

BETONSTRASSEN

Das Handbuch



Leitfaden für die Praxis

Mit dem vorliegenden Buch „**BETONSTRASSEN – Das Handbuch, Leitfaden für die Praxis**“ wurde eine wichtige Lücke geschlossen:

Erstmals sind nun alle technischen Grundlagen für die Herstellung und Erhaltung von Betonfahrbahnen kompakt und übersichtlich zusammengefasst. Das Buch gibt einen durchgängigen Überblick über den Stand der Technik im Betonstraßenbau, wobei der Fokus auf die österreichischen Bauweisen gelegt wird. Darüber hinaus wird auch auf aktuelle Entwicklungen und innovative Bauweisen bzw. Anwendungen eingegangen. Das Kompendium soll nicht nur ein Handbuch bzw. Nachschlagewerk für Planer, örtliche Bauaufsicht (ÖBA) und Anwender auf der Baustelle sein, sondern auch als Grundlage für die Lehre in technischen Schulen, Fachhochschulen und Universitäten dienen.

Bei der Realisierung dieses Handbuches durften wir auf Unterstützung von BMVIT/Verkehrssicherheitsfonds, ASFINAG/Baumanagement GmbH und der Vereinigung der Österreichischen Zementindustrie (VÖZ) zurückgreifen. Unter wissenschaftlicher Leitung wurden die Autoren und Experten aus Wissenschaft, Verwaltung und Baupraxis mit Ihrem Fachwissen und Ihrer Erfahrung in den Entstehungsprozess dieses Handbuches integriert und koordiniert.

Wir wünschen viel Vergnügen bei der Lektüre dieses Handbuches.

J. Steigenberger
Projektleitung

R. Blab
Wissenschaftliche Leitung

Impressum

Medieninhaber und Herausgeber

Zement + Beton Handels- u. Werbeges.m.b.H
Reisnerstraße 53, A-1030 Wien, T: +43 1 714 66 85-0, www.zement.at

Autoren

Ronald Blab, Markus Hoffmann/TU-Wien,
Martin Langer/Heilit+Woerner,
Stefan Marchtrenker, Peter Nischer, Martin Peyerl, Johannes Steigenberger/VÖZfi

Bildrechte: bei den Autoren, wenn nicht gesondert angeführt,

Titelbild: © ARGE PPP Ostregion

Redaktion: Ronald Blab, Katharina Hanna/TU-Wien, Frank Huber/Z+B,
Johannes Steigenberger/VÖZfi – Redaktionsschluss August 2012

Lektorat: Katharina Hanna/TU-Wien, Cathérine Stuzka/Z+B

Gestaltung: Brigitte Simma, Atelier Simma, www.simma.net

Druck: Druckerei Walla Ges.m.b.H, www.walladruck.at

ISBN 3-9501576-2-X

Die abgedruckten Beiträge berücksichtigen die einschlägigen Normen und Richtlinien in Ihren Grundzügen. In allen wichtigen Fragen kann auf den vollen Text der Normen und Richtlinien nicht verzichtet werden. Alle Informationen erfolgen nach bestem Wissen und Gewissen, jedoch ohne Gewähr. Eine Haftung ist ausgeschlossen.

Inhalt

1	Einleitung	4
2	Eigenschaften von Betonfahrbahnen	8
2.1	Einleitung	9
2.2	Tragfähigkeit und Lebensdauer	11
2.3	Griffigkeit und Ebenheit	12
2.4	Lärmtechnische und optische Eigenschaften	15
2.5	Wirtschaftlichkeit und Nachhaltigkeit	16
3	Baustoffe und Betonzusammensetzung	20
3.1	Allgemeines	21
3.2	Betonausgangsstoffe	21
3.3	Betontechnologie	26
3.4	Betonzusammensetzung für Beton für Verkehrsflächen	30
3.5	Weitere Baustoffe und Nachbehandlungsmittel	33
4	Bauweisen und konstruktive Grundlagen	34
4.1	Betondeckensysteme und Bautypen	36
4.2	Fugen	41
4.3	Stahleinlagen	47
4.4	Oberbau mit Betondecken	50
4.5	Entwässerung	62
4.6	Beanspruchung	65
4.7	Dimensionierung	85
4.8	Weitere Baugrundsätze	105
5	Betonherstellung und Einbau	112
5.1	Betonherstellung	113
5.2	Betondeckeneinbau	117
5.3	Fugen	127
5.4	Schutzmaßnahmen und Nachbehandlung	130
6	Betonrecycling	134
6.1	Rahmenbedingungen für Recycling im Betonstraßenbau	135
6.2	Verwendung von Betonabbruchmaterial in Betonstraßen	139
6.3	Praktische Vorgehensweise	144
7	Qualitätssicherung	146
7.1	Erstprüfung	148
7.2	Kontrollprüfung/Konformitätskontrolle	151
7.3	Überwachung der Kontrollprüfung	151
7.4	Prüfung der funktionalen Anforderung – Abnahmeprüfung	153
7.5	Qualitätssicherung	153
8	Anwendungsgebiete und Sonderbauweisen	154
8.1	Hochrangiger Straßenbau	155
8.2	Urbane Verkehrsflächen	158
8.3	Ländlicher Wegebau	160
8.4	Kreisverkehrsanlagen	162
8.5	White Topping	167
8.6	Rastanlagen	168
9	Erhaltung von Betonstraßen	174
9.1	Einführung in das Erhaltungsmanagement	175
9.2	Schadensursachen und Zustandsmerkmale	177
9.3	Zustandserfassung und Auswertung	183
9.4	Erhaltungsmaßnahmen	190
9.5	Grundlagen Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen	206
10	Anhang	212

Der Leitfaden für die Praxis „Betonstraßen – Das Handbuch“ wurde durch die Unterstützung, das Fachwissen und die Erfahrung von Experten aus Wissenschaft, Verwaltung, Industrie und Baupraxis ermöglicht.

Unser besonderer Dank gebührt:



Der Herausgeber

Zement + Beton
Handels- und Werbeges.m.b.H.

BETONSTRASSEN
Das Handbuch

Leitfaden für die Praxis

1

EINLEITUNG

DI Dr. Johannes Steigenberger

Forschungsinstitut der VÖZ

Motivation

Die **Vereinigung der Österreichischen Zementindustrie (VÖZ)** hat – unterstützt durch das BMVIT (Verkehrssicherheitsfonds) und die ASFINAG (Baumanagement GmbH) – mit der Erstellung dieses Handbuches *Betonstraßen* eine wichtige Lücke geschlossen: Bis dato war das komplexe Thema Betonstraßen in keinem österreichischen Werk kompakt und übersichtlich zusammengefasst verfügbar. Wir kommen damit auch einem vielfach geäußerten Wunsch unserer Experten aus dem In- und Ausland nach, die österreichische Betondeckenbauweise einem breiteren Interessenskreis zugänglich zu machen.

Erstmals sind nun alle technischen Grundlagen für die Herstellung und Erhaltung von Betonfahrbahnen kompakt und übersichtlich zusammengefasst. Das Buch gibt einen durchgängigen Überblick über den Stand der Technik im Betonstraßenbau, wobei der Fokus auf die österreichischen Bauweisen gelegt wird. Darüber hinaus wird auch auf aktuelle Entwicklungen und innovative Bauweisen bzw. Anwendungen eingegangen.

Bei der Realisierung dieses umfassenden Themas konnten wir neben der Unterstützung durch das BMVIT (Verkehrssicherheitsfonds) und die ASFINAG (Baumanagement GmbH) auch auf das Fachwissen und die Erfahrung vieler Experten aus dem Straßenbau zurückgreifen. Koordiniert wurden die Autoren und die Co-Autoren unter der wissenschaftlichen Leitung von Herrn Univ. Prof. DI Dr. Ronald Blab, der in einem breiten Review Prozess mit ausgewiesenen Experten aus Wissenschaft, Verwaltung und Baupraxis die einzelnen Abschnitte kritisch durchleuchtet hat.

Diese Veröffentlichung *Betonstraßen für die Praxis* soll nicht nur ein Handbuch bzw. Nachschlagewerk für Planer, örtliche Bauaufsicht (ÖBA) und Anwender auf der Baustelle sein, sondern auch als Grundlage für die Lehre in technischen Schulen, Fachhochschulen und Universitäten dienen.



Inhalt

Welch spannende und interessante Entwicklungen der moderne Betonstraßenbau genommen hat, zeigt sich heute in vielen Facetten (Kapitel 2: Eigenschaften von Betonfahrbahnen, Kapitel 4: Bauweisen und konstruktive Grundlagen und Kapitel 8: Anwendungsgebiete). Dabei scheint das Potential der Betondecke noch lange nicht ausgeschöpft.

Für richtig bemessene und nach modernen Gesichtspunkten gebaute Betonstraßen sind Erneuerungsintervalle von 40 Jahren durchaus realistisch (Kapitel 4). Die strukturelle Lebensdauer einer Betondecke hängt aber nicht nur von der Dickenbemessung allein, sondern auch von Baustoffwahl (Kapitel 3: Baustoffe und Betonzusammensetzung), den baulichen Randbedingungen (Kapitel 4), wie Fugenausbildung, Entwässerung, Erosionsbeständigkeit der Unterlage etc. ab.

Für die hohen Anforderungen an die Dauerhaftigkeit von Betondecken sind Fachkenntnis und Sorgfalt aller Beteiligten entscheidend. In den Kapiteln 5 (Herstellung) und

7 (Qualitätssicherung) sind die wichtigsten Schritte bei der Herstellung und zur Sicherung der Qualität dargestellt.

In den letzten 20 Jahren wurden in Österreich Maßnahmen (Recycling, zweischichtiger Einbau, lärmarme Oberflächen etc.) vorangetrieben, die sich nicht nur in Europa, sondern weltweit immer stärker zu den wesentlichen Faktoren im Bereich nachhaltiger Bauweisen entwickeln. Diese vielfältige Thematik zieht sich durch mehrere Kapitel: 2 (Eigenschaften), 5 (Herstellung), 6 (Recycling), 7 (Qualitätssicherung), 8 (Anwendungsgebiete) und 9 (Erhaltung von Betonstraßen).

Kapitel 9 (Erhaltung von Betonstraßen) rundet das umfangreiche Thema Betonstraßen mit Maßnahmen zur Erhaltung/Instandsetzung und Grundlagen für Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen ab.

Wir wünschen viel Vergnügen bei der Lektüre dieses Handbuchs.

Dank

Bei der Verwirklichung dieses Handbuches durften wir auf Unterstützung, Fachwissen und Erfahrung von Experten aus Wissenschaft, Verwaltung und Baupraxis zurückgreifen.

Unser besonderer Dank gebührt

BMVIT / Verkehrssicherheitsfonds
DI Dr. Eva-Maria Eichinger-Vill
Marie-Luise Ring
Ing. Mag. Robert Radetzky

ASFINAG / Baumanagement GmbH
DI Gernot Brandtner
DI Arno Piko
DI Michael Steiner
Ing. Herwig Steiner

Autoren

Univ.Prof. DI Dr. Ronald Blab (Wissenschaftliche Leitung)
Univ.Ass. DI Dr. Markus Hoffmann
DI Martin Langer
DI Stefan Marchtrenker
Univ.-Doz. DI Dr. Peter Nischer
DI Dr. Martin Peyerl
DI Dr. Johannes Steigenberger (Projektleitung)

Redaktionelle Unterstützung

Katharina Hanna

Externe Experten

Ing. Christian Albrecht
DI Michael Anthofer
Dkfm. (FH) Hannes Eisner
Bmstr. DI Felix Friembichler
DI Karl Gragger
WHR DI Dr. Wolfgang Haslehner
Ing. Thomas Hetzenberger
DI Dr. Frank Huber
DI Mario Krmek
Prok. Franz Lecker
Ing. Walter Müllner
OAR Ing. Helmut Obermair
Prof. BR h.c. DI Dr. Hermann Sommer
DI Stefan Spalt
DI Dr. Michael Wagner
DI Robert Wallner
Dr. Alfred Weninger-Vycudil
Ing. Michael Zand



2

EIGENSCHAFTEN VON BETONFAHRBAHNEN

Univ.-Prof. DI Dr. Ronald Blab

Technische Universität Wien

Inhaltsverzeichnis

2.1	Einleitung	7
2.2	Tragfähigkeit und Lebensdauer	9
2.3	Griffigkeit und Ebenheit	10
2.4	Lärmtechnische und optische Eigenschaften	13
2.5	Wirtschaftlichkeit und Nachhaltigkeit	14



2.1 Einleitung

Betonfahrbahnen sind unter Beachtung wesentlicher Konstruktions- und Herstellungsprinzipien kosteneffiziente und langlebige Bauweisen. Um dies zu gewährleisten, sind aber bekannte Grundsätze bei der baulichen Gestaltung, eine ausreichende Bemessung der Konstruktion im Hinblick auf die jeweiligen verkehrlichen und klimatischen Gegebenheiten und die qualitätsgesicherte Herstellung und Nachbehandlung der Betondecke zu beachten. Der österreichische Straßenbau kann auf eine langjährige, erfolgreiche Tradition im Betondeckenbau verweisen, mit einem hohen technischen Entwicklungsstand bei der Konzeption und Herstellung von Betonfahrbahnen, die dabei zu beachtenden bautechnischen und organisatorischen Herausforderungen, sowie bei den durch die Bauherrn und Nutzer gestellten funktionalen Anforderungen an Betondecken.

Die Straßenkonstruktion wird nach oben hin durch die Fahrbahnoberfläche abgegrenzt. Mit der Baustoffwahl sind wesentliche Gebrauchseigenschaften der Fahrbahndecke

verbunden, da diese im engen Zusammenhang mit den jeweiligen, sehr unterschiedlichen, materialtechnologischen Eigenschaften stehen. So beeinflussen die Eigenschaften und der Zustand der Deckschichte in hohem Maß die Verkehrssicherheit und den Fahrkomfort der Straßenbenutzer sowie die Umweltbelastung und den Energieverbrauch der Kraftfahrzeuge beim Befahren einer Straße.

Zur sicheren Fortbewegung auf der Straße benötigt ein Fahrzeug einen ausreichenden Kraftschluss zwischen Reifen und Fahrbahn. Über die Radaufstandsfläche werden dabei alle Antriebs-, Brems- und Seitenkräfte übertragen. Die Eigenschaften und der Zustand der Oberfläche der Fahrbahndecke sind dabei entscheidend für das Kraftschlussvermögen und damit ein wesentlicher Aspekt für die Verkehrssicherheit der Straße.

Zum Fahrkomfort gehört, dass der Straßenbenutzer keinen unzumutbaren Beschleunigungen und Ruckerscheinungen ausgesetzt wird, wobei hier eine Systemwirkung zwischen der generellen Fahrweise, der gewählten Geschwindigkeit und der geometrischen

Linienführung der Straße besteht. Ein Beitrag der Fahrbahndecke zum „komfortablen Fahren“ besteht somit vor allem im Vermeiden von Unebenheiten.

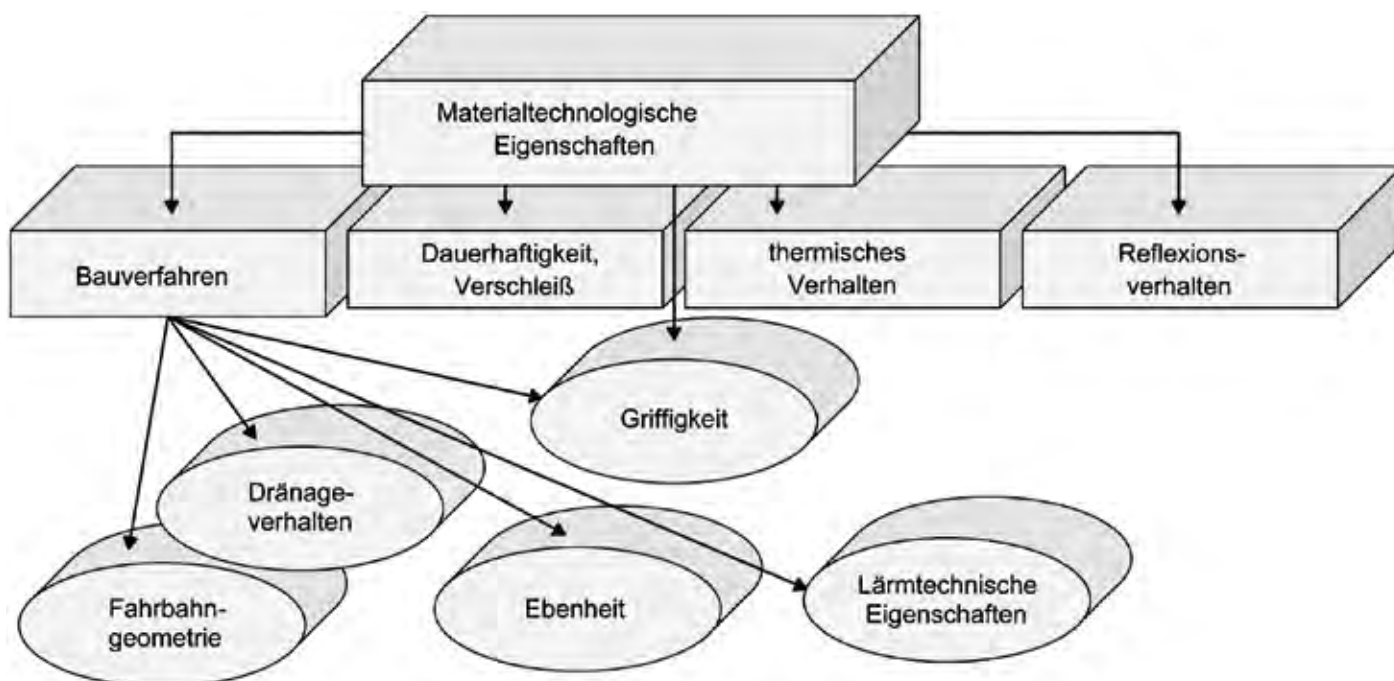
Die Qualität der Oberflächeneigenschaften wird u. a. durch die für die Deckschicht gewählten Baustoffe und Bauverfahren sowie durch die im Betrieb gewählten Erhaltungsmaßnahmen bestimmt. Die Deckeneigenschaften von Straßen sind dabei nicht gleichbleibend (konstant), sondern vielmehr ständigen Veränderungen durch Einwirkungen aus Verkehr, Klima und Winterdienst unterworfen.

Direkt beeinflusst werden durch die Baustoffwahl auch die Dauerhaftigkeit und der Verschleiß, die Reflexionseigenschaften sowie das thermische und das Brandverhalten des Fahrbahnbelages (siehe Abb.2-1). Letztlich entscheidet die Wahl des Baustoffes auch über die möglichen Bau- und Herstellungstechnologien. Diese beeinflussen wiederum wesentliche Eigenschaften der Straßenoberfläche im Hinblick auf die Fahrbahngeometrie, die Ebenheit und Griffigkeit, das Drainageverhalten sowie die lärmtechnischen Eigenschaften.

Ein weiteres, wesentliches konstruktives Merkmal von Betonfahrbahnen ergibt sich aus den Eigenschaften des Baustoffs Beton und seiner weitgehenden Unempfindlichkeit gegenüber Temperaturen: Im Gegensatz zu flexiblen, in Asphaltbauweise hergestellten Straßenbefestigungen unterliegt der erhärtete Beton keinen wesentlichen Veränderungen hinsichtlich der Materialeigenschaften und seines Gefüges. Betondecken sind daher gegenüber Brems- und Anfahrkräften weitgehend unempfindlich. Spurrinnenbildung kann zuverlässig vermieden werden.

Das Konstruktionsprinzip der Betonstraße unterscheidet sich wesentlich von dem der in Asphaltbauweise hergestellten Oberbaubefestigung. Das konstant biegesteife, d. h. mit konstantem Steifigkeitsmodul E , aus bewehrten oder verdübelten und verankerten Betonplatten bestehende Deckensystem weist gegenüber flexiblen Bauweisen, aufgrund der temperatur (T)- und belastungsdauerabhängigen (t) Steifigkeit des Asphalts, eine um ein Vielfaches günstigere Lastübertragung auf die Unterlage auf (Abb.2-2), muss aber aufgrund der Baustoffeigenschaften von Beton in Felder und Platten unterteilt werden.

Abb.2-1: Einfluss der Baustoffauswahl auf die Eigenschaften der Fahrbahn [2.1]



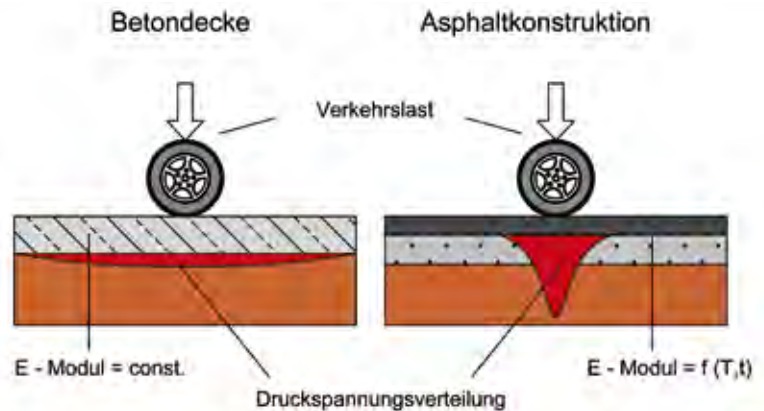
Die Betonplatte wirkt ähnlich wie eine Fundamentplatte, die zur Übertragung von schweren Lasten auf den Untergrund angewandt wird, und bedarf daher bei ausreichender Bemessung keiner weiteren druckverteilenden Unterlage. Die plastischen Verformungen des Untergrundes bzw. des Unterbaus bleiben bei ausreichender und gleichmäßiger Tragfähigkeit klein.

2.2 Tragfähigkeit und Lebensdauer

Aufgrund der Baustoffeigenschaften von Beton weisen Betondecken speziell bei hoher Verkehrsbelastung eine längere Lebensdauer als Asphaltbefestigungen auf. Diesem Umstand wird auch bei der Dimensionierung der Straßenbefestigungen Rechnung getragen (siehe dazu auch Kap. 4.7). Betondecken werden in der Regel auf eine theoretische Lebensdauer von 30 Jahren bemessen. Bei Asphaltkonstruktionen geht man in Hinblick auf deren strukturelle Lebensdauer von einem 20-jährigen Bemessungszeitraum aus. Innerhalb dieser Lebensdauer können bei Asphaltstraßen bei hohen Verkehrsbelastungen Spurrinnen auftreten, die innerhalb des Bemessungszeitraums eine Deckensanierung notwendig machen. Die unterschiedlichen Kosten für die bauliche Erhaltung sind somit ebenso wie die höhere technische Lebensdauer von Betonstraßen im Zuge einer Wirtschaftlichkeitsuntersuchung z. B. in Form einer Lebenszykluskostenanalyse (LCCA) bei der Wahl der Oberbaukonstruktion von Fahrbahnaufbauten einzubeziehen.

Die hohe Lebensdauer und die günstigeren Lebenszykluskosten von Betonfahrbahnen insbesondere bei hoher Verkehrsbelastung spiegeln sich beispielsweise sehr deutlich in deren Anteil am österreichischen Straßen- und Wegenetz sowie in der Altersverteilung der Fahrbahnaufbauten am österreichischen hochrangigen Autobahnen- und Schnellstraßennetz (A und S-Netz) wider. Während Beton im untergeordneten Straßennetz als Straßenbaustoff eine untergeordnete Rolle spielt, sind im rund 2.100 km langen A und S-Netz rund 40 % als Betonfahrbahnen ausgeführt (Abb.2–3).

Abb.2–2: Lastabtragende Wirkung von Fahrbahnkonstruktionen, schematisch



Die ältesten Betonstraßen Österreichs sind 65 Jahre alt und Teil des Landesstraßennetzes. Auf dem A und S-Netz stammen die ältesten Betondecken aus dem Jahr 1961. Derart alte Betonstraßen bilden allerdings nur einen kleinen Teil des Gesamtnetzes: Rund 10 % des höherrangigen Straßennetzes sind älter als 30 Jahre, mit über 66 % wurde der überwiegende Anteil aber in den letzten 15 Jahren errichtet, die durch eine starke Zunahme des Schwerverkehrs am A und S-Netz geprägt waren (Datenbasis 2011). Eine detaillierte Aufstellung der Altersverteilung zeigt die Abb.2–4.

Abb.2–3: Anteil der Betonfahrbahnen am österreichischen Straßen- und Wegenetz

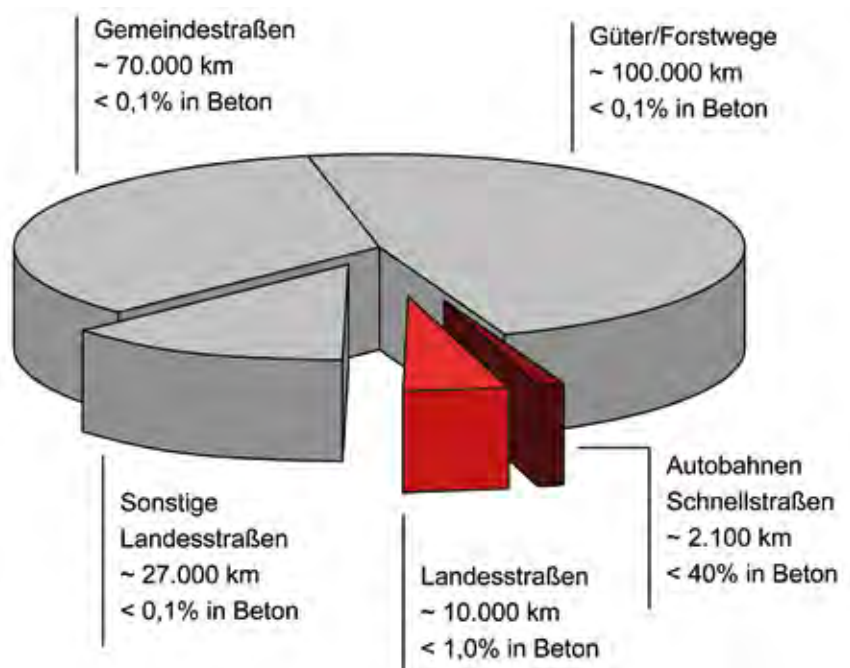


Abb.2-4: Altersverteilung der Betondecken im österreichischen A und S-Netz (Datenbasis 2011, ASFINAG)

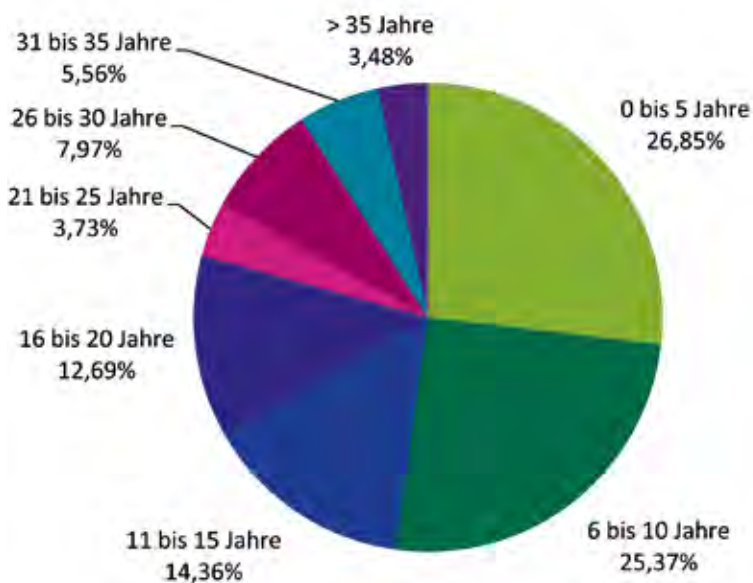
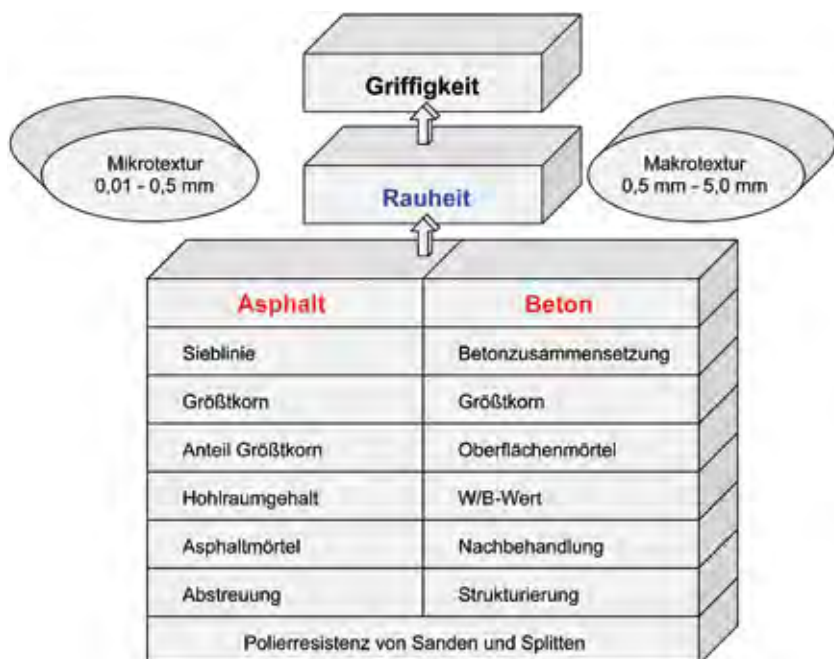


Abb.2-5: Material- und bautechnische Einflüsse auf die Griffigkeit von Fahrbahndecken (nach [2,2])



2.3 Griffigkeit und Ebenheit

Für die Verkehrssicherheit ist die Griffigkeit eine wesentliche Eigenschaft der Fahrbahnoberfläche. Die Griffigkeit wird durch deren Mikro- und Makrotextur bestimmt. Die material- und bautechnischen Einflüsse auf die Griffigkeit von Fahrbahndecken sind in der Abb.2-5 dargestellt. Demnach lassen sich griffigkeitsrelevante Oberflächeneigenschaften durch eine Vielzahl von material- und bautechnischen Maßnahmen erzielen.

Bei der Herstellung von Betondecken entsteht an der Oberfläche durch das vibrierende Verdichten beim Einbau eine Mörtelschicht, die einen hohen Mehlkornanteil bestehend aus Zement und Feinstoffen des Zuschlages aufweist (Abb.2-6).

Im unbehandelten Zustand bestimmt der Oberflächenmörtel die Rauheit der Decke und wirkt sich so u.a. ungünstig auf die Griffigkeit aus. Deshalb wird die frische Betondecke zur Herstellung einer Oberflächenstruktur üblicherweise nachbehandelt. Dies kann beispielsweise durch Abziehen der geglätteten Betonoberfläche mit einem Jutetuch oder einem Stahlbesen erfolgen. Die Anwendung des Jutetuchs hat sich dabei in Österreich nicht bewährt. Die anfangs vorhandene Struktur nutzt sich je nach Festigkeit des Zementsteins und der Verkehrsbeanspruchung ab. Der Sand des Oberflächenmörtels gewinnt entsprechend an Einfluss auf die Griffigkeit. Daher sind im Oberbeton polierresistente Sande für eine gute Griffigkeit in dieser Phase erforderlich. Erst wenn der Oberflächenmörtel abgefahren bzw. abgewittert ist, wird die eigentliche Betonzusammensetzung mit den groben Gesteinskörnungen maßgebend für die Textur und damit für die Griffigkeit und die Geräuschemission. Da dieser Oberflächenzustand über die weitere Gebrauchsdauer maßgeblich bleibt, sollten die groben Gesteinskörnungen neben einer hohen Oberflächenrauheit eine hohe Polierresistenz aufweisen.

Häufig wird der Oberflächenmörtel durch ein geeignetes Verfahren ausgebürstet, wobei die groben Zuschläge in der oberflächennahen Zone freigelegt werden und eine so-

genannte Waschbetonoberfläche entsteht. Die Waschbetontechnologie wurde in den 90-er Jahren in Österreich führend durch das Österreichische Forschungsinstitut der Zementindustrie unter Herrn Prof. Dr. Sommer mitentwickelt [2.4] und in dieser Form auch von zahlreichen Nachbarländern übernommen. Betondecken mit Waschbetontextur sind heute die Standardbauweise im hochrangigen österreichischen Straßenbau. Beim Waschbeton wird die Makrotextur durch die erzielte Ausbürsttiefe bestimmt, die Mikrotextur muss am Anfang und langfristig durch die Schärfe und die Polierresistenz des freigelegten Splittkorns gewährleistet werden.

Abb.2-7 gibt einen Überblick über bewährte Oberflächenausbildungen von Betondecken.

In Österreich erfolgt die Griffigkeitsmessung am hochrangigen Straßennetz mit dem Messsystem RoadStar. Die kennzeichnende Größe für die Fahrbahngriffigkeit ist dabei der Reibungsbeiwert μ , der bei angenäster Oberfläche in der Radspur gemessen wird. Je höher der Reibungsbeiwert liegt, umso günstiger ist die Straßengriffigkeit. Die Abb.2-8 zeigt die Mittelwerte der am österreichischen A und S-Netz erfassten Griffigkeitswerte (50 m Messergebnisse) in Abhängigkeit vom Alter der Deckschichte (Messkampagne 2011). Dazu eingetragen sind im Sinne der angewandten Erhaltungssystematik der Zielwert mit der Zustandnote 1,5 und der Warnwert mit der Note 3,5 (Notenskala: 1-sehr gut bis 5-ungenügend) nach den österreichischen Bewertungskriterien für die messtechnische Zustandserfassung des Straßenoberbaus (RVS 13.01.15 [2.5]).

Abb.2-6: Die oberflächennahen Zonen der Betondecke nach der Herstellung [2.3]

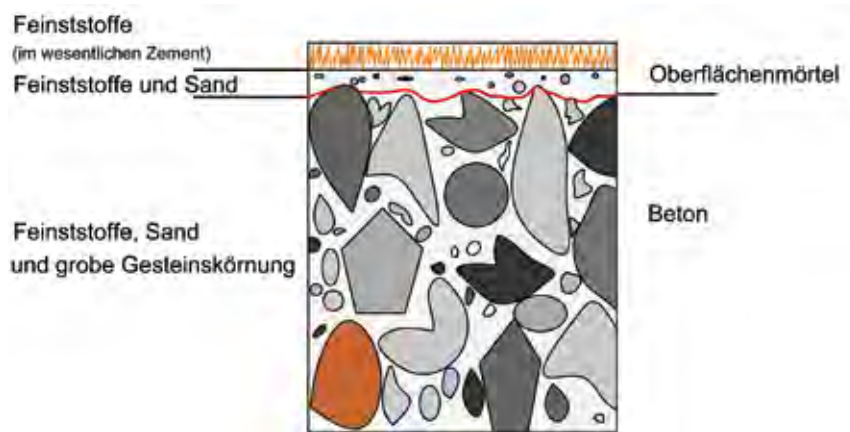


Abb.2-8: Mittlere Fahrbahngriffigkeit (50 m-Messwerte) im österreichischen A und S-Netz (Messkampagne 2011, ASFINAG)

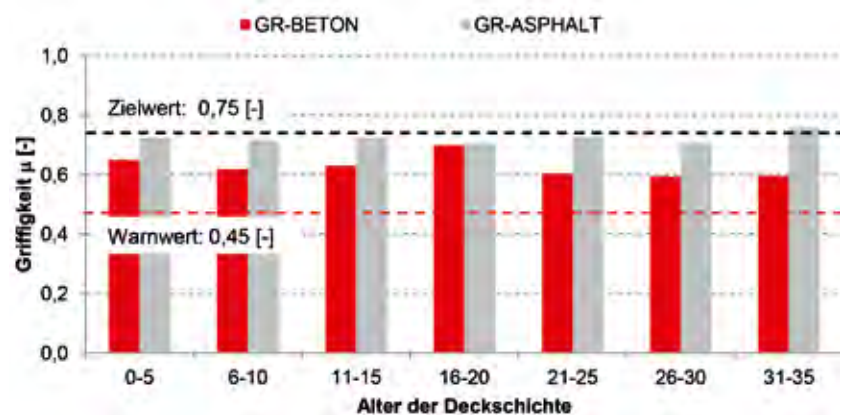


Abb.2-7: Oberflächentextur von Betondecken: Nachbehandlung durch Besenstrich links, Waschbetonoberfläche GK 8 mm rechts



Die Auswertung der Griffigkeitsverläufe bei Betondecken zeigt ein gutes, mittleres Niveau der Anfangsgriffigkeit in den ersten fünf Jahren der Liegedauer. Bei Betondecken sinkt das Griffigkeitsniveau nach den ersten fünf Jahren geringfügig und bleibt dann aber sehr konstant bzw. steigt bei älteren Decken leicht wieder an. Bei Decken mit Liegedauern über 20 Jahren, die mit keiner modernen Oberflächentextur (Waschbetondecke) ausgeführt wurden, ist die mittlere Griffigkeit deutlich niedriger.

Hinsichtlich der Ebenheit von Straßendecken ist zwischen Längs- und Querebenheit zu unterscheiden. Die Entstehung von Unebenheiten an der Fahrbahnoberfläche hängt von der Qualität bei der Herstellung und vom durch die Baustoffwahl bedingten, unter-

schiedlichen Verformungsverhalten der Fahrbahndecken ab. Plastische Verformungen in Längs- und Querrichtung treten bei neuen Straßendecken wegen des Baustoffverhaltens nur bei Asphaltstraßen auf. Bei starren Betondecken zeigen sich Unebenheiten hingegen in Form von Hebungen, Senkungen oder Brüchen einzelner Platten.

Als Beurteilungsgröße für die Längsebenheit eines Straßenabschnittes kann aus der in Österreich mit dem System RoadStar^[2,5] durchgeführten messtechnischen Straßenzustandserfassung der sogenannte IRI (International Roughness Index)-Wert ermittelt werden. Dieser errechnet sich aus der Reaktion eines schwingenden, mechanisch idealisierten Fahrzeug-Masse Systems beim Überfahren der gemessenen Längsunebenheiten. Je niedriger der IRI-Wert liegt, umso fahrzeug- und oberbauschonender ist die Fahrbahnoberfläche. Abb.2–9 zeigt mittlere IRI-Messwerte (50 m Abschnitte) im österreichischen A und S-Netz (Messkampagne 2009, ASFiNAG) für Betondecken in Abhängigkeit von der Liegedauer. Darin ist ersichtlich, dass die Längsebenheitsentwicklung von Betonfahrbahnen über die Liegedauer annähernd gleich günstig zu bewerten ist. Betonfahrbahnen älteren Baujahrs weisen allerdings eine deutlich unünstigere Längsebenheit auf.

Aus dieser Zeit stammen auch mögliche Vorurteile hinsichtlich der Befahrbarkeit und Nutzerfreundlichkeit von Betondecken. Die bei den Deckensystemen jüngerer Bauart deutlich niedrigeren IRI-Werte sind somit Ausdruck der technologischen Entwicklung auch beim modereren Betondeckeneinbau. Anzumerken ist dabei, dass bei diesem Bewertungskriterium für die Längsebenheit (IRI-Wert) die bei Betondecken an den Querfugen im kurzen Abstand möglichen Unebenheiten nicht maßgeblich einfließen. Die geltende Bewertungssystematik für den Straßenoberbau sieht keinen Ziel- oder Warnwert für dieses Zustandsmerkmal vor.

Auch die Fahrbahnunebenheiten im Querprofil (Spurrinnen) werden in Österreich ebenfalls mit dem System RoadStar messtechnisch auf Netzebene erfasst. Diese ist speziell in Hinblick auf die Verkehrssicherheit ein maßgebliches Zustandsmerkmal der

Abb.2–9: Mittlere Längsebenheit (50 m-Messwerte) im österreichischen A und S-Netz (Messkampagne 2009, ASFiNAG)

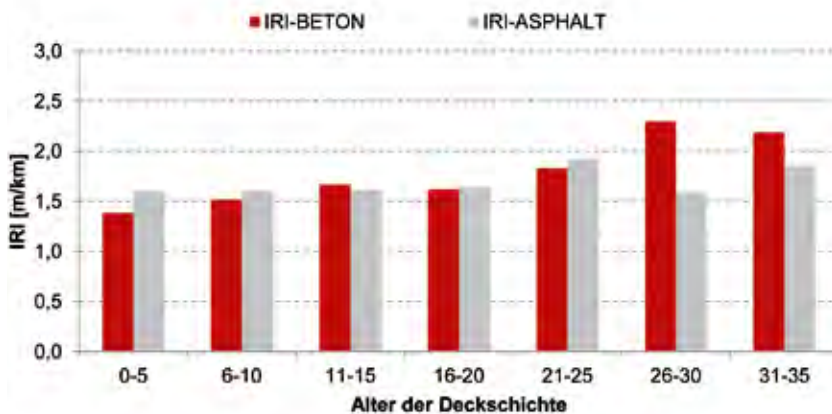
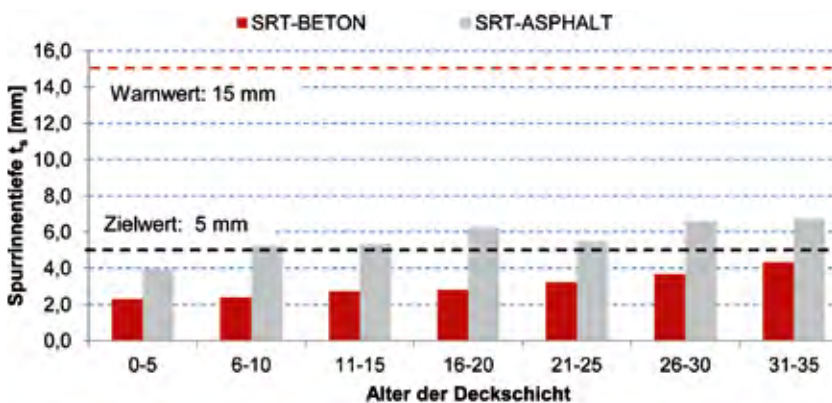


Abb.2–10: Mittlere Spurrinnentiefe (50 m-Messwerte) im österreichischen A und S-Netz (Messkampagne 2011, ASFiNAG)



Fahrbahnoberfläche (Aquaplaning-Gefahr). Die maximale Spurrinntentiefe t_s wird als maximale Abweichungen unter einer 2 m Messlatte ausgewertet und wie alle messtechnisch erfassten Zustandsmerkmale über einen Abschnitt von 50 m gemittelt [2.5]. Aus der maximalen Abweichung von der Messlatte ergibt sich die maßgebliche Spurrinntentiefe (SRT). Die Abb.2–10 zeigt die Mittelwerte der im österreichischen A und S-Netz gemessenen Spurrinntiefen (Messkampagne 2011, ASFiNAG) in Abhängigkeit von der Liegedauer.

Die Entwicklung der Spurrinnen an der Fahrbahnoberfläche zeigt deutlich die Auswirkungen der unterschiedlichen Baustoffeigenschaften. An Fahrbahndecken aus Asphalt entwickeln sich in den ersten Jahren der Liegedauer deutlich rasch Spurrinnen. Folglich muss nach 7 bis 10 Jahren bei Streckenabschnitten mit einem hohen Schwerverkehrsanteil (Jährlich Durchschnittlich Täglicher Lastverkehr JDTLV von über 3000 Lkw/24h) häufig eine Erneuerung der Asphaltdecke erfolgen, da sich zu starke plastische Verformungen im Querprofil entwickelt haben. Aufgrund der unabhängig von der Temperatur sehr hohen Festigkeit des Deckenbetons bleiben die Querebenenheiten in Betondecken auch bei höchsten Verkehrsbelastungen unabhängig von der Liegedauer unwesentlich niedrig. Durch Verschleiß kommt es bei Betonfahrbahnen nur zu einer sehr geringen, mit dem Alter der Decke einhergehenden Zunahme der gemessenen Spurrinntiefen.

2.4 Lärmtechnische und optische Eigenschaften

Lärmbelästigung infolge von Schallemission durch den Straßenverkehr zählt zu den größten Beschwerdeträgern in der Bevölkerung. Dementsprechende Bedeutung kommt den lärmtechnischen Eigenschaften einer Straßenoberfläche zu. Diese kann durch Rollgeräuschmessungen über den sogenannten LMA-Wert ermittelt werden, wobei die Schallemission eines auf der Fahrbahn abrollenden Rades unter standardisierten Bedingungen messtechnisch erfasst wird.

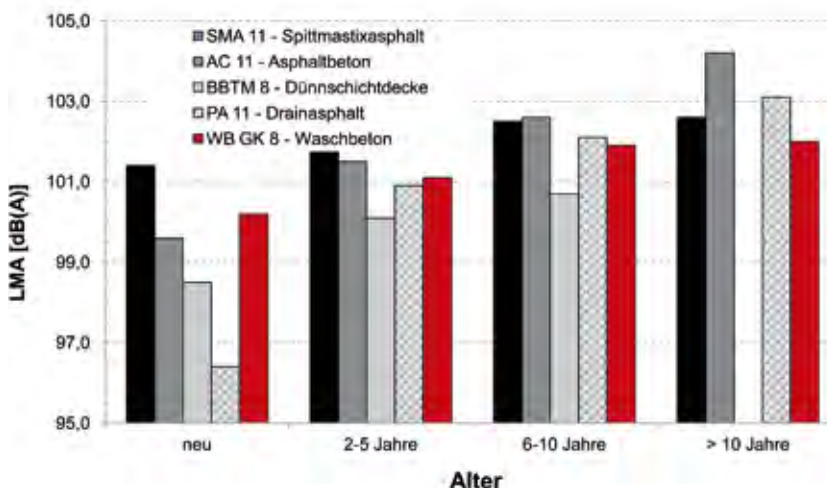
Tab.2.1: Albedowerte unterschiedlicher Fahrbahndecken (nach [2.7])

Deckentype	Albedowert	
	Min.	Max.
Asphalt, neu	6,8 %	11,6 %
Asphalt, alt	13,1 %	25,3 %
Beton	17,2 %	30,2 %

In der Abb.2–11 sind die Ergebnisse einer umfassenden Studie [2.6] über das Rollgeräusch verschiedener Fahrbahndecken bei unterschiedlichem Alter dargestellt.

Die lärmtechnischen Messungen bei Betondecken mit Waschbetonoberflächen zeigen über die Jahre gleich bleibend niedrige LMA-Pegelverläufe und bestätigen die dauerhaft günstigen, lärmindernden Eigenschaften dieser Fahrbahnoberflächen. Etwas günstigere Pegelwerte weisen Decken aus Asphalttypen mit Monokorngerüst (Lärm-mindernde Dünnschichtdecke BBTM 8, Drainasphalt DA 11) auf, die sich aber wie beim Drainasphalt DA 11 als Folge der Verkehrsbelastung und Verstopfung der Hohlräume mit der Liegedauer rasch verschlechtern.

Abb.2–11: Ergebnisse der Rollgeräuschmessungen an Straßendeckschichten mit unterschiedlichem Alter bei einer Fahrgeschwindigkeit von 100 km/h (nach [2.6])



Die Oberflächentemperatur einer Straße ist eine weitere wichtige Deckeneigenschaft. Die Erwärmung der Straßenoberfläche wird durch das Reflexionsvermögen oder Albedo der jeweiligen Deckschicht maßgeblich mitbestimmt. Nach ^[2.7] sind die Albedowerte von Beton- und Asphaltdecken sehr unterschiedlich. Weil helle Oberflächen einen größeren Anteil an kurzweiliger Strahlung reflektieren als dunkle, heizen sie sich auch weniger auf. So ergeben sich z. B. bei hellen Betonoberflächen geringere thermisch bedingte Spannungen als bei dunklen.

Straßendecken aus Beton und Asphalt können des Weiteren sehr unterschiedliche Leuchtdichten aufweisen, dies aber nicht nur aufgrund der unterschiedlichen material-spezifischen Eigenschaften. Hier spielen auch die klimatischen und verkehrlichen Randbedingungen eine wesentliche Rolle. Typische Leuchtdichtewerte sind daher auch nur schwer anzugeben. Neben der Art der Straßendeckenschicht sind jedenfalls auch der Alterszustand und der Befahrenheitsgrad maßgeblich für die Sichtbedingungen bei unterschiedlichen Witterungsverhältnissen. Helle Oberflächen von Betondecken sind dabei speziell in Tunnels aus Gründen der Verkehrssicherheit vorteilhaft und können beim Betrieb durch die geringeren Beleuchtungserfordernisse die Betriebskosten verringern.

2.5 Wirtschaftlichkeit und Nachhaltigkeit

Wirtschaftlichkeit und Nachhaltigkeit spielen im Entscheidungsprozess für die Auswahl von Bauweisen und Materialien eine sehr hohe Bedeutung, sodass jede neu zu errichtende Straßendecke aus Beton einer Wirtschaftlichkeitsuntersuchung bzw. Nachhaltigkeitsbeurteilung unterzogen werden sollte.

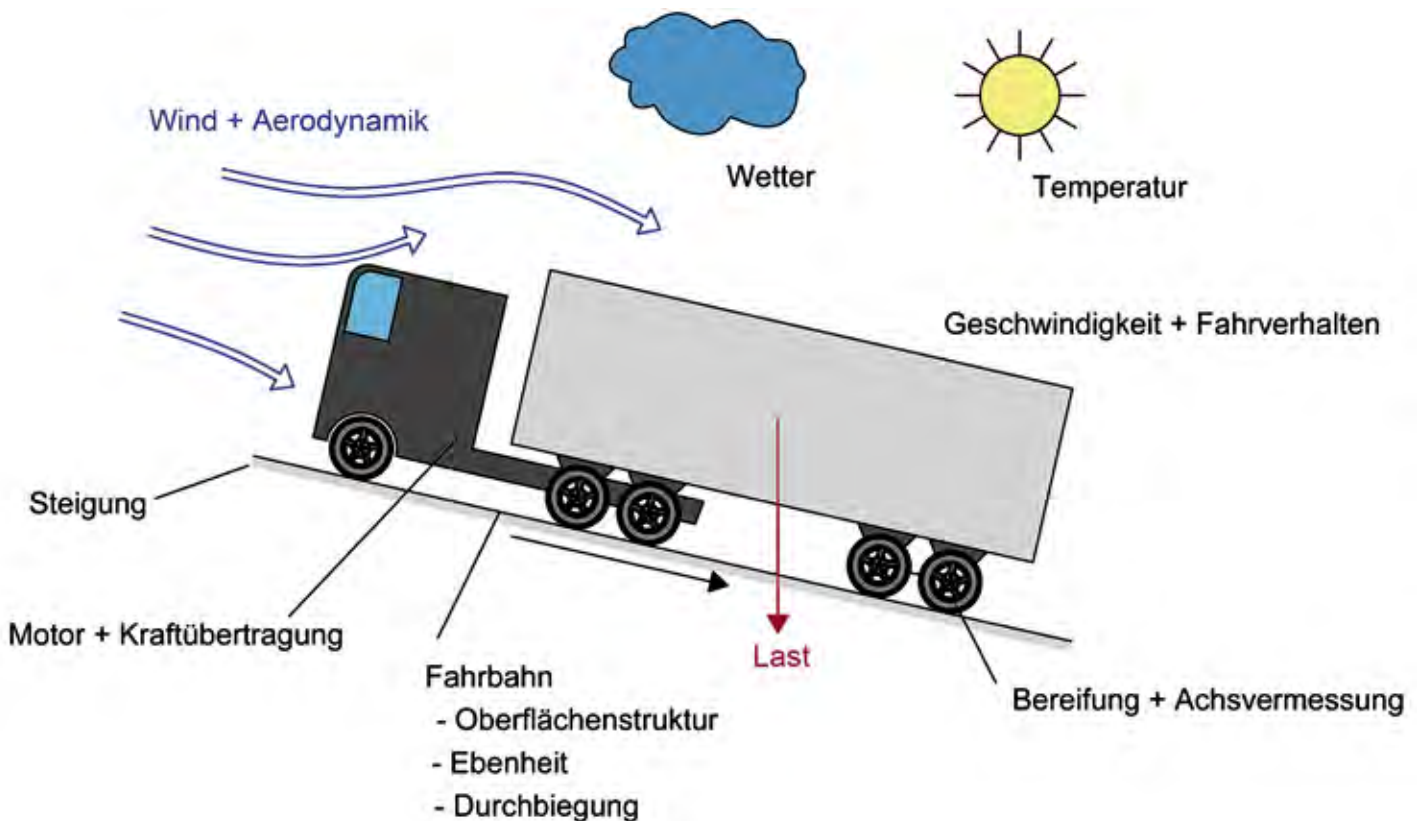
Gemäß dem Stand der Technik sowie den einschlägigen österreichischen Richtlinien hat sich die Lebenszyklusanalyse als geeignetes Verfahren für die Beurteilung der Wirtschaftlichkeit und der Nachhaltigkeit erwiesen. Es handelt sich dabei um ein Verfahren, welches über eine bestimmte Zeit-

periode die notwendigen Aufwendungen für Neubau, Instandhaltung, Instandsetzung und ggf. Erneuerungen unter Berücksichtigung der Zustandsveränderung beurteilt und vergleicht. Es ist somit möglich, unterschiedliche Varianten (Bautypen, Materialien etc.) miteinander zu vergleichen und durch eine Gegenüberstellung der Aufwendungen (Kosten) mit dem Nutzen (positive Wirkung eines intakten Straßenoberbaus auf die Verkehrssicherheit, die Verfügbarkeit etc.) eine Aussage im Hinblick auf die Wirtschaftlichkeit und somit auch auf die Nachhaltigkeit zu tätigen.

