläufe Balken S1.2.1

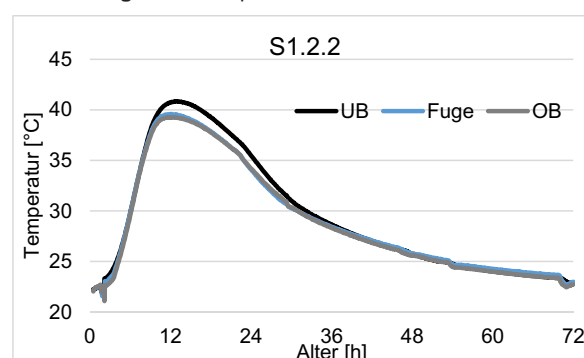


Bild Anhang III - 5: Temperaturverläufe Balken S1.2.2

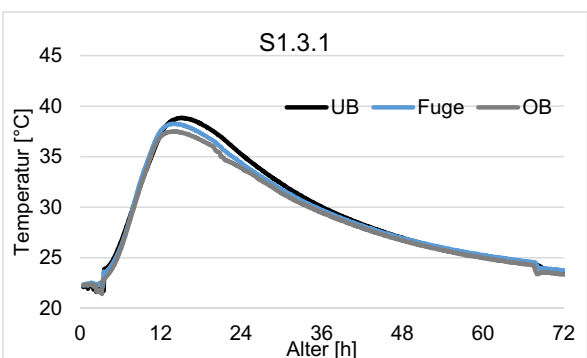


Bild Anhang III - 6: Temperaturverläufe Balken S1.3.1

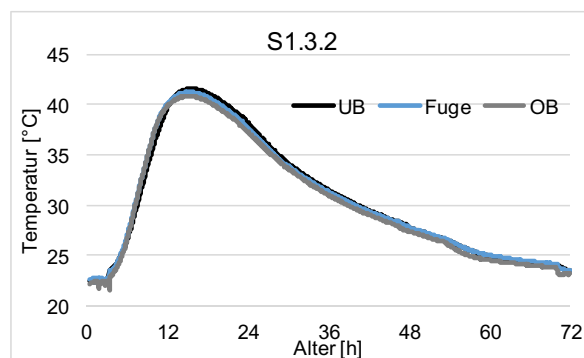


Bild Anhang III - 7: Temperaturverläufe Balken S1.3.2

Anhang IV – Mechanische Erstbelastung

Schnittplan zur Entnahme der Prüfkörper für die zentrischen Zugversuche und der Scherversuche

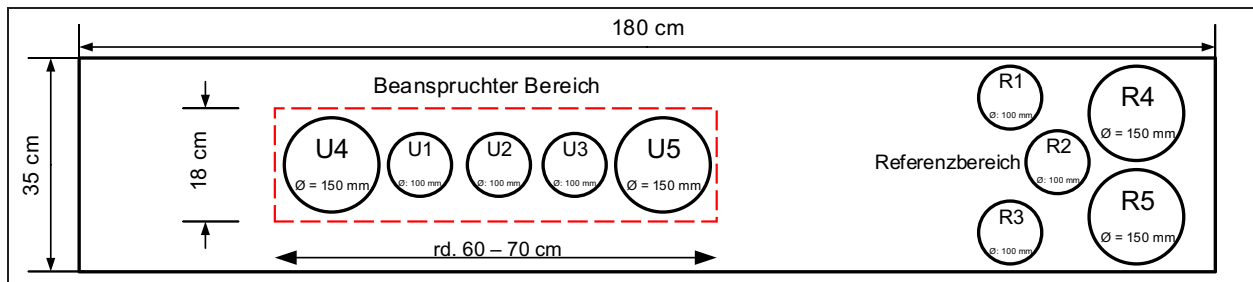


Bild Anhang IV - 1: Schnittplan zur Bohrkernentnahme nach mechanischer Erstbelastung

Scherfestigkeit

Zusätzliche Untersuchungen - Scherfestigkeiten n. TP-Asphalt Teil 80			
Proben-ID	B1 (20 °C)	B2 (10 °C)	B3 (10 °C +zykl. Belastung)
R4	4,90	5,42	4,50
R5	5,92	4,68	4,93
U4	6,38	4,58	5,12
U5	5,44	3,96	5,36

Tab. Anhang IV - 1: Scherfestigkeiten nach mechanischer Erstbelastung

Haftzugfestigkeit

Zusätzliche Untersuchungen – Haftzugfestigkeit n. DIN EN 14488-4			
Proben-ID	B1 (20 °C)	B2 (10 °C)	B3 (10 °C +zykl. Belastung)
R1	2,80	2,36	2,22
R2	2,07	2,13	2,56
R3	2,50	2,39	-
U1	2,98	2,43	2,52
U2	2,59	2,06	2,36
U3	2,39	2,09	-