Gerade im Zuge von Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen zeigen sich Oberbauten mit Straßendecken aus Beton insbesondere bei hohen Verkehrsbelastungen als ökonomisch optimale Variante, da umfangreiche Instandsetzungen einzelner Schichten des Straßenoberbaus während eines Großteils der technischen Lebensdauer ausgeschlossen werden können, sofern die geforderte Qualität beim Neubau gegeben ist. Die etwas höheren Errichtungskosten einer Betondecke im Vergleich zu einer Asphaltstraße können abhängig von der Beanspruchung (Schwerverkehr, Klima) in vielen Fällen nach weniger als 20 Jahre kompensiert werden, sodass ab diesem Zeitpunkt die Gesamtkosten oft deutlich geringer ausfallen. Dies bedeutet, dass auch die Beeinträchtigung der Nutzer durch umfangreiche Baustellen und die damit verbundenen negativen volkswirtschaftlichen und umweltbedingten Auswirkungen stark reduziert werden können. Diese Indikatoren werden dabei als Beurteilungsgrundlage für die Nachhaltigkeit definiert.

Die wirtschaftliche Beurteilung des Straßenoberbaus ist heute ein standardisiertes Verfahren im Rahmen der systematischen Erhaltungsplanung, des sogenannten „Pavement Managements“. Das PMS (Pavement Management System) der ASFINAG, die den überwiegenden Teil der österreichischen Betondecken in ihrem Netz betreut, unterzieht dabei jeden Straßenabschnitt einer solchen, auf einer Kostenwirksamkeitsanalyse basierenden Wirtschaftlichkeitsuntersuchung unter Heranziehung der jeweils aktuell erfassten Straßenzustände. Eine

Abb.2-12: Einflussfaktoren auf den Treibstoffverbrauch [2.8]



detailliertere Beschreibung der Wirtschaftlichkeitsuntersuchung vor dem Hintergrund der Erhaltung kann dem Kapitel 9 entnommen werden.

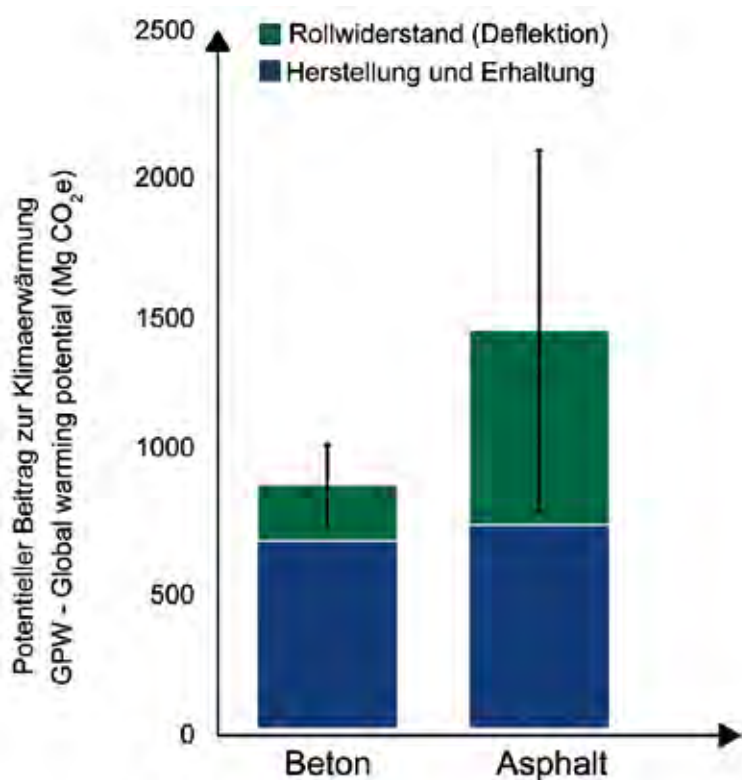
Neben der Beurteilung der Wirtschaftlichkeit der Bauweisen spielt die Nachhaltigkeit der Materialien heute eine entscheidende Rolle. Wie in den letzten 20 Jahren in Österreich gezeigt, können die im Betonstraßenbau verwendeten Materialien ohne umfangreiche Aufbereitungsverfahren direkt in einen neuen Straßenoberbau eingebaut werden. Dies schont nicht nur die Ressourcen, sondern führt in vielen Fällen auch zu einer sehr positiven Umweltbilanz (geringe Transportwege, keine Deponierung, geringere Energiekosten etc.).

Betrachtet man die Ökobilanz (Life Cycle Assessment – LCA) einer Straße, kann der Lebenszyklus unterteilt werden in:

- Gewinnung und Herstellung des Materials
- Anfängliche Bauphase
- Instandhaltung und -setzung
- Nutzungsphase
- Abbauphase

Bei Straßenbauprojekten steht typischerweise oft die Bewertung des ökologischen Fußabdrucks des Produktionsprozesses der verschiedenen Deckenmaterialien und der anfänglichen Bauphase im Mittelpunkt. Eine wesentliche Erkenntnis aktueller Studien [2.8] ist jedoch, dass eine solche Nachhaltigkeitsbewertung sowohl die Instandhaltungsarbeiten wie auch die Verkehrsemissionen während der Nutzungsphase in Betracht ziehen muss. Wenn man von 20 bis 50 Jahren geplanter Lebensdauer ausgeht, die für den Straßenoberbau typischerweise angesetzt wird, und von den jährlich

Abb.2–13: Potentieller Beitrag zur Klimaerwärmung (GPW – global warming potential) einer Autobahn mit Beton- und Asphaltüberbau über einen Lebenszyklus von 50 Jahren, DTLV = 50.000 Kfz/Tag auf zwei Richtungsfahrbahnen, 10 % Schwerververkehrsanteil, nach [2.11]



auf diesem Straßenabschnitt gefahrenen Distanzen, so dominieren die ökologischen Auswirkungen des Verkehrs gegenüber der Materialproduktion oder der Bauphase bei weitem.

Je nach Verkehrsaufkommen kann hier der Einfluss von etwa zehn bis zu hundert Mal größer sein, als der aller anderen Phasen im Lebenszyklus der Straße. Maßnahmen, die den Kraftstoffverbrauch senken können, sind deshalb auch aus ökologischen Gesichtspunkten von wesentlicher Bedeutung.

Dabei können nicht nur der Kraftstoff und die Fahrzeugtechnologie (Motor, Reifen etc.), sondern auch die Art und Eigenschaften der Straßendecke und insbesondere die Qualität der Oberfläche einen wesentlichen Einfluss auf den ökologischen Fußabdruck über den Lebenszyklus haben. Denn der Kraftstoff-

verbrauch, welcher die geschwindigkeitsabhängigen Fahrzeugbetriebskosten ausmacht, wird neben der individuellen Fahrweise auch durch den Rollwiderstand beeinflusst (siehe Abb.2–12). Der Rollwiderstand eines Kraftfahrzeugs hängt von der Geschwindigkeit, der Ebenheit und Rauigkeit der Oberfläche ab. Bedingt durch die unterschiedlichen Baustoffeigenschaften, sind die Schichtsteifigkeiten bei Asphalt- und Betonkonstruktionen unterschiedlich. Speziell bei höheren Temperaturen weisen Asphaltstraßen unter der Verkehrsbelastung höhere Deflektionen, d. h. Einsenkungen unter den jeweiligen Radlasten, gegenüber Betondecken auf. Dies bedingt einen teilweise erhöhten Rollwiderstand.

So kann nach US-amerikanischen, kanadischen und schwedischen Untersuchungen [vgl.: 2.9, 2.10] für Betondecken baustoffbedingt ein zwischen 0,8 bis 6,7 % geringerer Treibstoffverbrauch gegenüber flexiblen Oberbauten aus Asphalt geltend gemacht werden. Daraus wurde der potentielle Anteil zur globalen Klimaerwärmung (GPW – global warming potential) einerseits infolge von Herstellung und Erhaltung sowie andererseits durch den unterschiedlichen Rollwiderstand für einen Lebenszyklus einer durchschnittlich belasteten Autobahn über einen Zeitraum von 50 Jahren abgeleitet [2.11]. Die Abb.2–13 zeigt – je nach Ansatz des verringerten Kraftstoffverbrauchs – die deutlich günstigere Ökobilanz der Betonfahrbahn im Unterschied zum Asphaltüberbau. Während in Hinblick auf Herstellung und Erhaltung kaum Unterschiede bestehen, beruht die deutlich bessere Ökobilanz der Betonfahrbahn über den Lebenszyklus praktisch ausschließlich aufgrund des geringeren Rollwiderstandes.

Durch die höhere Steifigkeit und den damit verbundenen geringeren Rollwiderstand der Betonfahrbahn kommt es demnach zu einem verringerten Kraftstoffverbrauch und damit günstigeren Betriebskosten für den Straßennutzer. Ebene Betondecken sind nicht nur die günstigste Option in Bezug auf den Treibstoffverbrauch, sie können somit auch eine einfache und effiziente Lösung für die Treibhausgasreduktion im Straßenverkehr darstellen.

Literatur

- [2.1] Blab R.: Gibt es die perfekte Fahrbahndecke? Technologische Chancen und Grenzen. Internationale Fachtagung „Betondecken aus volkswirtschaftlicher Sicht“, S. 4–13, Wien, 2005.
- [2.2] Hiersche E. –U.: Optimierung von Oberflächeneigenschaften von Straßen. Straße und Autobahn, Heft 5, pp. 186–193, 1985.
- [2.3] Huschek S.: Zur Optimierung der Oberflächeneigenschaften von Betonfahrbahnen. Straße und Autobahn, Heft 1, pp. 22–27, 1990.
- [2.4] Sommer, H.: Optimierung der lärmindernden Waschbetonoberfläche, Bundesministerium für wirtschaftliche Angelegenheiten, Straßenforschung, Heft 447, Wien, 2005.
- [2.5] FSV – Forschungsgesellschaft Straße – Schiene – Verkehr, Wien.
RVS 13.01.15 (2006): Bauliche Straßenerhaltung, Pavement Management, Beurteilungskriterien für messtechnische Zustandserfassung mit dem System RoadStar.
- [2.6] Litzka, J. und Haberl J.: Bewertung der Nahfeld-Geräuschemission österreichischer Fahrbahndeckschichten. Straßenforschung, Projekt Nr. 3.292 im Auftrag des Bundesministeriums für Verkehr, Innovation und Technologie, Schlussbericht, Institut für Straßenbau und Straßenerhaltung der TU Wien, 2005.
- [2.7] Neffger H. und Karpot A.: Einfluss von Strahlung und Mikroklima auf Straßenwetterprognosen. Schriftenreihe Straßenforschung, Heft 466, Bundesministerium für wirtschaftliche Angelegenheiten, Wien.
- [2.8] EUPAVE: Betondecken leisten Beitrag zur Kohlendioxidreduzierung im Straßengüterverkehr. European Concrete Paving Association. Deutsche Übersetzung: Betonmarketing Süd und Betonmarketing Österreich, Brüssel, 2011.
- [2.9] Taylor G.W., Farrel P., Woodside A.: Effects of pavement structure on vehicle fuel consumption. Phase III – prepared for Natural Resources Canada Action Plan 2000 on Climate Change and Cement Association of Canada by the National Research Council of Canada, Januar 2006.
- [2.10] Benbow E., Iquinta J., Lodge R. and Wright A.: Investigation of the effects of pavement stiffness on fuel consumption. Published project report PPR253, Transport Research Laboratory Limited, U.K., Juli 2007.
- [2.11] Santero N., Loijos A., Akbarian M., Ochsendorf J.: Methods, Impacts, and Opportunities in the Concrete Pavement Life Cycle. Concrete Sustainability Hub, Massachusetts Institute of Technology, MA 2011.



3

**BAUSTOFFE UND BETON-
ZUSAMMENSETZUNG**

Univ.-Doz. DI Dr. Peter Nischer

DI Dr. Martin Peyerl

Forschungsinstitut der VÖZ

Inhaltsverzeichnis

3.1	Allgemeines	19
3.2	Betonausgangsstoffe	19
3.2.1	Bauproduktenrichtlinie und Kennzeichnung	19
3.2.2	Gesteinskörnungen	20
3.2.3	Zement für Betondecken	22
3.2.4	Tragschichtbinder	23
3.2.5	Betonzusatzmittel	23
3.2.6	Zugabewasser	23
3.3	Betontechnologie	24
3.3.1	Bestandteile des Betons und ihre Aufgaben	24
3.3.2	Zementstein	24
3.3.2.1	Gesteinskörnungen	26
3.3.2.2	Poren	28
3.3.2.3	Zusatzmittel und Zusatzstoffe	28
3.3.3	Einfluss der Nachbehandlung auf die Betongüte	28
3.4	Betonzusammensetzung für Beton für Verkehrsflächen	28
3.5	Weitere Baustoffe und Nachbehandlungsmittel	31
3.5.1	Dübel und Anker	31
3.5.2	Bewehrung	31
3.5.3	Fugeneinlagen und Fugenfüllstoffe	31
3.5.4	Nachbehandlungsmittel	31
3.5.5	Kontaktverzögerer und Kombinationsmittel	31



3.1 Allgemeines

An Fahrbahnbeton werden hohe Anforderungen gestellt, weil die Verkehrsbelastungen sowohl nach Zahl als auch nach Schwere laufend zunehmen und die Betondecke durch Hitze, Frost und Tausalz sowie die sich ständig ändernden Temperatur- und Feuchtegradienten stark beansprucht wird. Um die Eignung und Dauerhaftigkeit sicherzustellen, sind beispielhaft erforderlich:

- *Wesentliche Frischbetoneigenschaften:*
 - Hohe Gleichmäßigkeit
 - Gute Verarbeitbarkeit
 - Ausreichende Verarbeitungszeit
 - Beim Einsatz von Gleitschalungsfertigern eine ausreichende Grünstandsfestigkeit
- *Anforderungen an Festbeton und Fahrbahndecke:*
 - Hohe Zugfestigkeit (Stabilität gegen Verformungen und Risse)
 - Hoher Verschleißwiderstand
 - Hoher Frost- und Frost-Tausalz-Widerstand

- Gute Oberflächenbeschaffenheit (Ebenheit, Griffigkeit, Reifen, Fahrbahn, Geräusch, Farbe, Lichtreflexion, Ableitung von Oberflächenwasser)

Um diesen Anforderungen zu entsprechen, müssen die Betonausgangsstoffe und die sonstigen Baustoffe hohe, insbesondere die in Kapitel 3.2 aufgelisteten Anforderungen erfüllen und eine in Kapitel 3.4 entsprechende Betonzusammensetzung verwendet werden.

3.2 Betonausgangsstoffe

3.2.1 Bauproduktenrichtlinie und Kennzeichnung

Die Herstellung von Beton und auch seine Ausgangsstoffe unterliegen strengen Regeln der Qualitätskontrolle. Die durch Regelwerke (Normen, Richtlinien, Merkblätter etc.) vorgegebenen Anforderungen an die Ausgangsstoffe für Beton und das Endprodukt Beton werden in unterschiedlichen Kompetenzen geprüft und überwacht.

Dokumentation der Qualitätssicherung

Gesetzliche Vorgaben, die mit Baustofflisten dokumentiert sind, sehen eine Bauproduktenkennzeichnung vor. Diese erfolgt bei europäischen harmonisierten Regelwerken durch ein CE-Zeichen^[3.3] und bei nationalen Regelwerken durch ein ÜA-Zeichen^[3.5]. Autorisierte Zertifizierungsstellen stellen die CE- und ÜA-Zertifizierungen aus, wenn von einer akkreditierten Überwachungsstelle die Einhaltung aller technischen und formalen Vorgaben bestätigt wird. Diese Zertifizierung erlaubt dem Hersteller (und/oder zum Beispiel Importeur) die Anbringung des CE- und ÜA-Zeichens. Fehlt diese Zertifizierung, so dürfen die Baustoffe, welche diese gesetzlich benötigen, nicht verwendet werden. Ausnahmen bedürfen einer gesetzlichen Regelung.

Betonausgangsstoffe für Betondecken

Als Ausgangsstoffe zur Herstellung von Betondecken werden in generell Gesteinskörnungen, Zement, Zusatzmittel, und Wasser verwendet^[3.4]. Die Qualität der Ausgangsstoffe wird durch die Einhaltung der Anforderungen der Regelwerke sichergestellt und, mit Ausnahme des Wassers, durch eine Kennzeichnung ersichtlich gemacht.

3.2.2 Gesteinskörnungen

Beton besteht zu etwa 70 % aus Gesteinskörnungen. Die Gesteinskörner müssen mit Zementleim vollständig umhüllt und alle Hohlräume zwischen den Gesteinskörnern von Zementleim ausgefüllt werden. Durch die richtige Zusammensetzung der Gesteinskörnung wird Zementleim gespart, es ist daher notwendig, diese nach Größe und Menge so auszuwählen, dass möglichst wenig Zementleim erforderlich ist. Einige Betoneigenschaften, wie zum Beispiel der Widerstand gegen mechanische Beanspruchungen, werden zum überwiegenden Teil von der Gesteinskörnung bestimmt.

Für Betondecken^[3.1] müssen die Gesteinskörnungen für Unterbeton die Anforderungen gemäß Tab.3.1, für Oberbeton gemäß Tab.3.2 erfüllen.

Ursachen für die Festlegungen in Tab.3.1 und Tab.3.2 sind:

- **Erforderliche Körnungen:** Eine entsprechende Anzahl ist für die Einhaltung der für die Betoneigenschaften erforderlichen Gesamtsieblinie mit geringen Schwankungen notwendig.
- **Kornrohichte:** Geringe Abweichungen vom angegeben Sollwert sind Voraussetzung für gleiche und gleichmäßige Gesteinskörnungen.
- **Kornzusammensetzung:** Der Anteil an Über- und Unterkorn wird begrenzt, um eine gleichmäßige Gesamtsieblinie und Größtkorn sicherzustellen.
- **Kornform:** Plattige und spießige Körner beeinträchtigen die Verarbeitbarkeit.
- **Muschelschalengehalt:** Muscheln beeinträchtigen die Güte der Gesteinskörnung.
- **Feinteile (Kornanteil < 0,063 mm):** Zu viele Feinteile erhöhen den Wasseranspruch für die Verarbeitbarkeit und beeinträchtigen die Verarbeitbarkeit.
- **Anteil gebrochener Körner:** Klasse 2 erfordert mind. 90 % gebrochene Körner, davon mind. 30 % ohne gerundete Seiten und max. 1 % rundes Korn. Für Griffigkeit der Fahrbahn und hohe Zugfestigkeit ist dies erforderlich.
- **Widerstand gegen Zertrümmerung:** Ist für hohe Beständigkeit der Fahrbahn erforderlich.
- **Polierfähigkeit:** Eine geringe Polierfähigkeit ist zur Sicherstellung der Griffigkeit der Fahrbahn auf Dauer notwendig.
- **Frost-Tau-Widerstand:** Trotz richtiger Betonzusammensetzung hat der Beton bei nicht frostbeständiger Gesteinskörnung keine Beständigkeit gegen Frostangriff mit und ohne Taumittel.
- **Säurelösliches Sulfat:** Dieses führt bei zu großer Menge zu Treiberscheinungen im Beton.
- **Alkali-Kieselsäure Reaktivität:** Gewisse Kieselsäuren in der Gesteinskörnung führen im Beton zu Treiberscheinungen. Beton mit Gesteinskörnungen aus Österreich, der die Anforderungen der

Beanspruchungsklasse 2 erfüllt, hat nur ein geringes Restrisiko auf eine Alkali-Kieselsäure Reaktion. Dieses ist vernachlässigbar, wenn hierfür ein geeigneter Zement (s. 3.2.3) verwendet wird.

- Kornzusammensetzung: Eine zweckmäßige Kornzusammensetzung der Gesteinskörnung ist für hochwertigen Beton, der alle Anforderungen erfüllt, notwendig.

Tab.3.1: Anforderungen an Gesteinskörnungen für Unterbeton

Erforderliche Körnungen	GK 22 oder GK 32, 3 Korngruppen, davon eine mit höchstens $D = 4$ mm Größtkorn, die anderen mit mindestens $d = 4$ mm Kleinstkorn
Kornrohddichte ρ_{RD}	Angegebener Wert ± 30 kg/m ³
Kornzusammensetzung $D > 4$ mm	G_C 90/15 oder G_C 85/20
Kornzusammensetzung $D \leq 4$ mm	GF85, Kategorie gemäß Tabelle 2 der ÖNORM EN 12620
Kornform	SI_{40}
Muschelschalengehalt	SC_{10}
Gehalt an Feinteilen grob	$f_{1,5}$
Gehalt an Feinteilen fein	f_{10}
Frost-Tau-Widerstand $D > 4$ mm	F_1
Frost-Tau-Widerstand $D \leq 4$ mm	F_1 gemäß ONR 23303, Abschnitt 11.2
Säurelösliches Sulfat	$AS_{0,8}$
Alkali-Kieselsäure Reaktivität	Beanspruchungsklasse 2 gemäß ÖNORM B 3100
Kornzusammensetzung $D = 22, D = 32$	Sieblinienbereich AC22 bzw. AC32

Tab.3.2: Anforderungen an Gesteinskörnungen für Oberbeton

Erforderliche Körnungen für GK 8, GK 11 (Waschbetonstruktur)	0/1 oder 0/2 und $D = 8: 4/8$ $D = 11: 4/8 + 8/11$ oder $4/11$
Erforderliche Körnungen für \geq GK 16 (z. B. mit Besenstrich)	3 Korngruppen, davon eine mit höchstens $D = 4$ mm Größtkorn, die anderen mit mindestens $d = 4$ mm Kleinstkorn; $4/8$ kann entfallen
Kornrohddichte ρ_{RD}	Angegebener Wert ± 30 kg/m ³
Kornzusammensetzung $D > 4$ mm	G_C 90/15, bei Körnung $D > 11/...$: G_C 85/20
Kornzusammensetzung $D \leq 4$ mm	GF85
Kornform	SI_{40} , bei Waschbeton bei Körnung $D > 4/...$: SI_{15}
Muschelschalengehalt	SC_{10}
Gehalt an Feinteilen grob	$f_{1,5}$
Gehalt an Feinteilen fein	f_{10}
Anteil gebrochener Körner in grober Gesteinskörnung	Klasse K2 gemäß ÖNORM B3131
Widerstand gegen Zertrümmerung $D > 4$ mm	LA_{20} (bestimmt gem. ÖNORM EN 1097-2 an 8/11)
Widerstand gegen Polieren $D > 4$ mm	PSV_{50} (bestimmt gem. ÖNORM EN 1097-8 an 8/11)
Widerstand gegen Polieren $D \leq 4$ mm	$PWS \geq 0,50$ gemäß RVS 11.06.23
Frost-Tau-Widerstand $D > 4$ mm	F_1
Frost-Tau-Widerstand $D \leq 4$ mm	F_1 gemäß ONR 23303, Abschnitt 11.2
Säurelösliches Sulfat	$AS_{0,8}$
Alkali-Kieselsäure Reaktivität	Beanspruchungsklasse 2 gemäß ÖNORM B 3100
Kornanteil ≥ 4 mm am gesamten Korngemisch bei $D = 8, D = 11$	≥ 68 % bzw. 65 % bei Straßenbeton mit Fließmittel
Kornzusammensetzung $D = 22$	Sieblinienbereich AC22 oder Ausfallkörnung mit jeweils ≥ 60 % Korn aus Korngruppen mit Kleinstkorn $d \geq 4$ mm

3.2.3 Zement für Betondecken

Zement ist ein hydraulisches Bindemittel, welches durch Reaktion mit Wasser erhärtet und so dauerhaften, wasserunlöslichen Zementstein bildet. Zementstein ist jener Bestandteil im Beton, der die einzelnen Gesteinskörner miteinander verbindet und daher für die Güte und Dauerhaftigkeit des Betons wesentlich ist.

Der wichtigste Bestandteil von Zement ist Portlandzementklinker. Dieser besteht im Wesentlichen aus Kalkstein, Ton und Mergel. Bei der Klinkerherstellung werden die vorher aufbereiteten Rohstoffe im Drehrohr-Ofen bei etwa 1.450 °C gebrannt. Der abgekühlte Zementklinker wird anschließend gemeinsam mit Hüttensand (S), Flugasche (V), oder Kalkstein (L) und Gips vermahlen. Art und Menge der einzelnen Bestandteile definieren die unterschiedlichen, in EN 197-1 geregelten Zementsorten. Je nach Anteil der Nebenbestandteile wird zwischen Portlandzementen, Portland(hütten-, flugasche-, -kalkstein oder -composit)zementen und Hochofenzementen unterschieden. Eine Zusammenstellung der in Österreich üblichen Zementsorten ist Tabelle 3.3 zu entnehmen.

Neben der Bezeichnung gemäß Tabelle 3.3 werden für die unterschiedlichen Zemente die Druckfestigkeitsklasse und die Frühfestigkeit definiert. Diese Einteilung erfolgt in die Festigkeitsklassen 32,5, 42,5 und 52,5, wobei dieser Wert jeweils die minimale Druckfestigkeit nach 28 Tagen angibt. Darüber hinaus werden der Zementbezeichnung Angaben zur Frühfestigkeit beigefügt. Dabei bedeutet N normale Festigkeitsentwicklung und R schnelle Festigkeitsentwicklung. Eine korrekte Zementbezeichnung gemäß ÖNORM EN 197-1 ergibt sich daher beispielsweise zu CEM II/ A-S 42,5 N.

Für die Herstellung von Betondecken wird in Österreich ein spezieller Portlandhüttenzement (Deckenzement DZ) mit der Bezeichnung CEM II/..-S (DZ) verwendet. Für diesen Einsatz können die Sorten CEM II/A-S oder CEM II/B-S verwendet werden. Um den Anforderungen an die hochbelasteten Betonfahrbahnen zu genügen, werden für den Deckenzement zusätzliche Anforderungen (z. B. späterer Erstarrungsbeginn, Biegezugfestigkeit etc.) definiert. Gemäß ÖNORM B3327-1 Tabelle A1 muss ein Deckenzement über die in ÖNORM EN 197-1 geregelten Anforderungen hinaus nachstehende Eigenschaften aufweisen:

Tab.3.3: Zementsorten in Österreich

Hauptzementart	Bezeichnung	Kennzeichnung	Zusammensetzung (Masseanteil in %)				
			Portlandzement Klinker K	Hüttensand S	Flugasche kieselsäurereich V	Kalkstein L	Nebenbestandteile
I	Portlandzement	I	95-100	–	–	–	0-5
II	Portlandhüttenzement	II/A-S	80-94	6-20	–	–	0-5
		II/B-S	65-79	21-35	–	–	0-5
	Portlandflugaschezement	II/A-V	80-94	–	6-20	–	0-5
		II/B-V	65-79	–	21-35	–	0-5
	Portlandkalksteinzement	II/A-L	80-94	–	–	6-20	0-5
		II/B-L	65-79	–	–	21-35	0-5
Portlandcompositzement	II/A-M	80-88	12-20			0-5	
	II/B-M	65-79	21-35			0-5	
III	Hochofenzement	III/A	35-64	36-65	–	–	0-5
		III/B	20-34	66-80	–	–	0-5

- Erstarrungsbeginn EB 120. Durch den, gegenüber den Forderungen der EN 197-1, späteren Erstarrungsbeginn ist die Verarbeitbarkeit auch bei hohen Außentemperaturen sicher gestellt.
- Garantierte 28-Tage-Biegezugfestigkeit Bz 7: Da für die Tragfähigkeit der Betondecken nicht nur die Druckfestigkeit sondern insbesondere die Zugfestigkeit des Betons maßgebend ist, muss diese Eigenschaft auch durch den Zement sichergestellt werden.
- Max. Blaine-Wert 4000 cm²/g: Zu feine Zemente können das Schwinden und damit die Rissgefahr vergrößern.
- Zementtemperatur ab Werk ≤ 80 °C: Zu hohe Frischbetontemperaturen können die Verarbeitbarkeit beeinträchtigen und die Rissgefahr vergrößern. Ein Anstieg der Zementtemperatur um 7 °C erhöht die Frischbetontemperatur eines Deckenbetons um etwa 1 °C.
- Verringerte Dehnung bei Anwesenheit von reaktiver Kieselsäure in Gesteinskörnung nachgewiesen (VD): Hierdurch wird das bei österreichischen Gesteinsvorkommen (s.3.2.2) der Beanspruchungsklasse 2 gemäß ÖNORM B 3100 bestehende Restrisiko für eine schadensauslösende Alkali-Kieselsäure Reaktion beseitigt.

3.2.4 Tragschichtbinder

Als Bindemittel für stabilisierte Tragschichten kommen neben Zementen der Festigkeitsklassen 32,5N, 32,5R und 42,5N gemäß ÖNORM EN 197-1 hydraulische Tragschichtbinder HRB 22,5E gemäß ÖNORM EN 13282 zum Einsatz. Diese dürfen nach 7 Tagen maximal 50 % der 28 Tage Festigkeit erreichen. Durch die geringe Festigkeit und langsame Festigkeitsentwicklung ist die Gefahr einer schädlichen Rissbildung in der stabilisierten Tragschicht klein.

3.2.5 Betonzusatzmittel

Zusatzmittel sind meist flüssige Stoffe. Mit geeigneten Zusatzmitteln werden Betoneigenschaften gezielt beeinflusst. Sie werden in geringer Menge (etwa 0,1 % bis 5 % der Bindemittelmasse) beigegeben. Vor ihrem baupraktischen Einsatz ist eine Kontrolle der Betoneigenschaften, zur Beurteilung ihrer Auswirkungen, unbedingt erforderlich.

Für Deckenbeton müssen Luftporenbildner verwendet werden. Sie erzeugen beim Mischen im Frischbeton die für die Frost-Tausalzbeständigkeit erforderlichen kleinen Luftporen (Durchmesser 10 µm bis 300 µm). Hierdurch kann zusätzlich die Verarbeitbarkeit des Frischbetons verbessert und der Wasserbedarf für die Verarbeitbarkeit verringert werden.

Fließmittel und Verflüssiger werden, insbesondere zur Verringerung des Wasserbedarfes, meist verwendet, Verzögerer in Ausnahmefällen zur Verlängerung der Verarbeitungszeit.

Zusätzlich zu den jeweiligen Anforderungen der ÖNORM EN 934-2 muss bei Zusatzmitteln für Deckenbeton die Verträglichkeit aller verwendeten Zusatzmittel mit dem vorgesehenen Luftporenbildner nachgewiesen werden. Ist die Verträglichkeit nicht nachgewiesen, kann der Luftporenbildner unwirksam sein und insbesondere kein für die Beständigkeit günstiges Luftporensystem erzeugen.

Zur Vermeidung einer schädlichen Alkali-Silika Reaktion (ASR, siehe dazu auch Kapitel 4.6.2) müssen Zusatzmittel, die in einer Dosierung über 1 % des Zementes beigegeben werden, einen deklarierten Alkaligehalt unter 1 % aufweisen.

3.2.6 Zugabewasser

Wasser wird für die chemische Reaktion (Hydratation) benötigt. Jedes Trinkwasser ist geeignet, für Deckenbeton darf Brauchwasser (Wasch- und Regenwasser) nicht verwendet werden.

3.3 Betontechnologie

3.3.1 Bestandteile des Betons und ihre Aufgaben

Beton besteht aus Zementstein, Gesteinskörnungen, Poren und eventuell Zusatzmitteln und Zusatzstoffen. Nachstehend die wesentlichen Aufgaben der einzelnen Bestandteile.

3.3.2 Zementstein

Der Zementstein ist der wichtigste Bestandteil für die Güte des Betons. Der Zementstein weist nur dann die erforderliche Qualität auf, wenn das Verhältnis Wasser zu Zement richtig gewählt ist (W/B-Wert).

W/B-Wert

Der W/B-Wert gibt das Verhältnis zwischen dem wirksamen Wassergehalt (W in kg) und dem anrechenbaren Bindemittelgehalt (B in kg) im Beton an. Der anrechenbare Bindemittelgehalt besteht aus dem Zement und, falls vorhanden, der anrechenbaren Menge eines Zusatzstoffes Typ II. Der wirksame Wassergehalt besteht aus der an der Gesteinskörnung haftenden Wassermenge (Oberflächenwassergehalt der Gesteinskörnungen) und dem beigegebenen Wasser (Zugabewasser, flüssiger Anteil von Zusatzmitteln).

Warum ist der W/B-Wert für die Güte des Betons entscheidend?

Damit das Bindemittel vollständig erhärten (hydratisieren) kann, ist für 1 kg Bindemittel etwa 0,40 kg Wasser erforderlich. Bei vollständiger Hydratation hat bei einem W/B-Wert von 0,40 das ganze Wasser mit den

Bindemittelkörnern reagiert, im erhärteten Zementstein bleiben daher keine wassergefüllten Poren über.

Wird der Beton mit einem höherem W/B-Wert (z. B. 0,70) hergestellt, bleibt auch nach vollständiger Hydratation Wasser (Kapillarwasser) fein verteilt im Zementstein über. Der Zementstein wird daher umso poröser, je höher der W/B-Wert ist. Abb.3–1 zeigt die mit Quecksilberdruckporosimetrie ermittelte Porenverteilung nach nahezu vollständiger Hydratation bei W/B 0,40; 0,55; 0,70 bzw. die zugehörigen Porengrößenbereiche, bei denen es bei Unterschreiten einer gewissen Temperatur zum Einfrieren von Wasser in diesen Poren kommt. Ein Beton mit porösem Zementstein (hohem W/B-Wert) ist weniger beständig und hat eine geringere Festigkeit als ein Beton mit dichtem Zementstein (niedrigem W/B-Wert). Dies wird in Abbildung 3–1 dadurch verdeutlicht, dass z. B. bei einem W/B-Wert von 0,70 mehr Poren über 0,1 mm existieren als bei geringeren W/B-Werten. Aufgrund dieses poröseren Gefüges kommt es zu einem schnelleren Voranschreiten der Karbonatisierung bzw. zu einem höheren Risiko von Frostschäden, da in Poren über 0,1 mm Wasser bereits bei -10 °C gefriert.

Zeitliche Entwicklung der Zementsteingüte

Durch die Reaktion des Wassers mit den Bindemittelkörnern wird das Wasser im Zementstein gebunden (Hydratation). Gebundenes Wasser kann im Gegensatz zum Kapillarwasser nicht durch Austrocknen entweichen oder gefrieren. Unmittelbar nach dem Mischen besteht der Bindemittelleim aus Bindemittel und nur aus verdampfbarem (austrockenbarem) Wasser. Bei Frost entstehen aufgrund der Porenverteilung Frostschäden wie bei einem bindigen Boden. Mit zunehmender Hydratation nimmt die Menge an ungebundenem Wasser (Kapillarwasser) ab, der Anteil an austrockenbarem Wasser wird daher immer kleiner und jener an gebundenem Wasser immer größer.

Die bei der Hydratation im Zementstein entstehende Porenverteilung zeigt für einen W/B-Wert von 0,55 beispielhaft Abb.3–2.

Beispiel:

Die in den Mischer gegebene Gesteinskörnung enthält 40 kg Oberflächenwasser. Es werden 122 kg Wasser und 360 kg anrechenbares Bindemittel in den Mischer eingewogen.

Das ergibt einen W/B-Wert von: $(40 + 122) / 360 = 0,45$

Abb.3-1: Mit Quecksilberdruckporosimetrie ermittelte Porenverteilung nach nahezu vollständiger Hydratation bei W/B 0,40; 0,55; 0,70.

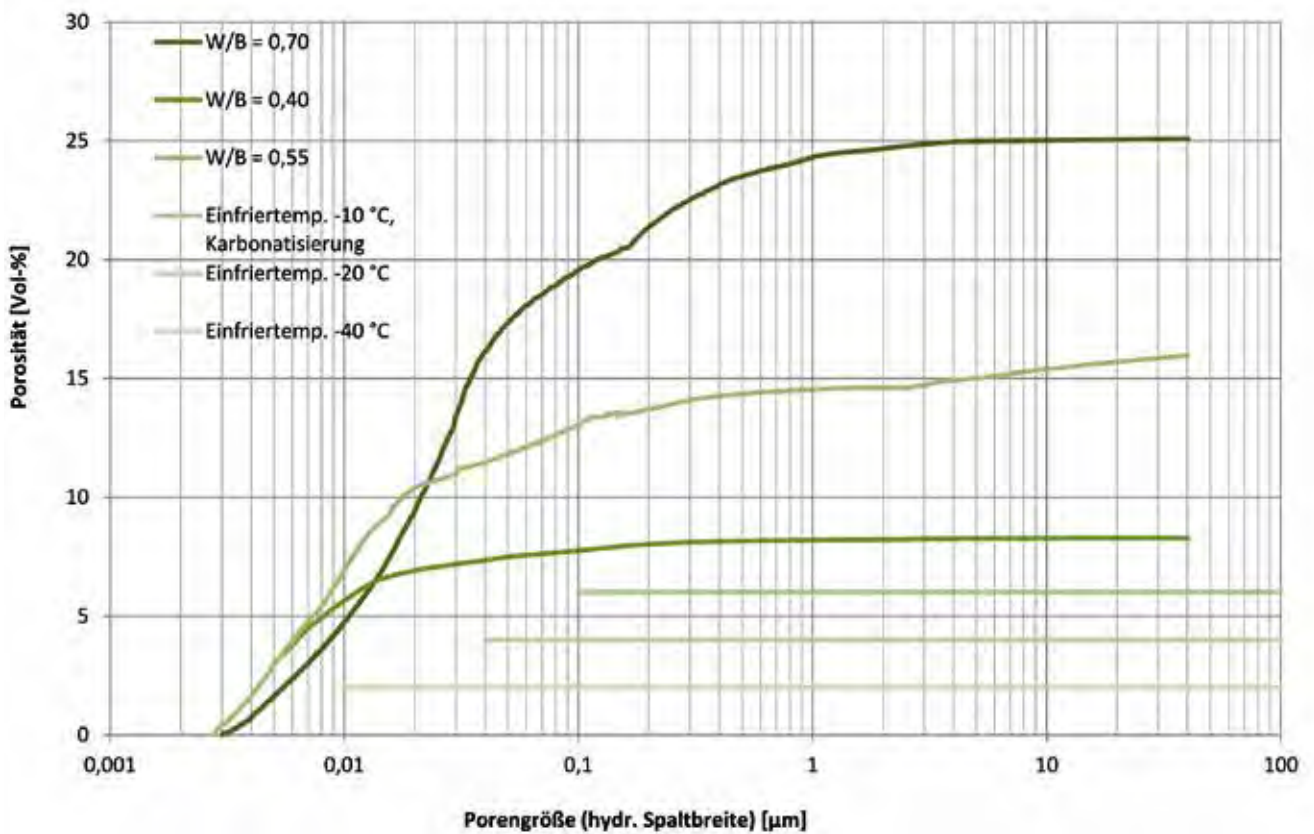
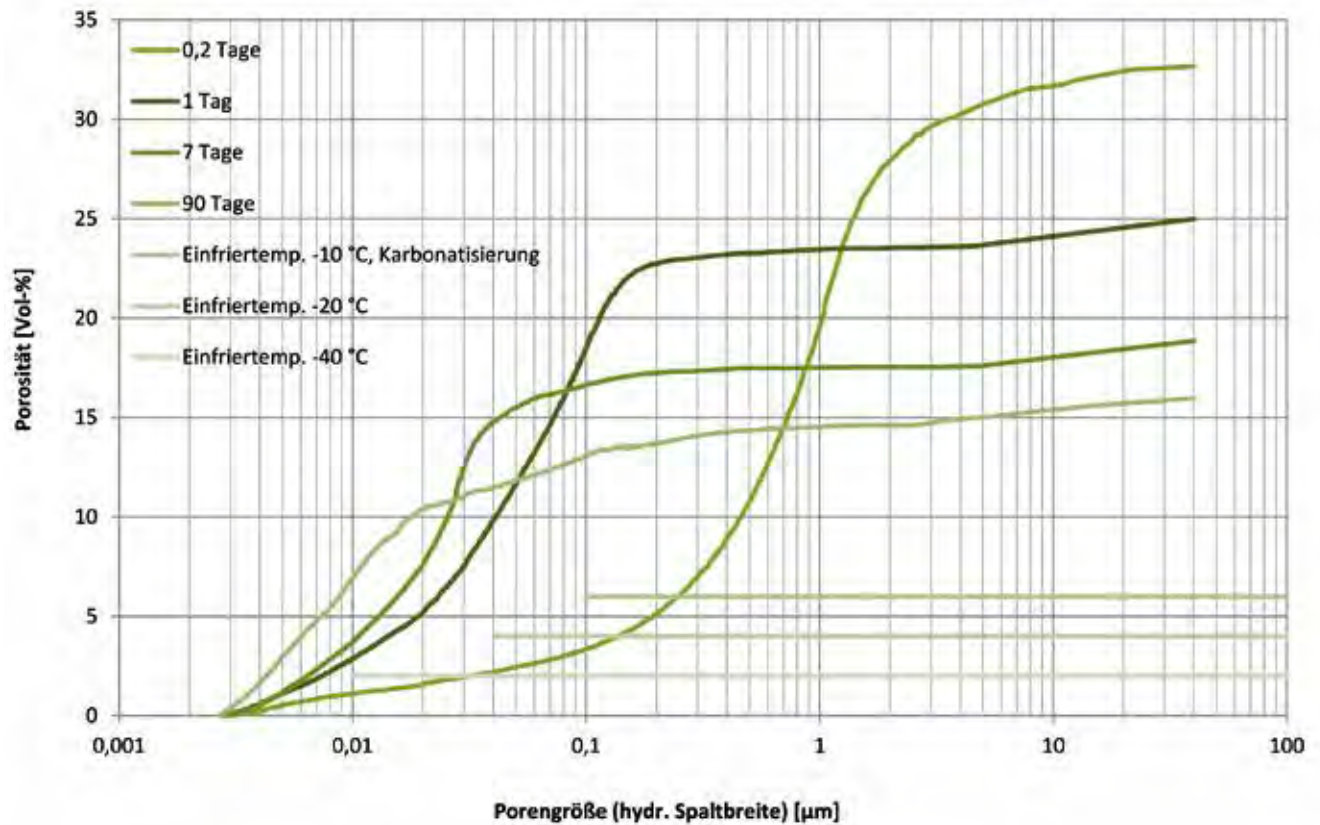


Abb.3-2: Mit Quecksilberdruckporosimetrie ermittelte Porenverteilung (W/B = 0,55) im Alter von 0,2, 1, 7 und 90 Tagen



Hier ist die Porenverteilung in unterschiedlichen Betonaltern von 0,2 Tagen bis 90 Tagen angegeben sowie die Einfriertemperatur von Wasser bei unterschiedlichen Porengrößenbereichen. Es zeigt sich, dass sowohl die Gesamtanzahl als auch die Größe der Poren mit zunehmendem Hydratationsgrad abnimmt. Schlecht für die Beständigkeit sind Poren über etwa 0,06 μm , weil Wasser in ihnen schon bei relativ geringen Frosttemperaturen gefriert und das für die Karbonatisierung (und damit für den Rostschutz der Bewehrung) schädliche CO_2 leicht eindringen kann.

Bei kühlen Temperaturen läuft die Reaktion viel langsamer ab als bei hohen Temperaturen. Ein für die jeweils angestrebte Güte des Betons erforderlicher Hydratationsgrad wird bei einer doppelt so hohen Temperatur etwa in der halben Zeit erreicht.

3.3.2.1 Gesteinskörnungen

Die Gesteinskörnungen haben im Beton insbesondere nachstehende Aufgaben:

- Hauptaufgabe der Gesteinskörnungen ist, Bindemittelleim zu sparen, weil die Gesteinskörner mit Bindemittelleim vollständig umhüllt und alle Hohlräume zwischen den Gesteinskörnern von Bindemittelleim ausgefüllt werden müssen. Es ist notwendig, die Gesteinskörner nach Größe und Menge der einzelnen Korngruppen richtig zusammensetzen, damit möglichst wenig Bindemittelleim erforderlich ist. Zweckmäßig ist im Allgemeinen eine Sieblinie, die bis 1 mm in der oberen Hälfte des günstigen Bereiches bis nahe zur Grenzsieblinie B liegt. Abb.3–3 zeigt für Größtkorn 22 mm die Grenzsieblinien A (grobkörnig und daher schwer verarbeitbar), B (günstig) und C (feinkörnig und daher hoher Wasseranspruch).
- Da das Gesteinskorn eine größere Festigkeit als der Zementstein hat, wirkt es im Beton als Stützgerüst. Günstige, eher grobkörnige Sieblinien und kubische, leicht raue Gesteinskörnungen ergeben daher höhere Betonfestigkeiten als sehr sandreiche Sieblinien und Gesteinskörnungen mit sehr glattem bzw. plattigem Korn.

- Besondere Betoneigenschaften, die von der Gesteinskörnung bestimmt werden:
 - Abriebfestigkeit: Erforderlich sind natürliche (z. B. Diabas, Basalt) oder künstliche Gesteinskörnungen (z. B. Elektrokorund, Siliziumkarbid) mit hohem Widerstand gegen mechanische Beanspruchung
 - Wärmedämmung: Wird durch Gesteinskörnungen mit geringer Rohdichte erreicht (Leichtgesteinskörnung)
 - Strahlenschutz: Wird durch Gesteinskörnungen mit hoher Rohdichte erreicht (Schwergesteinskörnung)

Einen Sonderfall stellt die Herstellung von Betondecken mit Waschbetonstruktur dar. Um diese spezielle Oberflächentextur zu erhalten, ist es erforderlich, einen Beton mit spezieller Zusammensetzung zu verwenden. Dabei wird der Feinbeton aus Sand 0/1 oder 0/2, Zement und Wasser gebildet, dem eine grobe Gesteinskörnung 4/8 oder 4/8 und 8/11 zugesetzt wird. Durch die abgestufte Sieblinie (Sieblinie mit Ausfallskörnung) ist es möglich, den Bindemittelleim nach Erstarren des Untergrundes von der Oberfläche zu entfernen und so das grobe Gesteinskorn für die charakteristische Waschbetonstruktur freizulegen. Abbildung 3–4 zeigt typische Einzelsieblinien sowie die Gesamtsieblinie der Gesteinskörnung für eine Oberbetonrezeptur mit Größtkorn 8 mm (OB GK8).

3.3.2.2 Poren

Jeder verdichtete Festbeton enthält 0,5 bis 2,0% Luftporen (Verdichtungsporen: $\varnothing > 1,0 \text{ mm}$). Zur Erzielung bestimmter Eigenschaften (Frostbeständigkeit, Verarbeitbarkeit des Frischbetons) müssen kugelige Luftporen gezielt, durch die Zugabe von Luftporenbildenden Zusatzmitteln, erzeugt werden ($\varnothing: 0,01 - 1,0 \text{ mm}$). Luftporen beeinträchtigen die Festigkeit des Betons.

L300 ist der Luftgehalt (Vol%) kleiner 300 μm . Die kleinen Luftporen dienen insbesondere als Ausweichraum, wenn sich beim Gefrieren das Volumen des Wassers vergrößert. Für einen hohen Frost-Taumittel-Widerstand ist im verdichteten Beton ein ausreichender

Gehalt von kleinen Luftporen (L300) erforderlich (Tab.3.5). Außerdem muss ein weiterer Luftporenkennwert, der Abstandsfaktor, eingehalten werden. Der Abstandsfaktor ist ein aus einem idealisierten Porengefüge abgeleiteter Kennwert für den größten Abstand eines Punktes des Zementsteins vom Rand der nächsten Luftpore.

3.3.2.3 Zusatzmittel und Zusatzstoffe

Betonzusatzmittel und -zusatzstoffe (Typ I = nahezu inaktiv (z. B. Farbpigmente) und Typ II = puzzolanisch oder latenthdraulisch) können die Eigenschaften des Frischbetons (Verarbeitbarkeit, Verarbeitungsdauer) und des erhärteten Betons (Beständigkeit gegen äußere

Abb.3-3: Grenzsieblinien für Größtkorn 22 mm gemäß ÖNORM B 4710-1

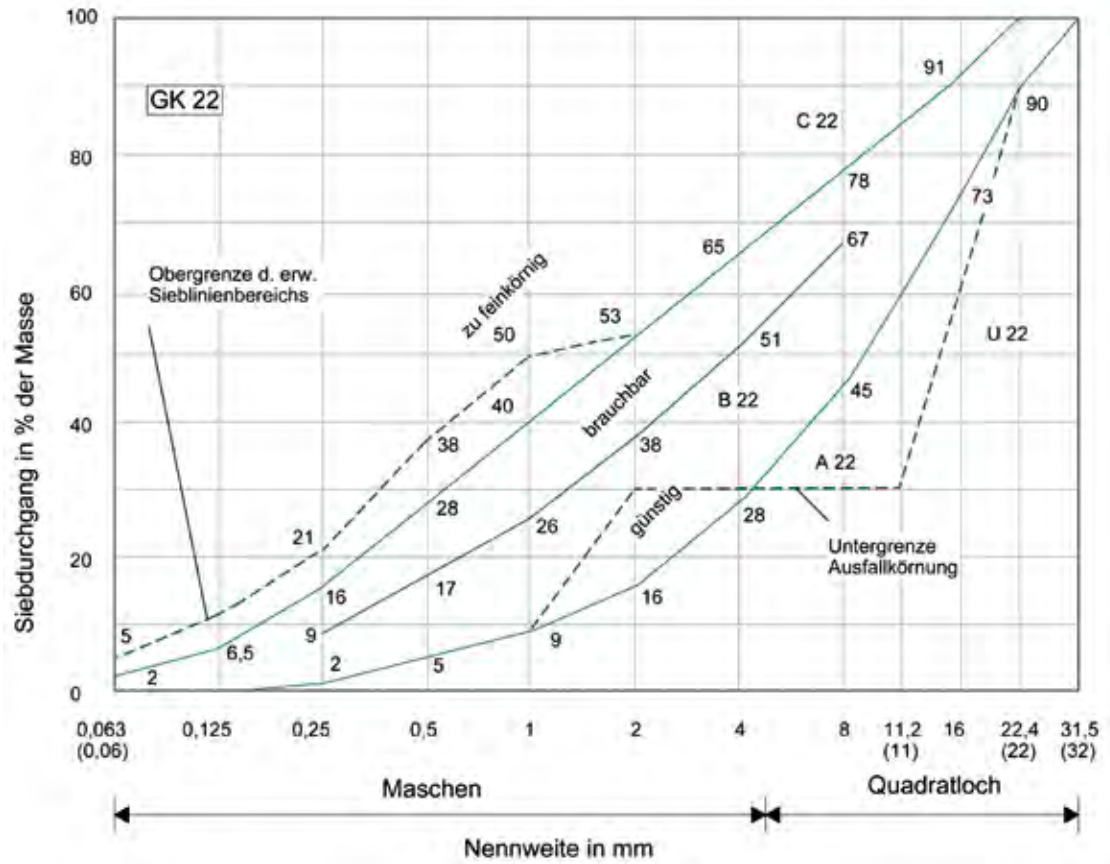
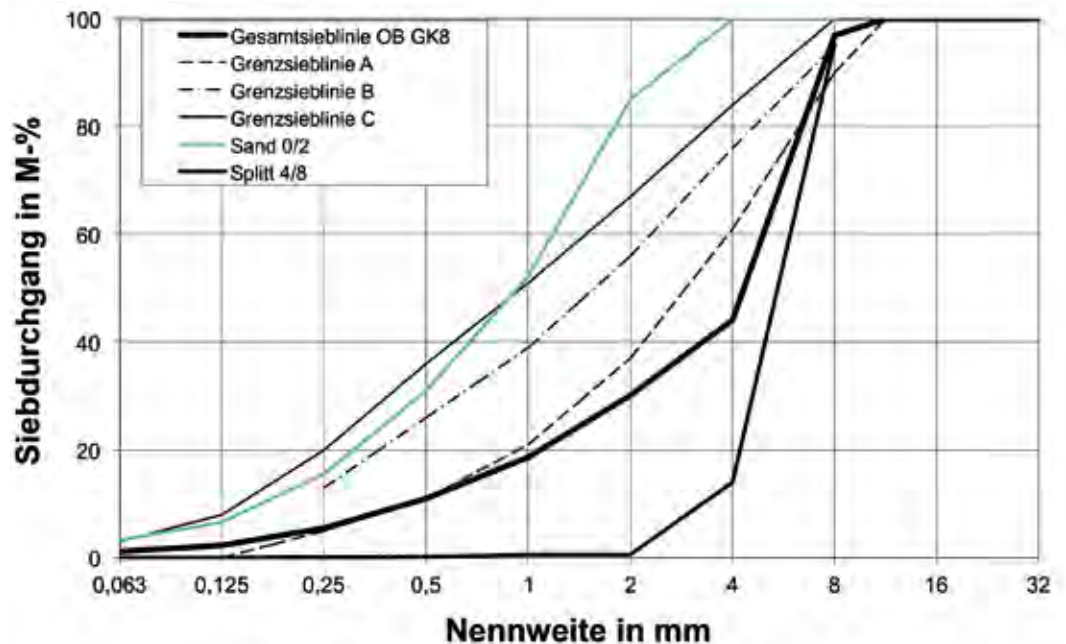


Abb.3-4: Beispiel für Einzelsieblinien sowie Gesamtsieblinie für OB GK8



Einwirkungen) verbessern. Bei Deckenbeton werden im Allgemeinen keine Zusatzstoffe Typ I verwendet, Zusatzstoffe Typ II sind unzulässig. Zu beachten ist, dass

- eine Verbesserung nur dann sinnvoll möglich ist, wenn der Bindemittelleim gut und die Kornzusammensetzung der Gesteinskörnungen richtig gewählt ist.
- Zusatzmittel und Zusatzstoffe besonders für eine Optimierung der Betoneigenschaften möglich sind, wobei darauf zu achten ist, dass nicht nur eine Eigenschaft besonders gut wird, sondern auch alle anderen Eigenschaften nicht unzulässig stark verschlechtert werden (z. B. erhöhen luftporenbildende Zusatzmittel die Frostbeständigkeit, verringern aber insbesondere die Druckfestigkeit).

3.3.3 Einfluss der Nachbehandlung auf die Betongüte

Unter Nachbehandlung versteht man alle Maßnahmen, die ein vorzeitiges Austrocknen des Betons verhindern. Trocknet der Beton zu früh aus, ist kein Kapillarwasser mehr für die Hydratation vorhanden. Die Hydratation hört auf und der Zementstein bleibt porös,

sodass er eine viel geringere Güte hat, als aufgrund des W/B-Wertes möglich wäre. Ein nicht nachbehandelter Beton mit niedrigem W/B-Wert ist insbesondere nahe der Oberfläche weniger beständig als ein gut nachbehandelter Beton mit bedeutend höherem W/B-Wert.

3.4 Betonzusammensetzung für Beton für Verkehrsflächen

Beton für Fahrbahndecken ist nach ^[3.2] herzustellen und so zusammensetzen, dass die an ihn gestellten Anforderungen des Frischbetons, insbesondere aber auch des Festbetons (s. 3.1) erfüllt werden. Beton für Fahrbahndecken muss die Anforderungen für die Expositionsklassen XF4(A) – das heißt eine Umgebung mit hoher Wassersättigung und Taumittel – sowie XM2(A) – das heißt eine schwere Verschleißbeanspruchung (wird durch die Anforderungen an die Gesteinskörnung gemäß 3.2.2 sicher gestellt) – erfüllen. Die Zusammensetzung ist in einer Erstprüfung festzulegen. Bei Einhaltung der Festlegungen gemäß Tab.3.4 bis Tab.3.7 bleibt die Zusammensetzung dem Auftragnehmer überlassen.

Einbauart	Zementgehalt (Richtwert) [kg/m ³]		Luftgehalt ²⁾
	Unterbeton	Oberbeton	
Gleitschalungsfertiger	350 ¹⁾	400	4,0 bis 6,0
Straßenbeton mit FM F52	350 ¹⁾	400	–
Waschbetonstruktur	–	450	–
¹⁾ Gesteinskörnung K1, K2, Beton-Recyclingmaterial um 15 kg/m ³ mehr			
²⁾ bei F52 bei Erfordernis: 5,0 bis 7,0 %			
	Mischzeitrichtwerte (Sekunden)		
Luftporenbeton	50		
Luftporenbeton mit Verflüssiger oder FM	60		
Oberbeton Waschbetonstruktur	70		

Tab.3.4: Werte für den Zementgehalt und die Mischzeiten sowie Anforderungen an den Luftgehalt von Betonmischgut

	L300 [%]	Abstandsfaktor [mm]		
		Erstprüfung	Konformitätsprüfung	Abnahmeprüfung
Unterbeton	1,8	0,18	0,21	0,21
Oberbeton	1,8	0,18	0,21	0,21

Tab.3.5: Anforderungen an Luftporenkennwerte

Ursachen für die Festlegungen in Tab. 3.4 bis Tab. 3.7 sind:

- **Zementgehalt:** Der Zementgehalt wird bei der Erstprüfung festgelegt. Bedeutend höhere Zementgehalte, als jene lt. Richtwert der Tabelle, sind für die Betongüte (Verarbeitbarkeit, Erhärtungstemperatur, Rissbildung, Schwinden) ebenso ungünstig wie zu kleine, mit denen der für die Umweltbelastungen notwendige W/B-Wert nicht einhaltbar ist.
- **Luftgehalt:** Entscheidend sind die für die Beständigkeit wesentlichen Parameter L300 und Abstandsfaktor, die auch unter günstigen Bedingungen mit Gesamtluftgehalten unter 4 % kaum erzielbar sind. Da zu große Luftgehalte die Festigkeit stark beeinträchtigen, ist die bei der Herstellung von Deckenbeton einzuhaltende Bandbreite mit 2 % nur halb so groß als bei Luftporenbeton für andere Verwendung erlaubt. Bei weichen Betonen mit Fließmitteln entstehen i. A. mehr grobe und weniger feine Poren, der Gesamtluftgehalt darf daher, wenn erforderlich, um 1 % höher sein.
- **Mischzeit:** Bei zu geringen Mischzeiten sind die Betonausgangsstoffe schlecht homogenisiert. Das Luftporensystem ist schlecht (zu wenig feine Poren) und der Luftgehalt kann beim Einbau ansteigen.
- **Luftporenkennwerte:** Wird L300 unterschritten, ist für die Volumszunahme des Wassers beim Gefrieren zu wenig Expansionsraum vorhanden. Wird der Abstandsfaktor überschritten, ist der Weg für das Wasser im Zementstein bis zur nächsten Pore zu groß. In beiden Fällen ist mit Frost-Tausalz-Schäden (Abwitterungen) zu rechnen.
- **Spaltzugfestigkeit:** Durch die Temperatur-, Feuchtigkeits- und Verkehrsbelastungen entstehen in der Betonfahrbahn vorwiegend Zugbelastungen. Eine ausreichende Zugfestigkeit ist für die Dauerhaftigkeit daher erforderlich. Da die Korrelation zwischen Druckfestigkeit und Zugfestigkeit von zahlreichen Einflussfaktoren abhängt, ist auch bei hohen Druckfestigkeiten die erforderliche Zugfestigkeit nicht sicher gestellt, sie muss daher extra nachgewiesen werden. Die Spaltzugfestigkeit beträgt etwa 90 %

der reinen Zugfestigkeit und ist der mit geringster Beeinflussung durch verschiedene Prüfeinflüsse prüfbare Zugparameter.

Tab.3.4 bis Tab.3.7: Anforderungen an Beton für Fahrbahndecken ^[3.1]: Für den W/B-Wert gilt die Anforderung für die Expositionsklasse XF4 gemäß ^[3.2] d. h. bei der Erstprüfung max. 0,43, bei der Kontrollprüfung max. 0,45.

3.5 Weitere Baustoffe und Nachbehandlungsmittel

3.5.1 Dübel und Anker

Dübel sind insbesondere bei allen Quertugen erforderlich. Sie müssen die temperatur- und feuchtigkeitsbedingten Längenänderungen der Deckenfelder „spannungsfrei“ ermöglichen und ein Pumpen der Deckenfelder durch ein temperatur- und feuchtigkeitsbedingtes Aufwölben verhindern.

Anker sind insbesondere bei allen Längsfugen erforderlich. Sie müssen ein „Wandern“ der Deckenfelder verhindern. Die aufgrund ihrer Aufgabe notwendigen Anforderungen der Dübel und Anker enthält Tab.3.8.

3.5.2 Bewehrung

Bei Betonfahrbahndecken ist eine Bewehrung nur in Ausnahmefällen, z. B. im Bereich von Einbauten üblich. Die verwendeten Stäbe und Matten müssen die Anforderungen gemäß ÖNORM EN 10025-2 erfüllen.

3.5.3 Fugeneinlagen und Fugenfüllstoffe

Fugeneinlagen und Fugenfüllstoffe müssen insbesondere ein Verfüllen der Fugen durch Schmutz und Streusplitt verhindern, weil ansonsten in den Deckenfeldern unkontrollierte, schädliche Spannungen entstehen würden. Fugeneinlagen sind erforderlich, wenn auf das benachbarte Feld kein Druck ausgeübt werden darf (z. B. ist das letzte Deckenfeld vor und nach einer Brücke von der Brücke durch eine Fugeneinlage zu trennen).

Tab.3.6: Anforderungen an Spaltzugfestigkeit von Prismen

	Spaltzugfestigkeitsklasse	Spaltzugfestigkeit [N/mm ²] geprüft am Prisma		
		Erstprüfung	Konformitätsprüfung	
		Einzelwert (EW) ¹⁾	Einzelwert (EW) ¹⁾	MW von jeweils 3 EW
Unterbeton	S 2,7	3,7	2,5	3,5
Oberbeton	S 3,3	4,4	3,2	4,2

¹⁾ Als Einzelwert muss der Mittelwert von mindestens 3 Prüfwerten von einem Prisma herangezogen werden

Tab.3.7: Anforderung an Spaltzugfestigkeit von Bohrkernen aus Betondecke (funktionale Anforderung)

	Spaltzugfestigkeitsklasse	Spaltzugfestigkeit [N/mm ²] Abnahmeprüfung (Bohrkerne)	
		Einzelwert (EW) ¹⁾	MW von jeweils 3 EW
Ober- und Unterbeton	SC 2,4	1,9	2,9
Oberbeton	SC 2,7	2,2 (5 cm Bohrkern: 2,6)	3,2 (5 cm Bohrkern: 3,8)

¹⁾ EW = MW von mindestens 3 Prüfwerten an 10 cm Bohrkernen bzw. (wenn Dicke des zu prüfenden Betons weniger als 8,0 cm beträgt) 6 Prüfwerten von 5 cm Bohrkernen aus einem Betonfeld. Für Beton mit GK > 11 mm gilt zusätzlich: bei Verhältnis H/D ≤ 1 ist die Anzahl der Prüfwerte um mind. 50 % zu erhöhen.

Tab.3.8: Anforderungen an Dübel und Anker

Dübel	Rundstahl Gütestufe ≥ PB 240 gemäß ISO 6935-1 oder glatter Rundstahl aus ST 37-2 gemäß ÖNORM EN 10025-2 Durchmesser: 25 mm Länge: 50 cm Korrosionsschutz: Kunststoffbeschichtung auf ganze Länge Rundstahl für Dübel darf keine Querschnittsveränderungen, Grate oder Wulste aufweisen
Anker	Glatter Rundstahl aus ST 37-2 gemäß ÖNORM EN 10025-2 Durchmesser: 20 mm Länge: 100 cm Korrosionsschutz: in der Mitte auf 20 cm Länge Betonstabstahl B St 500 S(B) gemäß ÖNORM EN 10025-2 Durchmesser: 14 mm Länge: 70 cm Korrosionsschutz: in der Mitte auf 20 cm Länge

3.5.4 Nachbehandlungsmittel

Damit der Beton nach dem Einbau nicht durch Austrocknen das für die Hydratation des Zementes erforderliche Wasser verliert, ist als Verdunstungsschutz sofort nach Herstellung der Oberfläche vollflächig deckend ein Nachbehandlungsmittel aufzusprühen oder eine mindestens 0,03 mm dicke Kunststoff-Folie aufzulegen. Hierdurch wird die Wasserabgabe durch Verdunstung um mindestens 90 % verkleinert. Nachbehandlungsmittel dürfen die Anfangsgriffigkeit der Betondecken nicht beeinträchtigen. Der

Nachweis der Sperrwirkung bei sofortigem Aufsprühen und/oder Aufsprühen nach Mattfeuchtwerden der Betonoberfläche hat gemäß RVS 11.06.42 zu erfolgen.

3.5.5 Kontaktverzögerer und Kombinationsmittel

Erforderlich für Betondecken mit Waschbetonstruktur um den Feinmörtel zwischen dem Grobkorn nach der Deckenherstellung auf eine Tiefe von etwa 1 mm durch ausbürsten entfernen zu können. Die Anforderungen enthält Tab.3.10.

Tab.3.9: Anforderungen an Fugeneinlagen und Fugenfüllstoffe

Einlagen für Raumfugen und Trennfugen	Nicht betonschädigend, alkalibeständig, taumittelbeständig; wasserunlöslich, nicht wassersaugend, gleichmäßig zusammendrückbar. Für Raumfugen wassergesättigte, astarme Weichholzbretter, wasserfest verleimt oder unverleimt Dicke: etwa 20 mm Breite: Dicke der Betondecke abzüglich 5 mm bei Raumfugen mit eingeschnittenem oberem Fugenspalt bzw. abzüglich 20 mm bei voll durchgeschnittenen Raumfugen und Trennfugen Länge: entsprechend der Fertigungsbreite
Fugenfüllstoffe (Fugenbreite > 8 mm)	Bituminöse Fugenfüllstoffe gemäß ÖNORM EN 14188-1 oder vorgeformte Fugenprofile gemäß ÖNORM EN 14188-3;

Tab.3.10: Anforderungen an Kontaktverzögerer und Kombinationsmittel

Kontaktverzögerer		Für sofortiges Aufsprühen geeignet; in Menge und Konzentration auf den verwendeten Zement und die gewünschte Rautiefe abgestimmt, kaum temperaturabhängig; beim Bauverfahren entsprechend lange wirksam; nicht betonschädigend
Erster Verdunstungsschutz	Folien	Mindestdicke 0,03 mm
	Filmbildende Nachbehandlungsmittel	Für sofortiges Aussprühen, verträglich mit dem Frischbeton und Kontaktverzögerer, Sperrwirkung bei Prüfung mit Kontaktverzögerer mind. 90 %
Kombinationsmittel		Hat Anforderungen „Kontaktverzögerer“ und „filmbildende Nachbehandlungsmittel, erster Verdunstungsschutz“ zu erfüllen

Literatur

- [3.1] FSV – Forschungsgesellschaft Straße – Schiene – Verkehr, Wien.
RVS 08.17.02 (2011): Technische Vertragsbestimmungen – Betondecken – Deckenherstellung.
RVS 11.06.42: Nachbehandlungsmittel für Beton.
- [3.2] ON – Österreichisches Normungsinstitut, Wien
ÖNORM B 4710-1: Beton, Teil 1: Festlegung, Herstellung, Verwendung und Konformitätsnachweis, 2007. ON – Österreichisches Normungsinstitut, Wien.
- [3.3] ÖE – Liste, OIB – Österreichisches Institut für Bautechnik, Wien.
- [3.4] Regelwerke für Betonausgangsstoffe, ON – Österreichisches Normungsinstitut, Wien.
ÖNORM EN 197-1: Zement – Teil 1: Zusammensetzung, Anforderungen und Konformitätskriterien für Normalzement.
- ÖNORM B 3327-1: Zemente gemäß ÖNORM EN 197-1 für besondere Verwendung – Teil 1: Zusätzliche Anforderungen.
ÖNORM EN 12620: Gesteinskörnungen für Beton.
ÖNORM B 3131: Gesteinskörnungen für Beton – Regeln zur Umsetzung der ÖNORM EN 12620.
ÖNORM B 3100: Beurteilung der Alkali-Kieselsäure Reaktivität im Beton.
ÖNORM EN 934-2: Zusatzmittel für Beton, Mörtel und Einpressmörtel – Teil 2: Betonzusatzmittel – Definitionen und Anforderungen, Konformität, Kennzeichnung und Beschriftung.
- [3.5] ÖNORM EN 13282: Hydraulische Tragschichtbinder – Zusammensetzung, Anforderungen und Konformitätskriterien.
ÜA – Liste, OIB – Österreichisches Institut für Bautechnik, Wien.

4

BAUWEISEN UND KONSTRUKTIVE GRUNDLAGEN

Univ. Prof. DI Dr. Ronald Blab

Technische Universität Wien

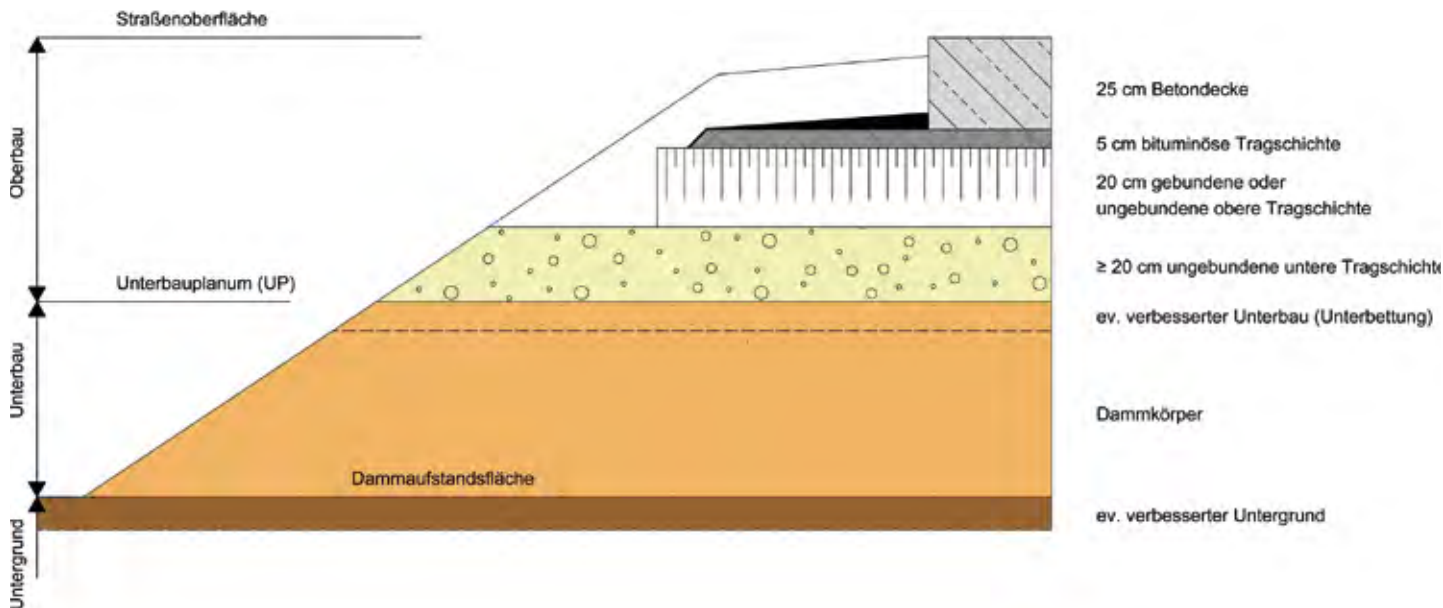
Inhaltsverzeichnis

4.1	Betondeckensysteme und Bautypen	34
4.1.1	Deckensysteme	34
4.1.2	Oberbautypen und Bauweisen	37
4.2	Fugen	39
4.2.1	Scheinfugen	39
4.2.2	Pressfugen	43
4.2.3	Abschluss- und Anschlussfuge	43
4.2.4	Raumfuge	44
4.2.5	Trennfuge	45
4.3	Stahleinlagen	45
4.4	Oberbau mit Betondecken	48
4.4.1	Unterbau und Untergrund	48
4.4.2	Ungebundene Tragschichten	50
4.4.2.1	Anforderungen	51
4.4.2.2	Prüfungen	53
4.4.3	Stabilisierte Schichten	53
4.4.3.1	Baugrundsätze	54
4.4.3.2	Baustoffe, Anforderungen und Prüfungen	56
4.4.4	Bituminöse Tragschichte	59
4.5	Entwässerung	60
4.6	Beanspruchung	63
4.6.1	Verkehrsbeanspruchung	63
4.6.1.1	Straßenverkehr	64
4.6.1.2	Sondernutzung	67



4.6.2	Temperatur und Umwelt	69
4.6.2.1	Thermisches Verhalten	69
4.6.2.2	Schwinden und Quellen	76
4.6.2.3	Frost und Tau	78
4.6.2.4	Treiberscheinungen	82
4.7	Dimensionierung	83
4.7.1	Bemessungsverfahren	83
4.7.2	Material- und Schichtkenngößen	84
4.7.3	Verkehrslastspannungen	87
4.7.3.1	Plattentheorie	88
4.7.3.2	Modifizierte Formeln nach Westergaard	90
4.7.3.3	Maßgeblicher Bettungsmodul	91
4.7.3.4	Lastübertragung an Fugen und Rissen	92
4.7.4	Temperaturspannungen	93
4.7.4.1	Längsspannungen	94
4.7.4.2	Wölbspennungen	95
4.7.5	Österreichische Bemessungsmethodik	98
4.7.5.1	Bemessung auf Grenzzustände	98
4.7.5.2	Ermüdungskriterium	99
4.7.5.3	Oberbaustandard für Betondecken	101
4.8	Weitere Baugrundsätze	103
4.8.1	Konstruktive Ausbildung von Einbauten	103
4.8.2	Betonfahrbahnen auf Brücken	104
4.8.3	Betonfahrbahnen in Tunneln	107

Abb.4-1: Straßenkörper mit Betondecke (schematisch)



4.1 Betondeckensysteme und Bautypen

Betondecken sind konstruktiver Bestandteil des Straßenoberbaus. Die Bezeichnung der einzelnen Schichten einer Straßenkonstruktion mit Betondecke wird in der Abb.4-1 dargestellt.

Der Querschnitt eines Tragsystems von Verkehrsflächen aus Beton besteht in der Regel aus dem Untergrund, dem Unter- und dem Oberbau. Der anstehende Boden bildet den Untergrund. Unmittelbar darüber liegt der künstlich hergestellte Dammkörper des Tragsystems (Unterbau). In Einschnittsbereichen entfällt der Unterbau. Zur Erzielung eines dauerhaften Tragsystems müssen Untergrund und Unterbau ausreichend verdichtet und tragfähig sein. Um dies sicherzustellen, kann auf wenig tragfähigem Untergrund oder auf dem Unterbau eine Tragfähigkeitsverbesserung z. B. durch Stabilisierung mit Kalk oder durch Bodenaustausch erforderlich sein. Der darauf angeordnete Oberbau besteht aus einer ungebundenen unteren und einer oberen Tragschichte. Die obere Tragschichte wird unter Betondecken häufig als stabilisierte Schichte ausgeführt. Unter der Betondecke wird in Österreich bei höheren Lastklassen eine bituminöse Tragschichte angeordnet.

Im Hinblick auf eine günstige Verteilung der Verkehrslast auf den Untergrund wären grundsätzlich möglichst große Plattenabmessungen bei der Betondecke anzustreben. Aufgrund der sich durch Schwinden und Temperaturänderung einstellenden Zwangsspannungen im Beton, die ihre Ursache in der behinderten Verformung haben, bilden sich bei Überschreitung der Zugfestigkeit Risse, welche die Fläche in einzelne Platten unterteilen. Die gewählte Plattenabmessung wirkt sich dabei auf die in der Erhärtungsphase und im Gebrauchszustand auftretenden Zwangsspannungen wesentlich aus.

4.1.1 Deckensysteme

Um diesen Zwangsspannungen zu begegnen, können hinsichtlich der konstruktiven Ausführung der Betondecke vier grundsätzliche Systeme unterschieden werden.

a) Unbewehrte Betondecke

Die Betondecke wird in Feldern mit Quer- und Längsfugen ohne Bewehrung hergestellt. Als Feldlänge L wird der Abstand von Querfuge zu Querfuge und als Feldbreite B der Abstand von Plattenrand zur Längsfuge bzw. zwischen den Längsfugen bezeichnet. Die erforderliche Deckendicke D ist unter

Berücksichtigung technischer und wirtschaftlicher Gesichtspunkte zu bemessen. Längs- und Quersfugen werden in der Regel als Scheinfugen (siehe Kapitel 4.2) ausgeführt.

Um wilde Risse infolge Verkürzung des Betons nach der Herstellung (hauptsächlich durch Abkühlung, erst nach Abfahren des Verdunstungsschutzes auch durch Austrocknen) zu vermeiden, sind Quersfugen in der Regel im Abstand der 25-fachen Deckendicke, höchstens jedoch im Abstand von 5,0 m (Lastklasse S und I gem. RVS 08.17.02 [4.6]) bzw. 5,5 m (sonstige Lastklassen) anzuordnen. Zur Begrenzung der infolge ungleichförmiger Erwärmung der Decke im Gebrauchszustand auftretenden Temperaturspannungen (Wölbspannungen) darf im Allgemeinen die Feldlänge das 1,5-fache der Feldbreite nicht überschreiten. Grundsätzlich sollten möglichst quadratische Plattenabmessungen angestrebt werden, da diese die höchste Tragfähigkeit garantieren.

Um das Auseinanderwandern benachbarter Platten zu verhindern sind an den Längsfugen in jedem Fall Anker anzuordnen. Bei größerer Verkehrsbelastung (Lastklasse S bis III) sind alle Quersfugen zu verdübeln, um die Kraftübertragung zwischen den Platten zu verbessern.

Die konstruktive Ausführung einer unbewehrten Betondecke mit Scheinfugen ist in Österreich die Regelbauweise und wird in der Abb.4–2 schematisch dargestellt.

b) Schlaff bewehrte Betondecke mit Fugen

Um längere Quersfugenabstände bei Betondecken zu realisieren, muss eine Schwindbewehrung in Form von Baustahlgittern oder -stäben angeordnet werden. Die Bewehrung ist so anzuordnen und zu bemessen, dass in Abhängigkeit vom gewählten Fugenabstand die Rissweiten begrenzt bleiben.

Durch die Schwindbewehrung können die Quersfugenabstände zwar auf Längen zwischen 10 m und 25 m erhöht werden, die Tragfähigkeit der Betondecke wird dadurch aber nicht wesentlich verbessert, weswegen im Vergleich zur unbewehrten Decke keine Dickenreduktion möglich ist. Durch die erhöhten Feldlängen stellen sich an den Quersfugen infolge thermischer Bewegungen größere Fugenöffnungen ein, weshalb bei dieser Ausführungsart in jedem Fall verdübelte Querscheinfugen anzuordnen sind. Bei Feldlängen über 10 m sollte aus diesen Gründen jede dritte Querscheinfuge als Raumfuge ausgeführt werden.

Abb.4–2: schematische Darstellung einer unbewehrten Betondecke mit Scheinfugen (österreichische Regelbauweise)

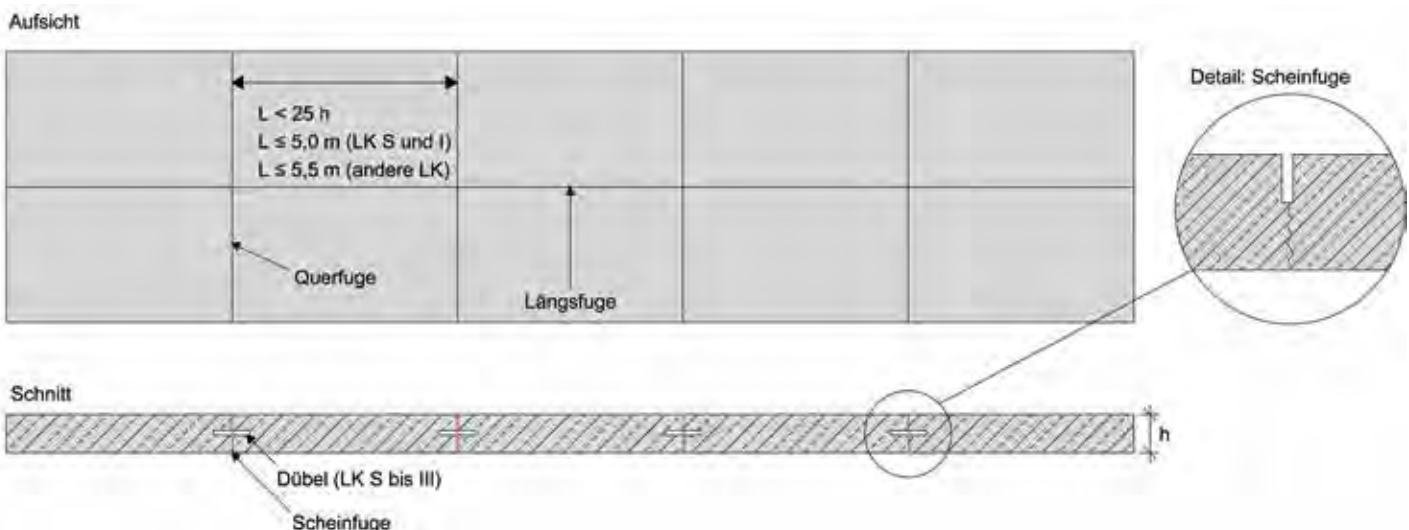
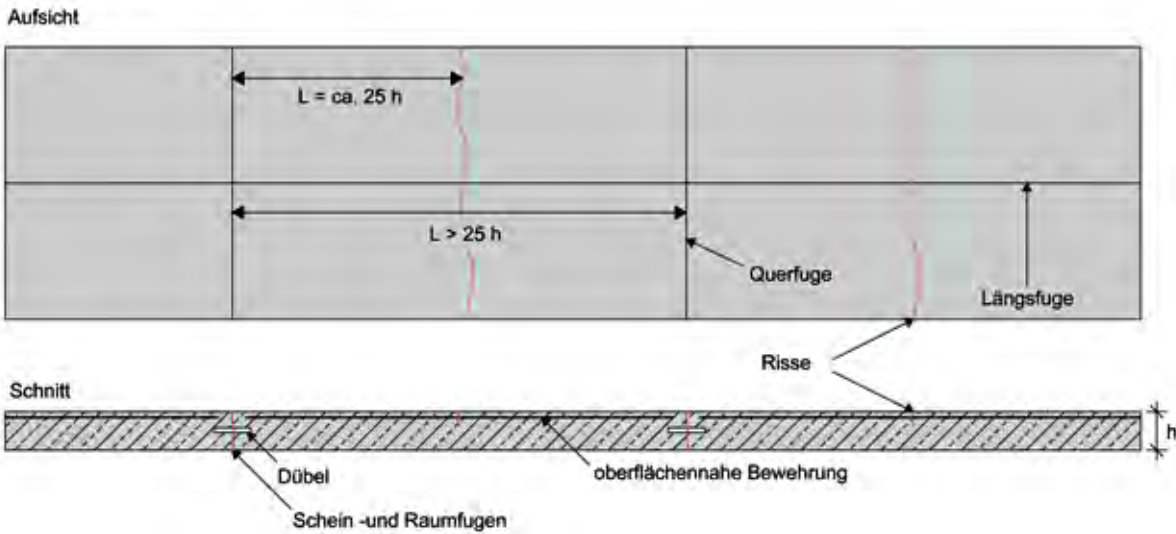


Abb.4-3: schematische Darstellung einer schlaff bewehrten Betondecke mit Fugen

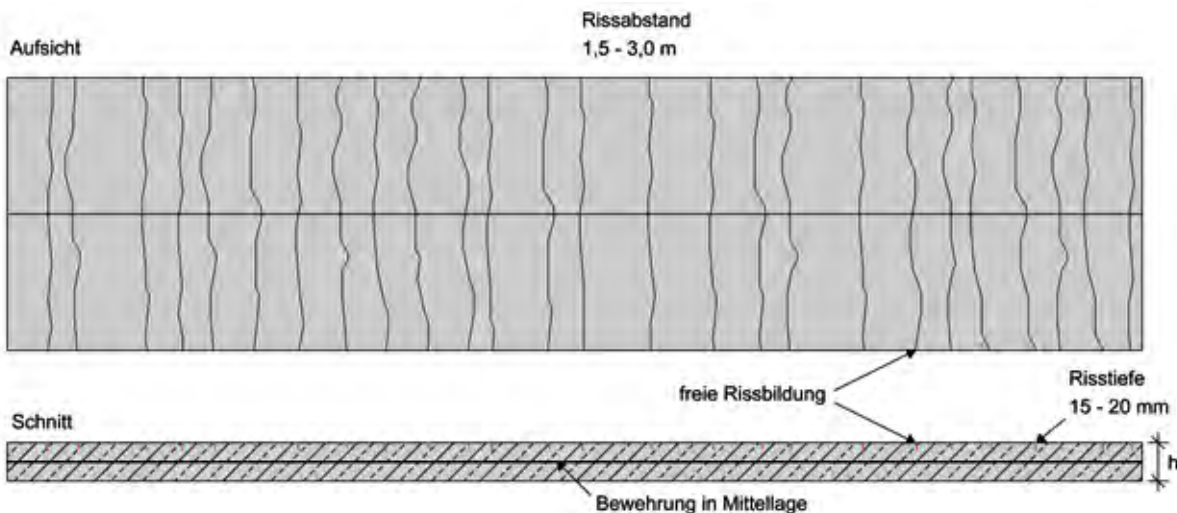


Die konstruktive Ausführung einer bewehrten Betondecke mit Fugen wird in Abb.4-3 schematisch dargestellt. Diese Bauweise gilt als Sonderbauweise und sollte auf Oberbaukonstruktionen beschränkt werden, bei denen aus planerischen Gründen die Notwendigkeit von längeren Fugenabständen gegeben ist bzw. falls besonders ungünstige Bettungsverhältnisse vorliegen. Im letzteren Fall kann durch die längeren Fugenabstände und die höhere Eigensteifigkeit der bewehrten Platte eine bessere lastverteilende Wirkung durch diese Bauweise erzielt werden.

c) Durchgehend schlaff bewehrte Betondecke

Bei durchgehend bewehrten Betondecken wird zur Kontrolle des Rissabstandes eine durchgängige Bewehrung in oder etwas oberhalb der Mittellage angeordnet. Der Bewehrungsanteil ist so zu bemessen, dass sich Rissabstände von 1,5 bis 3,0 m mit Rissweiten von nicht mehr als 0,5 mm bei Risstiefen von maximal 15 bis 20 mm einstellen. Der notwendige Bewehrungsanteil zur zuverlässigen Verhinderung zu großer Rissöffnungen und -abstände liegt bei 0,5 bis 0,7 % [4.20].

Abb.4-4: schematische Darstellung einer durchgängig schlaff bewehrten Betondecke



Zwar handelt es sich auch bei dieser Bauweise um eine reine Schwindbewehrung, die konstruktiv nicht wirksam ist. Indirekt bewirkt die Ausbildung von statisch nicht wirksamen Rissen allerdings eine deutliche Tragfähigkeitserhöhung der Deckenkonstruktion im Gegensatz zu den mit Fugen ausgeführten Betondeckensystemen aufgrund der kontinuierlich hohen Lastübertragung.

Kontinuierlich bewehrte Betondeckensysteme werden traditionell in Belgien und den USA ausgeführt. Das Land mit den umfangreichsten Erfahrungen mit durchgehend schlaff bewehrten Betondecken ist Belgien. Dort strebt man kleinere Rissabstände an und wählt derzeit für die Längsbewehrung Anteile von 0,72 bis 0,76 %. In Österreich gibt es mit derartigen Oberbaukonstruktionen derzeit noch keine Erfahrungen.

d) vorgespannte Betondecke

Vorgespannte Betondeckensysteme stellen Sonderbauweisen dar, mit denen international erste Erfahrungen an Probestrecken gesammelt werden. Ein Beispiel für ein derartiges, in Längsrichtung vorgespanntes Deckensystem, welches in Indiana/USA zur Anwendung kam, zeigt die Abb.4–5. Die einzelnen Deckenelemente werden dabei in der Regel als Fertigteile angeliefert und auf der Baustelle montiert. Vorgespannte Betondeckensysteme ermöglichen eine deutliche Reduktion der Konstruktionsstärken sowie eine Bauzeitverkürzung bei entsprechend höheren Herstellungskosten.

4.1.2 Oberbautypen und Bauweisen

Hinsichtlich der Oberbaukonstruktion von Betonstraßen werden Bautypen mit Betondecken auf

- a) ungebundener Tragschichte,
 - b) Asphalttragschichte und ungebundener oder stabilisierter Tragschichte,
 - c) stabilisierter Tragschichte (mit und ohne Vliesstoff als Zwischenschichte),
- auf einer ungebundenen unteren Tragschichte (Frostschutzschichte) unterschieden. Der österreichische Bemessungskatalog für Standardaufbauten RVS 03.08.63 [4.6] sieht zwei Bautypen auf ungebundener und zementstabilisierter Schichte mit einer jeweils 5 cm dicken bituminösen Tragschichte als Zwischenschichte vor. Die verschiedenen Bautypen und die österreichische Regelbauweise sind schematisch in der Abb.4–6 dargestellt.

Bei den unterschiedlichen starren Bauweisen können die Betondecken des Weiteren einschichtig oder zweischichtig hergestellt werden.

Bei der einschichtigen Bauweise wird die gesamte Dicke in einheitlicher Zusammensetzung des Deckenbetons hergestellt. Somit muss dieser sämtliche höheren Anforderungen an den Oberbeton hinsichtlich Gesteinskörnung, Zusammensetzung, Festigkeit, Polierresistenz etc. erfüllen. Der verwendete Oberbeton kann dabei ein- oder zweilagig eingebaut werden. Beim zweilagigen

Abb.4–5: Betondeckensystem aus vorgefertigten Fertigteilelementen mit Längsvorspannung [4.21]

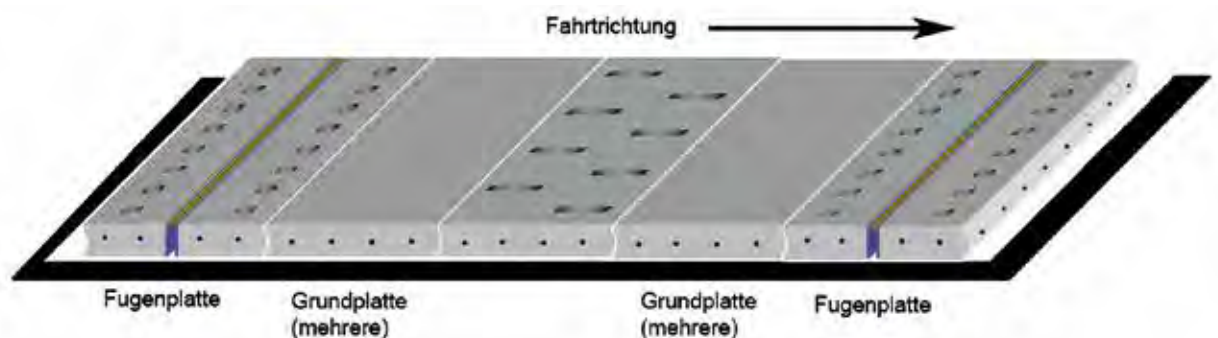
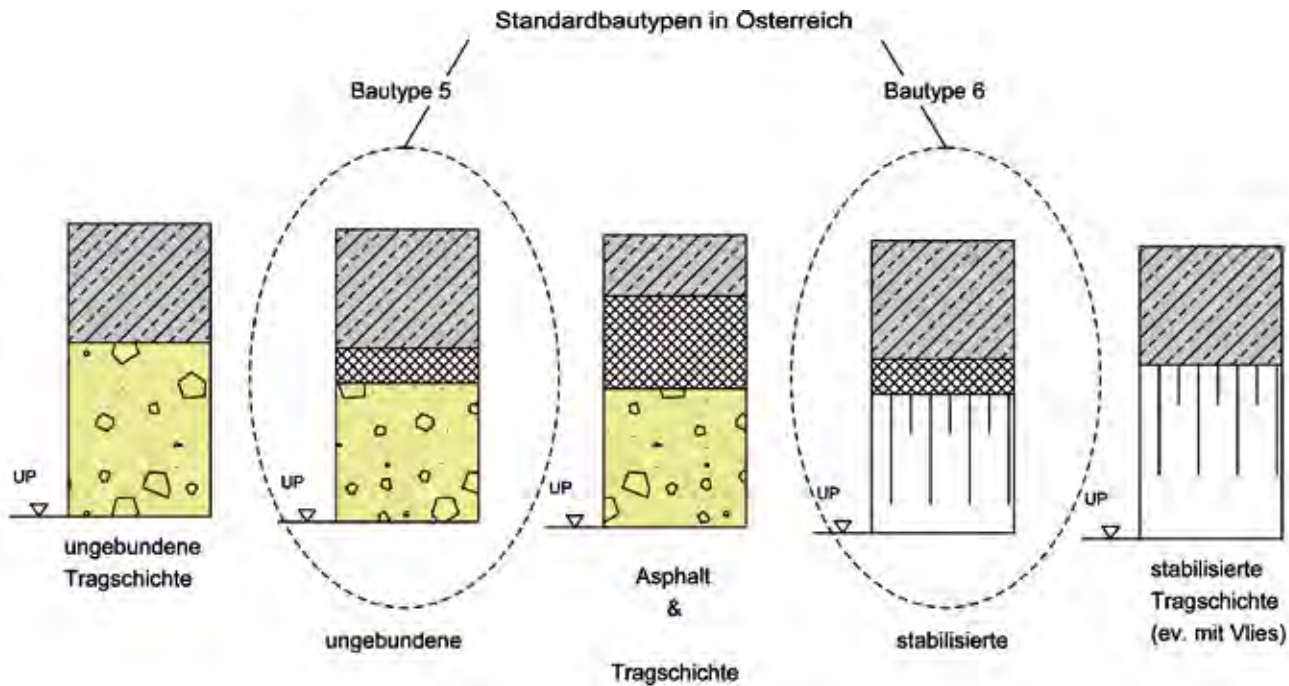


Abb.4–6: schematische Darstellung von Oberbautypen mit Betondecke



Einbau muss die obere Lage eingebracht und verdichtet sein, ehe das Betonmischgut der unteren Schicht abzutrocknen oder zu erstarren beginnt. Die wirtschaftliche Anwendung der einschichtigen Bauweise beschränkt sich somit in der Regel auf (kurze) Tunnelstrecken bei beengten Platzverhältnissen oder auf Verkehrsflächen mit geringeren Anforderungen an den Oberbeton wie ländliche Straßen, Wege oder Parkplätze.

Bei der zweischichtigen Bauweise werden Unter- und Oberbeton mit teils unterschiedlichen Anforderungen getrennt eingebaut und verdichtet. Besondere Bedeutung kommt dabei der Verdichtung des Oberbetons auf der schon eingebauten frischen Unterbetonschichte zu. Dabei ist eine Durch-

mischung von Oberbeton-/Unterbetonmischgut, bzw. die Ausbildung von sogenannten Rüttelgasen – eine unzulässige Anreicherung von Feinteilen an der Oberfläche im Bereich der Rüttler des Deckenfertigers – zu verhindern. Dazu muss die Zusammensetzung und Konsistenz des verwendeten Betonmischgutes mit der Einbaumethode durch geeignete Art, Anordnung, sowie Frequenz und Amplitude der Verdichtungsgeräte aufeinander abgestimmt und laufend überwacht werden. Die Regeldicke des Oberbetons wird in Österreich in Abhängigkeit vom nominellen Größtkorn (GK in mm) des Oberbetons (OB) gemäß Tab.4.1 geregelt, wobei eine unvermischte Oberbetondicke von mindestens 75 % der Solldicke ist einzuhalten.

Betonsorte	Mindestdicke des Oberbetons [cm]
OB GK 16	5,0
OB GK 22	6,0
OB GK 8	4,0
OB GK 11	bzw. dicker, sofern dies aufgrund der eingesetzten Geräte erforderlich ist (Durchmischung Unterbeton/ Oberbeton, Rüttelgasen).

Tab.4.1: Regeldicke des Oberbetons bei zweischichtiger Bauweise (gemäß RVS 08. 17.02 ^[4,6])

4.2 Fugen

Sowohl unbewehrte als auch bewehrte Betondecken müssen durch Fugen in Felder unterteilt werden. Fugen sind so herzustellen, dass die Ebenheit der Decke in Längs- und Querrichtung gewahrt bleibt und der Beton auch an den Fugenkanten nicht beschädigt wird. Dabei sind folgende Fugenausführungen zu unterscheiden:

- Scheinfuge
- Pressfuge
- An- und Abschlussfuge
- Raumfuge
- Trennfuge

Bei der Österreichischen Regelbauweise mit unbewehrten Betondecken wird die Fahrbahn in Quer- und Längsscheinfugen gegliedert und grundsätzlich raumfugenlos hergestellt. Bereiche mit unterschiedlicher Unterlage (z. B. bei Brücken mit einer Fahrbahnübergangskonstruktion) sind jedoch immer durch Raumfugen zu trennen.

Abgesehen von Betonfahrbahndecken mit geringem Verkehr (Lastklasse IV bis VI gemäß RVS 03.08.63) werden die Querscheinfugen verdübelt und Längsscheinfugen verankert. Bei verdübelten Fugen muss dabei sichergestellt werden, dass der Fugenschnitt über der Mitte des Dübels angeordnet wird. Grundsätzlich sollte auch bei kleineren Bauvorhaben bereits vor Betonierbeginn die Fugenausteilung festgelegt und ein Fugenteilungsplan erstellt werden. Dabei ist darauf zu achten, dass die zulässigen Feldabmessungen (maximale Feldlänge, Länge- zu Breitenverhältnisse gemäß Kapitel 4.1.1) eingehalten werden, wobei Längs- und Querfugen in der Regel rechtwinkelig zueinander anzuordnen sind. Insbesondere schmale

oder spitz zulaufende Plattenteile mit Fugenkanten kleiner als 60° sind zu vermeiden oder, falls die örtlichen Gegebenheiten dies nicht zu lassen, entsprechend zu bewehren.

4.2.1 Scheinfugen

Die noch junge Betondecke wird bei der Herstellung von Scheinfugen nicht auf die gesamte Dicke durchtrennt, sondern in den oberen Zentimetern durch Einscheiden angekerbt. Wenn die am Tag hergestellte Betondecke in der Nacht abkühlt, reißt die Betondecke schon nach wenigen Stunden unterhalb der Kerbe auf die volle Plattendicke durch. Scheinfugen sind somit Sollbruchstellen, die ein kontrolliertes Reißen des Betons gewährleisten. Längs- und Querscheinfugen werden im Allgemeinen 6 bis 24 h nach Herstellung durch Einschneiden eines oberen Fugenspaltes mittels Diamantsägen hergestellt.

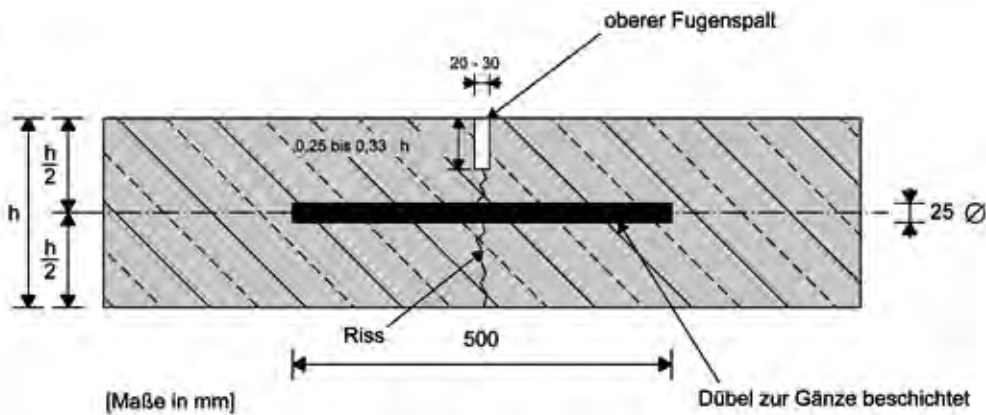
Fugenschnitt

Die Breite des Schnittes beträgt 2,0 – 3,5 mm. Die Tiefe ist abhängig von der Betondeckendicke und beträgt bei Querfugen $1/4$ bis $1/3$ der Deckendicke und bei Längsfugen mind. $1/3$ der Deckendicke (siehe Tabelle 4.2). Damit wird in jeder Querscheinfuge einerseits ein zuverlässiges Reißen gewährleistet und andererseits eine zu starke Umlenkung der Druckspannungstrajektorien bei Erwärmung der Betondecke im Sommer mit einer erhöhten Gefahr von blow-up Schäden vermieden (siehe dazu auch Kapitel 4.8.4). Der tiefere Fugenschnitt in der Längsscheinfuge ist notwendig, da diese in der Regel nicht in der Mitte der Fertigerbahnen liegen und mit zunehmender Fahrbahnbreite ansonsten die Gefahr der Ausbildung von wilden Längsrissen besteht.

Deckendicke D [cm]	Schnitttiefen [mm]	
	Querfuge	Längsfuge
16 bis 18	45	60
> 18 bis 24	60	80
> 24 bis 30	75	100
Andere Deckendicken	mind. 25 % der Deckendicke	mind. 33 % der Deckendicke

Tab.4.2: Tiefe des Fugenspaltes von Scheinfugen (gemäß RVS 08.17.02^[4,6])

Abb.4-7: Unverschlossene, verdübelte Scheinfuge (Maße in mm)



Die Abb.4-7 zeigt schematisch eine verdübelte, unverschlossene Scheinfuge mit oberem Fugenspalt nach der Herstellung. Die Fuge muss lagerichtig angeordnet werden, als Abweichungen sind max. ± 3 cm von der Dübelmitte zulässig.

Der richtige Zeitpunkt des Fugenschnitts, 6 bis 24 h nach der Herstellung, hängt von zahlreichen Parametern ab (z. B.: Frischbetontemperatur, Umgebungstemperatur, Windverhältnisse usw.). Der Zeitpunkt muss so gewählt werden, dass einerseits der Beton schon so weit erhärtet ist, dass kein Ausbrechen der Kanten während des Schneidens auftritt, und andererseits die Fugen noch vor dem Beginn der Rissbildung eingeschnitten sind. Der richtige Zeitpunkt ist durch erfahrenes Fachpersonal, erforderlichenfalls durch Schneidversuche festzustellen. Beim Fugenschnitt ist die Schneidschlämme sofort abzusaugen, nur bei Kleinfeldherstellung kann von dieser Anforderung abgesehen wer-

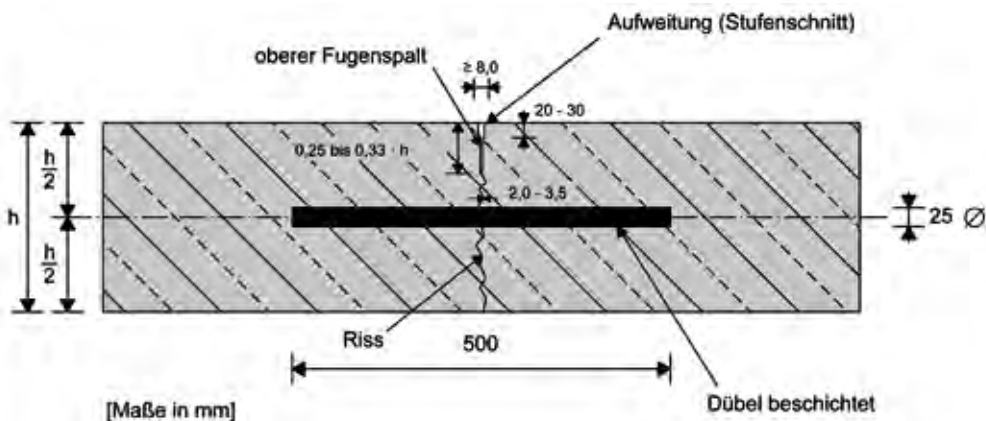
den. Bei Betondecken mit Waschbetonoberfläche (siehe dazu auch Kapitel 5.3) hat der Fugenschnitt jedenfalls nach dem Ausbürsten zu erfolgen.

In Sonderfällen, insbesondere bei Ausführungen mit Kleingeräten sowie Straßenbeton mit Fließmittel darf der obere Fugenspalt auch durch Einlegen einer Fugenleiste mit trapezförmigem Querschnitt hergestellt werden. In den frischen Beton eingelegte Fugenleisten sind erst nach ausreichender Erhärtung des Betons zu entfernen und die Fuge zu verschließen.

Stufenschnitt

Betondecken der Lastklassen S bis II gemäß RVS 03.08.63 ^[4.6] sind zur Herstellung einer entsprechenden Fugenkammer im oberen Bereich mittels Stufenschnitt aufzuschneiden und zu verschließen (Abb. 4-8).

Abb.4-8: verdübelte Scheinfuge mit Stufenschnitt (Maße in mm)



Nur bei den Lastklassen III bis VI dürfen Scheinfugen unverschlossen bleiben. Die Scheinfugen sollten auf jeden Fall regelmäßig gerissen sein, bevor der Stufenschnitt hergestellt wird. Der Stufenschnitt muss über dem Scheinfugenschnitt liegen (siehe Abb.4–8). Die Schnittbreite beträgt ca. 8 mm, die Schnitttiefe hängt von der Art der Verfüllung ab. Diese kann in Form eines Fugenprofils oder mittels Fugenverguss erfolgen.