Tab. Anhang IV - 2: Haftzugfestigkeiten nach mechanischer Erstbelastung

Schriftenreihe

Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen

Unterreihe „Straßenbau“

2013

S 79: Gussasphalt ohne Abstreuerung
Ripke € 9,00

S 80: Entwicklung einer neuen Versuchstechnik zur Bestimmung der Grenze zwischen halbfestem und festem Boden
Vogt, Birle, Heyer, Etz € 17,50

S 81: Das straßenrechtliche Nutzungsregime im Umbruch – Aktuelle Fragen des Planungsrechts
Durner € 15,00

2014

S 82: Qualitätskontrolle PWS – Wehner/Schulze Quality Control
Teil 1: Auswertung der Kenndaten der PWS Prüfung
Teil 2: Auswertung von Vergleichsuntersuchungen zur Prüfung der Poliereinheit mittels Schleifpapier
Jansen
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 83: Die Stellung der Gemeinden im Straßenrecht – aktuelle Probleme des Umweltrechts – Referate eines Forschungsseminars des Arbeitskreises „Straßenrecht“ am 23./24. September 2013 in Bonn
Durner € 17,00

S 84: Anforderungen an die Erhaltung von Radwegen
Maerschalk, Oertelt € 19,00

S 85: Kornformbeurteilung mit dem optischen Partikelmessgerät Camsizer®
Kunz
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

2015

S 86: Einfluss des Asphaltgranulates auf die bemessungs- und ermüdungsrelevanten Materialeigenschaften einer zwangs-gemischten, kaltgebundenen und bitumendominanten Tragschicht
Radenberg, Miljković, Schäfer
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 87: Untersuchungen zur Ermittlung von Präzisionswerten für zwei AKR-Schnelltests Durchführung und Auswertung
Müller, Seidel, Böhm
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 88: Verwendung von AKR-geschädigtem Betonaufbruch für hydraulisch gebundene Tragschichten
Hünger, Börner
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 89: Ermittlung von repräsentativen Substanzwerten in homogenen Abschnitten
Villaret, Frohböse, Jähmig, Karcher, Niessen, Buch, Zander
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 90: AKR-Untersuchungen für Fahrbahndecken aus Beton mit Waschbetonoberfläche
Müller, Seidel, Böhm, Stark, Ludwig, Seyfarth
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 91: Straßen im Gesamtsystem der Verkehrsträger
Durner
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 92: Längsebenheitsmesssysteme – Überprüfung der Signalverarbeitungsverfahren nach dem Prinzip der Mehrfachabtastung (HRM)
Neubeck, Wiesebrock
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

2016

S 93: Bewertung und Optimierung der Hydrophobierung zur Verminderung des AKR-Schädigungsfortschrittes in Fahrbahndeckenbetonen
Weise, Schrang € 19,50

S 94: Beanspruchung und Entfernbarkeit temporärer Fahrbahnmarkierung
Kemper, Schacht, Klaproth, Oeser, Beyer € 16,50

S 95: Bezugsgröße für den Verdichtungsgrad von Schichten ohne Bindemittel
Bialucha, Merkel, Motz, Demond, Schmidt, Ritter, Haas € 14,50

S 96: Bewertungshintergrund für den Widerstand gegen Polieren von Gesteinskörnungen nach dem PWS-Verfahren
Dudenhöfer, Rückert
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 97: Einheitliche Bewertungs- kriterien für Elemente der Straßenverkehrsinfrastruktur im Hinblick auf Nachhaltigkeit – Straße und Tunnel
Fischer, Sauer, Jungwirth, Baumgärtner, Hess, Ditter, Roth, Xalter
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 98: Verifikation eines Europäischen Prüfverfahrens zur Beurteilung der Dauerhaftigkeit von Asphalt
Böhm, Beara
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 99: Ansprache und Steuerung von Healing-Effekten bei Asphalt
Wistuba, Alisov, Isailović
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 100: Probekörperherstellung für performance-basierte Asphaltprüfungen
R. Roos, C. Karcher, A. Wittenberg
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 101: Belastungseinrichtung Mobile Load Simulator MLS10 Sensorik zur Beanspruchungsdetektion im ersten gemeinsamen Versuchsbetrieb
Wacker, Scherckenbach, Rabe, Golkowski
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 102: Effizienz technischer Sicherungsmaßnahmen im Erdbau – Lysimeteruntersuchungen unter Laborbedingungen – Teil 1: Bodenmaterial
Kellermann-Kinner, Bürger, Marks € 16,50