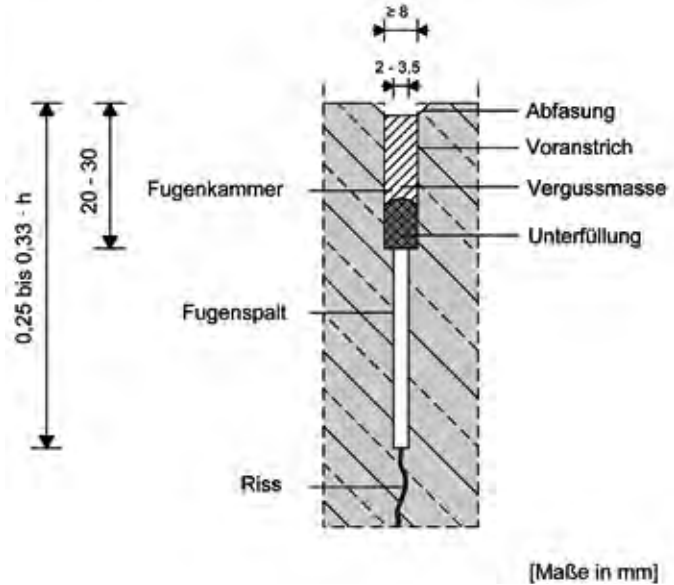
Zum Schutz gegen mechanische Beanspruchung ist bei aufgeweiteten Querschnitten die Kante zur Fahrbahnoberfläche mittels geeigneten Geräts abzufasen. Die Abfasung erfolgt unter einem Winkel von 45°. Die Fasenbreite soll in der Draufsicht 3 mm (± 1 mm) betragen. Ausnahmen sind speziell im städtischen Bereich gesondert zu vereinbaren.

Im hochrangigen Autobahn- und Schnellstraßennetz erfolgt in der Regel die Verlegung von Profilen bei Querschnitten und Heißverguss bei Längsschnitten. Dadurch kann bei einer späteren Instandsetzung der stark beanspruchten Querschnitte eine einfache Ausführung (Übergießen) erfolgen.

Fugenverguss

Die Tiefe des Stufenschnittes beträgt bei bituminösem Verguss über den Längsschnitten 20 mm und über den Querschnitten 30 mm. Um die Haftung der Vergussmasse zu erhöhen, werden die trockenen und gereinigten Fugenflanken zunächst mit einem Voranstrich (Primer) versehen.

Abb.4–10: Scheinfugenverschluss mittels Vergussmasse



Um ein Eindringen der Vergussmasse in den Fugenspalt zu verhindern und eine gleichmäßige Verfüllung zu gewährleisten, ist vor dem Vergießen eine Unterfüllung mittels hitzebeständiger, unverrottbarer Fugeneinlage einzubringen. Die anschließend eingegossene (bituminöse) Vergussmasse verschließt die Fuge (Abb.4–10). Der Fugenverguss hat dabei so zu erfolgen, dass dieser bei sommerlichen Temperaturen nicht übersteht. Wird die Fuge abgefast, so darf der Fugenverschluss die Unterkante der Abfasung nicht übersteigen. Die technischen Anforderungen an die Vergussmasse sind im Kapitel 3.5.3 in Tabelle 3.8 zusammengefasst.

Abb.4–9: Herstellung des Stufenschnitts



Abb.4-11: (Quer-)Scheinfugenverschluss mittels Fugenprofil

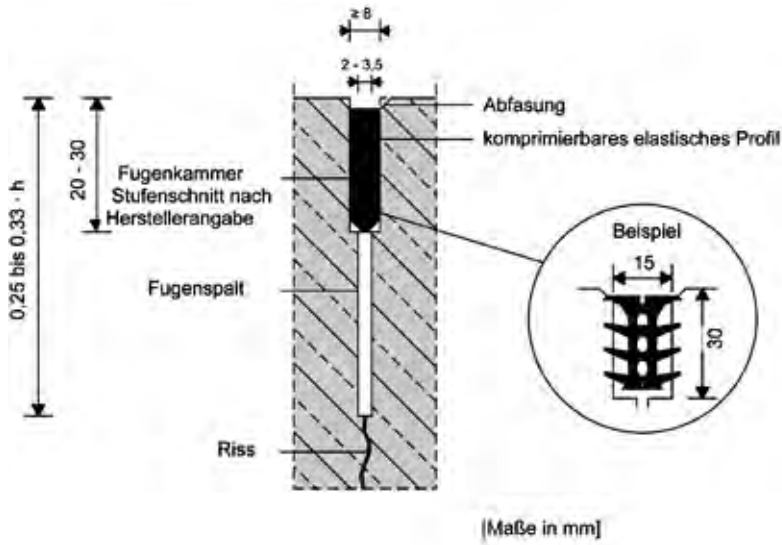


Abb.4-12: Bohrlafette zum Setzen der Dübel und Ausbildung der Pressfuge

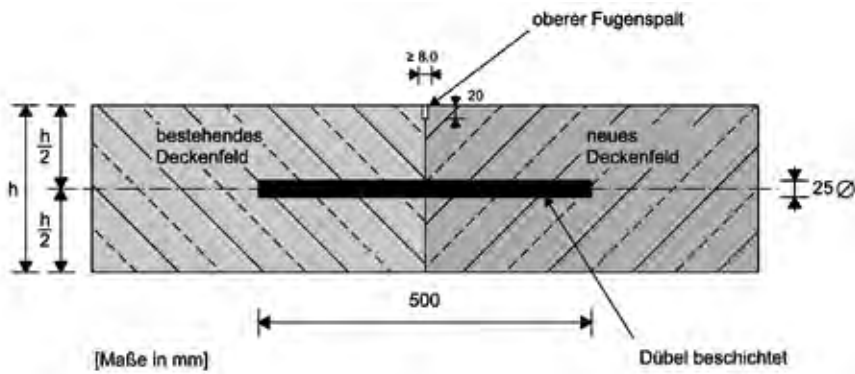
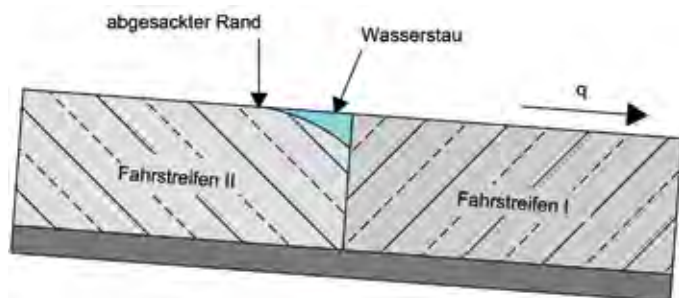


Abb.4-13: Stufenbildung durch Absacken der Längspressefuge



Fugenprofil

Fugenprofile bestehen aus elastisch verformbaren, dauerhaft beständigen Bauelementen, die unter Vorspannung in die aufgeweitete Fuge maschinell eingebracht werden. Die Herstellung des Fugenschnittes (Fugenkammer) hat gemäß Angaben des Profilherstellers zu erfolgen (Abb.4–11). Die technischen Anforderungen an die Fugenprofile sind im Kapitel 3.5.3 in Tabelle 3.8 angeführt.

Fugenprofile können grundsätzlich bei jeder Witterung mit einem Verlegegerät eingebaut werden, die Fugenflanken dürfen allerdings nicht angeeist sein. Bei Fugenprofilen sind im Gegensatz zum Fugenverguss keine Unterfüllung und kein Voranstrich erforderlich. Fugenprofile dürfen nur als Ganzes über die gesamte Scheinfugenlänge eingebaut werden und dürfen sich beim Verlegen nicht verdrehen.

4.2.2 Pressfugen

Pressfugen entstehen, wenn an bestehende Deckenfelder anbetoniert wird. Längspressfugen sind grundsätzlich zu verankern und Querpressfugen zur Sicherstellung der Querkraftübertragung an das bestehende Deckenfeld im Allgemeinen zu verdübeln. Anker oder Dübel müssen z. B. mit einer geeigneten Bohrlafette (siehe Abb.4–12) horizontal im Bestand eingebunden werden.

Nach Herstellung des neuen Deckenfeldes wird im oberen Teil der Pressfuge ein Fugenspalt mit einer Breite von ca. 8 mm und einer Tiefe von 20 mm eingeschnitten, abgefast und mittels Vergussmasse (Anforderungen siehe Kapitel 3.5.3, Tabelle 3.8) verschlossen. Die konstruktive Ausbildung einer Pressfuge wird in der Abb.4–12 dargestellt.

Entlang von Längspressfugen besteht beim Anschluss an bestehende Deckenfelder die Gefahr, dass es zu herstellungsbedingten Stufenbildungen kommt, die aus Gründen der Wasserableitung in jedem Fall zu vermeiden sind (Abb.4–13). Erforderlichenfalls können sie durch Zurückschneiden in den erhärteten Beton vor dem Anbetonieren vermieden werden.

4.2.3 Abschluss- und Anschlussfuge

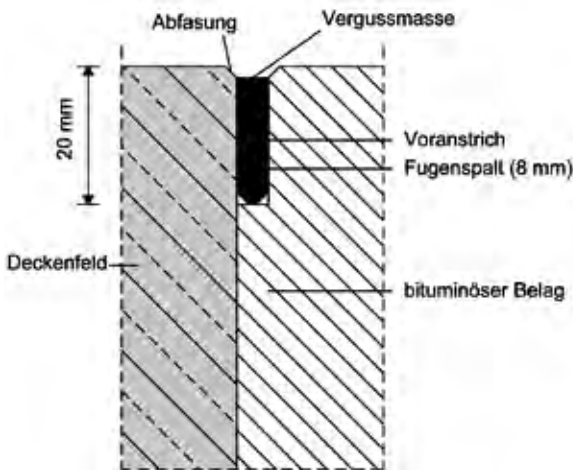
Abschlussfugen sind Querfugen, die im Zuge des Betoniervorgangs am Ende jeder Tagesleistung sowie durch Freilassen von Deckenfeldern entstehen. Bei Fertigerinbau wird in der Regel die Betondecke ausgefahren und nach Erhärtung bis zum ungestörten Beton unter Berücksichtigung der Fugenteilung zurückgeschnitten (Tagesendfeld).

Abschlussfugen werden konstruktiv wie Pressfugen (siehe Kapitel 4.2.2) ausgeführt, d. h. die bestehenden Tagesendfelder sind vor Fortsetzung der Betonierarbeiten entlang der Querfuge im Allgemeinen mit Dübeln auszustatten. Die erforderliche Anzahl von Dübel wird vor dem Weiterbetonieren eingebohrt oder es können auch Dübelhülsen in die Abschlussfuge eingerüttelt werden. Allenfalls verbogene oder schräg stehende Dübel müssen vor dem Anbetonieren unbedingt entfernt und durch gerade ersetzt werden.

Die Anschlussfuge stellt einen Sonderfall der Pressfuge dar und bildet den Übergang zwischen einer Betondecke und einer Asphaltdecke. Anschlussfugen können nicht verdübelt oder verankert werden und sind daher als ein freier Plattenrand zu betrachten (siehe dazu auch Kapitel 4.8.3). Die Tragfähigkeit eines freien Plattenrandes verringert sich im Vergleich zu einem verdübelten Plattenrand um rund 50 %, weshalb mit einer Halbierung der Lebensdauer zu rechnen ist. Zur Sicherstellung einer ausreichenden Tragfähigkeit sollte der freie Betondeckenrand im Anschlussbereich um mindestens 3 cm verstärkt werden. Ist dies nicht möglich, muss das Randfeld entsprechend Mindestbewehrung je 10 kg/m^2 an der Ober- und Unterseite der Betondecke (Mindestbetonüberdeckung 5 cm) bewehrt werden. Endfelder sollten stets quadratisch ausgeführt werden, weil dies die einfachste und günstigste Methode ist, deren Tragfähigkeit zu erhöhen.

Nach Herstellung der beiden Deckschichten ist in die bituminöse Deckschicht ein 8–12 mm breiter und 20 mm tiefer Fugenspalt zu schneiden, zu reinigen und mit bituminöser Fugenvergussmasse zu verfüllen

Abb.4-14: Anschlussfuge zu bituminösem Oberbau



(Anforderungen siehe Kapitel 3.5.3, Tabelle 3.8). Die konstruktive Ausbildung einer Anschlussfuge ist in der Abb.4-14 dargestellt. Alternativ dazu kann der Anschluss auch mittels Bitumenfugenschmelzband hergestellt werden.

4.2.4 Raumfuge

Die Raumfuge trennt den Betonquerschnitt vollständig und ermöglicht so eine schadhafte Ausdehnung der Betondecke. Nachteil der Bauweise mit Raumfugen ist die bei starker

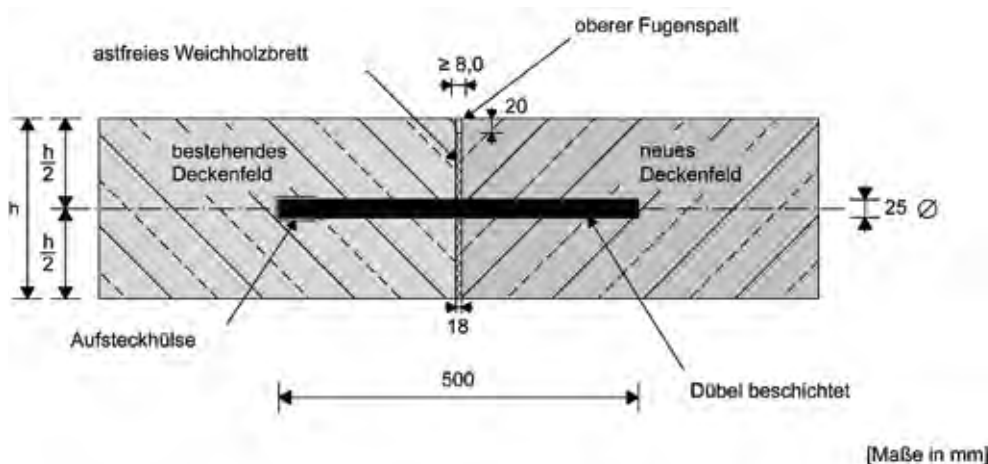
Erwärmung auftretende Verschiebung der Betondecke, die zu veränderten Auflagerbedingungen und in der Folge zu höheren Biegezugspannungen an den Rändern führt. Die Anordnung von Raumfugen sollte bei unbewehrten Betondecken daher grundsätzlich vermieden werden und ist nur in folgenden Ausnahmefällen erforderlich:

- bei Änderung der Deckendicke,
- vor und nach Objekten mit Übergangskonstruktionen (z. B. Schlepp-Platte, Dilatationsfuge siehe dazu Kapitel 4.8.2),
- in Anschlussbereichen,
- bei engen Radien.

Bei Raumfugen wird eine durchgehende zusammendrückbare Fugeneinlage angeordnet, die dauerhaft die Ausdehnung der Betonfelder gewährleistet. Der obere Fugenspalt ist genau über der Fugeneinlage in mindestens gleicher Breite wie die Fugeneinlage 20 mm tief und jedenfalls bis in die Fugeneinlage einzuschneiden, abzufasen und zu verschließen. Die Anforderungen in Österreich an Fugeneinlagen und die Fugenfüllstoffe sind in der Tabelle 3.8 im Kapitel 3.5.3 zusammengefasst.

Auf diese Weise ausgeführte Raumfugen sind in der Regel verdübelte Querfugen gemäß Abb.4-15. Um die Funktionstüchtigkeit der Dübel und damit der Querkraftübertragung an der Raumfuge dauerhaft zu gewährleisten,

Abb.4-15: Ausbildung einer verdübelten Raumfuge



wird an ein Ende des Dübels eine Hülse aufgesteckt, die einen Dehnungsraum von ca. 20 mm freilassen. Die Hülsen müssen aus festem Material bestehen und dürfen beim Betonieren nicht zusammengedrückt werden. Bleibt die Raumfuge in Sonderfällen unverdünelt, wie beispielsweise bei Anschlüssen an Schlitzrinnen und Gebäuden, kann diese auch durch Einschneiden eines etwa 20 mm breiten Fugenspaltes auf ganze Deckendicke in den erhärteten Beton hergestellt werden. Auch in dieser Raumfuge ist in ihrem unteren Teil eine durchgehende Fugeneinlage anzuordnen. Der verbleibende obere Fugenspalt wird mit geeigneter Vergussmasse (Anforderungen siehe Tabelle 3.8) verschlossen. Unverdünelt Raumfugen stellen einen freien Plattenrand mit verminderter Tragfähigkeit dar und sind in dieser Hinsicht wie Abschlussfugen zu behandeln (siehe Kap. 4.2.3)

4.2.5 Trennfuge

Trennfugen sind unverdünelt bzw. unverankerte Raumfugen, die z. B. im Anschluss an Randeinfassungen oder Einbauten auszuführen sind. In ihrem unteren Teil wird eine durchgehende, zusammendrückbare Einlage angeordnet und darüber ein oberer, min-

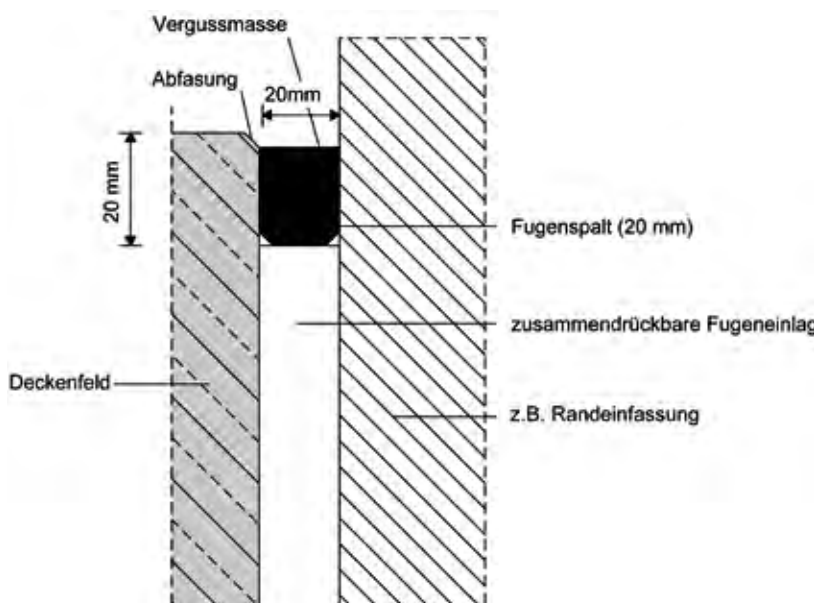
destens 20 mm breiter und 20 mm tiefer Fugenspalt ausgebildet, der mit Fugenvergussmasse verschlossen wird. Die konstruktive Ausbildung einer Trennfuge sowie ein Beispiel für eine (noch unverschlossene) Trennfuge mit Fugeneinlage zwischen einem Deckenfeld einer Randeinfassung sind in der Abb.4–16 dargestellt. Die in Österreich gestellten Anforderungen an die zusammendrückbare Fugeneinlage und die Vergussmasse sind im Kapitel 3.5.3 zusammengefasst.

4.3 Stahleinlagen

Als Stahleinlagen in Betondecken werden bei der österreichischen Bauweise Dübel und Anker verwendet. Eine durchgehende Bewehrung wird nur bei Sonderbauweisen (z. B. Containerflächen, Tankstellen etc.) ausgeführt.

Anker verhindern das Auseinanderwandern benachbarter Betondeckenfelder, und Dübel dienen der Lastübertragung zwischen den einzelnen Betonfeldern. Anker werden daher in der Regel entlang der Längsfugen angeordnet, Dübel liegen in Richtung der Straßenachse in den Quertrennfugen.

Abb.4–16: Ausbildung einer Trennfuge zwischen Randeinfassung und Betondecke



Dübel

Der österreichische Bemessungskatalog in der RVS 03.08.63^[4,6] fordert bei hoch belasteten Betonstraßen der Lastklassen S und I bis III die Anordnung von Dübeln in der Mitte der Betonplatte bei allen Quertfugen (Scheinfuge, Rauffuge, Pressfuge). Bei Aufbauten untergeordneter Straßen mit geringerer Verkehrsbelastung kann eine Verdübelung entfallen.

Die Anforderungen hinsichtlich der Stahlgüte und der geometrischen Abmessungen der im österreichischen Betonstraßenbau verwendeten Stahleinlagen sind in der Tabelle 3.7 im Kapitel 3.5.1 zusammengestellt. In Österreich werden standardmäßig Rundstahl-Dübel mit einer Länge von 50 cm und einem \varnothing 25 mm verwendet, die vollständig mit einem Korrosionsschutz beschichtet bzw. mit Kunststoff ummantelt sind (Abb.4–17). Der in die Betondecke eingebaute Dübel muss die Längenänderungen der Betondecke zulassen. Um den sogenannten Auszieh-widerstand des Dübels möglichst gering zu halten, müssen Dübeldurchmesser und Haftlänge grundsätzlich aufeinander abgestimmt werden. Zusätzlich dienen die Dübelbeschichtung und die bei Rauffugen standardmäßig anzuordnende Aufsteckhülse an einem Ende des Dübels der Verringerung des Auszieh-widerstands.

Anker

Um den Zusammenhalt der Betondecke entlang der Längsfuge zu gewährleisten, werden sogenannte Anker in den Betonquerschnitt eingebaut. Die Anforderungen hinsichtlich der Stahlgüte und der geometrischen Abmessungen sind in der Tabelle 3.7 im Kapitel 3.5.1 angegeben. In Österreich werden standardmäßig Betonstabstähle mit einer Länge von 70 cm und einem \varnothing von 14 mm verwendet.

Die Anker verhindern ein Auseinanderwandern der Betonplatten quer zur Straßenachse. Sie haben einerseits die Aufgabe, die infolge von Querbewegungen auftretenden Zugkräfte aufzunehmen und andererseits die bei der Überfahrt eines Fahrzeugs über die Längsfuge auftretenden Querkkräfte zu übertragen. Die Querkraftübertragung wird durch die Rissverzahnung in der Fuge unterstützt. Weil die von den Ankern aufzunehmenden Kräfte deutlich kleiner sind als die von den Dübeln aufgenommenen Querkkräfte, werden Anker generell schlanker, aber – zur Aufnahme der Zugkräfte – dafür länger ausgeführt als Dübel. Im Gegensatz zum Dübel kommen daher in der Regel Anker aus Rippenstahl zur Anwendung. Der Anker ist zumindest im mittleren Bereich – unter der (Längs-) Scheinfuge – mit einem Korrosionsschutz-Anstrich versehen.

Bei der zweischichtigen Deckenherstellung werden die Anker entlang der später hergestellten Längsscheinfuge in den Frischbeton eingerüttelt oder bei einschichtig hergestellten Betondecken mittels Ankerkörben auf Sollhöhe gebracht, sodass diese etwa im unteren Drittelpunkt der Deckendicke zu liegen kommen. Dadurch wird ein Anschneiden des Ankers bei der Herstellung des Scheinfugenspalts vermieden.

Bei Längspressfugen werden in Österreich drei unterschiedliche Methoden zur Montage der Anker angewandt:

a) eingebohrter Klebeanker: Vor der Herstellung des anschließenden Fahrstreifens werden in die Seitenwand des bereits erhärteten Fahrstreifens Löcher gebohrt. In die gesäuberten Bohrlöcher werden Klebe-

Abb.4–17: Stahldübel mit Korrosionsbeschichtung



Abb.4–18: abgebogener Anker an Pressfugen

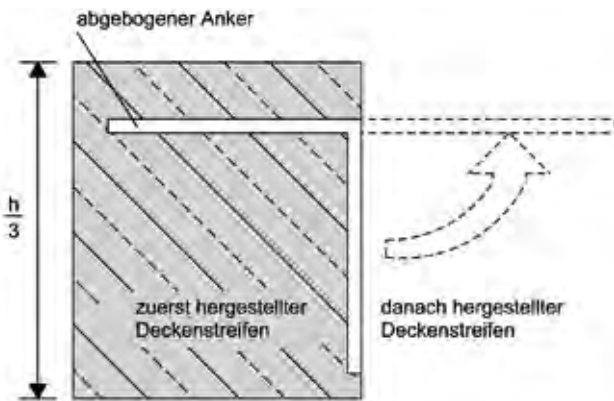
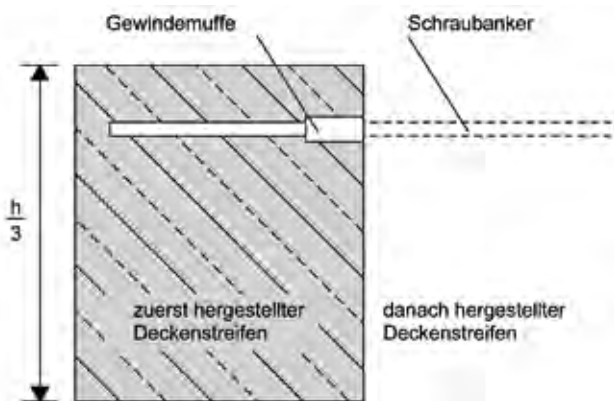


Abb.4–19: Schraubanker an Pressfugen



patronen mit Zweikomponenten-Quellmörtel-Mischungen und vorne zugespitzte Anker eingeschoben. Dadurch entsteht eine kraftschlüssige Verbindung.

b) abgebogener Anker: Der abgebogene Anker wird auf halbe Länge durch einen Schlitz in der Gleitschalung in die frisch betonierete Seitenwand eingebracht. Weil ein herausragendes Ankerende den weiteren Baubetrieb behindern würde, ist der Anker um 90 Grad gebogen. Vor der Herstellung des angrenzenden Fahrstreifens wird das herausragende Ankerende aufgebogen.

c) Schraubanker: Häufig angewandt wird der sogenannte Schraubanker, der durch ein Gewinde in zwei gleich lange Teile trennbar ist. Der Schraubanker ist in der Mitte auf eine Länge von rund 20 cm kunststoffbeschichtet. Der Teil mit der Muffe wird in den noch jungen Beton eingerüttelt oder eingedrückt. Die mit einem Kunststoffdeckel abgedichtete Muffe schließt dabei bündig mit der Betonseitenwand ab. Vor dem Betonieren des anschließenden Deckenfeldes wird der Kunststoffdeckel freigelegt und die zweite Ankerhälfte eingeschraubt (Abb.4–19).

4.4 Oberbau mit Betondecken

Zu Gewährleistung einer ausreichenden Gebrauchsdauer muss die Unterlage von Betondecken eine homogene und ausreichende Tragfähigkeit aufweisen und frostsicher sein. Ungleichmäßige Bettungsverhältnisse und Frosthebungen können speziell bei starren Befestigungen zu erheblichen Schäden führen, weshalb der Tauglichkeit der Unterlage und des Untergrundes spezielles Augenmerk gewidmet werden muss.

Je nach Lastklasse und Bautype können ungebundene Tragschichten sowie stabilisierte Tragschichten als Unterlage von Betondecken zur Anwendung kommen. Die österreichische Betondeckenbauweise nach RVS 03.08.63 [4.6] sieht für die höchsten

Lastklassen S bis III unter der Betondecke eine 5 cm dicke, bituminöse Tragschichte vor. Bei niedrigeren Lastklassen kann anstelle der bituminösen Tragschichte eine Oberflächenbehandlung ausgeführt bzw. in der Lastklasse IV ein Vlies angeordnet werden.

4.4.1 Unterbau und Untergrund

Der Oberbau von Betondecken setzt auf dem Unterbauplanum auf. Alle Arbeiten bis zur Höhe des Unterbauplanums zählen zu Erdarbeiten nach RVS 08.03.01 [4.6]. Das Unterbauplanum stellt dabei die Begrenzungsfläche zwischen der ungebundenen unteren Tragschichte und dem Untergrund im Einschnittsbereich bzw. dem Unterbau im Dammbereich dar (Abb.4–20).

Abb.4–20: Straßenkörper im Einschnitt und Dammlage (nach RVS 08.03.01 [4.6])

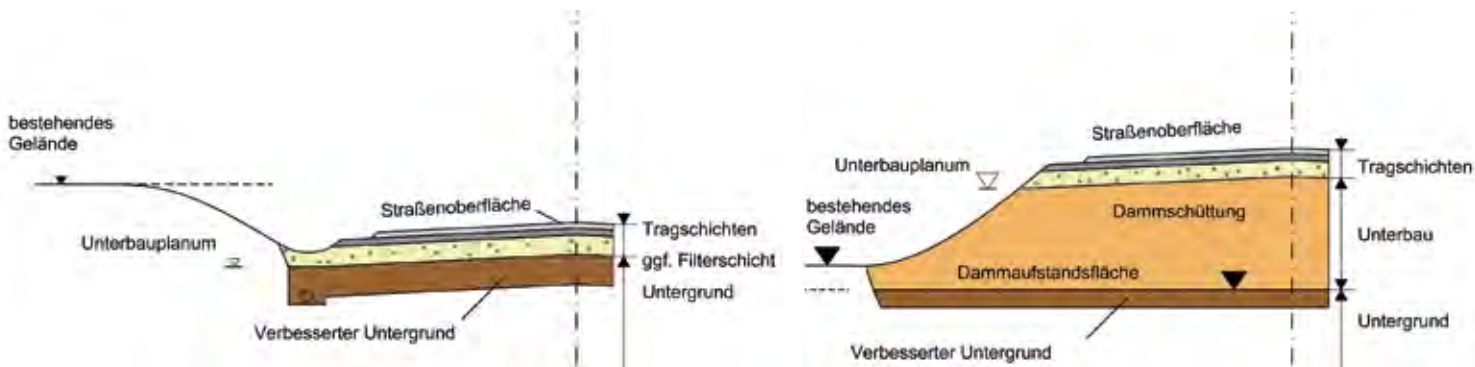
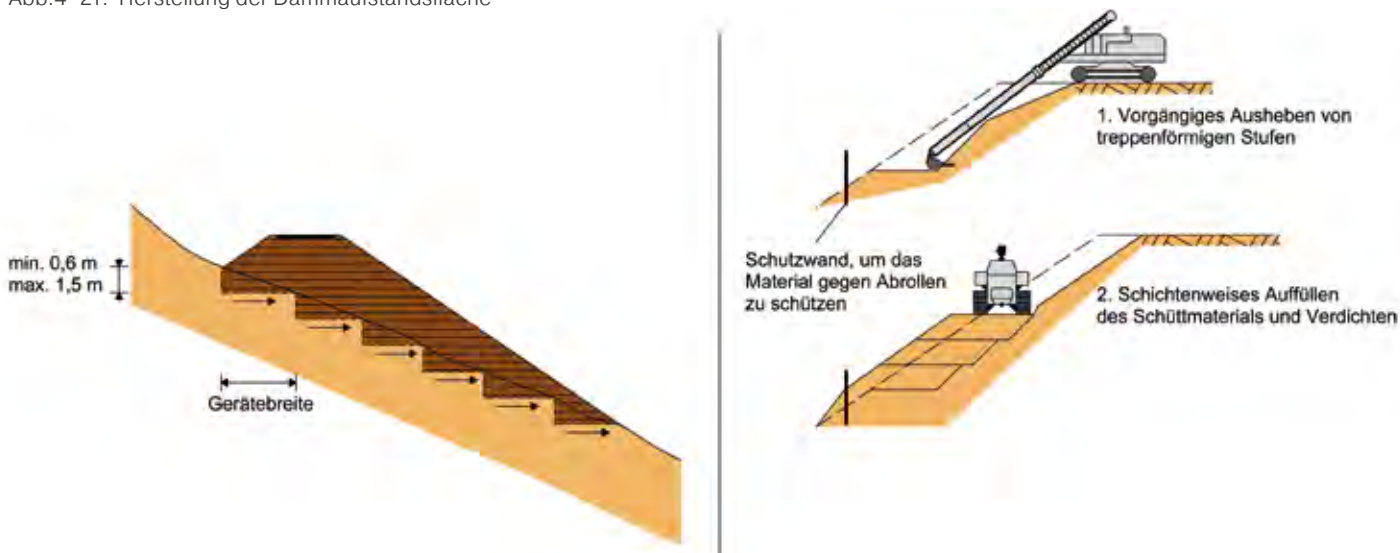


Abb.4–21: Herstellung der Dammaufstandsfläche



• Dammaufstandsfläche

Je nach Art des Aufbaus des Straßenkörpers ist die Dammaufstandsfläche entweder die Oberfläche des anstehenden Bodens nach Abtrag des Oberbodens (Humus) oder die Oberfläche des verbesserten Untergrundes. Bei Neigungen der Dammaufstandsfläche über 1:5 (20 %) kann je nach Art des anstehenden Bodens eine Abtreppe erforderlich sein. Dabei sind die Stufen leicht nach außen zu neigen und auf die Breite des Verdichtungsgerätes mindestens 0,6 m bis maximal 1,5 m hoch auszubilden. Bei der Herstellung von Anschnitten oder im Zuge von Querschnittverbreiterungen sind talseitig ebenfalls treppenförmige Stufen herzustellen, die anschließend durch geeignetes Schüttmaterial lagenweise aufgefüllt und verdichtet werden (Abb.4–21). Die Mindestanforderungen an die Verdichtung der Dammaufstandsfläche sind in der Tab.4.3 zusammengefasst.

• Dammkörper

Zur Herstellung von Dämmen darf nur ein zur Einhaltung der Anforderungen geeigneter Boden bzw. Fels herangezogen werden. Das Schüttgut wird lagenweise eingebaut und verdichtet, wobei die Schütthöhe und die notwendigen Verdichtungsgeräte so festgelegt werden müssen, dass der vorgeschriebene Verdichtungsgrad und die Tragfähigkeit erreicht werden.

Grundsätzlich sind Dämme von außen zur Mitte hin zu verdichten. Besonderes Augenmerk sollte dabei auf die Erfüllung der Verdichtungsanforderungen auch im Böschungsbereich gelegt werden. Starre Befestigungen mit Betondecken sind im Hinblick auf inhomogene Setzungen oder Nachverdichtungen im Unterbau besonders sensibel. Gegebenenfalls kann es daher notwendig sein, den Damm über das Sollprofil hinaus zu schütten und so zu verdichten, dass auf die planmäßige Breite die geforderten Verdichtungswerte erreicht werden (Überprofilschüttung). Das über das Sollprofil hinaus eingebaute Schüttmaterial muss anschließend mit einem geeigneten Gerät wieder abgetragen und kann für die weitere Dammschüttung verwendet wer-

den. Eventuell kann im Randbereich des Damms auf mindestens 2 m Breite die Schütthöhe verringert und dieser Randbereich mit einem geeigneten Gerät verdichtet werden. Die Verdichtung der Dammböschung sollte abschließend mit einem geeigneten Arbeitsgerät jeweils in der Falllinie erfolgen.

An die einzelnen Schichten des Dammkörpers werden in Abhängigkeit von der Lage zum Unterbauplanum unterschiedliche Verdichtungsanforderungen gestellt. Diese sind in der Tabelle zusammengefasst.

• Unterbauplanum

Als Aufstandsfläche für den Straßenoberbau muss das Unterbauplanum (UP) profilgerecht und eben hergestellt sein, eine ausreichende Tragfähigkeit und Verdichtung aufweisen sowie filterstabil sein. Die Anforderungen an die Tragfähigkeit und die Verdichtung am Unterbauplanum sind in der Tab.4.3 enthalten. Können diese allein durch Verdichten nicht erfüllt werden, muss der Unterbau (Damm) bzw. Untergrund (Einschnitt) entsprechend verbessert, stabilisiert oder durch eine Bodenauswechslung ersetzt werden.

Zur Sicherstellung einer ausreichenden Entwässerung, siehe auch Kapitel 4.5, wird am Unterbauplanum im Querschnitt eine Mindestquerneigung von 4 % angeordnet. Das hergestellte Unterbauplanum darf dabei nicht mehr als ± 3 cm von der Sollhöhe abweichen.

Um Frosthebungen bei Betondecken zu vermeiden sollte bei dieser Bauweise insbesondere auf eine ausreichende Filterstabilität zwischen dem Untergrund bzw. der obersten Lage des Unterbaus geachtet werden. Um ein nennenswertes Hochsteigen von feinem Korn in die ungebundene untere Tragschicht auf Dauer zu unterbinden, muss die Korngrößenverteilung (Sieblinie) dieser Schichten so beschaffen sein, dass der Quotient des Korndurchmessers bei 15 M-% Siebdurchgang der ungebundenen unteren Tragschicht zum Korndurchmesser bei 85 M-% Siebdurchgang des Untergrunds bzw. der obersten Lage des Unterbaus kleiner 5 ist.

• *Verdichtungsanforderungen*

An die Dammaufstandsfläche, die Damm-schüttungen und das Unterbauplanum werden jeweils ansteigende Anforderungen an die Verdichtung und die Tragfähigkeit gestellt. Die Tragfähigkeitsüberprüfungen erfolgen im Erdbaubereich mittels der statischen Lastplatte (Verformungsmodul E_{v1} und E_{v2}), der dynamischen Lastplatte (dynamischer Verformungsmodul E_{vd}) bzw. durch flächendeckende Verdichtungskontrolle FDVK (Verdichtungszuwachs Δ_{FDVK} und dessen Standardabweichung SD_{FDVK}). Die entsprechenden Mindestanforderungen an die Verdichtung sind in der Tab.4.3 dargestellt. Untergrund und Schüttung sind so zu verdichten, dass entweder der dynamische oder der statische Verformungsmodul oder der Verdichtungsgrad erreicht wird.

• *Prüfungen*

Im Zuge der Erstprüfung ist nachzuweisen, dass die verwendeten Baustoffe für den vor-

gesehenen Verwendungszweck geeignet sind. Falls sich im Zuge der Arbeiten die Art und Eigenschaften der Baustoffe oder die Bedingungen für Lösen, Einbau und Verdichtung ändern, muss die Eignung erneut nachgewiesen werden.

Im Zuge der Abnahmeprüfung muss die ordnungsgemäße Verdichtung der eingebauten Schichten entsprechend der in Tab.4.4 dargestellten Mindestprüfhäufigkeit nachgewiesen werden. Bei starker Streuung der Materialeigenschaften empfiehlt sich allerdings eine deutliche Vergrößerungen angegebenen Prüfhäufigkeiten. Die profilgerechte Lage des Unterbauplanums wird in Mindestabständen von 25 m geprüft.

4.4.2 Ungebundene Tragschichten

Unter Betondecken werden ungebundene untere Tragschichten nach RVS 08.15.01 [4.6] angeordnet. Diese darf nur auf einem ausreichend verdichtet und tragfähigen Unter-

Tab.4.3: Mindestanforderungen an die Verdichtung gemäß RVS 08.03.01 [4.6]

Tiefenbereich	Prüfverfahren	E_{vd} [MN/m ²]	E_{v1} [MN/m ²]	D_{Pr} [%]	Δ_{FDVK} [%]	SD_{FDVK} [%]
		RVS 08.03.04	ÖNORM B 4417	ÖNORM B 4414-2	RVS 08.03.02	
Unterbauplanum		38	35	100	≤ 5(0)	≤ 20
Ab 1 m unter Unterbauplanum		24 (26)	20	99	≤ 5(0)	≤ 20
Ab Dammaufstandsfläche (einschl. Bodenauswechslung)		18 (16) ²⁾	15 (7,5) ²⁾	97 (95)	≤ 5(0)	≤ 20 ¹⁾
Hinterfüllung		38	35	100		
¹⁾ Für Dammaufstandsflächen auf natürlich anstehenden Böden ist der Grenzwert der Standardabweichung nicht anzuwenden, der Wert ist jedoch aufzuzeichnen und zu dokumentieren. ²⁾ Klammerwerte gelten für bindige Böden.						

Tab.4.4: Mindestanzahl an Prüfungen im Rahmen der Abnahmeprüfungen RVS 08.03.01 [4.6]

Prüfungsanzahl ¹⁾ E_{vd}		Tiefenbereich	Prüfungsanzahl ¹⁾ E_{vd} bzw. D_{PR} ²⁾	
Je 1 Prüfung pro ... m ² oder m ³			Je 1 Prüfung pro ... m ² oder m ³	
ohne FDVK	mit FDVK		ohne FDVK	mit FDVK
1.500 m ²	3.000 m ²	Unterbauplanum bis 1 m unter Unterbauplanum	6.000 m ²	12.000 m ²
1.500 m ³	3.000 m ³	1 m unter Unterbauplanum bis Dammsohle	6.000 m ³	12.000 m ³
¹⁾ Die Prüfstellen sind möglichst gleichmäßig über die Dammhöhe bzw. die Höhe des Hinterfüllungsbereiches zu verteilen ²⁾ Bei Anwendung von Isotopensonden ist die doppelte Anzahl der Prüfungen gegenüber Sandersatz- bzw. Wasserersatzverfahren durchzuführen				

grund bzw. Unterbau eingebaut werden. Die ungebundene Tragschicht selbst muss aus CE-gekennzeichneten Gesteinskörnungen aufgebaut werden und kann einen Anteil von rezykliertem Asphaltgranulat bis 50 M-% aufweisen.

4.4.2.1 Anforderungen

Die Anforderungen an die verwendbaren Gesteinskörnungsgemische sind in der RVS 08.15.01 [4.6] in sogenannten U-Klassen (Klasse U1 bis U10) geregelt. Für ungebundene untere Tragschichten unter Betondecken ist die Klasse U8 maßgebend.

Korngemische

Bei den Anforderungen an Korngemische wird in den europäischen Bauproduktnormen zwischen geometrischen, physikalischen und

chemischen Anforderungen unterschieden. Die zur Herstellung ungebundener Tragschichten unter Betondecken verwendeten Gesteinskörnungen müssen CE-gekennzeichnet sein und die für die Klasse U8 festgelegten Anforderungen nach RVS 08.15.01 [4.6] erfüllen.

Eingebaute Schichte

Wesentliche Anforderungen an die eingebaute ungebundene untere Tragschicht sind:

- *Frostsicherheit*

Die Frostsicherheit der ungebundenen Tragschicht muss durch entsprechende Siebanalyse am eingebauten Material gemäß Abb.4–22 nachgewiesen werden. Liegt der Anteil am Siebdurchgang < 0,063 mm unter 4 M-% bzw. unter 5 M-% bei erprobten

Abb.4–22: Frostsicherheit von ungebundenen Schichten des Oberbaus

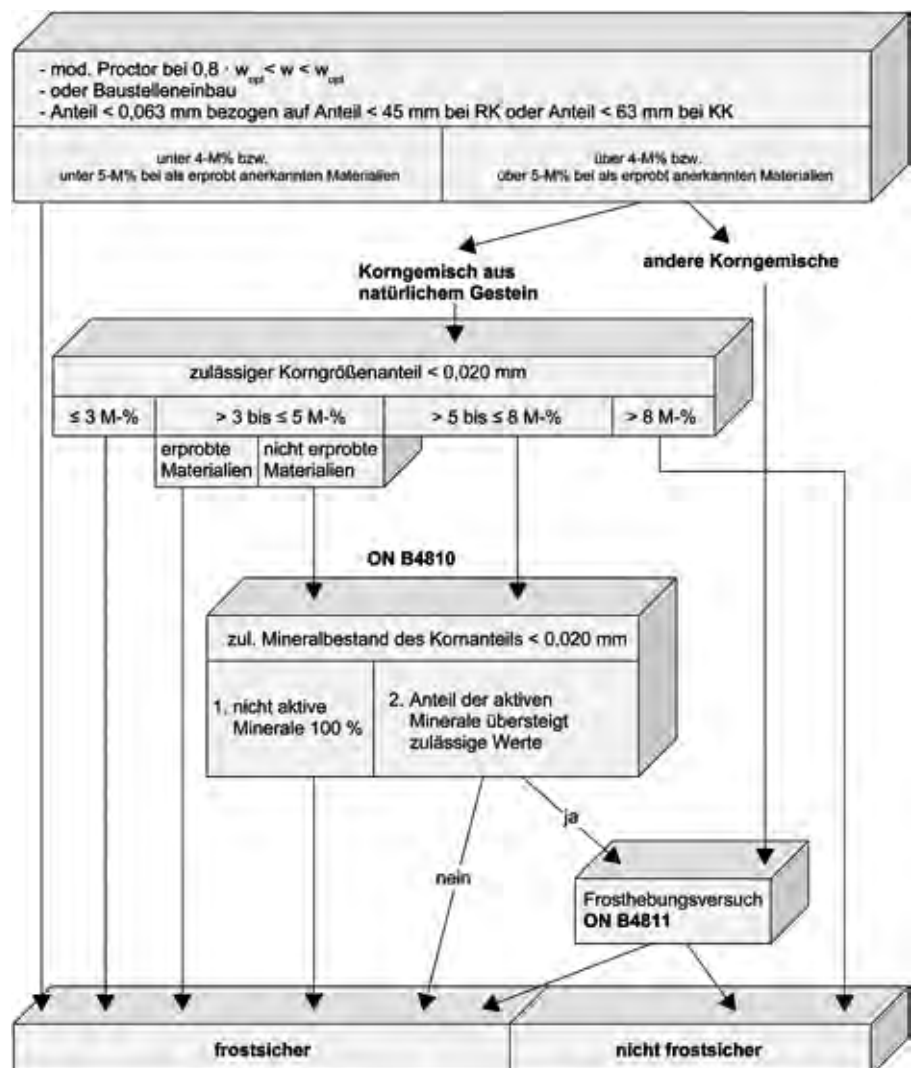
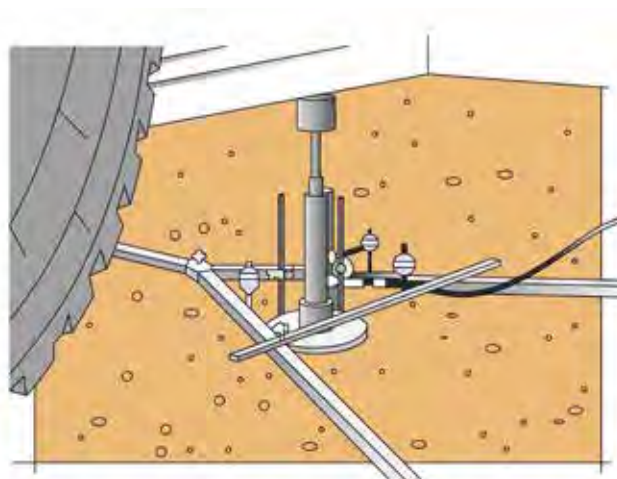
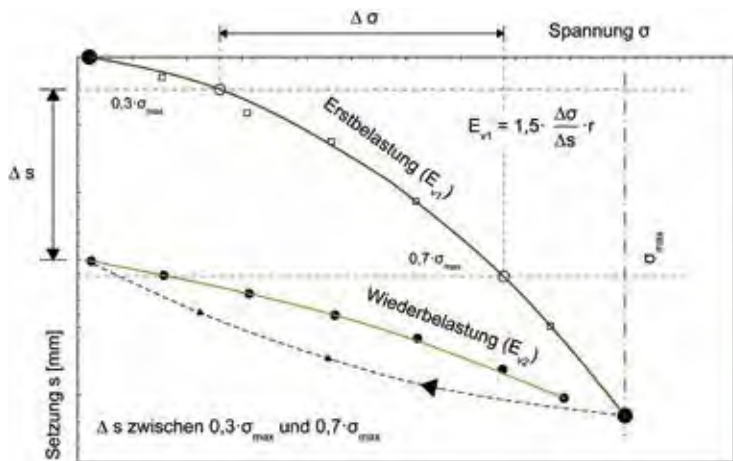


Abb.4-23: statischer Lastplattenversuch zur Bestimmung der Tragfähigkeit



Materialien, ist die Schichte frostsicher. Ansonsten muss am Korngrößenanteil $< 0,020$ mm gegebenenfalls eine Mineralbestandsanalyse nach ÖNORM B 4810 bzw. ein Frosthebungsversuch nach ÖNORM B 4811 zum Nachweis der Frostsicherheit durchgeführt werden.

• *Tragfähigkeit und Verdichtung*

Die ungebundene Untere Tragschichte der Klasse U8 ist so zu verdichten, dass am Planum der hergestellten Schichte jedenfalls ein Verformungsmodul $E_{V1} \geq 60$ MN/m² und ein Verhältnis der Verformungsmodule $E_{V2}/E_{V1} \leq 2,2$ eingehalten werden (Tab.4.5). Die Ermittlung der Verformungsmodule E_{V1} und E_{V2} erfolgt auf der Baustelle mit Hilfe des statischen Lastplattenversuchs nach ON B 4417 (siehe Abb.4-23).

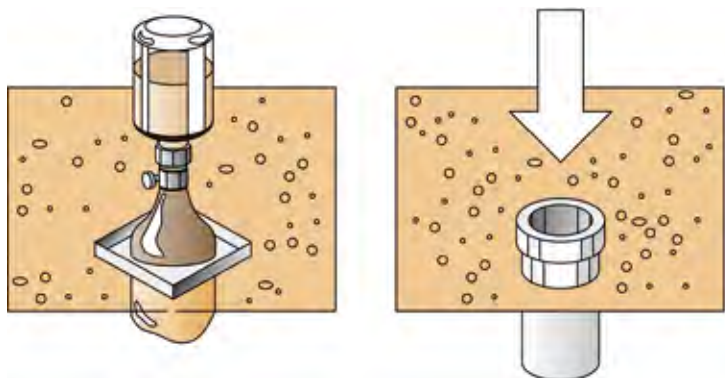
Wird das Verhältnis der Verformungsmodule $E_{V2} / E_{V1} \leq 2,2$ nicht erreicht, ist jedenfalls der Verdichtungsgrad von $D_{Pr} \geq 101$ % am Planum der ungebundenen Schichte nachzuweisen. Zu diesem Zweck muss deren Feuchtdichte ρ_f z. B. mittels Stechzylinder oder Ersatzverfahren, Wasser- oder Sandersatzverfahren (siehe Abb.4-24), und Wassergehaltsbestimmung w ermittelt werden. Aus der Trockendichte $\rho_D = \rho_f / (1+w)$ und der aus der Eignungsprüfung des eingebauten Materials bekannten Proctordichte ρ_{Pr} kann in der Folge der Verdichtungsgrad $D_{Pr} = \rho_D / \rho_{Pr} * 100$ [%] ermittelt werden. Anstelle des Wasser- oder Sandersatzverfahren kann die Feuchte und die Trockendichte auch mit einer Isotopenmesssonde bestimmt werden.

Dabei sind nicht nur das Erreichen der Anforderungswerte für den Verdichtungsgrad und die Tragfähigkeit, sondern insbesondere auch die Gleichmäßigkeit der Verdichtung maßgeblich.

• *Entwässerung und Durchlässigkeit*

Die einwandfreie Entwässerung und dauerhafte Durchlässigkeit der ungebundenen Tragschichte tragen wesentlich zur strukturellen Lebensdauer einer starren Befestigung bei. Die einsickernden Oberflächenwässer müssen am Unterbauplanum zuverlässig in die seitlichen Entwässerungseinrichtungen bzw. über die Böschung abgeleitet werden. Die Mindestanforderungen an die ungebundene untere Tragschichte unter Betondecken sind in der Tab.4.5 zusammengestellt.

Abb.4-24: Sandersatzverfahren (links) und Ausstechzylinder (rechts)



Tab.4.5: Mindestanforderungen am Planum der ungebundenen unteren Tragschichte unter Betondecken im Rahmen der Abnahmeprüfungen RVS 08.15.01 [4.6]

Kennwert	Prüfverfahren	Mindestanforderung ungeb. untere Tragschichte U8
E_{v1} [MN/m ²]	ÖNORM 4417	≥ 60 MN/m ²
E_{v2} / E_{v1} [-]		$\leq 2,2$
D_{pr} [%] ¹⁾	ÖNORM 4414-2	≥ 101 %
Abweichung Sollhöhe	-	± 3 cm

¹⁾ Bei Nichterreichen des geforderten E_{v2}/E_{v1} -Verhältnisses sind geeignete Maßnahmen zu setzen. Im Zweifelsfall gilt die Verdichtungsrad D_{pr} .

4.4.2.2 Prüfungen

• Erstprüfung

Im Zuge der Eignungsprüfung ist zunächst nachzuweisen, dass sich die Gesteinskörnung für die Herstellung der ungebundenen unteren Tragschichte der Klasse U8 gemäß RVS 08.15.01 [4.6] eignet. Dies ist auch dann erforderlich, wenn Materialien in oder neben der Baustelle gewonnen werden (z. B. Gesteinskörnungen aus Seitenentnahme, Anschnitt oder Einschnitt).

• Abnahmeprüfung

Zur Prüfung der Güteeigenschaften der Baustoffe und der eingebauten Schichte erfolgt je 4.000 m² Einbaufäche zumindest eine Prüfung der Tragfähigkeit (Verformungsmodul E_{v1} und Verhältnis der Verformungsmodul E_{v2} / E_{v1}) und je 12.000 m² die Prüfung der Frostsicherheit an der fertig eingebauten Schichte (Kornverteilung). Art und Umfang der Abnahmeprüfungen sind in der Tab.4.6 zusammengestellt.

4.4.3 Stabilisierte Schichten

Durch die Anordnung einer stabilisierten Schicht (ST) unter der Betondecke als konstruktiver Bestandteil des Oberbaus können in der Regel dauerhaft sehr homogene Bettungsverhältnisse geschaffen werden, die für die Gebrauchsdauer von starren Aufbauten wesentlich sind. Die stabilisierten Schichten werden durch Mischen eines geeigneten Grundstoffes (Gesteinskörnungen) mit dem jeweiligen Bindemittel(n) hergestellt und sind beim optimalen Wassergehalt einzubauen und zu verdichten. Entsprechend dem verwendeten Bindemittel sind folgende Arten von stabilisierten Tragschichten zu unterscheiden:

- mit Zement stabilisierte Tragschichten (ST-Z)
- mit Tragschichtbinder stabilisierte Tragschichten (ST-T)
- mit Bitumen stabilisierte Tragschichten (ST-B)
- mit Bitumen und Zement stabilisierte Tragschichten (ST-BZ)

Tab.4.6: Mindestanzahl an Prüfungen im Rahmen der Abnahmeprüfung der ungebundenen unteren Tragschichte unter Betondecken nach RVS 08.03.01 [4.6]

Art der Prüfung	Versuchsanzahl je angefangenem m ²
Verformungsmodul E_{v1} und Verdichtungsverhältnis E_{v2}/E_{v1} bzw. Verdichtungsgrad D_{pr} ¹⁾	1 je 4.000 m ²
Kornverteilung ungebundener Tragschichten (Frostsicherheit)	1 je 12.000 m ²

¹⁾ Bei Anwendung von Isotopensonden ist die vierfache Anzahl der Prüfungen gegenüber Sandersatz- bzw. Wasserersatzverfahren durchzuführen.

Tragschichtbinder sind wie Zement hydraulische Bindemittel, deren Druckfestigkeit im Alter von 7 Tagen höchstens 50 % des 28-Tage-Wertes beträgt. Mit Tragschichtbinder können bei stabilisierten Tragschichten gegebenenfalls günstigere niedrige Anfangsfestigkeiten und höhere Endfestigkeiten erzielt werden.

Der österreichische Bemessungskatalog in der RVS 03.08.63 ^[4.6] sieht als Standardbautype 6 eine mit hydraulischem Bindemittel stabilisierte Tragschicht vor (siehe auch Kapitel 4.7.5.3). ST-B und ST-BZ weisen eine geringere Tragfähigkeit als ST-Z bzw. ST-T auf und sind jeweils gesondert zu bemessen. Mit Bitumen stabilisierte Tragschichten (ST-B) werden in Österreich unter Betondecken nicht ausgeführt, mit Bitumen und Zement stabilisierte Tragschichten ST-BZ mitunter dann, wenn ursprünglich mit Teer stabilisiertes Material besonders hoch kontaminiert ist.

4.4.3.1 Baugrundsätze

Herstellungsverfahren

Die Herstellung kann entweder im Zentralmischverfahren (ZMV) oder im Baumischverfahren (BMV) erfolgen. Sowohl beim ZMV als auch beim BMV hat die Unterlage bzw. das Unterbauplanum den Anforderungen hinsichtlich Tragfähigkeit, Verdichtung, profilgerechter Lage usw. zu entsprechen (siehe dazu Kapitel 4.4.1 und 4.4.2) Das zu stabilisierende Material sowie die Unterlage dürfen nicht gefroren sein und die Lufttemperatur muss über +5 °C bei ST-Z und ST-T bzw. über +10 °C bei ST-B und ST-BZ liegen.

• *Zentralmischverfahren*

Beim Zentralmischverfahren wird das Grundstoff-Gesteinsgemisch in einer stationären Mischanlage hergestellt und mittels Fertiger oder Grader eingebaut und anschließend verdichtet. Zu beachten ist dabei insbesondere der Schutz des hergestellten Gemisches vor Verdunstung und Regen beim Transport zur Einbaustelle. Dort soll das stabilisierte Material spätestens zwei Stunden nach dem Mischen innerhalb von einer halben

Stunde eingebaut werden. Die Vermeidung von überlangen Transportwegen bzw. Stehzeiten durch mangelhafte Logistik, sowie Entmischungserscheinungen beim Einbau des Mischguts tragen beim ZMV wesentlich zur erforderlichen Einbauqualität bei.

• *Baumischverfahren*

Beim Baumischverfahren erfolgt die Durchmischung von Grundstoff und Bindemittel(n) auf der Baustelle mittels geeigneten Mischgeräten (Bodenfräse, Stabilisierer, Recycler), wobei der anstehende oder vorher auf einer geeigneten Unterlage aufgebrauchte Grundstoff mit Wasser und Bindemittel gründlich durchmischt und anschließend verdichtet wird. Bei der Festlegung der erforderlichen Bindemittelmenge sollte dabei von der 1,1-fach Nennschichtdicke ausgegangen werden (Vorhaltemaß). Das Zumessen und gleichmäßige Verteilen der Bindemittel sowie des erforderlichen Wassers muss durch geeignete Vorrichtungen erfolgen (z. B. Zementstreugerät mit wegabhängiger Dosiervorrichtung). Unmittelbar nach der Verteilung des Bindemittels erfolgt die Einmischung in das anstehende oder aufgebrauchte zu stabilisierende Material. Dieses ist innerhalb einer halben Stunde zu verdichten.

Schichtdicken

Die Dickenfestlegungen für die Regelaufbauten für mit Zement stabilisierte Schichten (ST-Z und ST-T) im österreichischen Bemessungskatalog (RVS 03.08.63 ^[4.6]) gelten grundsätzlich für im Zentralmischverfahren hergestellte Tragschichten. Bei Anwendung des Baumischverfahrens sind daher die gleichwertige Homogenität des Mischguts und die Einhaltung der erforderlichen Schichtdicken unter Berücksichtigung eines Vorhaltemaßes nachzuweisen. Die erforderlichen Schichtdicken müssen grundsätzlich einlagig bis zu einer maximal zulässigen Dicke von 30 cm hergestellt werden. Für hoch beanspruchte Verkehrsflächen können Schichtdicken bis 40 cm im ZMV zweilagig frisch auf frisch nach Aufrauen der Verdichtungsfläche eingebaut werden.

Einbau und Verdichtung

Kann die stabilisierte Schicht nicht auf die gesamte Breite hergestellt werden, so müssen aneinander liegende Fertigungsstreifen frisch an frisch eingebaut und verdichtet werden, ohne dass eine Längsfuge entsteht. Beim BMV sollte dabei ein Überlappungsbereich beim Einbau mittels Stabilisierungsfräse von zumindest 10 cm eingehalten werden.

Bei ST-Z und ST-T entstehen Mängel häufig durch eine unsachgemäße Ausbildung von Arbeitsquerfugen (z. B. Tagesabschlussfugen). Diese müssen senkrecht abschließen (z. B. durch Querfräsen), wobei darauf zu achten ist, dass beim Verdichten des frisch angebaute Gemisches die bereits hergestellte, erhärtete Schicht nicht beschädigt wird.

Die Verdichtung der stabilisierten Schicht erfolgt dabei unabhängig vom Herstellungsverfahren möglichst gleichmäßig mittels Vibrationswalzenzügen oder Rüttel- und Gummiradwalzen, bis die geforderte Trockendichte erreicht wird. Dies kann nur gelingen, solange das Gemisch noch nicht erstarrt und ausreichend verdichtungswillig ist. Beim Abschluss der Verdichtung ist insbesondere auf eine ausreichend geschlossene Oberfläche zu achten.

Nachbehandlung und Schutz

Bei Verwendung von hydraulischen Bindemitteln (ST-Z, ST-T und ST-BZ) erfolgt un-

mittelbar nach Abschluss der Verdichtung eine Versiegelung mittels Bitumenemulsion (empfohlene wirksame Bindemittelmenge $0,4 \text{ kg/m}^2$). Unmittelbar nach Aufsprühen des Verdunstungsschutzes wird die Oberfläche mit grober Gesteinskörnung abgestreut und diese eingewalzt. Lose Gesteinskörnung muss vor der weiteren Überbauung abgekehrt werden.

Bei der Anordnung von ST-Z und ST-T unter Betondecken sind Kerbfugen in der stabilisierten Schicht nur bei 7-Tage-Druckfestigkeiten des stabilisierten Materials von mehr als 5 N/mm^2 zur kontrollierten Verteilung von Schwindrissen und der Verringerung von Rissweiten erforderlich. Druckfestigkeiten über 5 N/mm^2 werden nur bei Erfordernis erhöhter Bindemittelmengen z. B. zur Schadstoffbindung erreicht. In diesem Fall muss die stabilisierte Schicht mit Kerbfugen versehen werden. Diese werden unter den Fugen der später eingebauten Betondecke angeordnet. Je nach Art des Bindemittels sind Kerbfugen unmittelbar nach dem Verdichten auf mindestens $1/3$ bei ST-T bzw. $2/3$ bei ST-Z der eingebauten Gesamtschichtstärke z. B. mittels Schneiderad im Zug der Walzarbeit herzustellen. Um eine neuerliche Verbindung der Kerbflanken zu verhindern, wird in die Kerbe ein Trennmittel (z. B. Parafin) eingebracht. Anschließend muss die auf diese Weise hergestellte Kerbfuge abgewalzt werden, um die geforderte Dichte und Ebenheit wieder herzustellen (Abb.4–25).

Abb.4–25: Ausbildung einer Kerbfuge bei hydraulisch stabilisierten Tragschichten (ST-Z bzw. ST-T)



4.4.3.2 Baustoffe, Anforderungen und Prüfungen

Grundstoffe

Grundstoffe für stabilisierte Schichten müssen untereinander verträglich sein und dürfen keine schädigende Wirkung auf die darunterliegenden Schichten des Oberbaus haben. Infrage kommen

- anstehendes Lockergestein oder zuge-lieferte natürliche Gesteinskörnungen,
- aufbereitetes Gesteinsmaterial,
- Recyclingmaterial (stabilisierte Schichten, Beton- oder Asphaltrecycling etc.),
- bzw. Mischungen daraus.

Recyclingbaustoffe, die nicht als anstehende Ausbaustoffe anfallen, sind auf umweltrelevante Substanzen zu untersuchen und die Einhaltung der entsprechenden Anforderungen gemäß der Richtlinie für Recyclingbaustoffe [4.19] nachzuweisen. Anstehende Ausbaustoffe, die Schadstoffe wie polyzyklische aromatische Kohlenwasserstoffe in einem unzulässigen Ausmaß gemäß den Richtlinien für Recyclingbaustoffe enthalten, können nur eingesetzt werden, wenn durch das für die Stabilisierung verwendete Bindemittel eine ausreichende Schadstoffbindung nachgewiesen werden kann.

Alle zur Stabilisierung herangezogenen Grundstoffe und ihre Mischungen dürfen

- keine die Erhärtung störenden Bestandteile z. B. Humus und
- keine groben Körner enthalten, welche die Entmischung fördern oder die Misch- und Einbaugeräte beschädigen (> 32 mm bei Einbau mit Fertiger bzw. > 63 mm bei Einbau mit Gräder), und müssen
- mindestens 35 M-% Anteile am Siebdurchgang < 4 mm zur Gewährleistung einer ausreichenden Mörtelbildung aufweisen.

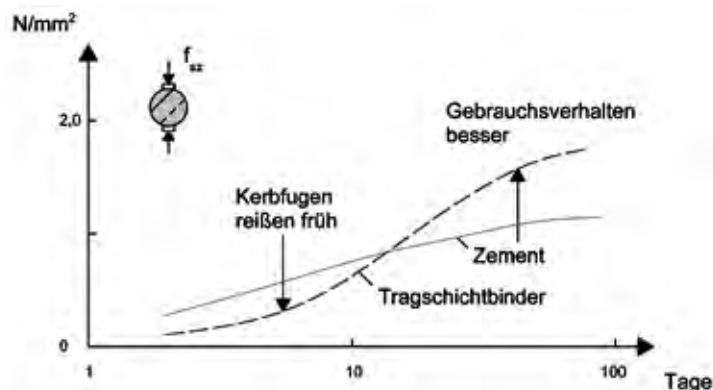
Bindemittel

- *Hydraulische Bindemittel*

Als hydraulische Bindemittel für stabilisierte Schichten kommen Zement, Tragschichtbinder und Schadstoffbinder zur Anwendung. Hydraulische Tragschichtbinder weisen eine geringere Anfangsfestigkeit und eine höhere Endfestigkeit als herkömmliche Zemente auf. Die Entwicklung der Spaltzugfestigkeit $f_{ct(SZ)}$ eines mit Zement und Tragschichtbinder stabilisierten Grundstoffs ist schematisch in der Abbildung 4-26 dargestellt. Durch die geringere Anfangsfestigkeit des Tragschichtbinders kommt es zu einem zuverlässigen Reißen in der Kerbfuge auch bei geringerer Kerbtiefe und einem verbesserten Gebrauchsverhalten der stabilisierten Schichte durch die im Vergleich zum Zement günstigere, weil höhere Endfestigkeit.

Schadstoffbinder sind Tragschichtbinder, die infolge ihrer speziellen Zusammensetzung Schadstoffe in Grundstoffen besonders gut binden können. Unter Betondecken werden mit Tragschicht- bzw. Schadstoffbindern stabilisierte Schichten daher in der Regel nur dann ausgeführt, wenn anstehende Ausbaustoffe umweltrelevante Substanzen enthalten, die zuverlässig gebunden werden. Durch die günstige lastverteilende Wirkung der Betondecke wirken sich die etwas erhöhten Festigkeits- und Tragfähigkeitswerte in der stabilisierten Schichte bemessungstechnisch auf die strukturelle Lebensdauer nicht wesentlich aus.

Abb.4–26: Festigkeitsentwicklung bei ST-Z bzw. ST-T (schematisch) nach [4.15]



- *Bitumen und Bitumenemulsionen*

Mit Bitumen stabilisierte Schichten ST-B können mit Bitumenemulsion oder Schaumbitumen hergestellt werden. Für Stabilisierungen mit Bitumen und Zement ST-BZ wird in der Regel Bitumenemulsion verwendet.

Schaumbitumen entsteht durch das gleichzeitige Eindüsen von Heißbitumen und einem geringen Anteil von Wasser in eine Expansionskammer, wobei das Wasser verdampft und das Bitumen aufschäumt. Infolge des Dampfdrucks wird der Bitumenschäum durch eine Düse direkt in die Mischkammer befördert.

Da ST-B und ST-BZ eine geringere Tragfähigkeit als ST-Z aufweisen sind diese in der Regel unter Betondecken nicht wirtschaftlich.

Anforderungen

Maßgeblich für die Anforderungen an die Ausgangsstoffe, die Mischung und die eingebaute Schicht ist die österreichische Richtlinie RVS 08.16.01 [4.6].

- *Erstprüfung*

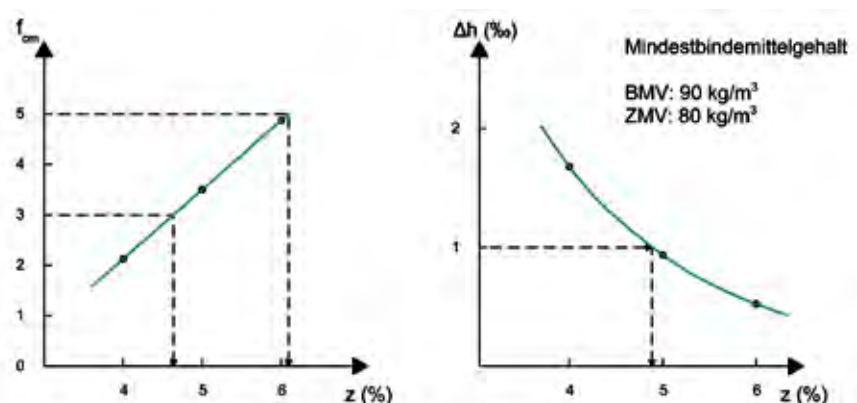
Im Zuge der Erstprüfung werden zunächst die Eignung und Homogenität der vorgesehenen Grundstoffe festgestellt. Insbesondere ist zu prüfen, ob die Grundstoffe im Zuge der vorgesehenen Bauausführung in gleichmäßiger Zusammensetzung zur Verfügung stehen. Sonst kann es erforderlich sein, das Baugut in entsprechende Abschnitte mit ausreichend homogener Zusammensetzung zu untergliedern und jeden Abschnitt gesondert zu prüfen. Bei ST-Z und ST-T kann anschließend für jeden Abschnitt der erforderliche Bindemittelgehalt zur Erzielung der geforderten Festigkeit bei ausreichender Frostbeständigkeit ermittelt werden. Enthalten die Grundstoffe umweltrelevante Substanzen sind neben der Festigkeit und der Frostbeständigkeit auch das Eluat zu prüfen.

Zunächst werden mit den geeigneten Grundstoffen der optimale Wassergehalt und die Proctordichte beim voraussichtlich

erforderlichen Bindemittelgehalt ermittelt. Anschließend erfolgt mit mindestens zwei unterschiedlichen Bindemittelgehalten die Herstellung von Probekörpern bei optimalem Wassergehalt durch Verdichtung auf die Bezugsdichte. An diesen Probekörpern werden nach 7 Tagen die Druck- und Spaltzugfestigkeiten festgestellt. Die mittlere Druckfestigkeit β_D soll dabei über 3 N/mm², aber nicht über 5 N/mm² liegen. Im Allgemeinen ergibt sich ein linearer Zusammenhang zwischen dem Bindemittelgehalt und der erzielten Druckfestigkeit. Sind höhere Bindemittelgehalte zur Bindung von Schadstoffen notwendig, so sind bei Druckfestigkeiten über 5 N/mm² in der Stabilisierung auch bei Betondecken Kerbfugen unter den Fugen der späteren Betondecke anzuordnen.

Wenn das Grundstoff-Gemisch mehr als 10 M-% mit einem Siebdurchgang < 0,063 mm und/oder einen zu hohen Anteil an Mürbkorn enthält bzw. nicht mindestens der Frostbeständigkeitsklasse F4 entspricht, sind zusätzlich Frostversuche durchzuführen. Dazu werden an den Proctorkörpern nach 7 Tagen Lagerung zwölf Frost-Tau-Wechsel durchgeführt und abwechselnd je 24 Stunden im Frostraum bei -23°C und im Feuchtraum bei 20°C gelagert. Unmittelbar nach jedem Frost-Tau-Wechsel wird die Höhe der Probekörper festgestellt. Zum Nachweis der Frostbeständigkeit darf die Höhenzunahme des Proctorkörpers vom ersten bis zum zwölften Frost höchstens 1 ‰ betragen.

Abb.4-27: Festlegung des Bindemittelgehaltes bei ST-Z und ST-T [4.14]



Unabhängig vom Ergebnis der Erstprüfung ist für ST-Z und ST-T beim Zentralmischverfahren (ZMV) in jedem Fall ein Mindestbindemittelgehalt von 80 kg/m³ und beim Baumischverfahren (BMV) von 90 kg/m³ einzuhalten.

• *Abnahmeprüfung*

Die Abnahme erfolgt pro Prüflos, wobei grundsätzlich jede Tagesleistung einem Prüflos entspricht. Nur Tagesleistungen unter 4.000 m² werden dem nächsten Prüflos zugeordnet, bzw. Tagesleistungen über 10.000 m² in zwei Prüflose geteilt. Im Zuge

der Abnahme werden je Prüflos folgende Prüfungen durchgeführt:

- Optimaler Wassergehalt und Proctordichte
- Trockendichte und Verdichtungsgrad
- Festigkeit von Probekörpern aus dem Baustellengemisch
- Schichtdicke, Ebenheit und profilgerechte Lage der Schichte

Die geforderten Güteeigenschaften an ST im Zuge der Abnahmeprüfung sind in der RVS 08.17.01 [4.6] festgelegt und werden in der Tab.4.7 zusammengefasst.

Tab.4.7: Anforderungen an stabilisierte Schichten bei der Abnahmeprüfung nach RVS 08.17.01 [4.6]

Kennwert	Anforderungen und Toleranzen	Prüfverfahren	Häufigkeit
Optimaler Wassergehalt und Proctordichte des Gemisches	Bezugswerte für Wassergehalt und Trockendichte	gemäß ÖNORM EN 13286-2	Je Prüflos ¹⁾ an einer Stelle
Wassergehalt w [%]	Optimaler Wassergehalt (w_{opt}) $(w_{opt} - 2,0) < w < (w_{opt} + 1,0)$	gemäß ÖNORM EN 1097-5 oder ÖNORM B 3303	Je Prüflos an zwei Stellen
	ST-Z, ST-T ST-BZ ST-B		
Druckfestigkeit f_c [N/mm ²]	jeder Einzelwert ²⁾	gemäß RVS 08.17.01	Je Prüflos an mindestens zwei Stellen
	$\geq 2,5$ $\geq 1,5$ –	gemäß RVS 08.17.01	
Spaltzugfestigkeit f_{sz} [N/mm ²]	– $\geq 0,2$ –	gemäß RVS 08.17.01	
Bruchdehnung ϵ_{sz}	– $\geq 0,1$ $\geq 0,4$	gemäß RVS 08.17.01	
Trockendichte [kg/m ³] Verdichtungsgrad [%]	An jeder Stelle ≥ 97 %, im Mittel für jedes Prüflos ≥ 100 % der Bezugs-Trockendichte; bei statistischer Auswertung hat der Variationskoeffizient < 2 % zu liegen.	gemäß ÖNORM EN 13286-2 ³⁾ oder RVS 11.03.22 ³⁾	An mindestens zwei Stellen je Prüflos bzw. acht Stellen bei Verwendung der Isotopensonde
Schichtdicke	Abweichung von der Nenndicke ≤ 10 %	Aufgraben, Bohrkern gemäß RVS 11.03.22	Mindestens 3 mal täglich
Ebenheit	15 mm / 4-m-Messlatte	Messlatte	laufend
Höhe	Abweichung von der Sollhöhe ≤ 20 mm	Wasserwaage, Nivellement, Schnurprotokoll	täglich

1) Prüflos = Tagesleistungen; über 10.000 m²: 2 Prüflose; Tageleistungen unter 4.000 m² sind einem der angrenzenden Prüflose zuzuschlagen.
 2) Gilt für HRB 22,5 und CEM 32,5 N; bei CEM 32,5 R gilt $f_c > 3,0$ N/mm², bei CEM 42,5 N gilt $f_c > 3,5$ N/mm². Diese Anforderungen gelten für Probezylinder mit 10 cm Durchmesser und 12 cm Höhe. Bei Prüfungen der Druckfestigkeit an Probezylindern mit 15 cm Durchmesser und 12,5 cm Höhe sind die erhaltenen Druckfestigkeiten mit 0,8 zu multiplizieren und diese abgeminderten Werte mit vorstehenden Anforderungen zu vergleichen.
 3) Beim Sand- oder Wassersatzverfahren darf das Probelloch frühestens vier Stunden nach der Verdichtung, wenn der Zement schon erstarrt ist, gegraben werden. Die Prüfung hat jedoch spätestens 24 Stunden nach der Verdichtung zu erfolgen.

4.4.4 Bituminöse Tragschichte

Durch die Anordnung einer (dichten) bituminösen Tragschichte zwischen der Betondecke und der Unterlage lassen sich bei sorgfältiger Entwässerung dieser Asphalt-schichte Erosionserscheinungen der dar-unterliegenden, ungebundenen oder ze-mentstabilisierten Schichten speziell in den Fugenbereichen vermeiden, wodurch eine dauerhafte Tragfähigkeit und damit eine deutlich längere Gebrauchsdauer erzielbar sind. Zudem kann im Bauzustand der Bau-stellenverkehr schadlos über die bituminöse Tragschichte abgewickelt werden, und das Einrichten und der Betrieb des Betondecken-fertigers beim Mischguteinbau werden durch die gute Ebenheit und die mechanische Unempfindlichkeit der Asphalttragschichte deutlich erleichtert.

Für die bituminöse Tragschichte unter Beton-decken wird in Abhängigkeit von der Last-klasse die Verwendung des in der Tab.4.8 ausgewiesenen Asphaltmischguts mit einem Größtkorn von 16 mm und einem Binde-mittel der Penetrationsklasse 70/100 ge-mäß RVS 08.97.05 ^[4.6] empfohlen.

Der Einbau des Asphaltmischguts hat grund-sätzlich maschinell mit einem Straßen-fertiger mit beheizbarer Vibrationsbohle zu erfolgen. Hinsichtlich des Einbaus und der Anforderungen an die eingebaute bituminöse Tragschichte sollten die technischen Ver-tragsbedingungen gemäß RVS 08. 16.02 ^[4.6]

herangezogen werden. Um einen guten Verbund zwischen der bituminösen Trag-schichte und der darüber liegenden Beton-decke zu erzielen, der zur Aktivierung von Reibungskräften mit der Unterlage bei Wärmedehnungen bemessungstechnisch günstig wirkt, empfiehlt es sich insbesonde-re vor und nach Brückenobjekten oder bei einem Längsgefälle über 3 %, die bituminöse Tragschichte vor dem Betondeckeneinbau fein anzufräsen.

Die Lage der endverdichteten Asphalt-schichte darf laut RVS 08.16.01 ^[4.6] maximal $\pm 1,5$ cm von der Soll-Lage abweichen. Da sich Minderdicken bei Betondecken über-proportional stark auf deren technische Lebensdauer auswirken, werden diese im Zuge der funktionalen Anforderungen nach RVS 08.17.02 ^[4.6] besonders hoch pönali-siert und sind daher zu vermeiden. Beton-deckendicken bis zu einer mittleren Mehr-dicke im Profil von 2,0 cm können hingegen vergütet werden.

Bei Abweichungen des Betondeckenauf-lagers von der Sollhöhe um mehr als 3 cm nach unten, sind diese jedenfalls durch bituminöses Mischgut auszugleichen. Die Profilierung der bituminösen Schichte kann daher speziell bei Herstellung von Beton-decken auf Altbestand erforderlich sein. Vor dem Betondeckeneinbau empfiehlt es sich daher, Querprofile in einem Abstand von 5 bis 12 m mittels Schnurprotokoll auf-zunehmen.

Tab.4.8: Mischgutsorte für bituminöse Tragschichten unter Betondecken

Lastklasse gem. RVS 03.08.63 ^[4.6]	Mischgutsorte gem. RVS 08.97.05 ^[4.6]
S und I	AC 16 trag 70/100, T3, G4
≤ II	AC 16 trag 70/100, T3, G5

4.5 Entwässerung

Die Dauerhaftigkeit der Unterlage und der Tragkonstruktion unter der Betondecke ist für die Lebensdauer der Betondecke von entscheidender Bedeutung. Unter der Betondecke eingeschlossenes Wasser trägt aufgrund seiner erosiven Wirkung insbesondere in Kombination mit Frost zur Zerstörung der Betondecke und ihrer Unterlage bei.

Bauliche Maßnahmen zur Entwässerung dienen dazu, einerseits das Eindringen von Wasser möglichst gering zu halten und andererseits bereits eingedrungenes Wasser abzuleiten. Mit Hilfe des Fugenverschlusses, der in erster Hinsicht der Abdichtung gegenüber dem Eindringen von Feinteilen in den Fugenspalt dient, wird auch das Einsickern von Oberflächenwässern vermindert. Eine dauerhafte Abdichtung gegenüber Oberflächenwasser wird durch den Fugenverschluss jedoch nicht erzielt.

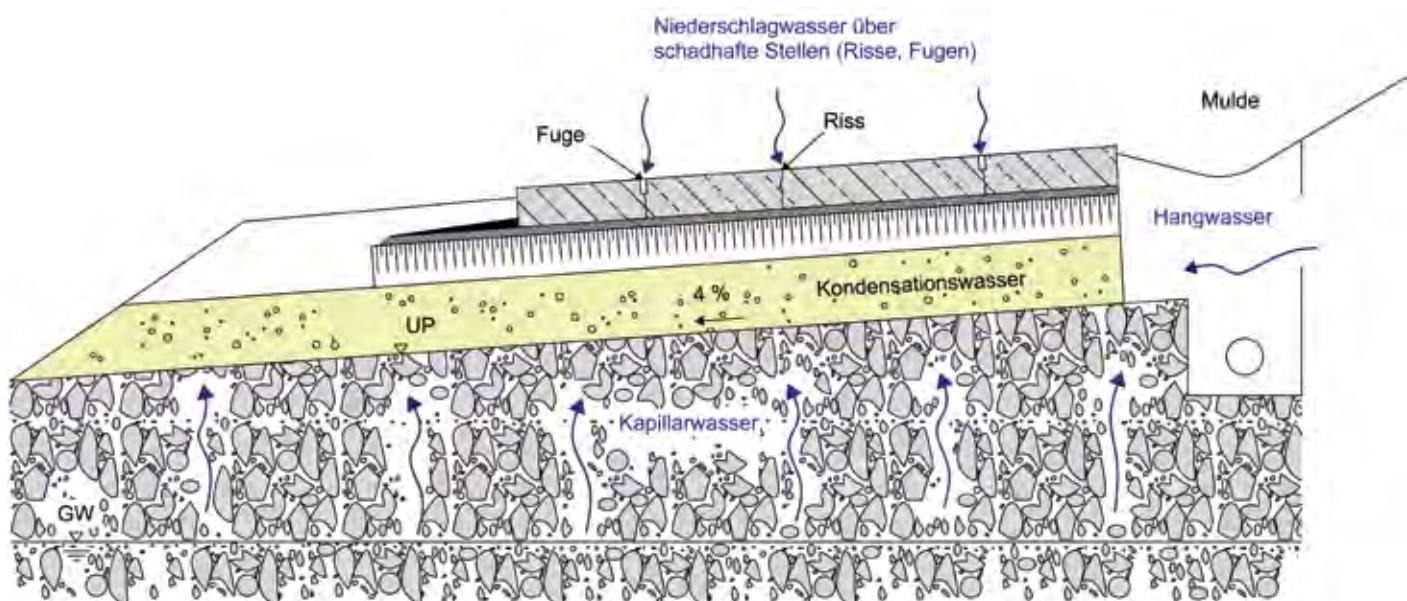
Obwohl die Betondecke im gut erhaltenen Zustand als nahezu dicht angesehen werden kann, gelangt Wasser in den Straßenoberbau ein, sei es über Fugen oder Risse, über das Bankett, durch seitliches Einsickern an den Deckenrändern, als Kapillarwasser von unten oder durch Kondensation der in der Tragschicht befindlichen Luft bei Abkühlung (siehe Abb.4–28).

Durch das eindringende Wasser wird die Entstehung von Erosions-, Frost- und Frost-Tausalzschäden eingeleitet. Die erosive Wirkung des Wassers führt langfristig zur Zerstörung des Betongefüges und der Unterlage der Betondecke.

Bildet sich unter der Betondecke ein Hohlraum, so können sich dort Wasser und Feinteile ansammeln. Die dynamische Verkehrsbelastung führt zu einer Pumpwirkung, die unter Verlagerung von Fein- bzw. Feinstbestandteilen die Auflagerbedingungen der Betonplatte ungünstig verändert:

Bei der Überfahrt einer Radlast über die Fuge kommt das Wasser, welches zwischen Betondecke und Unterlage steht, durch die elastische Verformung des Plattenendes unter Druck und schießt aus der Fuge hinaus. Wird anschließend der Rand der nächsten Platte nach unten gedrückt und das erste Plattenende federt elastisch zurück, werden durch den entstehenden Unterdruck Wasser und damit auch Feinteile angesaugt. Dieser Effekt wird unter dem Begriff Pumpen zusammengefasst. Durch die Pumpwirkung lagern sich Feinteile unter dem ersten Plattenende an und können langfristig zur Stufenbildung (in Fahrtrichtung bergab) führen (siehe Abb.4–29).

Abb.4–28: Eindringen von Wasser in die Straßenbefestigung, schematisch [4.15]



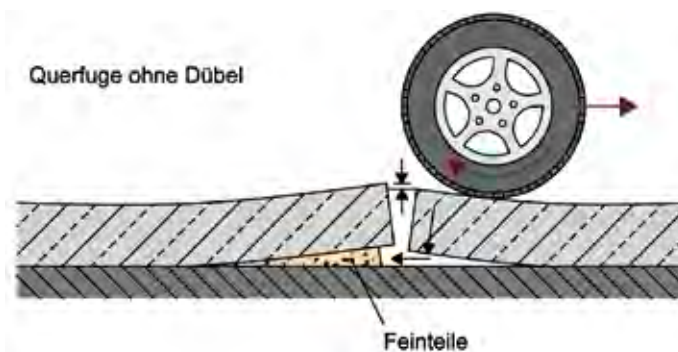
Hohllagen oder ein freiliegendes Plattenende erzeugen ein ungünstigeres statisches System und erhöhen die Bruchgefahr der Betonplatte. Darüber hinaus wird der Fahrkomfort deutlich vermindert.

Folgende Maßnahmen dienen in der Österreichischen Betondeckenbauweise der Vermeidung von Erosionsschäden:

- Verdübelung der Querfugen: Ab einer Schwerverkehrsbelastung JTDLV von 1500 bis 2000 LKW pro Tag ist die Anordnung von Dübeln zu empfehlen (dies entspricht der Lastklasse III des Oberbaukatalogs gemäß RVS 03.08.63 ^[4.6])
- Dauerhafter Fugenverschluss: Der Fugenverschluss kann zwar das Eindringen von Wasser langfristig nicht verhindern, wohl aber das Eindringen von Feinteilen
- Entwässerung der Betondeckenunterlage: In Österreich werden auf der Unterlage der Betondecke, die als bituminöse Tragdeckschicht ausgeführt wird, Flachdrains zur Wasserableitung angeordnet
- Ausbildung der Deckenränder: Durch die entsprechende konstruktive Ausbildung an den Deckenrändern im Regelquerschnitt wird ein seitliches Eindringen von Feinteilen unter den Betondeckenrand verhindert

Um die Verschmutzung der Fuge und das Eindringen von Wasser unter die Betondecke zu vermeiden, wird jede Fuge bei Betondecken ab der Lastklasse II gemäß RVS

Abb.4-29: Pumpen der Betondecke an einer unverdübelten Querfuge (schematisch) ^[4.16]



03.08.63 ^[4.6] nach oben hin verschlossen. Weil auch der Fugenverschluss den Wassereintritt nicht dauerhaft verhindern kann, ist eine Entwässerung der Unterlage der Betondecke notwendig.

Dazu wird auf der Unterlage, bei hoch belasteten Betondecken ist dies in Österreich in der Regel eine bituminöse Tragschicht, unterhalb der Querfuge ein Flachdrän angeordnet, wodurch die Entwässerung der Betondeckenunterlage auch bei undichtem Fugenverschluss sichergestellt werden kann. Flachdräns sind vliesumhüllte, 12 cm breite und maximal 8 cm dicke Kunststoffprofile, in denen der Wasserabfluss in Richtung des Gefälles stattfinden kann (siehe Abb.4-30).

Die Anforderungen nach RVS 08.17.02 an Flachdrains sind in der Tab.4.9 angeführt. Die Entwässerungs-Drains werden in Querrichtung unter den Fugen und in Längsrichtung am Rand der Betondecke angeordnet, wie im Ausführungsbeispiel der Abb.4-30 angegeben.

Tab.4.9: Anforderungen an Flachdrains gemäß RVS 08.17.02 ^[4.6]

Eigengewicht	Anforderung
Chemismus	Nicht betonschädigend, alkalibeständig, taumittelresistent
Dicke	≤ 8 mm
Hydraulischer Querschnitt	≥ 600 mm ²
Allgemeine Eigenschaften	Profiliertes Band mit Vlies umhüllt, geeignet zur Wasserableitung in Längsrichtung und geeignet zum Einbau im Zuge der Herstellung von Betondecken auf deren Unterlage.



Abb.4–30: Flachdrains zur Entwässerung der Unterlage der Betondecke

Abb.4–31: Ausführungsbeispiel für die Anordnung von Flachdrain an der Unterlage der Betondecke, nach RVS 08.17.02^[4,6]

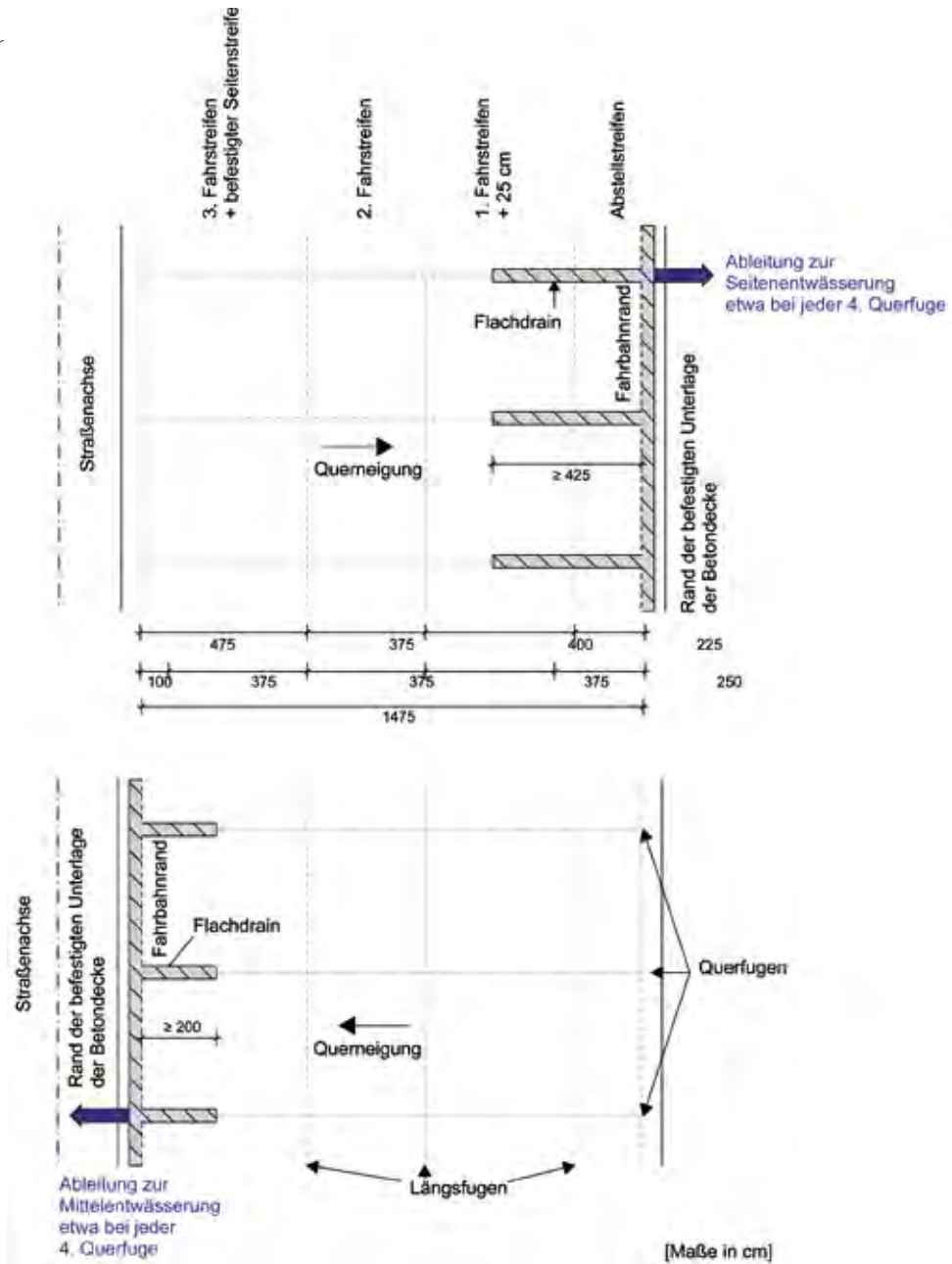
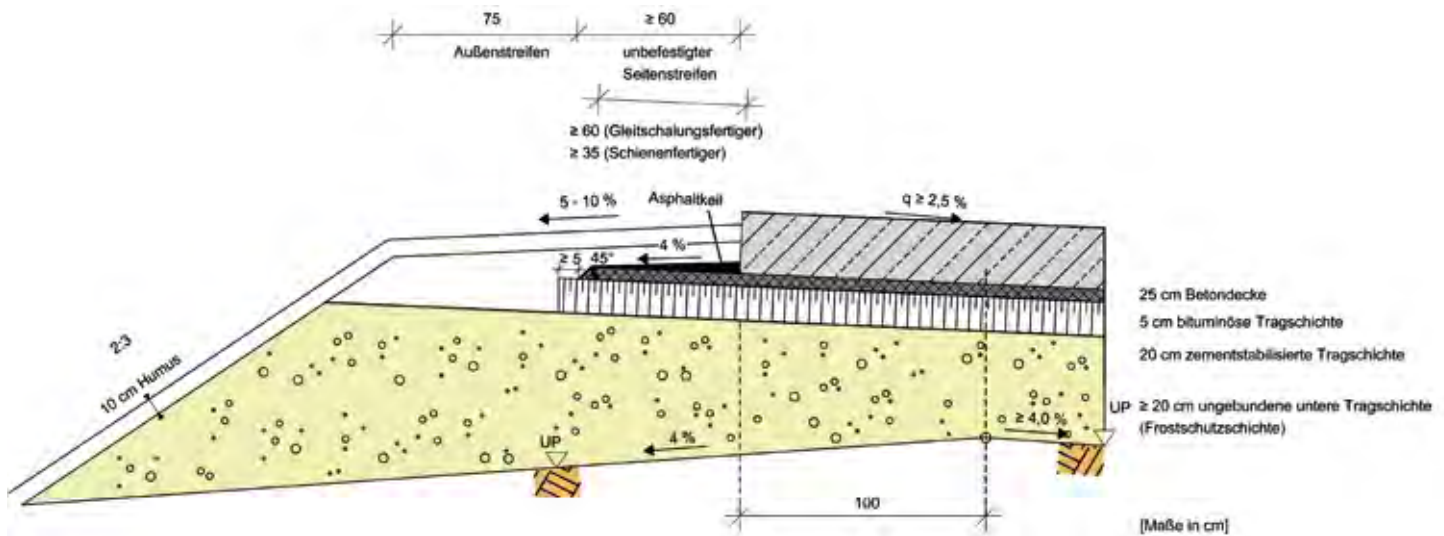


Abb.4–32: konstruktive Ausbildung des hochliegenden Fahrbahnrandes in Damm- und Einschnittslage



Zur Lagefixierung des Flachdrains wird auf eine Länge von etwa 1 m ein rund 1 cm tiefes und 15 cm breites Bett eingefräst, in welches der Flachdrain anschließend eingelegt und dort mit einem Nagelschussgerät fixiert wird (Abb.4–30). Damit kann verhindert werden, dass der Gleitschalungsfertiger diesen beim Betoneinbau verschleppt. Der Einbau der Dübel und der Fugenschnitt sollten anschließend exakt über dem Flachdrain erfolgen. Im Rahmen einer Langzeitstudie ^[4.21] konnte die dauerhafte Funktionstüchtigkeit und entwässernde Wirkung eines mehr als 10 Jahre alten Flachdrains in der Praxis nachgewiesen werden.

Um ein seitliches Eindringen von Wasser und Feinteilen aus dem Bankettbereich zu verhindern, ist der Deckenrand entsprechend auszubilden. Ein Beispiel für die konstruktive Ausbildung des hochliegenden Fahrbahnrandes einer Betondecke für hoch beanspruchte Straßen der Bautype 6, Lastklasse S gemäß RVS 03.08.63 ^[4.6], ist aus der Abb.4–32 ersichtlich.

4.6 Beanspruchung

4.6.1 Verkehrsbeanspruchung

Bauweise und Dimensionierung von Betondecken sind auf die in der geplanten technischen Lebensdauer zu erwartende Verkehrsbelastung abzustimmen. Dabei ist zwischen der Belastung von Fahrzeugen, die für den Straßenverkehr zugelassen sind, Sonderfahrzeugen, die nur im Werksverkehr verwendet werden wie z. B. Schwerlaststapler, und Belastung an Container-Abstellflächen zu unterscheiden. Eigene Überlegungen gelten für Flugbetriebsflächen aus Beton.

In jedem Fall ist die über die Projektirte Lebensdauer der Betondecke zu erwartende Verkehrsbelastung zur Sicherstellung einer ausreichenden Gebrauchsdauer des Straßenoberbaus sorgfältig zu erheben und projektmäßig zu bewerten. Im Folgenden wird auf die Bewertung der Verkehrsbelastung durch Straßenfahrzeuge und auf Sonderflächen eingegangen.

4.6.1.1 Straßenverkehr

Die zulässigen Abmessungen als auch die höchstzulässigen Gewichte von Straßenfahrzeugen sind in der EU-Richtlinie 96/53/EG vom 25. Juli 1996 festgelegt und wurden in mehreren Novellen des österreichischen Kraftfahrzeuggesetzes KFG in nationales Recht umgesetzt. Nach KFG i.d.g.F. gilt in Österreich ein höchstzulässiges Gesamtgewicht von Schwerfahrzeugen von 400 kN. Daneben existieren aber zahlreiche Ausnahmeregelungen, die Überschreitungen dieses höchstzulässigen Gesamtgewichtes um bis zu 10 % für bestimmte Transporte erlauben (Tab. 4.10).

Die maximalen Gesamtgewichte sind dabei jeweils immer nur unter Einhaltung der für die Dimensionierung von Betondecken maßgeblichen maximalen Achslasten zulässig. Bei den Achslasten sind die oberen Grenzwerte für Antriebsachsen mit 115 kN und für andere Achsen mit 100 kN festgelegt.

Bei der Dimensionierung der Betondecke kann die Beanspruchung durch PKW vernachlässigt werden. Bei Schwerfahrzeugen sind in der Regel nicht das Gesamtgewicht,

sondern die jeweilige Achskonfiguration, die Radlast und Bereifung (Einzel- oder Zwillingsrad) sowie die Kontaktspannung zwischen Rad und Betondecke maßgeblich. Die Kontaktspannung ergibt sich aus der aktuellen Radlast und der Reifenaufstandsfläche.

Im empfohlenen Traglastbereich aller LKW-Reifen kann für die Bemessung in einer ersten Näherung der mittlere Kontaktdruck dem Reifeninnendruck gleichgesetzt werden. Bei der Auswertung von Feldmessungen wurde weiter festgestellt ^[4.2], dass unabhängig von der Reifentyp eine Erhöhung (bzw. Reduktion) der Radlast oder des Reifeninnendrucks zu einer Veränderung der Latschfläche praktisch ausschließlich in Form der Verlängerung (oder Reduktion) der Aufstandsfläche in der Längsachse führt. Die jeweilige Breite der Radaufstandsfläche bleibt unabhängig vom Reifentyp (Diagonal oder Radialreifen) nahezu konstant und kann in guter Näherung für herkömmliche Reifen mit 0,25 m und für überbreite Einzelreifen, sogenannte SuperSingle, mit 0,35 m angesetzt werden. Die gesuchten Abmessungen für kreisrunde (Topflast) bzw. rechteckige Lastansätze können somit aus folgenden Gleichungen abgeleitet werden:

Tab.4.10: höchstzulässige Gesamtgewichte und Achslasten von Straßenfahrzeugen

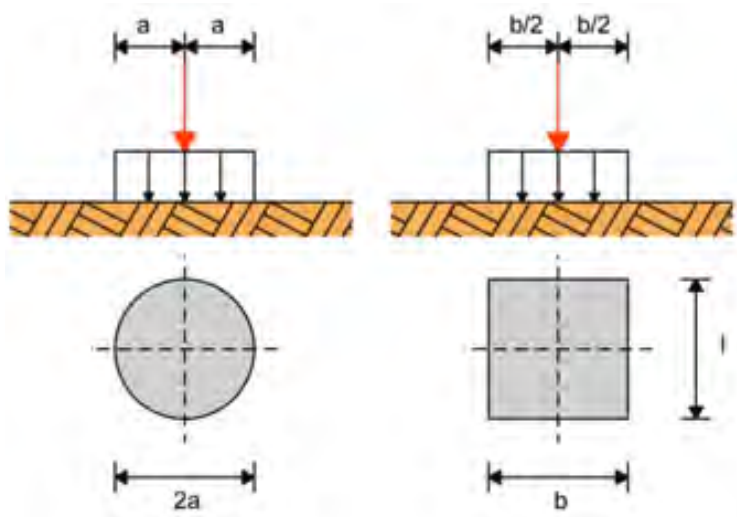
LKW - Typ	Höchstzulässiges Gesamtgewicht [kN]			Maximale Achslast [kN]	
	Regelfall	Tankfahrzeug	Vorlauf/ Nachlauf, Rundholz, Rohmilch	Antrieb	Sonstige
Fahrzeug mit 2 Achsen	180	200	–	115	100
Fahrzeug mit 3 Achsen	260	290	–		
Fahrzeug mit mehr als 3 Achsen	320	370	–		
Kraftwagen mit Anhänger	400	440	440		
Sattelkraftfahrzeug	400	420	–		

$$a = \sqrt{\frac{Q}{\rho_i \pi}} \quad (4.1)$$

$$l = \frac{Q}{\rho_i b} \quad (4.2)$$

mit:

- P Radlast
- r Radius der äquivalenten Topflast
- b, l Länge/Breite der äquivalenten Rechtecklast, wobei b = 0,25 m (Standardreifen) bzw. 0,35 m (SuperSingle)



Die Beanspruchung des Straßenoberbaus durch verschiedene Fahrzeugtypen des Schwerverkehrs mit unterschiedlichen Achslasten wird für die Dimensionierung der Betondecke in Form einer äquivalenten Belastung durch eine Normachse von 100 kN (Bezugsachslast) ausgedrückt. Die Anzahl der in der Bemessungsperiode, d. h. der geplanten technischen Lebensdauer, durch die Beanspruchung der Straßenfahrzeuge in Rechnung zu stellenden Übergänge der Bezugsachslast werden als Bemessungsnormlastwechsel (BNLW) bezeichnet. Die maßgebende Verkehrsbelastung lässt sich nach RVS 03.08.63 [4.6] genähert aus nachfolgender Beziehung ermitteln:

$$BNLW = NLW_{\text{tägl}} \cdot R \cdot V \cdot S \cdot n \cdot z \cdot 365 \quad (4.3)$$

mit:

- NLW_{tägl} durchschnittlich tägliche Normlastwechsel (Übergänge der Normachslast von 100 kN) für den gesamten Querschnitt zum Zeitpunkt der Verkehrsübergabe.

Diese errechnen sich:

a) bei Kenntnis des jährlich durchschnittlichen täglichen Verkehrs JDTV_i der Fahrzeugkategorie i im gesamten Querschnitt zum Zeitpunkt der Verkehrsübergabe aus:

$$NLW_{\text{tägl}} = \sum_i (\ddot{A}_i \cdot JDTV_i) \quad (4.4)$$

- \ddot{A}_i mittlerer Äquivalenzwert der jeweiligen Fahrzeugkategorie i gemäß den Tabellenwerten der Tab. 4. 11

b) liegen keine Ergebnisse aus Verkehrszählungen mit Unterscheidung der Fahrzeuge in Fahrzeugkategorien i vor:

$$NLW_{\text{tägl}} = JDTV_{\text{ges}} \cdot \ddot{A}_{JDTV} \quad (4.5)$$

- JDTV_{ges} jährlich durchschnittlicher täglicher Lastverkehr (LKW, LKW-ähnliche Fahrzeuge und Busse je 24 Std., alle Tage) für den gesamten Querschnitt zum Zeitpunkt der Verkehrsübergabe; ermittelt aus Zählungen bzw. aufgrund von Abschätzungen über DTV- Wert und Lastverkehrsanteil
- \ddot{A} mittlerer Äquivalenzwert des DTLV-Kollektives für die entsprechende Straßenkategorie gemäß Tab.4. 12
- R Richtungsfaktor für die Aufteilung des Lastverkehrs auf die Fahrtrichtungen (0,5 bei gleichmäßiger Aufteilung des Lastverkehrs auf beide Fahrtrichtungen)
- V Faktor zur Berücksichtigung der Verteilung des Lastverkehrs auf mehrere Richtungs-fahrstreifen (V= 1,0 bei 1 bzw. 2 Richtungs-fahrstreifen, V = 0,9 bei 3 oder mehr Richtungs-fahrstreifen)
- S Faktor zur Berücksichtigung der Fahrspur-vertei-lung innerhalb des Fahrstreifens gemäß den Werten der Tab.4. 13
- n Bemessungsperiode in Jahren (im Regelfall 30 Jahre für Betondecken)
- z Zuwachsfaktor unter Berücksichtigung einer jährlichen Zuwachsrate p (%)

mit

$$\frac{q^n - 1}{n(q - 1)} \quad (4.6)$$

Wobei

$$q = 1 + \frac{p}{100} \quad (4.7)$$

Grundsätzlich sind für den Ansatz des Zuwachsfaktors Verkehrsprognosen heranzuziehen. Sofern sich aus Verkehrsprognosen nichts anderes ergibt oder keine Prognosewerte vorliegen, ist von einer mittleren jährlichen Zuwachsrate bei Autobahnen von 3 % und bei sonstigen Straßen von 1 % auszugehen.

Entsprechend dem ermittelten BNLW-Wert erfolgt die Festlegung der erforderlichen Betondeckendicke über die Zuordnung in eine Lastklasse im Oberbaustandard gemäß RVS 03.08.63 (siehe auch Kapitel 4.7.5) oder durch eine gesonderte Bemessung.

Tab.4.11: mittlere Äquivalenzwerte für verschiedene Fahrzeugkategorien gem. RVS 03.08.63 [4,6]

Fahrzeugkategorie	Ä
LKW ohne Anhänger	0,70
LKW mit Anhänger bzw. Sattelzug	1,20
Bus	0,60
Linienbus (ÖPNV)	0,80
Liniengelenkbus (ÖPNV)	1,40

Tab.4.12: mittlere Äquivalenzwerte für verschiedene Straßenkategorien gem. RVS 03.08.63 [4,6]

Straßenkategorie	Ä _{JDTLV}
Autobahnen	1,00
Sonstige Straßen	0,90

Tab.4.13: Fahrspurfaktor S in Abhängigkeit von der Fahrstreifenbreite b_f (bei Zwischenbreiten ist die kleinere Fahrstreifenbreite maßgebend) gem. RVS 03.08.63 [4,6]

b _f	<3,00 ¹⁾	3,00 m	3,25 m	3,50 m	3,75 m	≥4,00 m
S	1,00	0,90	0,85	0,80	0,75	0,70

¹⁾ Gilt nur für Ortsdurchfahrten bzw. für einzelne Richtungsfahrstreifen bei seitlichen Begrenzungen. In allen anderen Fällen ist der Wert b_f = 3,00 m anzusetzen.