S 103: Effizienz technischer Sicherungsmaßnahmen im Erdbau – Untersuchungen von Bauweisen in Freilandlysimetern – Teil 1: Untersuchungszeitraum 2010 - 2013
Brand, Tiffert, Endres, Schnell, Marks, Kocher € 19,50

S 104: Nachhaltige und effiziente Sanierung von Schlaglöchern
Thienert, Beckedahl, Koppers, Paffrath, Nafe € 15,00

2017

S 105: Untersuchungen zur Überprüfung des Luftporenanteils als Verdichtungsanforderung bei feinkörnigen Böden und bindigen Mischböden
Lypp, Birle, Heyer, Vogt € 20,50

S 106: Zusammenhang zwischen Bitumenchemie und straßenbautechnischen Eigenschaften
Radenberg, Nytus, Gehrke
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 107: Baustoffe für standfeste Bankette
Koukoulidou, Birle, Heyer € 15,50

S 108: Neue Wege zur Finanzierung des Straßenbaus – Entwicklungen des europäischen Umweltrechts – Referate eines Forschungsseminars des Arbeitskreises „Straßenrecht“ am 21./22. September 2015 in Bonn
Durner
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 109: RIVA – Risikoanalyse wichtiger Verkehrsachsen des Bundesfernstraßennetzes im Kontext des Klimawandels
Korn, Leupold, Mayer, Kreienkamp, Spekat € 15,50

S 110: Vergleichbarkeit der Auslaugraten von Materialien mit und ohne Sandzumischung nach dem Säulenkurzverfahren (DIN 19528)
Lin, Linnemann, Vollpracht € 16,50

S 111: Bitumenextraktion aus Asphalt mit dem nachwachsenden Rohstoff Octansäuremethylester (Kokosester)
Alisov, Wistuba
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 112: Nachweis der flächendeckenden Verdichtungskontrolle von Asphalt
Zander, Buch, Birbaum
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 113: Einfluss der Temperatur auf die Probekörperherstellung bei Niedrigtemperaturgussasphalt im Rahmen der Kontrollprüfungen
Schellenberg
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 114: Studie zum Anwendungspotenzial von werksgemischtem Kaltbauweisen – Asphalt
Mollenhauer
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

2018

S 115: Performance-orientierte Asphaltspezifikation – Entwicklung eines praxisingerechten Prüfverfahrens zur Ansprache des Verformungswiderstandes
Wistuba, Isailović
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 116: Weiterführende Untersuchungen zur Beurteilung des Adhäsionsverhaltens zwischen Bitumen und Gestein
Radenberg, Nytus, Boetcher, Diedel, Miehl
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 117: Bauzeitenverkürzung durch optimierten Asphalteinbau
Böhm, Tiemann, Ulrich, Verges, Muschalla
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 118: Untersuchung der Dauerhaftigkeit unterschiedlicher Asphaltbinderkonzepte
Renken, Wistuba
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 119: Grundfragen des straßenrechtlichen Nutzungsregimes – Straßenrecht im Zeichen des Klimawandels
Durner
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 120: Temperaturuntersuchungen am und im Mobile Load Simulator MLS30 – Analyse des Temperatureinflusses während eines Dauerversuchs für weitere Versuchsprogramme
Wacker, Scherckenbach, Jansen
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 121: Repräsentative Ermittlung der performance-relevanten Asphalteigenschaften als Grundlage neuer Vertragsbedingungen
Roos, Plachkova-Dzhurova, Grafmüller, Milch, Hase, Schindler, Schröter, Zumsande, Wörner, Kazakova, Patzak
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 122: Ermittlung neuer Zuordnungswerte zur Einteilung bindiger Böden in Fest- und Lockergesteine
Möller, Bundschuh, Birle, Heyer € 18,50

S 123: Bindemitteldesign für Asphaltstraßen – Definition eines chemisch-rheologischen Anforderungsprofils
Stephan, Weigel € 19,00

S 124: Dauerhafte Betonfahrbahndecken unter Berücksichtigung aktueller ökologischer und wirtschaftlicher Aspekte
Müller, Schulte-Schrepping, Benra, Ludwig, Breitenbücher
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

Fordern Sie auch unser kostenloses Gesamtverzeichnis aller lieferbaren Titel an! Dieses sowie alle Titel der Schriftenreihe können Sie unter der folgenden Adresse bestellen:

Fachverlag NW in der Carl Ed. Schünemann KG
Zweite Schlachtpforte 7 · 28195 Bremen
Tel. + (0)421/3 69 03-53 · Fax + (0)421/3 69 03-63

Alternativ können Sie alle lieferbaren Titel auch auf unserer Website finden und bestellen.

www.schuenemann-verlag.de