Folgendes Fallbeispiel illustriert die Ermittlung der maßgeblichen, bemessungsrelevanten Verkehrsbelastung für die Erneuerung einer Betondecke einer Autobahn:

Beispiel

Verkehr zum Zeitpunkt der Verkehrsübergabe:
 LKW ohne Anhänger: JDTV = 1.520 (beide Fahrtrichtungen)
 LKW mit Anhänger: JDTV = 1.980 (beide Fahrtrichtungen)
 Busse: JDTV = 370 (beide Fahrtrichtungen)
 vorgesehene Bemessungsperiode: 30 Jahre
 vorhandener Querschnitt: 2 x 2 Fahrstreifen mit je 3,75 m
 prognostizierter mittlerer jährlicher Verkehrszuwachs: p = 2 % (z = 1,35)
 $BNLW = (0,70 \cdot 1.520 + 1,20 \cdot 1.980 + 0,60 \cdot 370) \cdot 0,50 \cdot 1,0 \cdot 0,75 \cdot 30 \cdot 1,35 = 365$
 $BNLW = 20,3 \cdot 10^6 \text{ NLW}$

4.6.1.2 Sondernutzung

Um dynamische Effekte und die damit verbundene erhöhte Beanspruchung von Verkehrsflächen mit Sondernutzung bei der Konzeption und Bemessung zu berücksichtigen, sind die auftretenden Verkehrslasten bei der Bestimmung der Gebrauchsdauer

generell um einen Sicherheitsbeiwert γ_d zu erhöhen. Dieser Beiwert ist bei der Ermittlung der maßgeblichen Verkehrsbelastung bzw. beim Ansatz der Radlasten zur Berechnung der Schnittkräfte in Abhängigkeit von der Art der vorherrschenden Beanspruchung und dem Fahrzeugtyp gemäß Tab.4.14 anzusetzen.

Tab.4.14: Sicherheitsbeiwert γ_d für Sonderflächen

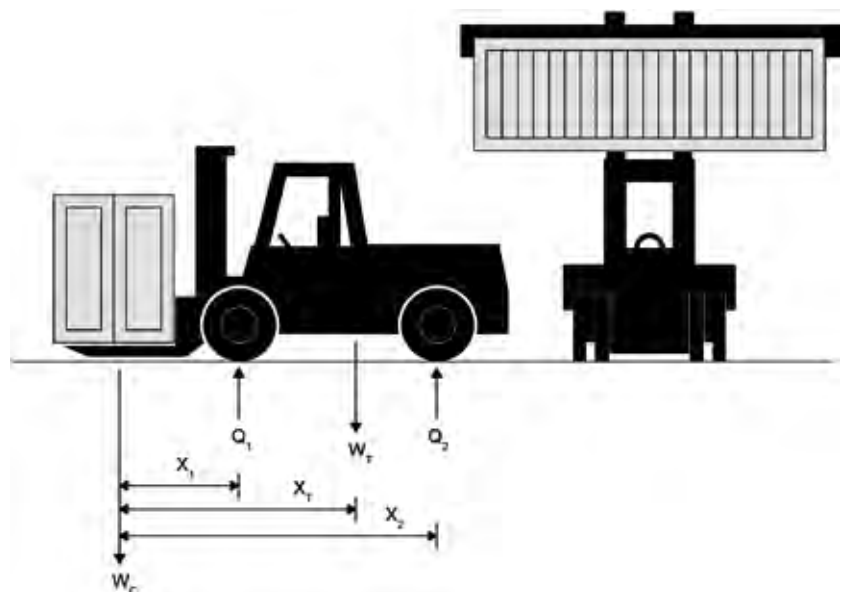
Art der Beanspruchung	Fahrzeugtyp	Sicherheitsbeiwert γ_d
Anfahren und Bremsen	Gabelstapler/Container Stapler	1,30
	Portalstapelwagen	1,50
	Sattelzugfahrzeug	1,10
	Fahrzeuge mit Vollgummibereifung	1,10
Kurvenfahrt	Gabelstapler/Container Stapler	1,40
	Portalstapelwagen	1,60
	Sattelzugfahrzeug	1,30
	Fahrzeuge mit Vollgummibereifung	1,10

Stapler

Verkehrsflächen mit Sondernutzung werden häufig mit Schwerlaststaplern befahren. Grundsätzlich ist für derartige Flächen die maßgebliche Beanspruchung mit den jeweiligen Staplertypen auf Grundlage der Herstellerangaben detailliert zu untersuchen. Im Folgenden werden daher nur die grundsätzlichen Annahmen und Prinzipien für die Lastansätze gemäß Abb.4–33 erläutert.

Die für die Bemessung der Verkehrsfläche anzusetzenden vorderen und hinteren Radlasten können gemäß Abb.4–33 aus folgenden Zusammenhängen berechnet werden:

Abb.4–33: Abmessungen und Lasten von Staplern



$$P_1 = \gamma_d \cdot \frac{A_1 \cdot W_c + B_1}{M} \tag{4.8}$$

$$P_2 = \gamma_d \cdot \frac{A_2 \cdot W_c + B_2}{2} \tag{4.9}$$

mit

$$A_1 = \frac{-X_2}{X_1 - X_2} \tag{4.10}$$

$$A_2 = \frac{-X_1}{X_2 - X_1} \tag{4.11}$$

$$B_1 = \frac{W_T(X_T - X_2)}{X_1 - X_2} \tag{4.12}$$

$$B_2 = \frac{W_T(X_T - X_1)}{X_2 - X_1} \tag{4.13}$$

wobei

- Q₁ vordere Radlast [kg]
- Q₂ hintere Radlast [kg]
- W_c Ladungsgewicht [kg]
- W_T Eigengewicht Stapler [kg]
- M Anzahl der Räder an der Vorderachse (in der Regel 2 bzw. 4)
- γ_d dynamischer Sicherheitsbeiwert gemäß Tab.4.14
- X₁, X₂, X_T Abstände [m] gemäß Abb.4-33

Container

Die am weitesten verbreiteten ISO-Container haben eine Breite von 8 ft. (2,44 m) bei einer Höhe von 8,5 ft. (2,59 m) und sind entweder 20 ft. (6,06 m) oder 40 ft. Lang (12,19 m) lang. Daraus ergeben sich auch die gebräuchlichen Abkürzungen: „TEU“ (Twenty-foot Equivalent Unit) und „FEU“ (Forty-foot Equivalent Unit). Die Details zu den Abmessungen sowie die zulässigen Gewichte dieser Standardcontainer sind in der Tab.4.15 enthalten.

An Abstellflächen werden in der Regel drei bis maximal fünf Container in Reihen oder Blöcken angeordnet übereinander gestapelt. An einigen Hafeneinrichtungen und ähnlichen Sonderabstellflächen wurde aber aus Gründen der Platzersparnis bereits damit begonnen bis zu acht Container zu stapeln. Ein Standardcontainer setzt sich aus zwei rechteckigen Rahmenkonstruktionen zusammen. Diese werden aus den Boden- bzw. Dachlastträgern sowie den unteren bzw. oberen stirnseitigen Querträgern gebildet. Durch die Verbindung der beiden Rahmen über vier Ecksäulen entsteht ein selbsttragender Quader. Alle acht Ecken des Quaders sind mit sogenannten Eckbeschlägen (corner fittings) versehen. Die Beschläge weisen Öffnungen auf und dienen somit einerseits als Angreifpunkte zum Heben des Containers, andererseits werden über diese Eckbeschläge die statischen Lasten auf die Abstellfläche abgetragen.

Eckbeschläge von Standardcontainern weisen in der Regel Abmessungen von 178 x 162 mm auf, und sind so angebracht, dass sie 12,5 mm über die Bodenquerträgern hinausragen. Je nach Art der Anordnung (einzeln, Reihe, Block) und der Anzahl der übereinander gestapelten Container ergeben sich dadurch die maßgeblichen Lastansätze und Kontaktdrücke für Containerabstellflächen. Diese sind in der Tab.4.16 angeführt. Da es unwahrscheinlich ist, dass alle Container in einem Stapel voll beladen sind und deren zulässiges Maximalgewicht ausgenutzt wird, kann in Abhängigkeit von der Anzahl der gestapelten Container das angesetzte Gesamtgewicht entsprechend reduziert werden ^[4.11]. Die Gültigkeit dieser Annahme ist aber in Abhängigkeit von der jeweiligen Nutzung der Containerfläche zu prüfen.

Tab.4.15: Abmessungen und Gewichte von 20 ft. und 40 ft. ISO-Standardcontainern

Typ	Außenmaße L/B/H	Innenmaße L/B/H	Volumen	Leermasse	Max. Zuladung	Gesamtmasse (max.)
20 Fuß	6,058 m/	5,910 m/	33,0 m ³	2.250 kg	21.750 kg	24.000 kg
	2,438 m/	2,345 m/				
	2,591 m	2,385 m				
40 Fuß	12,192 m/	12,040 m/	67,0 m ³	3.780 kg	26.700 kg	30.480 kg
	2,438 m/	2,345 m/				
	2,591 m	2,385 m				

Tab.4.16: Lastansätze für Containerflächen [4.11]

Anzahl der gestapelten Container	Verringerung des Gesamtgewichtes	Kontakt drücke der Containerabstellflächen [N/mm ²]	Beanspruchung der Fahrbahn in Abhängigkeit der Containeranordnung [kN]		
			Einzel	Reihe	Block
1	0	2,59	76,2	152,4	304,8
2	10 %	4,67	137,2	274,3	548,6
3	20 %	6,23	182,9	365,8	731,5
4	30 %	7,27	213,4	426,7	853,4
5	40 %	7,78	228,6	457,2	914,4
6	40 %	9,33	274,3	548,6	1097
7	40 %	10,9	320,0	640,0	1280
8	40 %	12,5	365,8	731,6	1463

4.6.2 Temperatur und Umwelt

4.6.2.1 Thermisches Verhalten

Hinsichtlich des thermischen Verhaltens sind bei Betondecken der Zustand nach der Herstellung der Betondecke und dem Gebrauchszustand nach ausreichender Aushärtung zu unterscheiden.

Erhärtingsphase

a) Frischbetontemperatur und Hydratationswärme

Nach dem Herstellen und dem Einbau des Betons wird ein Teil des Anmachwassers chemisch gebunden. Dieser Vorgang läuft exotherm ab und wird als Hydratation bezeichnet. Beim Brennen des Zements werden die einzelnen Klinkerphasen auf ein energetisch höheres Potential gebracht. Bei der Hydratation wird im Zuge der Zementsteinbildung wieder ein niedriges, stabileres Niveau angestrebt. Die bis zur vollständigen Hydratation insgesamt frei werdende Wärmemenge ist dabei abhängig von der chemischen Zusammensetzung des Zementklinkers.

Unter adiabatischen Bedingungen, bei denen kein Wärmeaustausch mit der Umgebung stattfindet, hängt die zeitliche Entwicklung der Betontemperatur vom Zementgehalt und der Hydratationswärme des Zements sowie von der spezifischen Wärmespeicherkapazität des Betons und der Frischbetontem-

peratur ab. Unter baupraktischen Bedingungen kann der Beton allerdings Wärme an die Umgebung abgeben, weshalb für die tatsächliche Wärmentwicklung folgende weitere wesentliche Faktoren zum Tragen kommen:

- *Umgebungstemperatur*

Wie jede andere chemische Reaktion auch verläuft die Zementsteinbildung bei hohen Temperaturen schneller und bei tiefen Temperaturen langsamer.

Bereits bei einer Erhöhung der Außentemperatur um 10 °K im Temperaturbereich zwischen etwa 3 °C und 45 °C werden die Geschwindigkeit der Hydratation und damit auch die Wärmeentwicklung verdoppelt. Hohe Außentemperaturen beschleunigen somit das Erhärten und die Wärmeentwicklung. Beides wirkt sich ungünstig auf die erzielte Endfestigkeit und den Luftporenanteil (Frost-Tausalz-Beständigkeit) des Betons aus. Gemäß RVS 08.17.02 [4.6] sind Frischbetontemperaturen von +27 °C bis +32 °C deshalb nur dann zulässig, wenn die Erstprüfung des eingesetzten Deckenbetons hinsichtlich Verarbeitbarkeit, Festigkeit und Luftporenkennwerte mit einer Frischbeton- und Lagerungstemperatur von (30 ± 2) °C durchgeführt worden sind. Bei Lufttemperaturen mit einer Tagesspitze von +28 °C und darüber sind zusätzlich die in der ÖNORM B 4710-1, Abschnitt 14.4.2 (Betonieren bei heißer Witterung), vorgesehenen Maßnahmen anzuordnen (siehe dazu auch Kapitel 5.2.6).

Niedrige Umgebungstemperaturen hingegen wirken verzögernd, bei Temperaturen zwischen 0 °C und 3 °C kommen die chemischen Reaktionen faktisch zum Stillstand. Wenn besondere Umstände zum Betonieren bei niedrigeren Temperaturen zwingen, ist entsprechend ÖNORM B 4710-1, Abschnitt 14.4.1 (Betonieren bei kühler Witterung), vorzugehen. Aufgrund der Bedeutung der Umgebungstemperatur sind bei Betonfahrbahndecken gemäß RVS 08.17.02 ^[4,6] die Maximal- und die Minimaltemperaturen der Luft innerhalb von 24 Stunden und auch des Betonmischgutes beim Einbau in den Baugesamtagberichten zu vermerken.

• *Nachbehandlung*

Bei Betonfahrbahndecken spielt die Art der Nachbehandlung neben der Umgebungstemperatur für die Temperaturentwicklung im Beton insbesondere im Sommer eine wesentliche Rolle.

Die Nachbehandlung von jungem Beton dient dabei dem Schutz gegen vorzeitiges Austrocknen der Oberfläche, der Verhinderung von zu starkem Abkühlen oder Erwärmen der Oberfläche sowie der Ver-

hinderung von raschen Temperaturänderungen an der Oberfläche. Zum Schutz des frischen Betons gegen zu rasche Austrocknung ist in der Regel ein flüssiges, filmbildendes Nachbehandlungsmittel aufzubringen. Das Absprühen der frisch hergestellten Betondecke hat so früh wie möglich zu erfolgen.

Für den Betondeckeneinbau zugelassene Nachbehandlungsmittel müssen der RVS 11.06.42 entsprechen (siehe dazu auch Kap 5.4) und sind in einem mindestens zweimaligen Sprühauftrag mit der erforderlichen Gesamtmasse aufzubringen. Für Waschbetonoberflächen ist nach dem Ausbürsten ein zweiter Verdunstungsschutz erforderlich.

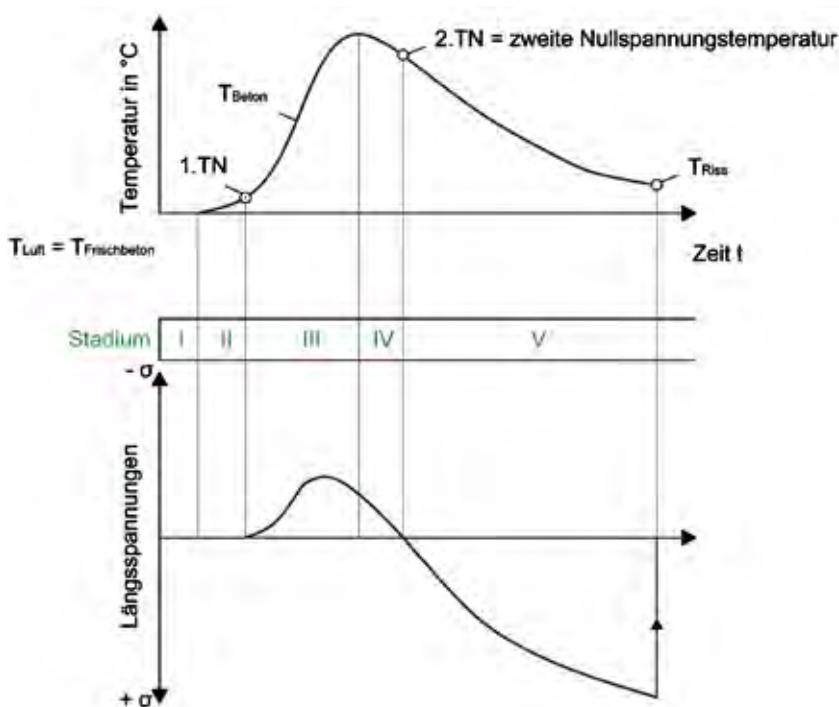
b) *Nullspannungstemperatur*

Die Wärmeentwicklung infolge der Hydratation führt zur Ausdehnung des Betons. Durch sein plastisches Verhalten in dieser Grünphase werden aber nur geringe Druckschpannungen aufgebaut. Diese Phase ist entscheidend für die Nullspannungstemperatur der Platte im Gebrauchszustand. Unter Nullspannungstemperatur wird die Temperatur verstanden, bei der im Beton unter Verformungsbehinderung ein spannungsfreier Zustand herrscht.

Anschließend beginnt sich der Beton wieder abzukühlen und versucht sich zu verkürzen. Dies ist immer verbunden mit der Ausbildung von Zugspannungen, die beim Überschreiten der beim jungen Beton noch geringen Zugfestigkeit zur Ausbildung von wilden Rissen an der Oberfläche führen. Durch eine entsprechende Nachbehandlung sowie durch einen zeitgerechten Fugenschnitt kann die Ausbildung derartiger Risse vermieden werden. In dieser Erhärtungsphase können nach Springenschmid ^[4,17] fünf kennzeichnende Stadien des Spannungs- und Temperaturzustands festgestellt werden, die schematisch in der Abb.4-34 dargestellt sind.

Entsprechend der Abb.4-34 ergeben sich in der Erhärtungsphase zwei verschiedene Nullspannungstemperaturen. Die erste stellt sich zu Beginn des Stadiums III mit der Ent-

Abb.4-34: Temperatur und Spannungsentwicklung in einem verformungsbehinderten Bauteil nach Springenschmid ^[4,16], schematisch



stehung von Druckspannungen ein. Beim Abklingen des Hydratationsprozesses und der damit einhergehenden Abkühlung entstehen zu Beginn des Stadiums IV Zugspannungen. Diese zweite Nullspannungstemperatur liegt weit über der ersten Nullspannungstemperatur und nur wenige Grad unter dem Temperaturmaximum. Die beiden Nullspannungstemperaturen sind maßgeblich von der Zementart abhängig, wobei Zemente mit latent hydraulischen oder puzzolanischen Zusatzstoffen eine niedrige zweite Nullspannungstemperatur aufweisen [4.17].

Eigenspannungen, die sich aus Änderungen der Umgebungstemperatur in Bezug auf die Nullspannungstemperatur ergeben, werden in dieser Phase durch Relaxation abgebaut, wodurch sich gleichzeitig die Nullspannungstemperatur verschiebt. Mit zunehmender Steifigkeit des Betons sind allerdings nur kleine Änderungen der Nullspannungstemperatur festzustellen.

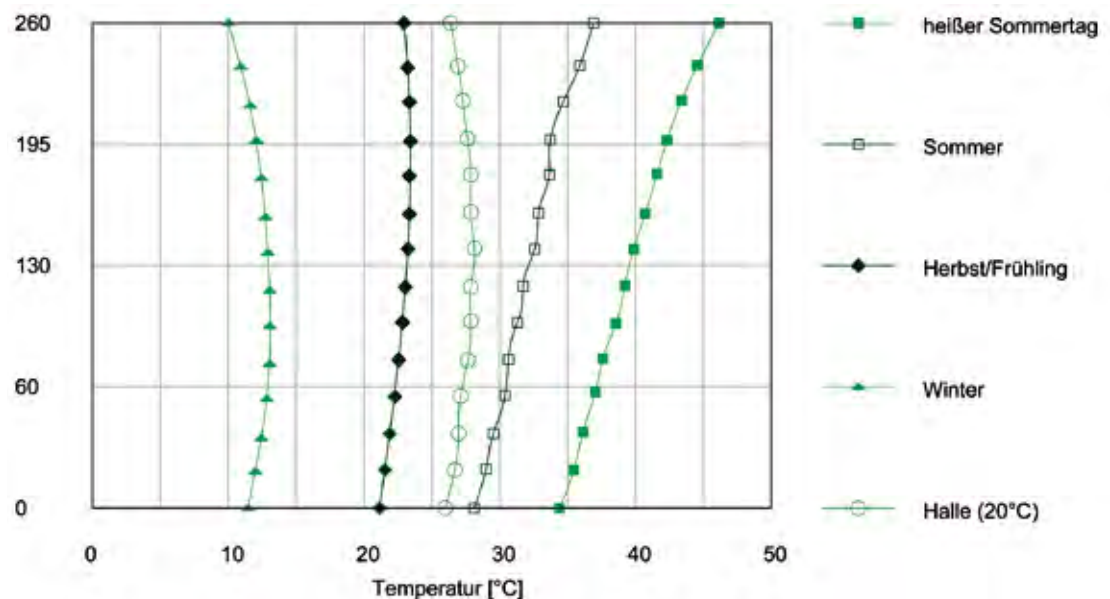
Für die Praxis ist nur die zweite Nullspannungstemperatur, ab der sich Zugspannungen aufbauen, von Bedeutung. Eine hohe Nullspannungstemperatur ist kennzeichnend für eine große Neigung zu Rissen in der Betondecke. Für die Größe der Eigenspannungen infolge ungleichmäßiger Erwärmung während der Gebrauchsdauer ist die Abweichung der aktuellen Temperaturverteilung in der Betondecke von der Verteilung der Nullspannungstemperatur maßgebend.

Im Labor wird die Nullspannungstemperatur unter anderen konstanten Umgebungsbedingungen gemessen. Deshalb ist eine Übertragung auf Betonplatten in der Baupraxis, die an ihrer Oberseite der Abkühlung ausgesetzt sind, nicht möglich. Umgebungstemperatur und Windgeschwindigkeit sowie Sonneneinstrahlung und die Nachbehandlungsart können die Nullspannungstemperatur stark beeinflussen. Während sich die Nullspannungstemperatur im Labor nach 8 bis 10 Stunden nach Plattenherstellung einstellt, erfolgt dies je nach Betonierzeitpunkt (morgens oder abends) und Jahreszeit in der Praxis zwischen 10 und 14 Stunden nach Plattenherstellung.

Unter baupraktischen Bedingungen können in einem Querschnitt positive, negative oder nahezu konstante Verläufe der Nullspannungstemperatur entstehen (Abb.4–35). Ein positiver Verlauf stellt sich z. B. beim Betonieren an warmen Sommertagen ein. Erfolgt der Betoneinbau abends an einem Sommertag, so ist von einem negativen Verlauf der Nullspannungstemperatur auszugehen.

Analytische Untersuchungen zur Verteilung der Nullspannungstemperatur [4.5] zeigen eine starke Abhängigkeit der Verläufe der Nullspannungstemperatur in Betonplatten von Fahrbahnaufbauten vom Betonierzeitpunkt und von der Jahreszeit. Gemäß Abb.4–35 ergeben sich bei gleichem Herstellungszeitpunkt (6 h morgens) im Winter und

Abb.4–35: Analytisch ermittelte Nullspannungstemperaturverläufe in einer Betondecke bei verschiedenen jahreszeitlichen Herstellungsbedingungen, Dicke 260 mm, Betonierzeitpunkt 6 h morgens [4.5]



Herbst/Frühjahr bzw. in einer Halle mit konstanter Umgebungstemperatur von 20 °C relativ geringe negative Temperaturgradienten der Bezugstemperatur. An einem heißen Sommertag erreicht der Gradient der Nullspannungstemperatur hingegen Werte bis +0,04 ° K/mm.

Gebrauchszustand

Die Temperaturverteilung im Straßenaufbau und in der Betondecke wird von den thermophysikalischen Eigenschaften der Straßenbaustoffe, den Witterungsbedingungen (v. a. Lufttemperatur, Sonneneinstrahlung und Windgeschwindigkeit) und dem Temperaturhaushalt des Untergrunds bestimmt. Infolge der kurz- und langfristigen Änderungen der Witterungsbedingungen ist die Temperaturverteilung in der Betondecke ständigen Schwankungen unterworfen. Zur Ableitung der maßgebenden Temperaturprofile werden daher Tages- und Jahresganglinien herangezogen.

Die Sonneneinstrahlung stellt neben der Lufttemperatur die wesentlichste Einflussgröße auf die Temperaturverteilung in der Betonplatte dar. Der Energietransport kann dabei nicht nur von der Luft auf die Straßenoberfläche erfolgen, sondern auch durch Wärmestrahlung und Konvektion von der Straßenoberfläche an die umgebende Luftschicht.

a) thermophysikalische Eigenschaften von Beton

Hinsichtlich Temperaturverteilung in Betondecken sind folgende physikalische Eigenschaften des Betons maßgeblich

- *Wärmedehnzahl α*

Die Wärmedehnzahl α wird als die auf eine Temperaturänderung von 1 K bezogene Dehnung definiert. Nach [4.7] liegt die Wärmedehnzahl für den Festbeton zwischen $9 \cdot 10^{-6}$ und $12 \cdot 10^{-6}$ 1/K. Im Mittel kann nach ÖNORM B 4700 ein Wert von $1 \cdot 10^{-7}$ angesetzt werden. Die Größe der Wärmedehnzahl wird von verschiedenen Parametern beeinflusst. Neben der Art der Gesteins-

körnung und dem Zementgehalt zählt dabei der Feuchtezustand zu den wichtigen Einflussparametern.

- *Wärmeleitfähigkeit λ*

Die Wärmeleitfähigkeit ist die Wärmemenge, die in einer Stunde durch m^2 eines 1 m dicken Baustoffs hindurchgeht, wenn zwischen den beiden Oberflächen eine Temperaturdifferenz von 1 K besteht. Die Begriffe Wärmeleitfähigkeit, Wärmeleitzahl und Wärmeleitkoeffizient werden in der Praxis für den Zahlenwert der Wärmeleitfähigkeit λ verwendet. Je größer die Wärmeleitfähigkeit des Materials, die Temperaturdifferenz zwischen den Oberflächen, die Plattenfläche und die Zeitdauer des Vorgangs ist, desto größer ist die Wärmemenge, die durch eine betrachtete Platte fließt.

Die Wärmeleitfähigkeit λ hängt von mehreren Parametern des Betons ab, wie Hydratationsgrad, Feuchtegehalt, Art und Menge der Gesteinskörnung, Porenart und Porengehalt. Näherungsweise kann auch, sofern der Volumenanteil des Zuschlags ca. 70 % des Betonvolumens beträgt, die Wärmeleitfähigkeit mit $0,7 \cdot \lambda_g + 0,4$ angenommen werden [4.5], wobei λ_g die Wärmeleitfähigkeit des Zuschlags ist. Im Allgemeinen kann für den im Straßenbau eingesetzten Deckenbeton (Normalbeton, Kies- und Splittbeton) von einer Wärmeleitfähigkeit mit einem Wert von $\lambda = 2,1$ ausgegangen werden [4.7].

- *Wärmekapazität c*

Die spezifische Wärmekapazität c in J/(kg·K) gibt die Wärmemenge an, die benötigt wird, um die Temperatur eines Kilogramms eines Materials um 1 K zu ändern. Die volumenbezogene Wärmekapazität C ergibt sich aus dem Produkt der massenbezogenen Wärmekapazität und der Rohdichte ($C = c \cdot \rho$). Nach [4.7] kann für Normalbeton in Abhängigkeit vom Feuchtegehalt eine spezifische Wärmekapazität von 0,8 bis 1,25 kJ/(kg·K) angesetzt werden. Ein höherer Feuchtegehalt bewirkt eine hohe Wärmeleitfähigkeit und eine hohe spezifische Wärmekapazität.

- Temperaturleitzahl a

Aus dem Verhältnis von Wärmeleitfähigkeit λ und Wärmekapazität kann die sogenannte Temperaturleitzahl oder Temperaturleitfähigkeit abgeleitet werden:

$$a = \frac{\lambda}{c\rho} \quad (4.14)$$

wobei

λ Wärmeleitfähigkeit [W/(m·K)]

c Wärmekapazität [J/(kg·K)]

ρ Rohdichte [kg/m³]

- Wärmeübergangszahl $\alpha_{\bar{u}}$

Die Wärmeübergangszahl $\alpha_{\bar{u}}$ entspricht der Wärmemenge in J, die durch eine 1 m² große Fläche in 1 s bei einer Temperaturdifferenz von 1 K zwischen der Oberfläche des Bauteils und der Luft ausgetauscht wird. Der Energietransport erfolgt dabei durch Wärmeleitung und -konvektion. Der Wärmeübergangskoeffizient zwischen Luft und Straßenoberfläche ist dabei von den Temperaturen dieser Medien und den vorherrschenden Wetterbedingungen, insbesondere der Windgeschwindigkeit, abhängig. Mit zunehmender Windgeschwindigkeit steigt auch der Wärmeübergangskoeffizient an, und die Wärmeabgabe der Straßenoberfläche an die umgebende Luft nimmt zu. Maximale Oberflächentemperaturen an Betondecken treten daher generell bei geringen Windstärken auf, da unter windstillen Verhältnissen die Wärmeabgabe von der Straßenoberfläche an die Luft geringer ist als bei windigem Wetter ^[4.21].

In Tab.4.17 sind Rechenwerte des Wärmeübergangskoeffizienten für Außenwände aus Beton in Abhängigkeit von der Windgeschwindigkeit nach ^[4.9] angegeben.

- Albedo der Straßenoberfläche α_s

Der auf der Straßenoberfläche auftretende Strahlungsstrom hat sowohl kurzwellige als auch langwellige Strahlungsanteile. Die kurzwellige Strahlung (sichtbares Licht: Wellenlänge ca. 10⁻⁷ bis 10⁻⁶) entspringt ausschließlich der Sonne und verursacht eine positive Energiebilanz an der Erdoberfläche. Die Quellen der langwelligen Strahlung (Infrarot: Wellenlänge ca. 10⁻⁶ bis 3·10⁻⁵) sind hingegen die Atmosphäre, die Erdoberfläche selbst und die Umwelt. Die von ihr verursachte Energiebilanz ist praktisch immer negativ.

Kurzwellige und langwellige Strahlungsanteile werden von der Straßenoberfläche unterschiedlich stark reflektiert. Die langwellige Reflexion spielt mit weniger als 10 % für die thermische Energiebilanz praktisch keine Rolle. Der reflektierte Strahlungsanteil der Solarstrahlung, d. h. der kurzwelligen Strahlungsanteile wird als Albedo bezeichnet. Die Erwärmung der Straßenoberfläche durch kurzwellige Einstrahlung wird von der Albedo der jeweiligen Deckschicht wesentlich mitbestimmt, das das Reflexionsverhalten der Oberfläche die Menge an Energie regelt, die in den thermischen Energiehaushalt mit einbezogen wird. Weil helle Oberflächen einen größeren Anteil kurzwelliger Strahlung reflektieren als dunkle, sind an hellen Betonoberflächen die thermisch bedingten Spannungen geringer als bei dunklen.

Messungen an unterschiedlichen Straßenoberflächen zeigten, dass helle Betonflächen das höchste Albedoniveau zeigen, während die geringsten Albedowerte bei neu hergestellten Asphaltflächen festzustellen sind. In der Tab.4.18 sind charakteristische Albedowerte von Straßenoberflächen zusammengestellt.

Tab.4.17: Wärmeübergangszahl $\alpha_{\bar{u}}$ in Abhängigkeit von der Windgeschwindigkeit ^[4.9]

Windgeschwindigkeit [m/s]	0,0	1,0	2,0	3,0	4,0	5,0
$\alpha_{\bar{u}}$ [W/(m ² ·K)]	7,8	11,5	15,2	18,9	22,6	25,8

Tab.4.18: Albedowerte α_s von Straßenoberflächen [4.21]

	Mittel trocken	Maximum trocken	Minimum trocken	Mittel nass	Min.	Max.
Asphalt - Neubelag	10,1 %	11,6 %	8,5 %	6,8 %	6,8 %	11,6 %
Asphalt - Altbelag	19,4 %	25,3 %	13,5 %	13,1 %	13,1 %	25,3 %
Beton	27,3 %	30,2 %	24,4 %	17,2 %	17,2 %	30,2 %

b) Verformungen infolge Temperaturänderungen

Im Gebrauchszustand erfährt Beton wie jeder andere Baustoff bei einer Temperaturerhöhung eine Volumenzunahme und bei einem Temperaturabfall eine Volumenverkleinerung. Die Längenänderung Δl ergibt sich aus der Temperaturdifferenz (ΔT), der Wärmedehnzahl (α) und der Länge der Betondecke (l). Sie kann für eine frei bewegliche Platte bei Vernachlässigung der Reibung wie folgt ermittelt werden:

$$\Delta l = \alpha \cdot l \cdot \Delta T \tag{4.15}$$

Findet eine Reibung zwischen Platte und Untergrund statt, so ergeben sich kleinere Längenänderungen in den Platten. Nach [4.4] kann die behinderte Längenänderung Δl aus folgendem Zusammenhang berechnet werden:

$$\Delta l = \alpha \cdot l \cdot \Delta T - \frac{\gamma \cdot \mu \cdot l^2}{4E} \quad [\text{mm}] \tag{4.16}$$

wobei

- γ Wichte des Betons [N/mm³]
- μ Reibungsbeiwert [-]
 erstmalige Bewegung 1,6–2,0 [4.4]
 wiederholte Bewegung 0,8–1,0 [4.4]
- E E-Modul des Betons [N/mm²]

Aufgrund der Schwankungen der Tagestemperatur ergeben sich nicht lineare Temperaturverteilungen in den Betonplatten, die zur Aufwölbung oder Aufschüsselung führen.

- *Aufwölbung der Plattenmitte durch Erwärmung von oben*

Bei der Annahme eines positiven Gradienten der aktuellen Temperatur infolge der Erwärmung

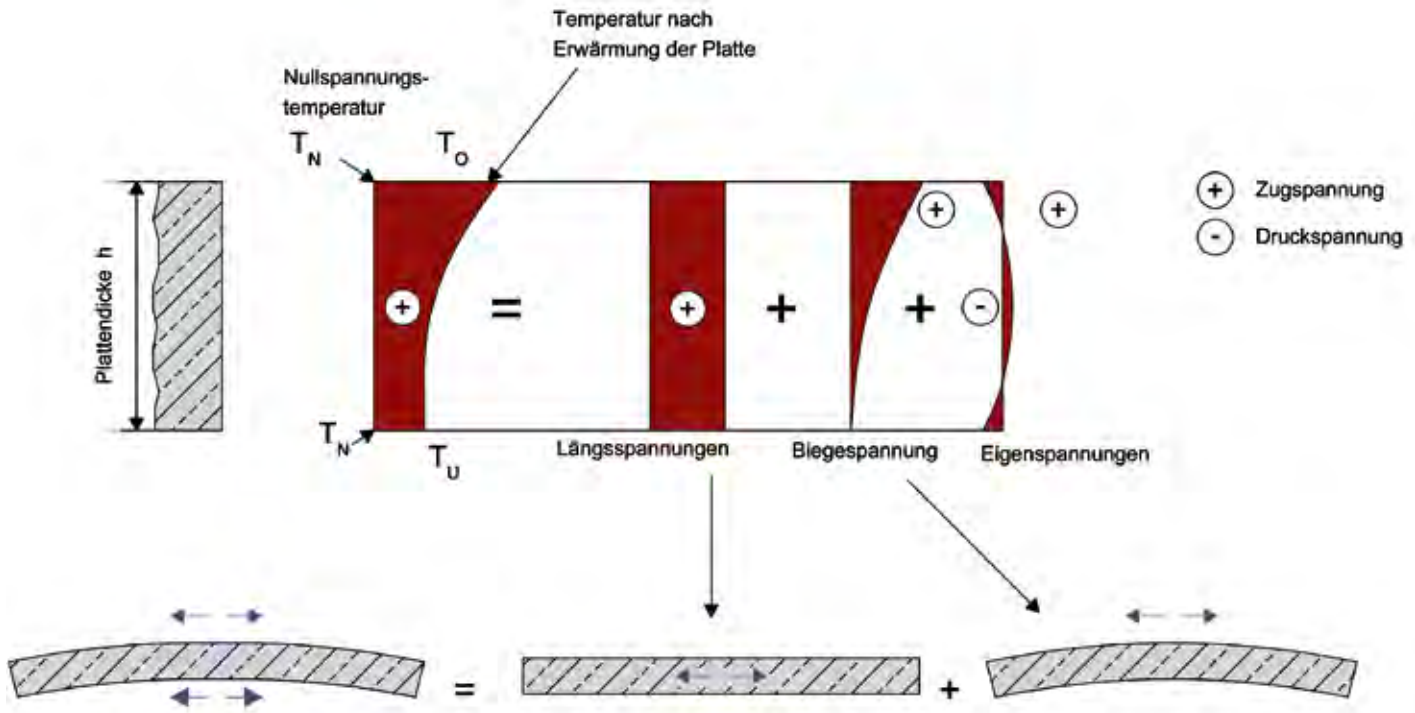
der Oberseite und einer konstanten Nullspannungstemperaturverteilung können die entstandenen Verformungen in der Platte zur Abhebung der Plattenmitte führen (siehe Abb.4–36). Unter der plausiblen Annahme der Gültigkeit der Elastizitätstheorie kann die aktuelle Temperaturverteilung in zwei Anteile aufgeteilt werden.

Der erste Temperaturanteil besitzt eine konstante Temperaturverteilung über der Plattendicke. Temperaturerhöhung führt zu einer Längenänderung der Betonplatte. Wird diese behindert, wie dies bei der österreichischen Regelbauweise ohne Raumfugen der Fall ist, kommt es zur Ausbildung von Druckspannungen. Im Sommer bei hohen Temperaturen werden dadurch die Biegezugspannungen aus Verkehrslast und ungleichmäßiger Erwärmung zum Teil überdrückt. Dies führt zu zusätzlichen Reserven und wird in der Bemessung nicht berücksichtigt. Allerdings besteht durch die sich bei heißen Sommern ausbildenden Druckspannungen die Gefahr des Ausknickens der Betondecke. Die Knickfiguren stehen dabei im engen Zusammenhang mit der Art der Längskraftübertragung. In Abhängigkeit von der Fugenausbildung kann die Resultierende der Längskraft unterhalb („blow up“) oder oberhalb der Nulllinie liegen (siehe auch Kapitel 4.8.4).

Im Gegensatz dazu kommt es infolge des zweiten, nicht linearen Anteils der Temperaturverteilung zu unterschiedlichen Dehnungen zwischen Ober- und Unterseite der Platte. Aufgrund der größeren Dehnungen an der Oberfläche neigt die Platte im Mittenbereich zum Abheben.

In der Regel ist die Oberflächentemperatur bei starker Erwärmung von oben im Sommer größer als die Nullspannungstemperatur, wenn

Abb.4-36: Verformungen in der Betonplatte infolge ungleichmäßiger Erwärmung von oben



nicht an sehr heißen Sommertagen betonierte wurde. Zur Abschätzung der Aufwölbung von Betonplatten können die Ansätze nach Eisenmann [4.4] herangezogen werden.

Im Fall einer Erwärmung an der Oberseite kommt die Platte ab einer bestimmten Plattenlänge (kritischen Länge) aufgrund des Eigengewichts in der Mitte zum Aufliegen. Die kritische Länge l_{krit} erhält man aus der Gleichung:

$$l_{krit} = 167 \cdot h \sqrt{\alpha \cdot \Delta T \cdot E} \quad [mm] \quad (4.17)$$

wobei

ΔT	Temperaturgradient [K/mm]
$\alpha = 1.10^{-7}$	Wärmedehnzahl [1/K]
E	Elastizitätsmodul [N/mm ²]
h	Plattendicke [mm]

Für schmale, freiliegende Betonplatten mit einer Plattenlänge $l < 0,9 \cdot l_{krit}$, wie diese in Österreich im Betondeckenbau in der Regel eingesetzt werden, kann unter Vernachlässigung der Querdehnung des Betons und bei angenommener Betonwichte von $2,4 \cdot 10^{-7}$ N/mm³ die Abhebung in Plattenmitte f infolge von Erwärmung an der Oberseite wie folgt

abgeschätzt werden:

$$f_{max, Plattenmitte} = \frac{\Delta T \cdot \alpha \cdot l^2}{8} - \frac{(3,75 \cdot 10^{-6}) \cdot l^4}{E \cdot h^2} \quad [mm] \quad (4.18)$$

wobei

l	Plattenlänge [mm], wobei $l < 0,9 \cdot l_{krit}$
ΔT	Temperaturgradient [K/mm]
$\alpha = 1.10^{-7}$	Wärmedehnzahl [1/K]
E	Elastizitätsmodul [N/mm ²]
h	Plattendicke [mm]

- *Aufwölbung der Plattenränder durch Abkühlung von oben*

Zur Berechnung der Aufwölbung der Plattenränder (Aufschüsselung) infolge einer Abkühlung der Oberseite legt Eisenmann [4.4] das Modell eines Stabes (Vernachlässigung der Querdehnzahl) auf starrer Unterlage zugrunde. Der Maximalwert der Abhebung f_{max} eines freien Plattenrandes wird für eine kritische Plattenlänge l_{krit} erreicht. Bei Plattenlängen $l > l_{krit}$ wird die Auflagerfläche in Plattenmitte infolge des Eigengewichtes vergrößert, die Abhebung an den Rändern bleibt aber konstant.

$$f_{\max, \text{Plattenrand}} = \frac{\Delta T \cdot \alpha \cdot l_{\text{krit}}^2}{8} - \frac{(2,25 \cdot 10^{-6}) \cdot l_{\text{krit}}^4}{E \cdot h^2} \text{ [mm]} \quad (4.19)$$

wobei

l_{krit}	kritische Plattenlänge [mm] nach Gl. 4.17
ΔT	Temperaturgradient [K/mm]
$\alpha = 1 \cdot 10^{-7}$	Wärmedehnzahl [1/K]
E	Elastizitätsmodul [N/mm ²]
h	Plattendicke [mm]

Den Formeln zur Abschätzung der Aufwölbungen infolge ungleichmäßiger Erwärmung bzw. infolge des Abkühlens von oben liegen allerdings lineare Temperaturgradienten in der Betonplatte zugrunde, welche ohne Berücksichtigung von unterschiedlichen Nullspannungstemperaturen angenommen wurden.

Die Biegezugbeanspruchung aus der Temperaturbeanspruchung durch Erwärmung von oben wird bei den Bemessungsberechnungen als konstante Unterspannung bei der Ermittlung der zulässigen Lastwechseln bzw. der zulässigen Verkehrsbelastung bei vorgegebener Nutzungsdauer berücksichtigt (siehe dazu Kapitel 4.8.4). Dabei ergibt sich mit zunehmender Temperaturgradienten eine Abminderung der aufnehmbaren Verkehrsbeanspruchung bzw. eine deutlich verkürzte theoretische Lebensdauer. Daher ist der möglichst realistische Ansatz der tatsächlichen Temperaturgradienten speziell bei der Bemessung von hoch belasteten, dicken Betondecken von entscheidender Bedeutung.

Grundsätzlich nicht bemessungsrelevant ist die Beanspruchung der Betondecke durch ungleichmäßiges Abkühlen von oben. Dadurch kommt es zu einem Aufwölben der Ränder, wobei die Biegezugspannungen, die an der Oberseite der Decke auftreten deutlich kleiner sind im Vergleich zu einer Erwärmung von oben.

4.6.2.2 Schwinden und Quellen

Aufgrund des Feuchteausstausches mit der Umgebungsluft sowie von Einflüssen aus Niederschlagsereignissen kommt es an der Oberfläche von Fahrbahnen zu einer laufenden Änderung des Feuchtegehalts. Diese Schwankungen des Feuchtegehalts sind, ähnlich den Vorgängen bei Temperatureinwirkung, mit Änderungen des Betonvolumens verbunden.

Die Volumenabnahme (Schwinden) bzw. -zunahme (Quellen) in einer Betonplatte infolge eines hygrischen Ungleichgewichts erfolgt dabei unabhängig von der Einwirkung äußerer Lasten. Bei einem hygrischen Ungleichgewicht innerhalb des Plattenquerschnitts oder zwischen dem Beton und seiner Umgebung erfolgt ein Ausgleichsvorgang, für den der notwendige Transportraum von den Poren des Betons bereitgestellt wird. In Abhängigkeit von Anzahl, Art, Form und Größenordnung der Poren sowie vom Aggregatzustand des Wassers werden unterschiedliche Mechanismen wirksam. Je nach relativer Feuchte der Umgebung werden zur Erlangung des Gleichgewichtszustands Wassermoleküle an den inneren Porenwandoberflächen angelagert bzw. abgegeben. Die Feuchtebewegung ergibt sich aus dem Zusammenspiel von Transport und Speicherung bzw. Abgabe. Auf die möglichen Arten des Feuchtetransports und auf die Feuchtespeicherung sei beispielsweise auf [4.10] verwiesen.

Beim Schwinden von Beton wird im Wesentlichen zwischen vier verschiedenen Schwindkomponenten unterschieden. Diese sind das Kapillarschwinden, das Schrumpfen des Betons, das Trocknungsschwinden und das Karbonatisierungsschwinden. Die additive Überlagerung dieser Schwindkomponenten ergibt die an Betonkörpern beobachtbare Gesamtschwindverformung. Im Gebrauchszustand am erhärteten Beton ist das Trocknungsschwinden maßgeblich, welches neben den äußeren Einflüssen wesentlich von der Dicke der Betondecke bestimmt wird. Das Schwinden des Betons hängt daneben vor allem vom Zementgehalt, dem W/Z-Wert und dem Wassergehalt ab. Ferner führen feingemahlene Zemente zu einer großen

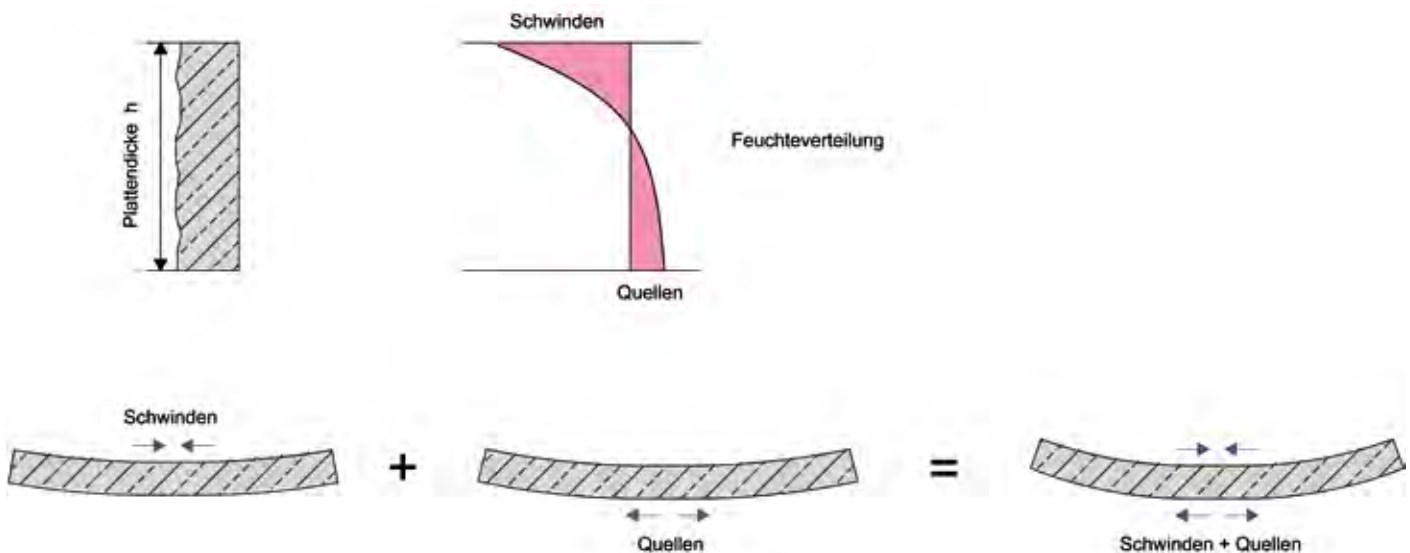
spezifischen Oberfläche des Zementgels, wodurch mehr schwind- und quellwirksame Poren vorhanden sind, die wiederum größere hygri-sche Verformung hervorrufen.

Ähnlich wie bei der thermischen Beanspruchung verursachen das Schwinden in den obersten Zentimetern der Platten und das Quellen des Betons an der Unterseite Spannungen (Abb.4–37). Da Betonplatten meistens an ihrer Oberseite austrocknen können, entsteht eine Aufschüsselung infolge Verkürzungen der oberen Betonschichten der Platte. Werden die Betonplatten an ihrer Unterseite zusätzlich befeuchtet, z. B. durch eine unzureichende Entwässerung, so quillt hier der Beton. Je nach Lagerungsbedingungen der Fahrbahnplatte haben diese hygri-schen Beanspruchungen somit fallweise eine ausgeprägte Aufschüsselung der Fahrbahnplatte zur Folge. Um das Quellen von Betonplatten zu reduzieren, müssen deshalb langfristige Wasseransammlungen an der Unterseite der Betonplatte vermieden werden. So zeigen Versuche von Springenschmid ^[4.17], dass ein Aufschüsseln der freien (unverdübelt) Plattenränder von über 5 mm zu beobachten ist, wenn eine Betonplatte an der Oberfläche austrocknen und durch schlechte Entwässerung an der Plattenunterseite gleichzeitig Wasser aufnehmen kann.

Bei Austrocknung von oben entstehen infolge der Aufschüsselung der Platte Biegespannungen, die in der Regel allerdings deutlich kleiner sind, als die thermischen Biegespannungen. Die auftretenden Längsdruckspannungen sind in erster Linie auf den Einfluss des Quellens zurückzuführen. Die Größe der Längs- und Biegespannungen hängt vom Grad der Verformungsbehinderung ab. Hingegen treten Eigenspannungen, die sich durch die Austrocknungen der Plattenoberseite ergeben und mehrere Millimeter tiefegehende Netzzrisse verursachen können, unabhängig vom Grad der Verformungsbehinderung auf.

In der Regel handelt es sich aber bei den beschriebenen hygri-schen Beanspruchungen zufolge von Schwinden und Quellen um Einwirkungen, die sich über lange Zeiträume erstrecken und die in ihrer Intensität nur vergleichsweise geringen Schwankungen unterworfen sind. Deshalb werden in der Praxis die durch ungleichmäßige Feuchteverteilung bedingten Eigen- und Zwangspannungen in der Betonplatte durch Kriech-einflüsse zum Teil erheblich abgemindert. Bei der Dimensionierung der Betondecken für den Gebrauchszustand werden die aus Schwinden und Quellen induzierten Spannungen daher in der Regel nicht berücksichtigt.

Abb.4–37: Verformungen in der Betonplatte durch unterschiedliche Feuchteverteilung im Querschnitt



Zur Abschätzung der Aufwölbung eines freien Plattenrands infolge oberflächigen Schwindens kann das von Eisenmann [4.4] entwickelte Näherungsverfahren (Stab auf starrer Unterlage) herangezogen werden. Aus der Analogie mit einem infolge eines fiktiven Temperaturgradienten ΔT gewölbten Stabs ergibt sich die kritische Plattenlänge l_{krit} , ab der die Abhebung der Plattenränder infolge Schwindens einen Maximalwert erreicht. Danach nimmt die Aufschüselung mit zunehmendem Elastizitätsmodul des Betons und zunehmendem Schwindmaß zu bzw. mit abnehmender Länge und zunehmender Dicke der Platten ab.

Die kritische Plattenlänge kann ermittelt werden aus:

$$l_{\text{krit}} = 409,06 \cdot \sqrt{\frac{t \cdot \epsilon_s \cdot (h-t) \cdot E}{h}} \quad (4.20)$$

wobei

t Schwindtiefe, wird zwischen 40 bis 60 [mm] angesetzt

ϵ_s Schwindmaß, im Freien zwischen $15 \cdot 10^{-5}$ – $30 \cdot 10^{-5}$

h Plattendicke [mm]

Eine maximale Aufwölbung f_{max} am freien Plattenrand infolge Schwindens tritt demnach bei Plattenlängen $l \geq l_{\text{krit}}$ auf:

$$f_{\text{max, Schwinden}} = 0,75 \cdot \frac{t \cdot \epsilon_s \cdot (h-t) \cdot (l_{\text{krit}})^2}{h^3} - 2,25 \cdot 10^{-6} \cdot \frac{(l_{\text{krit}})^4}{E \cdot h^2} \quad (4.21)$$

Zur Abschätzung der maximalen Aufwölbung ist für Plattenlängen $l \geq l_{\text{krit}}$ die Größe l_{krit} und für $l < l_{\text{krit}}$ die tatsächliche Plattenlänge einzusetzen.

4.6.2.3 Frost und Tau

Unter Frost wird die Gesamtheit der physikalischen Erscheinungen zusammengefasst, die in den Böden und in den Materialien des Oberbaus während jener Zeit auftreten, in welcher die Temperatur unter 0°C beträgt. In Österreich und den gemäßigten Klimaregionen Mitteleuropas ist Frost eine wesentliche Klimakomponente im Straßenbau.

Durch die während der kalten Jahreszeit um den Gefrierpunkt schwankenden Temperaturen kommt es zu wiederholt auftretenden Frost-Tau-Wechsel, die für den Straßenoberbau insgesamt und insbesondere für die verwendeten Materialien eine zusätzlich zu berücksichtigende Beanspruchung darstellen. Demgemäß sind zwischen Frosthebungen und Tauschäden infolge ungünstiger Tragfähigkeitsverminderung zu unterscheiden.

• Frosthebungen

Das Frieren des Bodens und die damit verbundenen Änderungen des Wasserhaushaltes finden in Abhängigkeit der Zusammensetzung, der Kornform und der Mineralogie des Untergrunds (Bodens) auf sehr unterschiedliche Weise statt. Nicht bindige Böden frieren homogen; ist der nicht bindige Boden nicht wassergesättigt, so vergrößert er beim Gefrieren sein Volumen nicht, da nur sein Luftporenanteil verringert wird. Auch der nicht bindige, wassergesättigte Boden erfährt keine Volumszunahme, solange eine Verbindung der Gefrierzone mit dem Grundwasser ein Auspressen des Bodenwassers in den Grundwasserleiter ermöglicht.

Hingegen friert bindiger Boden im Allgemeinen inhomogen. Allerdings kann es auch bei bindigen Böden zu homogenen Bodenfrost kommen, wenn bei sehr tiefen Temperaturen die Abkühlung so rasch vor sich geht, dass infolge der geringen Durchlässigkeit die Zeit für eine Änderung der Verteilung des Bodenwassers nicht ausreicht und das gesamte Bodenwasser in Eis umgewandelt wird. Meist kommt es in bindigen Böden aber zum inhomogenen Gefrieren, wodurch ungleichmäßige Frosthebungen an der Oberfläche entstehen. Charakteristisch für das inhomogene Gefrieren ist die Bildung von Eislinsen. Ursache für die Eislinseneildung sind thermodynamische Vorgänge an der Grenzfläche zwischen Wasser und Eis entlang der 0°C Isotherme im Bodenkörper. Es kommt dadurch zum Ansaugen von Wasser aus dem ungefrorenen Untergrund zu einer nach oben gerichteten Wasserströmung, die zu einer Vergrößerung des lokalen Wassergehalts in der Frostzone und damit zum Wachsen der Eislinsen führt.

Infolge der Eislinsenbildung kommt es zu ungleichmäßigen Frosthebungen, wodurch insbesondere bei unverdübten Betondecken durch den Hebungsdruck Risse, Sprünge und Stufen im Fugenbereich die Folge sein können. Ungleichmäßig gehobene Betondecken können durch die daraus resultierende, mangelhafte Bettung unter Verkehrsbelastung brechen.

Die Geschwindigkeit und die Tiefe der Frosteindringung in den Oberbau werden insbesondere von der Ganglinie der Luft- bzw. Oberflächentemperatur der Straße beeinflusst. Für die Berechnung der Frosteindringung wird üblicherweise die Lufttemperatur der Oberflächentemperatur gleichgesetzt, auch wenn bei Frosteinwirkung die Temperatur an der Straßenoberfläche bei länger anhaltenden Kälteperioden um mehr als 20 % höher liegen.

Zur Berücksichtigung des Frostphänomens im Straßen- und Tiefbau wird der Frostindex als Klimakenngröße herangezogen. Die Berechnung des Frostindex erfolgt stets auf Basis der mittleren Tageslufttemperatur. Werte, die auf der Summation von monatlichen Durchschnittstemperaturen basieren, sollten nicht verwendet werden, da sie den wahren Frostindex signifikant unterschätzen.

Die Berechnung des Frostindex eines einzelnen Winters im Straßenbauwesen erfolgt als kumulative Summe der unter dem Gefrierpunkt liegenden mittleren (Luft-)Temperaturen. Als Frostdauer wird die Zeit zwischen dem ersten und dem letzten Auftreten einer negativen Tagesmitteltemperatur eines Winters angenommen.

Der auf diese Weise definierte Frostindex FI kann als Ordinatendifferenz zwischen dem Maximum und dem Minimum der Temperatursummenkurve einer Frostperiode durch folgende Gleichung beschrieben werden:

$$FI = \left| \sum_{i=1}^n T_{m,i} \cdot d \right| \quad [^{\circ}\text{C} \cdot \text{d}] \quad (4.22)$$

d 1 Tag

T_m mittlere Tageslufttemperatur in [$^{\circ}\text{C}$] aus

$$(T_{\max} - T_{\min})/2$$

n Kälteperiode in Tagen [d]

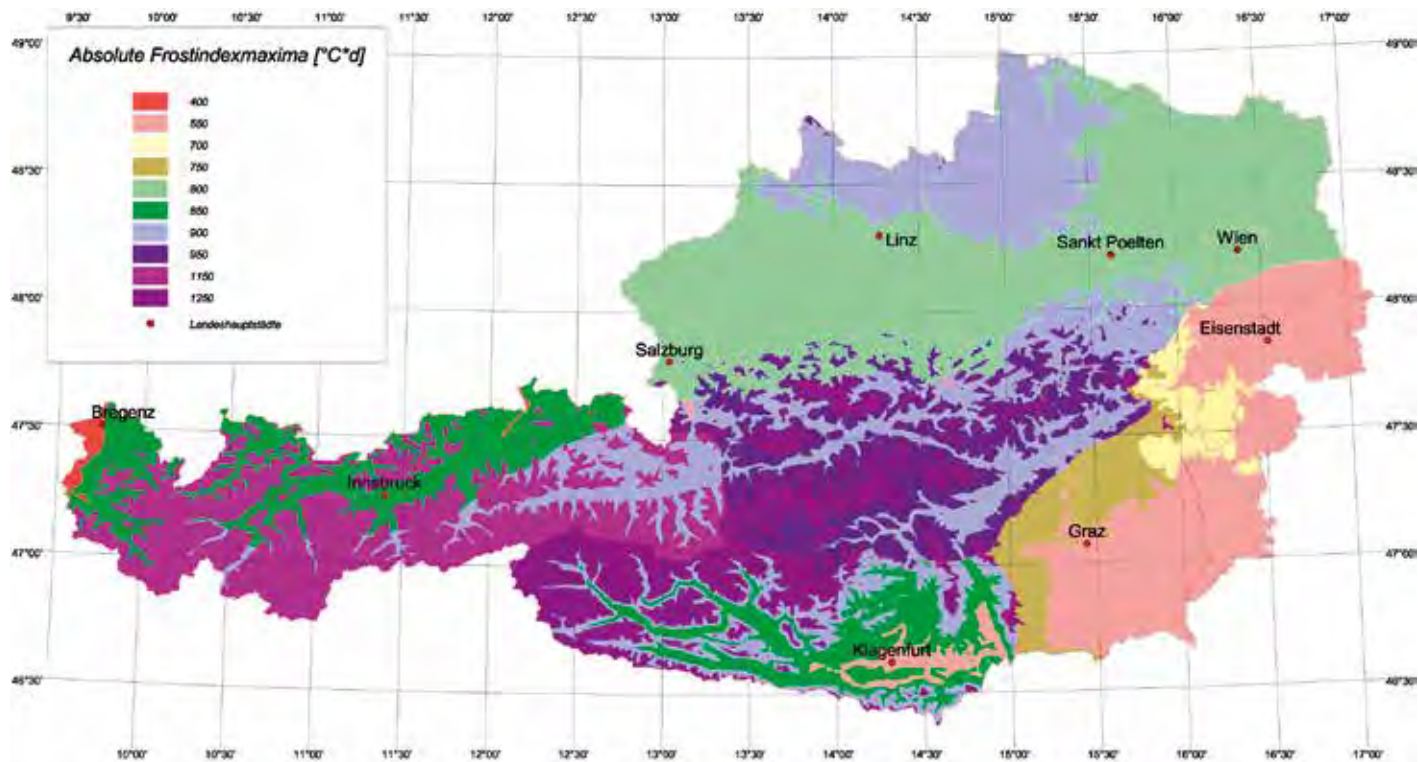
Um beim Auftreten mehrerer Frostperioden in einem Winter, deren Anzahl die Frosteindringung beeinflusst, einen maßgebenden Frostindex bestimmen zu können, wird vorerst für jede zusammenhängende Kälteperiode eines Winters der Frostindex bestimmt. Als zusammenhängende Periode wird aber nicht nur eine ununterbrochene Folge von Frosttagen verstanden, sondern auch eine Periode, die durch nicht mehr als zwei aufeinanderfolgende Plusgradtage unterbrochen wird.

Begründet ist diese Vorgangsweise damit, dass in der Straßenbefestigung während zwei aufeinanderfolgenden Plusgradtagen keine tiefgreifende, die Frosteindringtiefe beeinflussende Wirkung festzustellen ist, zumal die Lufttemperatur in der Nähe der Straßenoberfläche in dieser Zeit meist nur wenig über den Gefrierpunkt ansteigt. Kurze Unterbrechungen können die Geschwindigkeit der Frosteindringung sogar nachteilig bremsen, weil dadurch die Eisbildung in einer Bodenschicht sogar konzentriert werden kann.

Der in solchen Kälteperioden, deren Frostverlauf durch bis zu 2 Tage dauerndes Tauwetter unterbrochen werden kann, ermittelte größte Frostindex eines Winters stellt den maßgebenden Winterfrostindex dar. Aus den Winterfrostindices mehrerer Beobachtungsjahre wird schließlich der Bemessungsfrostindex für eine Station ermittelt. In Österreich wird der größte Winterfrostindex im Laufe einer Beobachtungsperiode von 25 Jahren als Bemessungsfrostindex herangezogen. Diese Methode diente zur Erstellung einer Frostzonenkarte in Österreich ^[4.21].

Grundlage für die in der Abb.4–38 dargestellte Karten der absoluten Frostindexmaxima sind die kältesten Winter der Jahre 1961 bis 1997. Das absolute Frostindexmaximum ist der größte Wert der Beobachtungsperiode und entspricht somit dem Bemessungsfrostindex, welcher für die Bemessung der Betondecke von Interesse ist.

Abb.4-38: Klimazonenkarte mit absolutem Frostindexmaxima in Grad Celsius-Tagen [°C·d] [4.21]



Die maßgebliche Frosteindringtiefe im Oberbau hängt neben dem Frostindex unter anderem von der Wärmeleitfähigkeit der Straßenbaustoffe, den jeweiligen Schichtdicken und dem Wassergehalt der Schichten ab. Während die Schichtdicken bei Betonplatten aufgrund der relativ guten Wärmeleitfähigkeit von Beton keinen wesentlichen Einfluss besitzen, spielt der aktuelle Wassergehalt der Schichten eine sehr wichtige Rolle, da dieser im unmittelbaren Zusammenhang mit der Wärmeleitfähigkeit steht. Je höher der Wassergehalt, desto geringer ist die Frosteindringtiefe, wobei mit steigendem Wassergehalt die Gefahr der Eislinsenbildung zunimmt.

Zur Abschätzung des Zusammenhangs zwischen der maßgeblichen Frosteindringtiefe z_F und dem Frostindex FI kann folgende Faustformel nach Behr [4.3] herangezogen werden:

$$z_F = 10 \cdot FI^{0,3} \tag{4.23}$$

Der Oberbau gilt dann als ausreichend frostsicher, wenn 50 bis 60 % der Frosteindringtiefe frostsicher ausgebaut sind. Im Gegensatz zu anderen europäischen Richtlinien wird das Problem Frost in der Österreichischen Richtlinie zur Oberbaudimensionierung RVS 08.03.63 [4.6] nicht durch eine gesonderte Berechnung berücksichtigt. Zur Gewährleistung eines dauernden Widerstandes des Straßenoberbaus gegen Frosteinwirkung wird im österreichischen Richtlinienwerk die Frostbeständigkeit des Einzelkorns und die Frostsicherheit der Schichten des Straßenaufbaus gefordert (siehe dazu auch Kap 4.4.3). Aufgrund der besonderen Sensitivität von starren Oberbaukonstruktionen mit Betonplatten sind in besonders exponierten Lagen allerdings entsprechend ergänzende Untersuchungen durchzuführen.

• *Tauschäden durch verminderte Tragfähigkeit*

Durch die im Frühjahr von der Oberfläche in den Oberbau und den Untergrund eindringende Wärme kommt es zum Schmelzen der Eislinsen und der Rückbildung der Frosthebungen. Infolge der lokalen Wasseranreicherungen im Untergrund während dieser Auftauphase des Bodens sinkt die Untergrundtragfähigkeit. Häufig kann das Schmelzwasser der Eislinsen nicht abfließen, einerseits weil der Boden darunter noch gefroren ist und andererseits infolge der geringen Durchlässigkeit von frostgefährdeten Böden. Die Abtragung der auftretenden Verkehrslasten erfolgt dann nicht mehr über das Kornhaufwerk, sondern über das im Boden eingespannte Wasser. Geht die Einspannung bei Belastungszunahme zufolge Auftauen der gefrorenen Unterlage bzw. durch Auspressen des Bodenwassers als Folge des Überdrucks verloren, so führt dies zu teilweise drastischen Verlusten der Tragfähigkeit. Dieser Tragfähigkeitszusammenbruch hat starke Verformungen im Untergrund und im Oberbau zur Folge. Die Tragfähigkeitsänderung in der Tauperiode ist wesent-

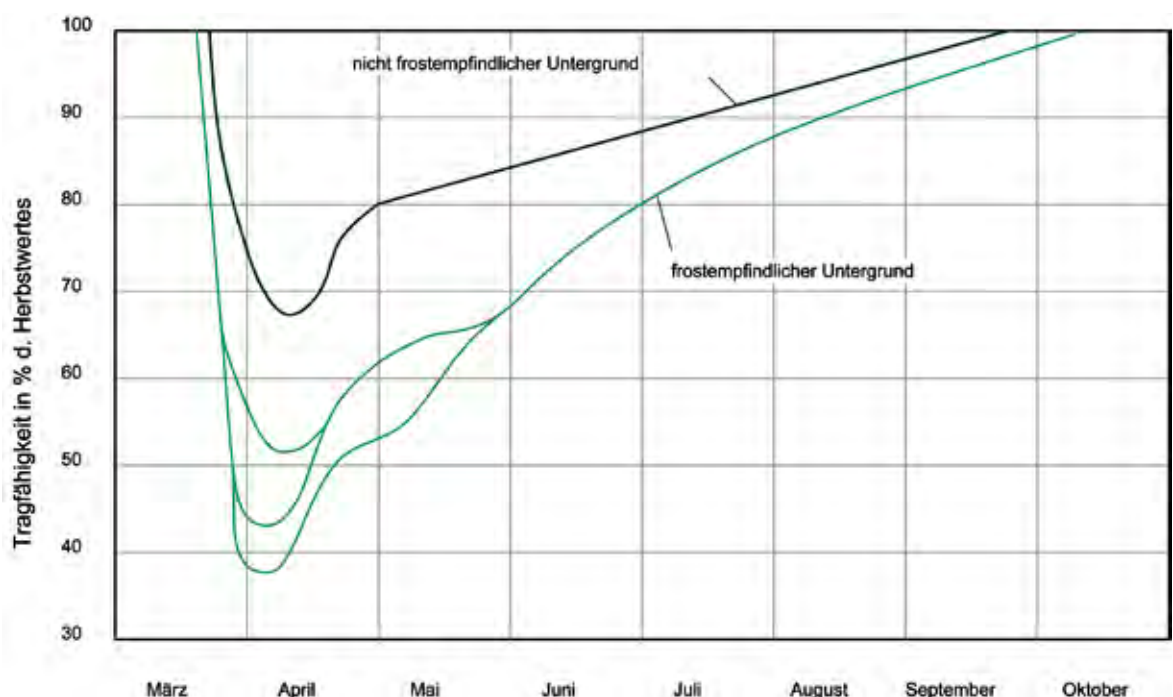
lich abhängig von der Bodenart, den hydrologischen Bedingungen und den Temperaturverhältnissen (Abb.4–39).

Bei der analytischen Oberbaubemessung wird der Frost- bzw. Tauenwirkung durch eine entsprechende Variation der Untergrundtragfähigkeit Rechnung getragen (siehe dazu Kap 4.8.2).

Tauschäden zeigen sich als Einzel- und Netzrisse sowie Brüche in Betonplatten und besitzen im ungünstigsten Fall ein deutlich höheres Schadensausmaß im Vergleich zum Anteil der Frosthebungsschäden. Milde Winter mit häufigen Frost-Tau-Wechseln stellen daher oft eine wesentlichere Gefahr für die Schadensentwicklung dar als kurze und strenge Winter. Die Länge und die Art des Winters fließen allerdings in die Berechnung des Frostindex nicht ein, da hier entweder die minimalen Werte oder die Häufigkeit der kälteren Werte maßgeblich sind.

Ein Sonderfall bei Betonstraßen, der zu Oberflächenschäden führen kann, ist das Ab Sprengen von Material an der Oberseite der Betondecke. Unter ungünstigen Rand-

Abb.4–39: Änderung der Untergrundtragfähigkeit mit der Jahreszeit, schematisch [4.21]



bedingungen kann es infolge der Einwirkung von Taumitteln dazu führen, dass die Betondecke zuerst an der Unterseite gefriert, da hier das Taumittel in der Regel nicht in der notwendigen Konzentration eindringen und den Gefrierpunkt herabsetzen kann. Friert anschließend die Oberseite, z. B. bei zu geringer Konzentration des Taumittels durch starken Schneefall, und anschließend der Deckenmittbereich, so kann dort der Gefrierdruck die Festigkeit überschreiten, und es kommt an der Oberfläche zu Absprengungen. Nur wenn der Straßenbeton ein ausreichendes Luftporensystem aufweist, in dem dieser Überdruck abgebaut werden kann, ist eine dauerhafte Frost- und Tausalzbeständigkeit gewährleistet.

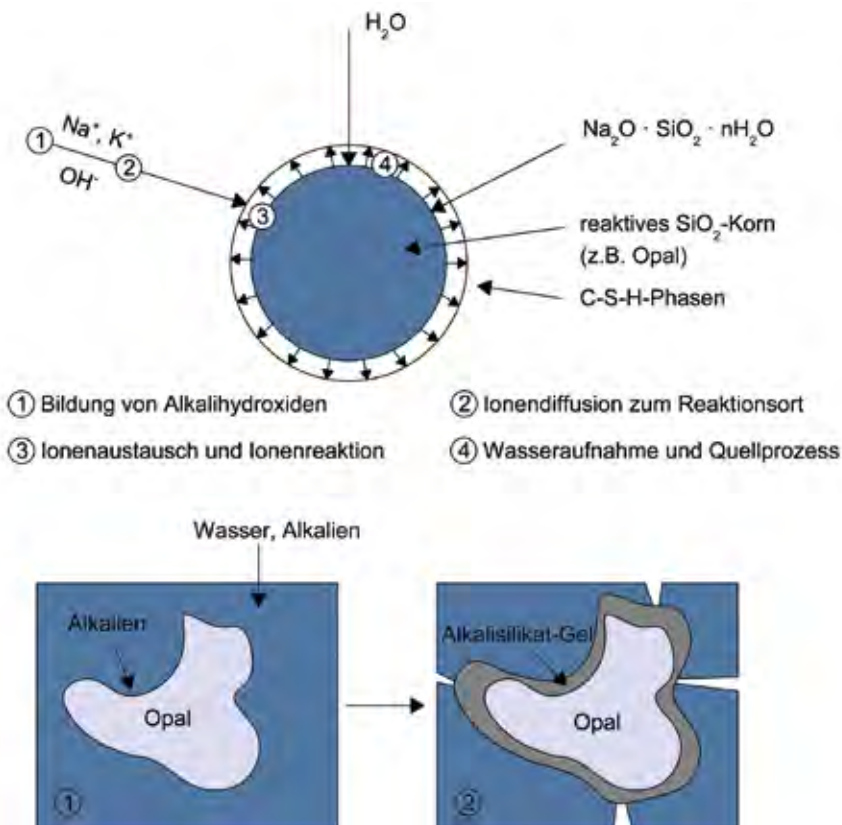
4.6.2.4 Treiberscheinungen

Unter Treiberscheinungen im Beton versteht man Prozesse, die auf chemische Reaktionen unterschiedlicher Bestandteile der Betonkomponenten im Gefüge des Betons zurückzuführen und mit einer Volumenexpansion verbunden sind. Charakteristisch für derartige Treibreaktionen ist oftmals, dass die Reaktionsprodukte das Porenvolumen des Betons ausfüllen. Die Reaktionsvorgänge setzen sich auch dann noch fort, wenn das Porenvolumen infolge des freien Wachstums der Reaktionsprodukte schon vollständig ausgefüllt ist. Dabei bauen sich hohe innere Drücke im Betongefüge auf, die zur Volumenzunahme und unter Umständen zu einer Schädigung oder sogar Zerstörung des Betons führen können, wenn die auftretenden Volumenvergrößerungen vom Beton nicht aufgenommen werden können, d.h. Spannungen zur Folge haben, die die Festigkeit des Betons überschreiten. Die resultierenden Schäden im Beton zeigen sich üblicherweise in Form von Rissen und Abplatzungen.

Zu den häufigsten Treibreaktionen im Beton gehört neben der Ettringitbildung vor allem die Alkali-Kieselsäure Reaktion (AKR). Bei der Ettringitbildung kommt es im Betongefüge in der Regel zuerst zur Bildung von Monosulfat, der sich dann zu Ettringit umkristallisiert. Dieser Vorgang ist mit einer dreifachen Volumenvergrößerung verbunden und wird als Ettringittreiben oder Sulfatreiben bezeichnet. Die Zementart und -zusammensetzung, d.h. die „Chemie des Zementes“, sind dabei die Haupteinflussgrößen, weil dadurch das Potential für eine mögliche Ettringitbildung gegeben ist. Betonschäden in Form charakteristischer Netzrissebildung und extremer Dehnung sowie Festigkeitsverluste können durch die gezielte Begrenzung des Schadensverursachers durch entsprechende Zement- und Betonzusammensetzungen vermieden werden.

Alkali-Kieselsäure-Reaktionen können auftreten, wenn der Betonzuschlag reaktionsfähige Silikate z. B. Opale enthält, die dann mit im Zement enthaltenen Alkalien unter Bildung eines quellfähigen Gels reagieren kön-

Abb.4–40: Prinzip der Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR, oben), Prinzipdarstellung zum Aufbau von Quelldruckspannungen durch AKR [4, 18]



nen. Abb.4–40 zeigt schematisch das Prinzip einer solchen Alkali-Kieselsäure-Reaktion: Das bei der Hydratation des Zements entstandene Alkalihydroxid reagiert mit reaktivem Siliciumdioxid aus dem Zuschlag zu einem Alkali-Kieselsäure-Gel, das unter Wasseraufnahme betonschädigende Quelldrücke aufbauen kann. Die Abb.4–40 zeigt weiters eine Prinzipdarstellung zum Aufbau von Quelldruckspannungen durch AKR. Das Alkalisilikat füllt zunächst den umgebenden Porenraum aus.

Unter Anwesenheit einer ausreichenden Wassermenge baut sich schließlich ein Schwelldruck auf. Die Folge sind Spannungen in den Zuschlägen, die Risse in den Partikeln und im umliegenden Zementstein hervorrufen. Das Gel kann dabei durch die entstandenen Risse in die Zementsteinmatrix eindringen aber auch regelrechte dichte Gel-Fronten bilden, die zu Spannungen im Gesamtbetongefüge führen. Das in der Porenlösung enthaltene Alkalihydroxid stammt zwar in erster Linie aus dem Zement, es ist jedoch auch möglich, dass der Porenlösung durch alkalihaltige Zuschläge (z. B. Granit) Alkalien zugeführt werden können. Von außen können weiterhin Alkalien durch Tausalzmittel in den Straßenbeton eingebracht werden.

Die chemische Reaktion zwischen den Reaktionspartnern Kieselsäure und Hydroxidlösung findet grundsätzlich in jedem Beton statt. Sie kann jedoch erst bei Überschreiten einer gewissen Mindestmenge an reaktivem SiO_2 im Zuschlag bzw. einem ausreichend hohen Na_2O -Äquivalent des Zements ($\geq 0,6$ M.-%) zu nennenswerten Schäden im erhärteten Beton führen.

Insgesamt kommt der Wahl eines geeigneten Deckenzementes daher eine besondere Bedeutung zu, um AKR zu vermeiden. Dasselbe gilt natürlich auch für die Wahl des verwendeten Zuschlags. In diesem Zusammenhang sei auf die entsprechenden Anforderungen im Kapitel 3.3 hingewiesen. Zu den Gesteinsarten, die im Hinblick auf ihren Gehalt an reaktiver Kieselsäure als besonders kritisch zu bewerten sind, zählen Opalsandsteine, Kieselkreide, Kieselkalke, Flint und Grauwacken [4.18].

4.7 Dimensionierung

4.7.1 Bemessungsverfahren

Wegen der großen Steifigkeit der Betondecken sind für die Bemessung die verkehrsinduzierten und temperaturbedingten Zug- und Biegezugspannungen maßgebend, die eine Beurteilung hinsichtlich des Auftretens von Rissen ermöglichen. Ebenso ist die Auflagerung auf dem Untergrund von entscheidender Bedeutung. Diese wird in der Regel in Bemessungsmodellen als gleichmäßig angenommen, obwohl dies in der Praxis nur bedingt zutreffen wird und nur durch besondere bauliche Maßnahmen annähernd erreicht werden kann. Die Bodendruckspannungen unter der Betondecke sind hingegen aufgrund der sehr guten lastverteilenden Wirkung bei Fahrbahnaufbauten sehr klein und können daher bei der Bemessung in der Regel vernachlässigt werden. Nur eingeschränkt gilt dies aufgrund der teils hohen Radlasten allerdings bei Flugbetriebsflächen.

Zur Bemessung geschichteter Systeme, wie sie Straßenbefestigungen mit Betondecken darstellen, stehen empirische und analytische Verfahren, numerische Verfahren nach der Methode der Finiten Element (FE) sowie nationale Bemessungsstandards zur Verfügung.

Den empirischen Verfahren liegen Erfahrungswerte zugrunde, die im Rahmen von Versuchen und an Erprobungsstrecken gesammelt wurden. Die Bemessung mit Hilfe der empirischen Verfahren kann u. U. zu unwirtschaftlichen Bauweisen führen, da bei der Bemessung keine Optimierung möglich ist. Als Beispiel für empirische Bemessungsmethoden sind jene Ergebnisse zu nennen, die aus einem in den USA durchgeführten Großversuch, dem AASHO Road Test, abgeleitet und zu einem für Betondecken weltweit angewandten Verfahren im Rahmen des AASHTO Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide weiterentwickelt wurden [4.8].

Zu den Vertretern der analytischen Methode zählen die Theorie des elastischen Halbraumes sowie die Platten- und die Biege-

theorie. Die analytischen Verfahren sind aus theoretischen Überlegungen entstanden, mit deren Hilfe die Spannungen infolge der auftretenden Beanspruchungen abgeschätzt werden können. Bei den analytischen Verfahren müssen entsprechend vereinfachte Annahmen getroffen werden. Zu den wichtigsten analytischen Verfahren gehört das Verfahren nach Westergaard und die daraus entwickelte Methodik nach Eisenmann.

Finite-Elemente (FE) Methoden suchen nach numerischen Lösungen des mathematischen Problems. Gegenüber anderen Bemessungsmethoden handelt es sich bei der FEM um ein hoch entwickeltes und leistungsfähiges Werkzeug, mit dessen Hilfe die Spannungen und Verformungen infolge verschiedener Beanspruchungen aus Temperatur und Verkehr ermittelt werden können. Der Einsatz derartiger numerischer Modelle ist in der Regel aufwendiger, empfiehlt sich aber für Sonderbemessungen bei hochbeanspruchte Betondecken.

Aufgrund der notwendigen Vereinfachungen bei den zugrundeliegenden Modellannahmen können die bei den analytischen und numerischen Methoden durchgeführten Spannungsberechnungen lediglich als Abschätzung für die tatsächliche Beanspruchungssituation über die gesamte technische Lebensdauer einer Betondecke herangezogen werden. Deshalb können nur in Verbindung mit empirischen Erfahrungen und Versuchsergebnissen zuverlässige Aussagen über das Verhalten während ihrer gesamten Liegedauer getroffen werden.

Bei den standardisierten Verfahren finden daher die in der Praxis gewonnenen Ergebnisse mit den Ergebnissen aus wissenschaftlichen Untersuchungen bzw. Versuchsstrecken Berücksichtigung. In Österreich ist die Oberbaudimensionierung von Verkehrsflächen aus Beton in der RVS 03.08.63 [4.6] geregelt.

4.7.2 Material- und Schichtkenngrößen

• *Untergrund/Unterbau*

Der Untergrund bzw. Unterbau bildet die Unterlage für das gesamte Befestigungssystem. Sein Tragfähigkeitsverhalten ist daher von großem Einfluss auf die Dicken der darüberliegenden Schichten des Oberbaus. Der Untergrund besteht entweder aus dem örtlich anstehenden Baugrund oder aus Materialien, die in der näheren Umgebung zur Verfügung stehen. Da die Frostsicherheit bei diesen Baustoffen nur in wenigen Fällen gegeben ist, beeinflussen auch die jahreszeitlichen Klimaschwankungen die Tragfähigkeit des Untergrundes.

Die für die Bemessung maßgeblichen Tragfähigkeitswerte werden in der Regel aus Anforderungen an statische oder dynamische Lastplattenversuche am Unterbauplanum abgeleitet. Beim statischen Lastplattenversuch nach ÖNORM B 4417 ist dies der E_{V1} und beim dynamischen Lastplattenversuch nach RVS 08.03.04 [4.6] der E_{vd} Wert (Kapitel 4.4.1).

In die Dimensionierungsberechnung von Fahrbahnaufbauten aus Beton geht der dynamische E_0 (Elastizitäts)-Modul des Untergrundes ein, der wegen der kurzzeitig erfolgenden, schwellenden Belastung bei einer Radüberfahr höher als der Verformungsmodul aus dem Lastplattenversuch ist. In der kritischen Frühjahrs-Tauperiode kann der dynamische E_0 -Modul ca. 2–4 mal dem Verformungsmodul E_{V1} aus dem statischen Lastplattenversuch angesetzt werden [4.13].

Infolge der gut lastverteilenden Wirkung zeigt sich für Betondecken aus Sensibilitätsanalysen eine nur geringe Abhängigkeit der auftretenden Verkehrslastspannungen auf die Untergrundtragfähigkeit. Für Betondecken wird daher nur der ungünstigste Fall in der Frühjahrs-Tauperiode untersucht. Den Tragfähigkeitsberechnungen liegt in Österreich ein Verformungsmodul auf dem Unterbauplanum von $E_{V1} \geq 35 \text{ MN/m}^2$ (Mindestwert gemäß RVS 08.03.01 [4.6]) zugrunde. Diese Tragfähigkeit ist durch entsprechende Maß-

nahmen sicherzustellen. Im österreichischen Bemessungsverfahren von Straßenoberbauten wird der dynamische Untergrundmodul E_U somit aus folgender Beziehung abgeleitet:

$$E_U = 2 \cdot E_{V1, \min} = 70 \text{ MN/m}^2 \quad (4.24)$$

Die Querdehnungszahl des Untergrundes und der ungebundenen Schichten wird mit $\mu = 0,35$ angesetzt.

Für die Ermittlung der Verkehrslastspannungen in der Betondecke wird in der Regel das Bettungsmodulverfahren herangezogen (siehe Kapitel 4.8.3), wobei die Betonplatte als ein auf elastischen Federn gebettetes System betrachtet wird. Die Tragfähigkeit der gesamten Bettung (Untergrund, ungebundene und gebundene Tragschichten) wird dabei durch den Bettungsmodul beschrieben, im Untergrund können dabei keine Schubspannungen auftreten.

In der Tab.4.19 sind für die häufigsten Bodenarten der dynamische Untergrundmodul E_0 der zugehörige Bettungsmodul k_0 , und der in der US-amerikanischen Literatur häufig als Anforderung an den Untergrund angeführte CBR-Wert (California Bearing Ratio) zusammengestellt.

• *Ungebundene Tragschichten*

Das Festigkeits- und Tragfähigkeitsverhalten der ungebundenen Tragschichten wird maßgeblich von der Untergrundtragfähigkeit beeinflusst. Heukelomp und Klomp [vgl. 4.13] konnten durch umfangreiche Untersuchungen nachweisen, dass der dynamische E-Modul einer ungebundenen Schicht, die auf einer anderen derartigen Schicht aufliegt, nur den ca. 1,5 bis 2,5 -fachen Wert des E-Moduls der unteren Schicht erreichen kann.

Diese begrenzte Tragfähigkeitserhöhung lässt sich dadurch erklären, dass infolge der geringen Tragfähigkeit der unteren Schicht während der Belastung der Straße an der Unterseite der ungebundenen Tragschicht Zugspannungen auftreten, die zur Lockerung der ungebundenen Schicht führen, und somit die Erzielung eines größeren Steifigkeitsmoduls verhindern.

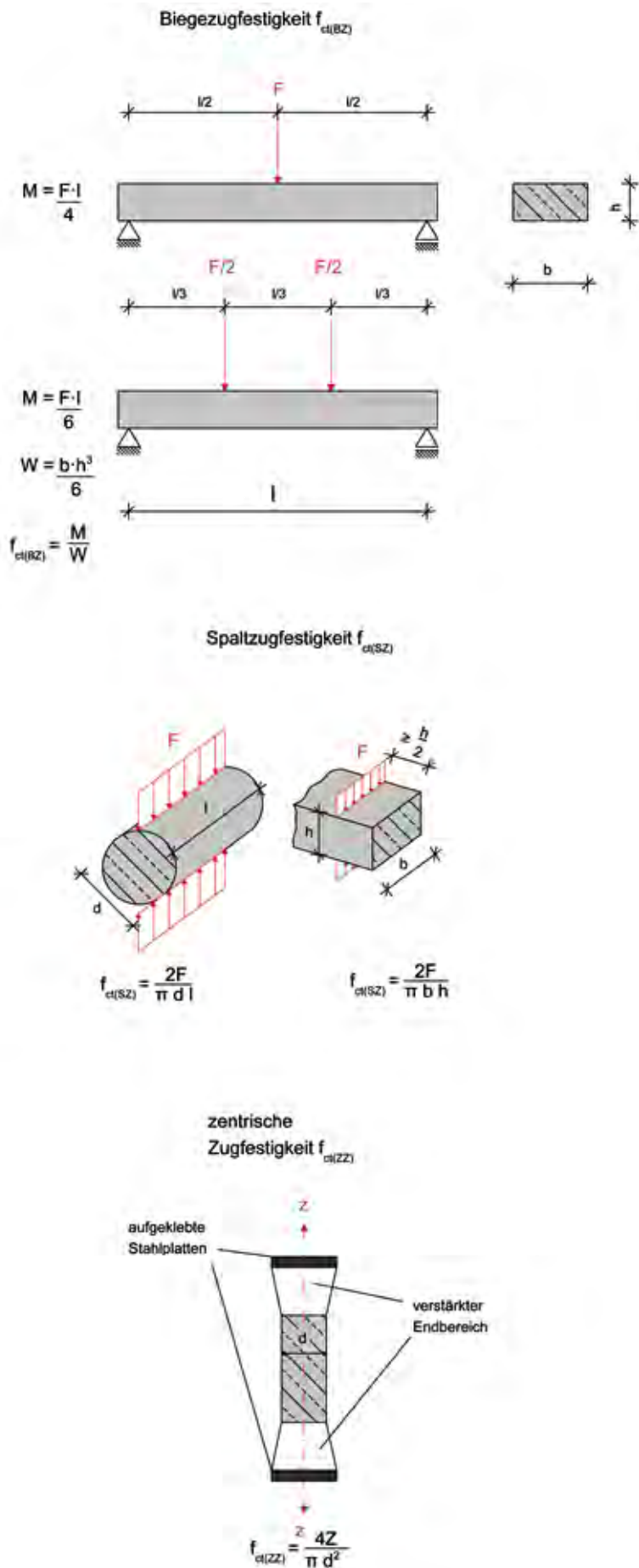
Neben der Untergrundtragfähigkeit ist für das Festigkeitsverhalten der ungebundenen Schicht u. a. ihre Dicke und die Materialart dieser Schicht selbst, sowie die Dicke und die Steifigkeit der darüber liegenden Schichten von Bedeutung. Ungebundene Tragschichten haben dabei keinen konstanten E-Modul, sondern eine in der Regel von der Schichtunterseite zur Schichtoberseite ansteigende Steifigkeit. Dieser variable E-Modul wird allerdings für die Beanspruchungsrechnung durch einen für die gesamte Schicht geltenden konstanten Ersatzmodul substituiert.

Bei den Tragfähigkeitsberechnungen nach der österreichischen Bemessungsmethode wird für die ungebundene untere Tragschicht (Frostschuttschicht, Klasse U8 gemäß RVS 08.15.01 [4.6]) ein konstantes E-Modulverhältnis zum Untergrund von 2,0 angesetzt und die Querdehnungszahl mit $\mu = 0,35$ angesetzt. Für die Betondecken ergibt sich entsprechend den Annahmen für die Untergrundtragfähigkeit somit ein konstanter E-Modul der ungebundenen Tragschicht (Frostschuttschicht) von $E_T \geq 140 \text{ N/mm}^2$, wobei die in der österreichischen Bauweise angeordnete, 5 cm dicke bituminöse Zwischenschicht zwischen Betondecke und Frostschuttschicht der ungebundenen Tragschicht zugerechnet wird.

Tab.4.19: Kenngrößen des Untergrunds bzw. Unterbaus, Richtwerte [4.13]

Untergrund	CBR-Wert [%]	Dynamischer E-Modul E_U [MN/m ²]	Bettungsmodul k_0 [N/mm ³]
Ton	3 – 8	40	0,023
Lehm	5 – 10	75	0,036
Sand	8 – 18	100	0,045
Kies - Sand	15 – 40	150	0,061

Abb.4-41: Schematische Darstellung der Ermittlung der Zugfestigkeit von Beton



• *Zementstabilisierte Tragschichten*

Die in der österreichischen Bauweise bei Betondecken bewusst niedrig gehaltene Druckfestigkeit der zementstabilisierten Tragschichte soll nach dem Erhärten zu einer feinen Rissstruktur führen, wodurch ein Paketreiben mit größerem Fugenabstand und offenen Fugen vermieden wird.

Für die Bemessungsberechnungen wird der E-Modul der zementstabilisierten Schicht konstant mit $E_{T,ST-Z} = 5.000 \text{ N/mm}^2$ und die Querdehnungszahl mit $\mu = 0,20$ angesetzt. Der gewählte E-Modul ergab sich aus Rückrechnungen bestehender Aufbauten, sowie aus Untersuchungen von Leykauf und gilt für den Betriebszustand, also beim Vorhandensein von Mikrorissen [4.12].

• *Beton für Fahrbahndecken*

Für die Bemessung von Betondecken ist die Biegezugfestigkeit $f_{ct(BZ)}$, dabei steht c für „concrete“ und t für „tension“, maßgebend. Die Zugfestigkeit beschreibt die vom Beton bei stetiger Laststeigerung bis zum Bruch aufnehmbare Zugbeanspruchung. Diese ist um eine Zehnerpotenz kleiner und mit größeren Streuungen behaftet als die Druckfestigkeit f_c . Abhängig ist die Zugfestigkeit ähnlich wie die Druckfestigkeit im Wesentlichen von den Eigenschaften des Zementsteins, des Zuschlags und von der Haftung zwischen Zuschlag und Zementstein. Sie nimmt mit wachsendem W/Z-Wert ab, jedoch nicht so stark wie die Druckfestigkeit. Beim Zuschlag wirken sich Form und Oberfläche entscheidend auf das Haftverhalten zwischen Zuschlag und Zementstein aus. Die Haftung und Verzahnung ist bei Zuschlag aus gebrochener Gesteinskörnung mit rauer Oberfläche besser als bei ungebrochener Gesteinskörnung und kann bei gleicher Druckfestigkeit zur Zunahme der Zugfestigkeit um 10 bis 20 % führen [4.5].

Neben der Zusammensetzung und den Ausgangsstoffen ist die Biegezugfestigkeit des Betons $f_{ct(BZ)}$ abhängig vom Alter und den Erhärtingsbedingungen, der Querschnittshöhe (Deckendicke) und der Belastungsgeschwindigkeit bzw. -dauer.

Die Biegezugfestigkeit nimmt mit fortschreitender Erhärtung und Betonalter zu, erreicht aber ihren Endwert früher als bei der Druckfestigkeit. Der Gewinn an Biegezugfestigkeit nach 28 Tagen ist daher nur noch gering. Mit zunehmender Betondeckendicke (Querschnittshöhe) ist eine abnehmende Zugfestigkeit festzustellen. Dies lässt sich anhand bruchmechanischer Überlegungen erklären. Ebenso führen niedrigere Belastungsgeschwindigkeiten zu kleineren Biegezugfestigkeiten. Die unter Verkehrsbelastung anzusetzende Kurzzeit-Biegezugfestigkeit kann mit 70 % der Festigkeit bei Dauerbelastung angesetzt werden ^[4.7].

Nach der Art und Beanspruchung und dem Prüfverfahren wird zwischen der Biegezugfestigkeit $f_{ct(BZ)}$, der Spaltzugfestigkeit $f_{ct(SZ)}$ und der zentrischen Zugfestigkeit $f_{ct(ZZ)}$ unterschieden (siehe Abb.4–41). An Betone für Fahrbahndecken werden in der Regel Anforderungen an die Biegezug- oder die Spaltzugfestigkeit gestellt. Die Verhältniszahlen der Zugfestigkeiten können sehr stark schwanken, je

nachdem an welchen Prüfkörpern und unter welchen Prüfbedingungen die verschiedenen Festigkeiten ermittelt wurden. Die Tab.4.20 gibt einen Überblick über die wahrscheinlichen mittleren Zugfestigkeiten (50 %-Quantil) der im Straßenbau eingesetzten Betone und deren 5 %-Quantil in Abhängigkeit von der Festigkeitsklasse.

Die Tab.4.20 zeigt den Zusammenhang zwischen der Festigkeitsklasse und dem bei den Bemessungsberechnungen anzusetzenden E-Modul des Betons E_B , die Querdehnungszahl sowie die Materialkennwerte mit den typischen Bereichen der Rohdichte von Straßenbetonen.

4.7.3 Verkehrslastspannungen

Zur Berechnung der Spannungen und Verformungen aus der Verkehrslasteinwirkung kann das System „Platte auf elastischer Unterlage“ herangezogen werden, wobei der Untergrund durch den sogenannten Bettungsmodul beschrieben wird.

Tab.4.20: Zugfestigkeiten in Abhängigkeit von den Festigkeitsklassen des Betons ^[4.7]

Betonfestigkeitsklasse	Zugfestigkeit [MN/m ²]					
	$f_{ct(BZ)}$		$f_{ct(SZ)}$		$f_{ct(ZZ)}$	
	50 %	5 %	50 %	5 %	50 %	5 %
C25/30	4,8	3,3	2,9	2,0	2,6	1,8
C35/45	5,9	4,0	3,5	2,4	3,2	2,2
C45/55	7,0	5,0	4,2	3,0	3,8	2,7

Tab.4.21: Elastizitätsmodule in Abhängigkeit von den Festigkeitsklassen des Betons

Materialkenngrößen	Betonfestigkeitsklasse		
	C25/30	C35/45	C45/55
E_B – Modul [MN/m ²]	31.000	33.500	36.000
Dichte [kg/m ³]	2.300 – 2.400		
Querdehnzahl μ [-]	0,15		

4.7.3.1 Plattentheorie

Unter einer Platte versteht man in der Festigkeitslehre nicht jeden plattenartigen Körper schlechthin, sondern nur solche, für die

- die Fläche, die an jeder Stelle die Plattendicke halbiert, eine Ebene ist („Mittlebene“),
- die Plattendicke gegenüber den Abmessungen der Platte in ihrer Mittlebene klein ist,
- die Lasten keine Komponente parallel zu dieser Mittlebene haben.

Abb.4–42 zeigt ein Plattenelement. Die längs seiner (waagrechten) Ränder dx -h und dy -h angreifenden Spannungen σ_x , τ_{xy} und σ_y , τ_{yx} lassen sich ebenso wie die Spannung im gebogenen und tordierten Stab zu Momenten zusammenfassen:

$$m_x = \int_{-\frac{h}{2}}^{+\frac{h}{2}} \sigma_{xz} dz \quad (4.25)$$

$$m_y = \int_{-\frac{h}{2}}^{+\frac{h}{2}} \sigma_{yz} dz \quad (4.26)$$

$$m_{xy} = m_{yx} = \int_{-\frac{h}{2}}^{+\frac{h}{2}} \tau_{xyz} dz \quad (4.27)$$

dabei heißen m_x und m_y Biegemomente, m_{xy} Torsionsmoment.

Die lotrechten Schubspannungen τ_{xy} , τ_{xz} werden entsprechend zu Querkraften zusammengefasst:

$$q_x = \int_{-\frac{h}{2}}^{+\frac{h}{2}} \tau_{xz} dz \quad (4.28)$$

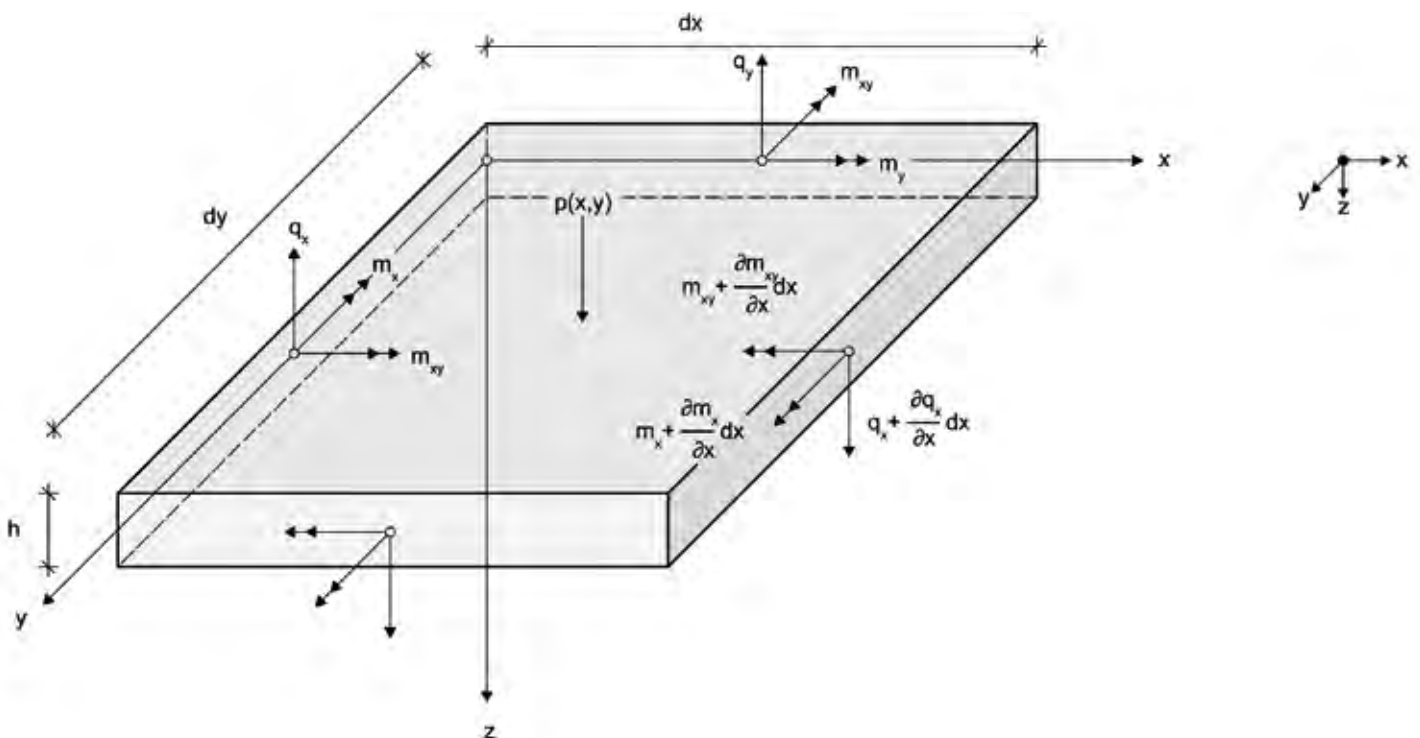
$$q_y = \int_{-\frac{h}{2}}^{+\frac{h}{2}} \tau_{yz} dz \quad (4.29)$$

Zwischen diesen Schnittkräften und der Belastung $p \cdot dx \cdot dy$ bestehen folgende Gleichgewichtsbedingungen:

Lotrechte Kräfte

$$\frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} + p = 0 \quad (4.30)$$

Abb.4–42: Infinitesimales Plattenelement mit Schnittkräften



Momente in der x-z-Ebene:

$$\frac{\partial m_x}{\partial x} + \frac{\partial m_{xy}}{\partial y} - q_x = 0 \quad (4.31)$$

Momente in der y-z-Ebene:

$$\frac{\partial m_y}{\partial y} + \frac{\partial m_{xy}}{\partial x} - q_y = 0 \quad (4.32)$$

Mit Hilfe der beiden Momentengleichungen kann man in der Kräftegleichung die Querkräfte durch die Biege- und Torsionsmomente ausdrücken:

$$\frac{\partial^2 m_x}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 m_{xy}}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 m_y}{\partial y^2} = -p \quad (4.33)$$

Die 3 vorhandenen Gleichgewichtsbedingungen reichen zur Bestimmung von 3 Momenten und 2 Querkräften nicht aus. Es ist deshalb nötig, auch die Formänderungen der Platte einzubeziehen. Unter der Voraussetzung, dass

- die Stauchung (Zusammendrückung) w der Platte in Richtung der Plattendicke keine Rolle spielt, es ist also w unabhängig von z ,
- jede Normale auf die Plattenmittelebene bei der Formänderung gerade bleibt und auch auf die verborgene Mittelfläche (der „Biegefläche“) wieder senkrecht steht,
- die Normalspannung σ_z in Richtung der Plattendicke vernachlässigt werden kann,

erhält man aus den Dehnungen (Verzerrungen) ϵ_x , ϵ_y und ϵ_{xy} durch Einsetzen in das Hooke'sche Gesetz mit $\sigma_z = 0$ die Spannungen:

$$\sigma_x = -\frac{E_z}{1-\mu^2} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \mu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) \quad (4.34)$$

$$\sigma_y = -\frac{E_z}{1-\mu^2} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \mu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right) \quad (4.35)$$

$$\tau_{xy} = -\frac{E_z}{1+\mu} \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \quad (4.36)$$

Wie diese Gleichungen 4.34 bis 4.36 zeigen, sind die Biegungs- und Torsionsspannungen linear über die Plattendicke verteilt und in der Mittelebene gleich Null. Sie können also,

wenn die Biege- und Torsionsmomente gegeben sind, aus ihnen ähnlich wie die Biegespannungen in einem Stab rechteckigen Querschnitts berechnet werden.

Setzt man die Spannungen nach Gleichung 4.34 bis 4.36 in die Definitionsgleichungen der Momente nach Gleichung 4.25 bis 4.27 ein, so kann man die Integration nach z ausführen und erhält:

$$m_x = -D \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \mu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) \quad (4.37)$$

$$m_y = -D \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \mu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right) \quad (4.38)$$

$$m_{xy} = -D (1-\mu) \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \quad (4.39)$$

Die Größe $D = E \cdot h^3 / 12 \cdot (1 - \mu^2)$ wird als Biegesteifigkeit der Platte bezeichnet. Sie ist das Gegenstück zur Biegesteifigkeit $E I$ des Balkens.

Durch Einsetzen der Gleichungen 4.37 bis 4.39 in die Bedingungen des Momentengleichgewichts am Plattenelement erhält man entsprechende Darstellungen für die Querkräfte:

$$q_x = -D \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) \quad (4.40)$$

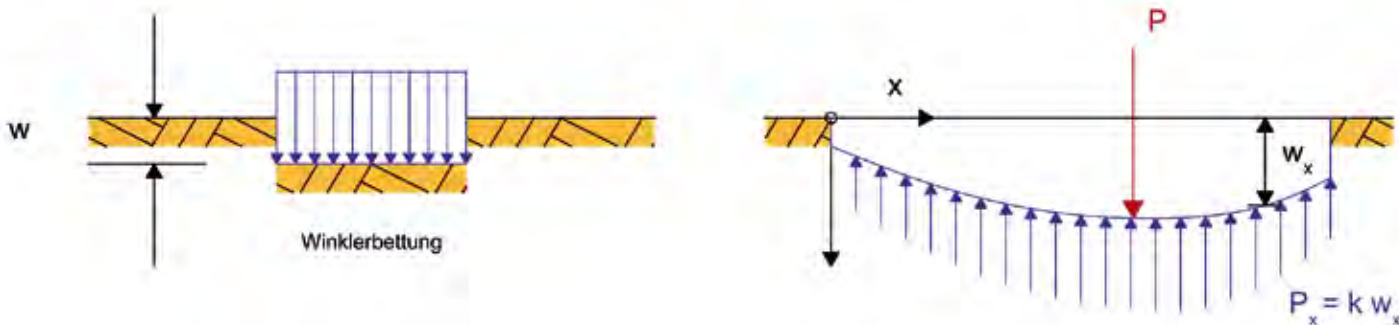
$$q_y = -D \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) \quad (4.41)$$

In den Gleichungen 4.40 und 4.41 sind die Momente durch die einzige Unbekannte w ausgedrückt. Führt man diese Gleichungen in die Gleichgewichtsbedingung gemäß Gleichung 4.33 ein und sei q die Sohldruckverteilung (Untergrundreaktion), so geht diese in eine Differentialgleichung für w über, die die grundlegende Differentialgleichung der Plattenbiegung ist:

$$\Delta \Delta w = \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{p-q}{D} \quad (4.42)$$

Zur Bestimmung der Boden- oder Sohlpressungsverteilung unter der Betondecke müssen Deformationsbedingungen herangezogen werden. Hier kommt das Bettungs-

Abb.4-43: Definition des Bettungsmoduls



modulverfahren zur Anwendung, das auf einem einfachen mathematischen Ansatz beruht. Demnach wird von der Identität der Biegelinie der Betonplatte und der Setzungsmulde des Bodens ausgegangen:

$$q = k \cdot w \tag{4.43}$$

d.h. es wird die Proportionalität des Sohl- druckes q an einer bestimmten Stelle x,y und der Einsenkung w an der gleichen Stelle vorausgesetzt. Dieser Bettungsmodul- Ansatz $k = q/w$ an jeder Stelle x,y entspricht einem Bodenmodell, das aus voneinander unabhängigen Federn gleicher Kraft – Weg – Charakteristik besteht. Dann ist die Proportionalität zwischen Sohl- druck q und der Einsenkung w gegeben. Das bedeutet, dass z. B. unter einem gleichmäßig belasteten, schlaffen Fundament eine rechteckig be-

grenzte Setzungsmulde auftreten würde. Dies ist in Wirklichkeit nicht der Fall.

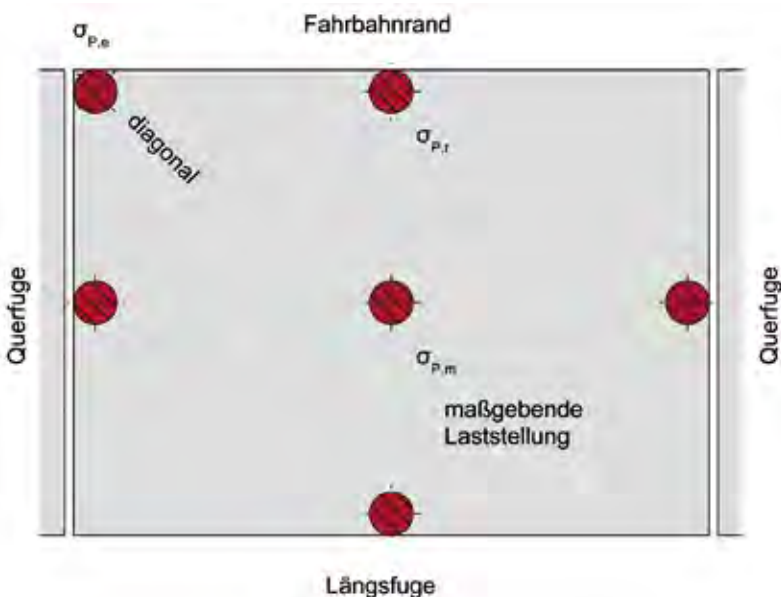
Der Bettungsmodul k mit der Einheit N/mm^3 ist demnach keine konstante Boden- bzw. Untergrundkennziffer, sondern abhängig von der Zusammendrückbarkeit des Untergrundes, der Form und den Abmessungen der Betonplatte und der Intensität der Belastung. Der Bettungsmodul- Ansatz ist also nur motiviert durch den Vorteil der mathematisch geschlossenen Lösung des Problems zur Ermittlung der maßgebenden Platten- und Bodendruckspannungen, nicht aber durch die Übereinstimmung des vorausgesetzten Spannungs- Deformationverhaltens des Untergrundes unter der Betonplatte mit der Natur.

4.7.3.2 Modifizierte Formeln nach Westergaard

Die ursprünglich von Westergaard ^[4.20] abgeleiteten, analytischen Lösungen beziehen sich auf Belastungen einer elastischen Platte mit kreisrunden Einzelradlasten für die Lastfälle „Plattenmitte“, „Plattenrand“ und „Plattenecke“ (Abb.4-44). Die aus der Lösung der grundlegenden Gleichung der Plattenbiegung abgeleiteten Formeln gelten für eine freiliegende und reibungsfrei auf Federn gelagerte Betondecke ohne Möglichkeit der Schubübertragung.

Mit den folgenden Gleichungen 4.44 bis 4.50 lassen sich die Biegespannungen in einer Betonplatte für die drei Lastfälle Plattenmitte und Plattenrand Biegezugspannungen an der Plattenunterseite auf-

Abb.4-44: Maßgebliche Lastfälle für Verkehrslastspannungen beim Berechnungsverfahren nach Westergaard



treten, ist beim Lastfall Plattenecke mit Biegezugspannungen an der Plattenoberseite in der Diagonalen außerhalb des Belastungspunktes zu rechnen.

- Lastfall Plattenmitte
(kreisrunde Belastungsfläche)

$$\sigma_{P,m} = \frac{3P(1+\mu)}{2\pi h^2} \left\{ \ln \left(\frac{2l}{a} \right) + 0,5 - e \right\} \quad (4.44)$$

$$w = \frac{P}{8kl^2} \left[1 + \frac{1}{2\pi} \left\{ \ln \left(\frac{a}{2l} \right) + e - 1,25 \right\} \left(\frac{a}{l} \right)^2 \right] \quad (4.45)$$

- Lastfall freier Plattenquer- bzw. -längsrand (kreisrunde Belastungsfläche)

$$\sigma_{P,r} = \frac{3(1+\mu)P}{\pi(3+\mu)h^2} \left\{ \ln \left(\frac{E_B h^3}{100ka^4} \right) + 1,84 - \frac{4}{3}\mu + \frac{1-\mu}{2} + 1,18(1+2\mu) \frac{a}{l} \right\} \quad (4.46)$$

$$w = \frac{\sqrt{2+1,2\mu}P}{\sqrt{E_B h^3 k}} \left\{ 1 - (0,76 + 0,4\mu) \frac{a}{l} \right\} \quad (4.47)$$

- Lastfall Plattenecke
(kreisrunde Belastungsfläche)

$$\sigma_{P,e} = \frac{3P}{h^2} \left\{ 1 - \left(\frac{a_1}{l} \right)^{0,6} \right\} \quad (4.48)$$

$$w = \frac{P}{kl^2} \left\{ 1,1 - 0,88 \left(\frac{a_1}{l} \right) \right\} \quad (4.49)$$

- Abstand der Plattenecke zur maximalen Spannung

$$x_1 = 2\sqrt{a_1 l} \quad (4.50)$$

wobei

σ Biegezugspannungen [N/mm²]

w Einsenkung [mm]

P Einzelradlast [N]

p Kontaktdruck [N/mm²]

$$a = \sqrt{\frac{P}{\pi p}} = \text{Radius der kreisrunden Belastungsfläche}$$

E_B E-Modul des Betons [N/mm²]

μ Querdehnzahl

h Dicke der Betondecke [mm]

k Bettungsmodul [N/mm³]

$$l = \sqrt[4]{\frac{Eh^3}{12 \cdot (1-\mu^2)k}} = \text{Radius der Biegesteifigkeit der Platte}$$

e Euler-Konstante (=0,5772156649)

$a_1 = a \cdot \sqrt{2} = \text{Abstand der Plattenecke zum Mittelpunkt der Einzelradlast [mm]}$

$x_1 = \text{Abstand der Plattenecke zur maximalen Spannung [mm]}$

4.7.3.3 Maßgeblicher Bettungsmodul

Aufbauend auf der Äquivalenztheorie von Odemark sowie auf dem Verfahren von Westergaard entwickelte Eisenmann [4.4] ein vereinfachtes Rechenverfahren für mehrschichtig aufgebaute Tragsysteme, das sowohl die mittragende Wirkung der Tragschicht als auch den Einfluss einer Verbundwirkung zwischen der Betondecke und der gebundenen Tragschicht erfasst. Bei einem Tragsystem bestehend aus einer Betondecke, einer verfestigten Tragschichte und dem Untergrund kann der auf die Unterseite der Betondecke bezogene Bettungsmodul k mit nachfolgender Gleichung berechnet werden:

$$k = \frac{E_U}{(h_B^*)^2 \left[\frac{1}{h^*} - \frac{h_T}{h^*} \left(\frac{1}{h^*} - \frac{1}{h_B^*} \right) \right]} \quad (4.51)$$

mit

k Bettungsmodul [N/mm³]

E_U E-Modul des Untergrundes [N/mm²]

h, h_B^*, h_T^* Ersatzschichtdicken [mm]

h_T Schichtdicke der Tragschichte [mm]

dabei ist

$$h_B^* = 0,83h_B \cdot \sqrt[3]{\frac{E_B}{E_U}} \quad (4.52)$$

$$h_T^* = c \cdot h_T \cdot \sqrt[3]{\frac{E_T}{E_U}} \quad (4.53)$$

$$h^* = h_B^* + h_T^* \quad (4.54)$$

mit

h_B Schichtstärke der Betondecke [mm]

h_T Schichtstärke der Tragschichte [mm]

E_B E - Modul des Betons [N/mm²]

E_T E - Modul der Tragschichte [N/mm²]

E_U E - Modul des Untergrundes [N/mm²]

c 0,83 bei hydraulisch gebundenen Tragschichten [4.4]

0,90 bei ungebundenen Tragschichten [4.4]

4.7.3.4 Lastübertragung an Fugen und Rissen

Bei der Spannungsermittlung für das Überrollen einer Querruge kann bei einer wirk-samen Rissverzahnung in der Scheinfuge sowie bei verdübelten Fugen die für den Lastfall freier Plattenrand gemäß Gleichung 4.46 berechnete Biegezugspannung abge-mindert werden. Der Abminderungsfaktor wird anhand des Wirksamkeitsindex beur-teilt. Dieser lässt sich durch eine Messung der Einsenkungen der Fugenränder be-rechnen (siehe Abb.4–45).

Wirksamkeitsindex η :

$$\eta = \frac{w_{u, max}}{\frac{1}{2}(w_{l, max} + w_{u, max})} \cdot 100 = \frac{2 \cdot w_{u, max}}{w_{l, max} + w_{u, max}} \cdot 100 [\%] \tag{4.55}$$

mit

$w_{l, max}$ maximale Einsenkung des belasteten (Quer-)Fugenrandes [mm]

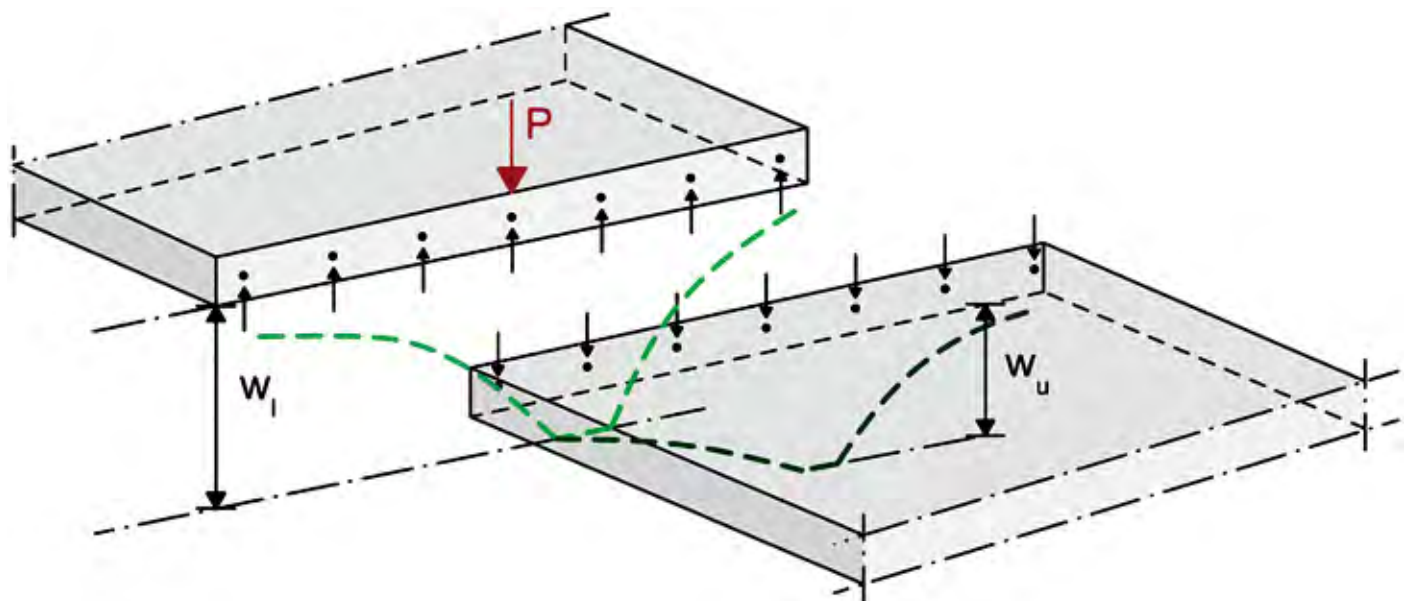
$w_{u, max}$ maximale Einsenkung des unbelasteten (Quer-)Fugenrandes [mm]

Aufgrund umfangreicher Untersuchungen in den USA (vgl. dazu ^[4.4]) beträgt der Wirksamkeitsindex bei Rissverzahnung im Fugenbereich 60 % und entspricht damit einer Querkraftübertragung von max. 30 %, wobei zur Aktivierung der Querkraftübertragung eine geringe Rissöffnung notwendig ist. Zudem verringert sich die verzahnende Wirkung an der Scheinfuge unter Verkehrs-lasteinwirkung. Für die Bemessung hoch be-lasteter Betondecken sollte bei unverdübel-ten Scheinfugen der Wirksamkeitsindex da-her nicht in Ansatz gebracht werden.

Bei verdübelten Fugen kann dagegen unab-hängig von der Fugenöffnung über die ge-samte Nutzungsdauer von einem Wirksam-keitsindex von mindestens 60 %, entspre-chend einer Querkraftübertragung von min-destens 40 %, ausgegangen werden. Damit tritt rechnerisch im Bereich der Radspuren am Plattenrand ungünstigstenfalls eine um etwa 15–20 % höhere Biegezuspannung als beim Lastfall Plattenmitte auf. Bei stark be-lasteten Betonstraßen sind daher aus be-messungstechnischer Sicht Dübel vorzuse-hen. Die Dübel müssen derart ausgebildet werden, dass ein Reißen der Scheinfugen nicht verhindert wird (z. B. durch Kunststoff-beschichtung), und sollen korrosionsbestän-dig sein (siehe dazu Kapitel 4.3). Aufgrund der vorliegenden Erfahrungen sind bei hoch belasteten Betonstraßen Dübel mit einem \varnothing 25 mm und ein konstanter Dübelabstand von 300 mm für einen dauerhaft hohen Wirksam-keitsindex bei hoch beanspruchten Betonde-cken der Lastklassen II bis S gemäß RVS 03.08.63 ^[4.6] ausreichend.

Abb.4–45: Ermittlung des Wirksamkeitsindex

Abb.4–45: Ermittlung des Wirksamkeitsindex



Um die Systemwirkung von mehreren Betonplatten auf gebundenen und ungebundenen Tragschichten, die mit mehreren Lasten beansprucht werden, zu untersuchen, empfehlen sich speziell für gesonderte Bemessungsaufgaben bei hoch belasteten Betondecken numerische Modelle auf Grundlage der Finiten Elemente (FE). Damit lassen sich spezielle Lastfälle sowie komplexere Materialmodelle für die Tragschichten und den Untergrund berücksichtigen. Des Weiteren können auch Verkehrslastspannungen am verformten System, z. B. infolge ungleichmäßiger Temperaturverteilung, ermittelt und die Querkraftübertragung an der Scheinfuge mittels eines Dübelmodells simuliert werden (siehe Abb.4–46).

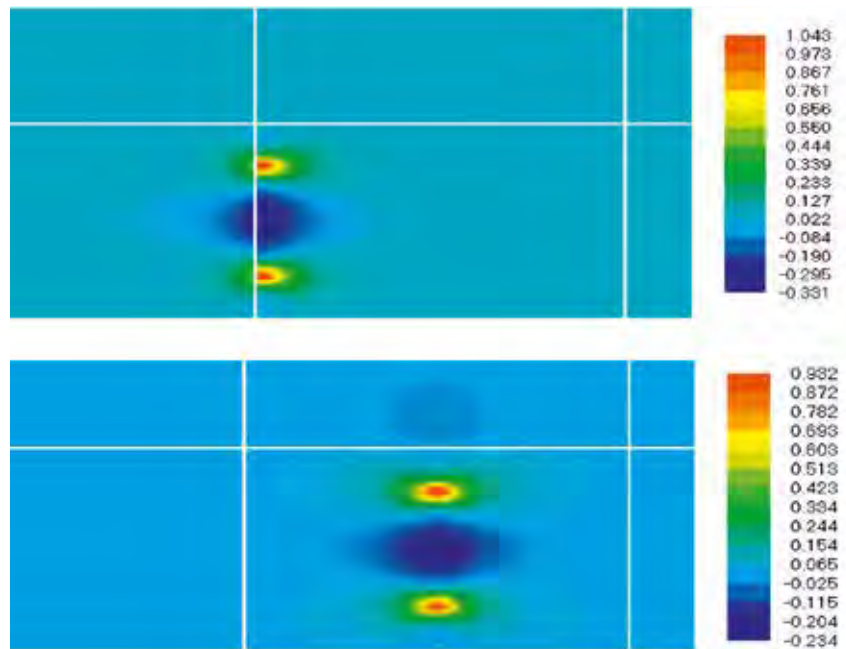
Bei durchgehend bewehrten Betondecken mit freier Rissbildung kann aufgrund der geringen Rissöffnung von einem Wirksamkeitsindex von 90 bis 100 % ausgegangen werden. Damit ist der Beanspruchungsfall Fuge nicht mehr bemessungsrelevant, womit eine Reduzierung der Dicke der Betondecke möglich ist. Für einen gewünschten maximalen mittleren Rissabstand kann die Deckendicke und der prozentuelle Anteil der notwendigen Längsbewehrung beispielsweise auf Grundlage einer empirischen Formel nach dem US AASTHO Design Guide [4.8] abgeschätzt werden.

4.7.4 Temperaturspannungen

Bei der Bemessung von Betondecken sind im Gebrauchszustand neben der Verkehrsbelastung zusätzliche Beanspruchungen aus Temperaturänderungen zu berücksichtigen. Eine Betondecke erfährt während der Liegedauer laufend Temperaturänderungen, die mit Volumenveränderungen einhergehen. In der Regel zeichnet sich die Temperaturverteilung innerhalb des Fahrbahnquerschnitts durch einen ungleichmäßigen, nicht konstanten Kurvenverlauf aus. Es treten also positive oder negative Temperaturgradienten auf.

Die temperaturbedingten Spannungen und Verformungen in einer Betonfahrbahn nehmen mit der Temperaturdifferenz ΔT zwischen der aktuellen, im Beton herrschenden Tem-

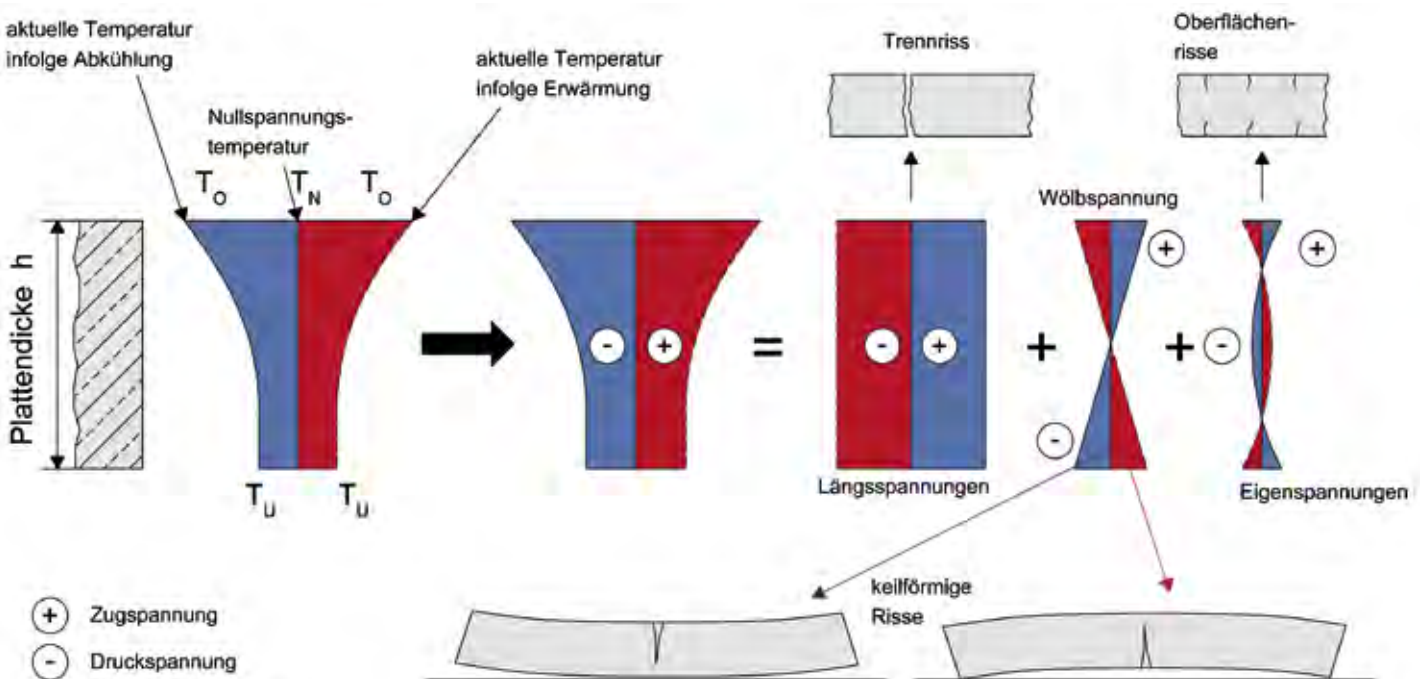
Abb.4–46: FE- Berechnung der Verkehrslastspannungen unter einer 115 kN Achslast, Lastfall Plattenrand und Plattenmitte (Plattengeometrie: 3,75 x 5,75 m, Dicke: 25 cm, 23 Dübel je Querruge)



peratur T und der Nullspannungstemperatur T_N zu. Übersteigt die aktuelle Temperatur in der Betonplatte die Nullspannungstemperatur, kommt es zu einer Volumenzunahme. Entsprechend verursachen Abkühlprozesse bei Temperaturen unterhalb der jeweiligen Nullspannungstemperatur eine Volumenabnahme in der Betondecke. Die tatsächliche Spannungsverteilung in der Betondecke infolge einer ungleichmäßigen Temperaturverteilung im Gebrauchszustand ist somit auch abhängig von der Situation beim Herstellungsprozess, da sich je nach Verteilung der Temperatur während der Erhärtungsphase grundsätzlich konstante, aber auch positive oder negative Gradienten im Verlauf der Nullspannungstemperatur einstellen können (siehe dazu Abb.4–35 in Kapitel 4.7.2).

Temperaturgradienten in Betonplatten haben somit in Abhängigkeit vom Verlauf der Nullspannungstemperatur eine bestimmte Spannungsverteilung zur Folge, welche auf Grundlage der Elastizitätstheorie wiederum

Abb.4-47: Temperaturspannungen in Betonplatten mit einer konstanten Nullspannungstemperatur infolge Erwärmung bzw. Abkühlung der Oberseite nach [4.17]



in Längs-, Biege- und Eigenspannungen zerlegt werden kann. Temperaturbedingte Spannungen sind grundsätzlich mit der Verkehrslastspannung zu überlagern. Treten diese Spannungen als Zugspannungen auf, können diese bei Überschreitung der Zugfestigkeit des Betons Rissbildung verursachen.

Dies zeigt Abb.4-47, in der die verschiedenen Spannungen infolge einer Abkühlung bzw. Erwärmung der Oberseite und deren mögliche Folgen dargestellt sind. Dabei wird angenommen, dass die Betonplatte über den ganzen Querschnitt bei derselben Temperatur erhärtete und somit eine über den Querschnitt konstant verlaufende Nullspannungstemperatur aufweist.

4.7.4.1 Längsspannungen

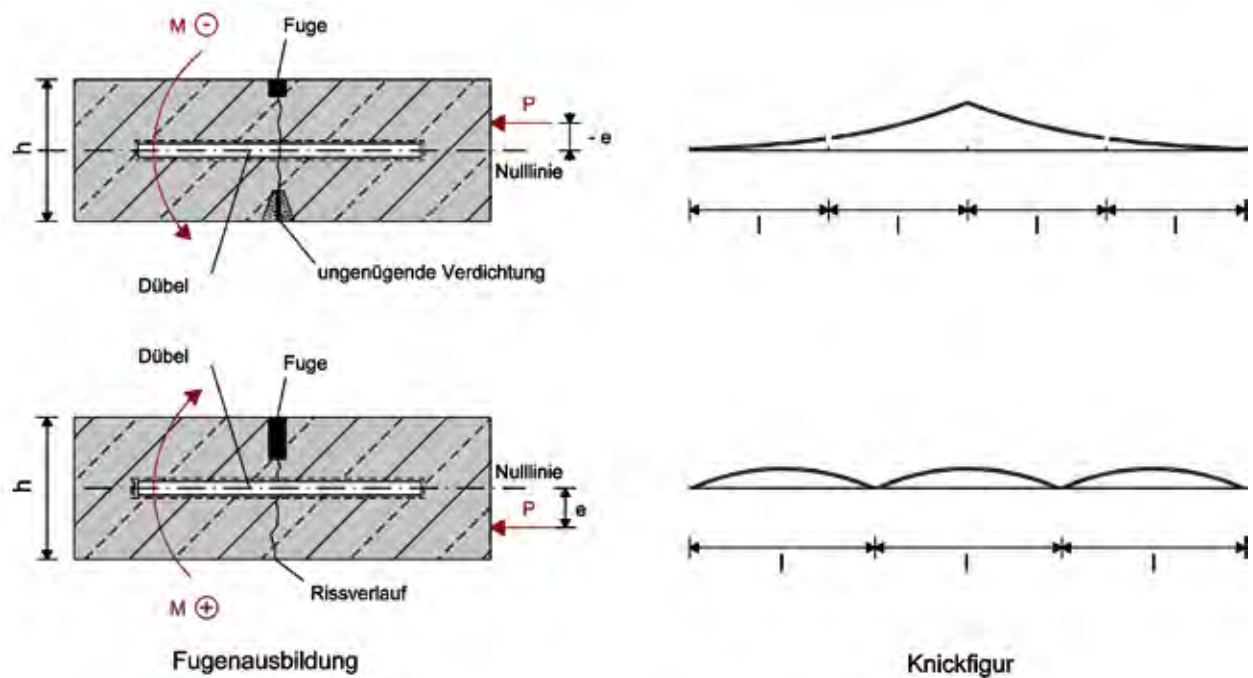
Gleichmäßige Längsspannungen führen zu einer Längenänderung der Betonplatte. Bei Erwärmung wird diese bei der österreichischen Regelbauweise ohne Raumfugen behindert und es kommt zur Ausbildung von Druckspannungen. Im Sommer bei hohen Temperaturen werden dadurch die Biegezugspannungen aus Verkehrslast und un-

gleichmäßiger Erwärmung zum Teil überdrückt. Dies führt zu zusätzlichen Reserven und wird in der Bemessung nicht berücksichtigt. Allerdings besteht durch die sich bei heißen Sommern ausbildenden Druckspannungen die Gefahr des Ausknickens der Betondecke. Die Knickfiguren stehen dabei im engen Zusammenhang mit der Art der Längskraftübertragung. In Abhängigkeit von der Fugenausbildung und der Dübellage kann die Resultierende unterhalb („blow up“) oder oberhalb der Nulllinie liegen (Abb.4-48).

Zur Vermeidung des Ausknickens bzw. eines „blow up“ sind ergänzend nach [4.4] folgende Punkte zu beachten:

- Verzicht auf eine untere, elastische Fugeneinlage
- Begrenzung des Fugenschnitts auf 30 % der Plattendicke
- Vermeidung von Festigkeitsschwankungen des Betons im Fugenbereich
- Anordnung von Raumfugen mit elastischer Fugeneinlage bei Dickenänderungen
- Vermeidung von Verschmutzung der Fugen
- Schräglage der Dübel

Abb.4–48: Zusammenhang zwischen Fugenausbildung, Längskraftübertragung von Druckspannungen und Knickfigur, nach [4.4]



Bei Abkühlung hingegen öffnen sich infolge des Abfalls der Plattentemperatur die Fugen. Untersuchungen an Betonplatten der Länge 5,0 m ergaben, dass dabei Fugenöffnungen von 2 mm und mehr erreicht werden können [4.18]. Die Öffnungsweiten ändern sich jedoch über einen Tag mit dem Temperaturverlauf. Die Fugenbewegung kann dabei die Querkraftübertragung an den Fugen über die Rissverzahnung zwischen den einzelnen Platten herabsetzen. Deshalb sind für höher beanspruchte Betondecken zur Querkraftübertragung Dübel erforderlich.

4.7.4.2 Wölbspannungen

Bei einer Erwärmung der Oberseite versucht sich die Betonplatte aufzuwölben und bei Abkühlung von oben aufzuschüsseln. Dieser Verformung wirkt das Eigengewicht entgegen und aktiviert damit ein Biegemoment, das Biegezugspannungen erzeugt. Diese Biegezugspannungen aus eingeschränkter Verwölbung werden als Wölbspannungen bezeichnet. Eisenmann [4.4] gibt für die Modellvorstellung einer starren Lagerung der Betonplatte Lösungen an, mit denen die Biegezugspannungen unter Berücksichtigung

der Plattengeometrie berechnet werden können. Dabei wird zwischen den beiden Fällen Erwärmung und Abkühlung der Oberseite unterschieden.

Ausgegangen wird von einer konstanten Nullspannungstemperatur und einem linearen Verlauf der Temperatur in der Betonplatte, wobei der Temperaturgradient definiert wird durch

$$\Delta T = \frac{T_o - T_u}{h} \quad (4.56)$$

mit

ΔT Temperaturgradient [K/mm]

T_o Temperatur an der Plattenoberseite [°C]

T_u Temperatur an der Plattenunterseite [°C]

h Plattendicke [mm]

Die Biegezugbeanspruchung infolge von Erwärmung von oben wird bei den Bemessungsberechnungen als konstante Unterspannung bei der Ermittlung der zulässigen Lastwechseln bzw. der zulässigen Verkehrsbelastung bei vorgegebener Nutzungsdauer berücksichtigt. Dabei ergibt sich mit zunehmender Temperaturgradienten eine Abminderung der aufnehmbaren Verkehrsbeanspruchung bzw. eine deutlich verkürzte

theoretische Lebensdauer. Daher ist der möglichst realistische Ansatz der tatsächlichen Temperaturgradiente speziell bei der Bemessung von hoch belasteten, dicken Betondecken von entscheidender Bedeutung.

Für die im österreichischen Bemessungskatalog für Betondecken vorgesehenen Plattendicken (siehe auch Kapitel 4.7.5) wurde bei den Berechnungen der Wölbspannungen ein ungünstigstenfalls auftretender, positiver Temperaturgradient von $\Delta T = 0,09 \text{ K/mm}$ für 5 % der Nutzungsdauer in Ansatz gebracht. Neuere Untersuchungen ^[4.1] zeigen jedoch, dass speziell bei der Bemessung hoch belasteter und daher dicker Betondeckensysteme eine Reduzierung dieser auf der sicheren Seite liegenden Temperaturgradienten gemäß Tab.4.22 entsprechend den jeweiligen klimatischen Gegebenheiten erfolgen kann, um die tatsächliche Temperaturbeanspruchung realistischer zu prognostizieren.

In Abhängigkeit von der Plattenlänge und der Plattengeometrie ergeben sich für die maßgebliche Temperaturgradienten unterschiedlich hohe Wölbspannungen. Eisenmann ^[4.4] führt dazu den Begriff der „kritischen Plattenlänge“ ein, bei welcher die Platte infolge der Erwärmung von oben nur noch an den Rändern und in der Plattenmitte aufliegt. Die kritische Länge l_{krit} ermittelt sich demnach aus:

$$l_{krit} = C \cdot h \cdot \sqrt{\alpha \cdot \Delta T \cdot E_B} \quad [\text{mm}] \quad (4.57)$$

mit:

- C 200 für eine schmale Platte ($L/B > 1,2$ oder $L/B < 0,8$) und 228 für eine quadratische Platte ($0,8 \leq L/B \leq 1,2$)
- h Plattendicke [mm]
- $\alpha = 1 \cdot 10^{-7}$ Wärmedehnzahl [1/K]
- ΔT Temperaturgradient [K/mm]
- E_B Elastizitätsmodul von Beton [N/mm²]

Die angenommene, schneidenförmige Lagerungsbedingung der Plattenenden bei der Herleitung der kritischen Länge l_{krit} tritt in dieser Art in Wirklichkeit nicht auf. Die Auflagerbreite C der Platte wird unter Berücksichtigung der Verdrehung der Plattenenden und der Steifigkeit des Untergrundes am Auflager ermittelt aus:

$$C = 4,5 \sqrt{\frac{h}{k \Delta T}} \quad \text{für } C \ll L \quad (4.58)$$

mit:

k Bettungsmodul [N/mm³]

womit die tatsächliche Spannweite L' immer kleiner ist als die Plattenlänge L und sich aus folgendem Zusammenhang ableiten lässt:

$$L' = L - \frac{2}{3} C \quad (4.59)$$

Nach Eisenmann kommt es bei einer Plattenlänge L' größer als $1,1 l_{krit}$ in dem in der Mitte aufliegenden, nicht gekrümmten Abschnitt zur Ausbildung einer ungestörten Wölbspannung σ_w . Bei einer Plattenlänge $L' = l_{krit}$ tritt eine um 20 % erhöhte Biegezugspannung σ_w' auf. Ebenso ist bei einer Auflagerlänge kleiner $0,9 \cdot l_{krit}$ nur eine reduzierte Wölbspannung σ_w'' in Rechnung zu stellen.

Dabei errechnet sich die bei $L' > 1,1 l_{krit}$ auftretende ungestörte Wölbspannung σ_w aus der Beziehung

$$\sigma_w = \frac{1}{1-\mu} \cdot \frac{h \Delta T}{2} \alpha E_B \quad (4.60)$$

- μ Querdehnungszahl von Beton [-]
- h Plattendicke [mm]
- α Wärmedehnzahl [1/K]
- ΔT Temperaturgradient [K/mm]
- E_B Elastizitätsmodul von Beton [N/mm²]

Tab.4.22: ungünstigste positive Temperaturgradienten in der Betondecke in Österreich ^[4.1]

Betondeckendicke [mm]	Temperaturgradient ΔT [°K/mm]	
	Vertrauensbereich 50 %	Vertrauensbereich 95 %
250	0,081	0,087
270	0,075	0,081
300	0,067	0,073

die bei $L' = l_{krit}$ in der Mitte der Platte auftretende gestörte Wölbspannung σ_w' aus

$$\sigma_w' = 1.2 \cdot \sigma_w \tag{4.61}$$

und die bei $L' < 0,9 l_{krit}$ anzusetzende reduzierte Wölbspannung σ_w'' aus

$$\sigma_w'' = \left(\frac{L'}{0,9 \cdot l_{krit}} \right) \cdot \sigma_w \tag{4.62}$$

Die bei Erwärmung von oben in einer Betonplatte auftretenden, maßgeblichen Verformungsbilder sowie die zugehörigen ableitbaren Wölbspannungen sind in der Abb.4–49 dargestellt.

Zur Berechnung der im Bereich der Plattenmitte auftretenden maximalen Wölbspannungen in Plattenquerrichtung können ebenso die oben angeführten Gleichungen herangezogen werden, wobei die Plattenlänge L durch die Plattenbreite B und die Auflagerlänge L' in Längsrichtung durch die Auflagerbreite B' ersetzt werden müssen.

Für die Mitte der Plattenränder können diese Werte für die Längs- und Querrichtung aufgrund des hier vorhandenen einaxialen Spannungszustandes näherungsweise um 15 % abgemindert werden. Zur Ermittlung der Wölbspannungen außerhalb der Plattenmitte an den Plattenrändern sind des Weiteren folgende Reduktionsfaktoren R anzusetzen:

Längsrand (Längsfuge):

$$R = \frac{4 \cdot x \cdot (L' - x)}{L'^2} \tag{4.63}$$

Querrand (Querfuge):

$$R = \frac{4 \cdot y \cdot (B' - y)}{B'^2} \tag{4.64}$$

mit

L' Auflagerlänge (Spannweite) in Längsrichtung [mm]

x Abstand des Betrachtungspunktes am Längsrand zum nächsten Querrand abzüglich $\frac{1}{3}$ der Auflagerbreite C

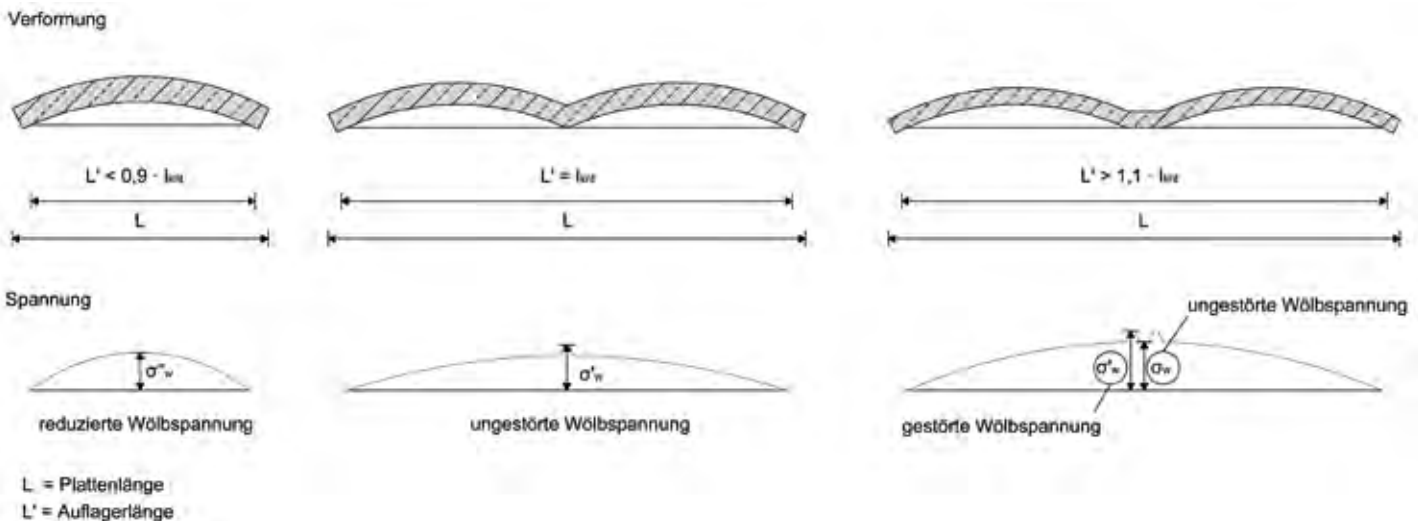
B' Auflagerlänge (Spannweite) in Querrichtung [mm]

y Abstand des Betrachtungspunktes am Querrand zum nächsten Längsrand abzüglich $\frac{1}{3}$ der Auflagerbreite C

Aus den Gleichungen ergibt sich zur Reduktion der Wölbspannungen die Forderung, unbewehrte Platten für Betonfahrbahnen nicht länger als das 25-fache ihrer Dicke zu bauen. Durch die Begrenzung der Plattenlänge wird das Aufliegen der Platte im mittleren Bereich vermieden und die damit verbundenen Spannungen werden wesentlich reduziert. In Österreich ist auf Autobahnen und Schnellstraßen mit Plattendicken von 25 cm die Plattenlänge daher auf 5,5 m und auf den 30 cm dicken Landebahnen von Flughäfen auf 7,5 m zu beschränken.

Für die Beanspruchung der Betondecke sind weiters die Spannungen in der Platte

Abb.4–49: Verformung und zugehörige Spannung infolge einer ungleichmäßigen Erwärmung der Oberseite ^[4.9]



bei einer Abkühlung von oben von Bedeutung. Dieser Lastfall stellt sich z. B. während der Nachtstunden oder infolge eines plötzlichen Temperatursturzes bei einem Gewitter ein. Aufgrund von für das österreichische Bundesgebiet vergleichbaren Messungen liegt der anzusetzende, maximale negative Temperaturgradient bei $\Delta T = 0,035 \text{ °K/mm}$ [4.4]. Damit sind die ungestörten Biegezugspannungen, die bei diesem Lastfall an der Plattenoberseite auftreten um 60 % kleiner als bei einer Erwärmung von oben. Deshalb kann dieser Beanspruchungsfall bei der Dimensionierung der Betondecke unberücksichtigt bleiben.

Die beschriebene Berechnungsmethodik von Eisenmann zur Ableitung der maßgebenden Wölbspannungen in Betonplatten basiert auf der Stabtheorie und setzt einheitliche Auflagerungsbedingungen (Bettungsmodul k) voraus. Numerische Berechnungen auf Grundlage der Methode der Finite Element (FE), denen die Plattentheorie zugrundeliegt und bei denen unterschiedliche Auflagerungs- und Temperaturgradienten berücksichtigt werden können, zeigen, dass die dabei abgeleiteten Wölbspannungen eher auf der sicheren Seite liegen und die tatsächlich auftretenden Spannungen aus thermischer Beanspruchung in der Betondecke tendenziell überschätzen. Dies hat nicht unwesentliche Auswirkungen auf die Ermüdung und damit auf die theoretische Lebensdauer der Betondecke, da die Wölbspannung als Unterspannung bei der Ermittlung der zulässigen Lastwechsel angesetzt wird.

4.7.5 Österreichische Bemessungsmethodik

4.7.5.1 Bemessung auf Grenzzustände

Bei der Nachweisführung zur Dimensionierung des Oberbaus mit Betondecken ist zu berücksichtigen, dass unterschiedliche Beanspruchungssituationen für das Versagen maßgeblich werden können. Als Ergebnis der Berechnungen werden daher sowohl die unter Extrembeanspruchung, d. h. die bei maximalen Achs- bzw. Radlasten und größtem (positiven) Temperaturgradienten auftretenden Spannungsverhältnisse berechnet (Grenzzustand der Tragfähigkeit – GZT), als auch die infolge der Dauerbeanspruchung unter Verkehr auftretende Materialermüdung und damit die theoretische strukturelle Lebensdauer der Betondecke (Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit – GZG) ermittelt. Auf Grundlage einer derartigen, individuellen Bemessung können für die vorgesehene, konstruktive Ausführung der Betonfahrbahn die erforderlichen Dicken des starren Oberbaus unter den gegebenen verkehrlichen Bedingungen berechnet werden.

Die Beurteilung des Grenzzustands der Tragfähigkeit (GZT) wird nach den im Eurocode 2 bzw. in der ÖNORM B 4700 geforderten Teilsicherheitskonzept durchgeführt. Dieses beruht darauf, dass sowohl die einwirkenden Schnittgrößen, als auch die Widerstandgrößen mit eigenen Teilsicherheitsbeiwerten berechnet werden.

- *Teilsicherheitsbeiwerte für den Grenzzustand der Tragfähigkeit – GZT*

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit muss folgende Bedingung immer erfüllt sein:

$$S_d \leq R_d \quad (4.65)$$

mit

S_d den um den Teilsicherheitsbeiwert γ_Q gemäß Tab.4.23 für Einwirkungen vergrößerten Bemessungswerten der Schnittgrößen

R_d den um den Teilsicherheitsbeiwert γ_C gemäß Tab.4.24 verringerten Bemessungswerten des Widerstandes.

Die anzusetzenden Teilsicherheitsbeiwerte γ_Q für die Tragfähigkeitsbeurteilung bei unbewehrten Betondecken in Abhängigkeit von der Art der Einwirkung sind in Tab.4.23 und die Teilsicherheitsbeiwerte γ_C für den Widerstand in der Tab.4.24 zusammengefasst.

Zur Beurteilung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit werden die aus Berechnungen erhaltenen Spannungen aus Verkehrs- und Temperaturbeanspruchung mit dem Teilsicherheitsbeiwert für die Einwirkung der Belastungsart erhöht. Für die veränderlichen Verkehrslasten auf Betondecken σ_P ist somit in der Regel der Wert γ_Q von 1,5 und für die über die Tageszeit nur wenig veränderliche Temperaturbeanspruchung σ_w der Wert γ_Q von 1,35 maßgeblich.

Die maßgebenden Bemessungsgrößen des Materialwiderstandes, das sind die geforderten minimalen Biegezugfestigkeiten f_{ct} des Deckenbetons, hingegen werden für die Bemessung auf den Grenzzustand der Tragfähigkeit mit dem Teilsicherheitsbeiwert für den Widerstand γ_C verringert. Bei Betondecken für Fahrbahnaufbauten ist dabei in der Regel der Wert γ_C von 1,5 anzusetzen.

- *Teilsicherheitsbeiwerte für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit – GZT*

Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit muss folgende Bedingung erfüllt sein:

$$S \leq E \quad (4.66)$$

mit

- S den ohne Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen ermittelten Bemessungswerten der Schnittgrößen und
- E den ebenfalls ohne Teilsicherheitsbeiwerte ermittelten Grenzwerten gemäß den Ermüdungsgesetzen

Beim Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) wird das Versagen einer Oberbaukonstruktion infolge wiederholter Beanspruchung durch Verkehrslast betrachtet. Als maßgebliche Verkehrslast wird in Österreich die Normachslast von 100 kN herangezogen. Um die Ermüdung der einzelnen Schichten unter der Verkehrslast in realitäts-

Tab.4.23: Teilsicherheitsbeiwerte γ_Q für die Einwirkungen bei unbewehrtem Beton [ÖNORM B 4700]

Art der Einwirkung	Auswirkung	
	günstig	ungünstig
ständig	1,00	1,35
veränderlich	–	1,50

Tab.4.24: Teilsicherheitsbeiwerte γ_C für den Widerstand bei unbewehrtem Beton [ÖNORM B 4700]

Widerstand	Beton
Grundkombination	1,50
außergewöhnliche Kombination	1,20

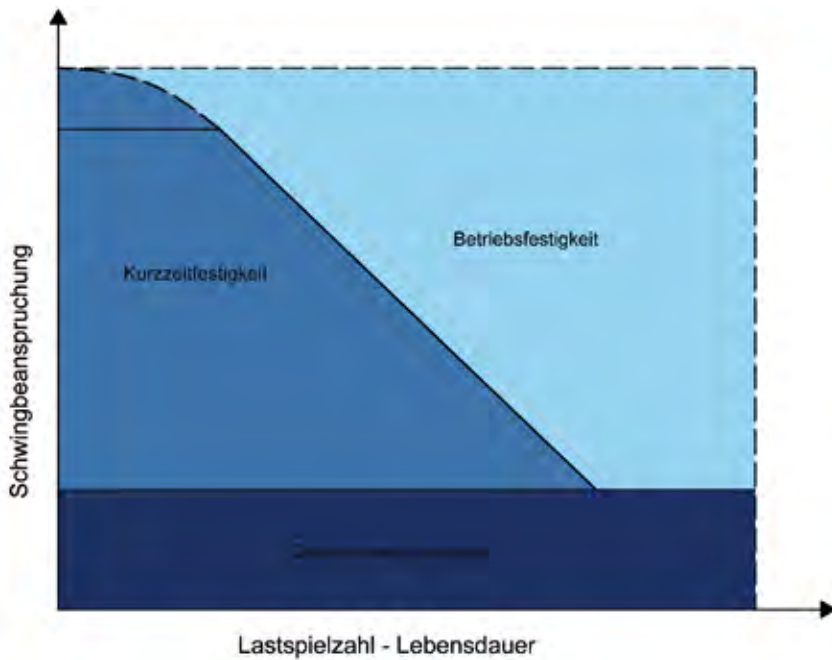
naher Form beschreiben zu können, ist es notwendig, geeignete Ermüdungskriterien anzuwenden. Der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit entspricht somit der Dimensionierung der Betondecke auf strukturelle Ermüdung. Für den GZG werden somit keine Teilsicherheitsbeiwerte verwendet.

4.7.5.2 Ermüdungskriterium

Das Versagen einer Betondeckenkonstruktion im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) ist stets auf deren Ermüdungsverhalten zurückzuführen. Die Materialermüdung erfolgt infolge eines langsam voranschreitenden Schädigungsprozesses in den einzelnen Schichten des Oberbaus unter Umgebungseinflüssen wie wechselnder mechanischer Belastung durch Verkehr und Temperatur.

Durch die Verkehrsbelastung kommt es in der Betondecke zu häufig wechselnden, einwirkenden Spannungen, die bei höheren Achslasten über der Dauerschwingfestigkeit liegen. Die Dauerschwingfestigkeit bezeichnet die regelmäßige Schwingbeanspruchung, die beliebig oft ertragen wird. Diese ist generell geringer als die Kurzzeitfestigkeit, da die Belastungswechsel ab einer gewissen

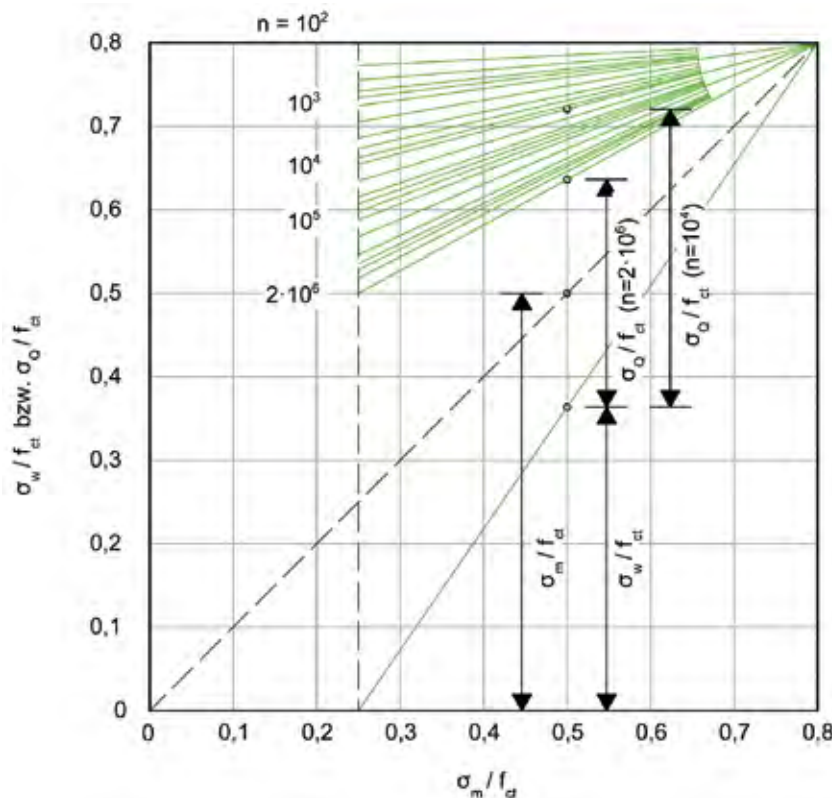
Abb.4–50: Wöhlerlinie, schematisch



Spannungsgröße im Beton Gefügeänderungen, z. B. Mikrorisse, hervorrufen, die sich über die Zeit akkumulieren und schließlich zum Bruch führen. Bei unregelmäßiger Belastungsfolge wie jene durch Verkehr ist die Betriebsfestigkeit maßgeblich (Abb.4–50).

Festigkeit und Lebensdauer werden in Dauer-schwingversuchen ermittelt und aus deren Ergebnissen auf das Verhalten unter verkehrlichen und temperaturbedingten Belastungen geschlossen. Als Grundlage dazu dient die Wöhlerlinie, die den Zusammenhang zwischen der Schwingbreite, die sich aus der einwirkenden, wiederholten Spannung zwischen einem oberen und unteren Grenzwert ergibt, und der ertragbaren Anzahl an Lastwechsel bei der vorgegebenen Unterspannung ergibt. Der Bereich um den Schnittpunkt mit der Spannungsachse entspricht dabei der Kurzfestigkeit. Darunter schließt der Bereich der Zeitfestigkeit an. Hier führt jede Schwingungsbeanspruchung früher oder später zum Bruch. Als Werkstoff weist Beton im Gegensatz zu Metallen keine „echte“ Dauerfestigkeit auf, die strukturelle Lebensdauer der Betondecke ist somit begrenzt. Rechts der Wöhlerlinie befindet sich der Bereich der Betriebsfestigkeit, der die Lebensdauer für jene Fälle beschreibt, in denen keine über die Zeit konstante Schwingungsbeanspruchung vorliegt. Dies ist in der Praxis zutreffend, weil sich die Schwingbeanspruchung unter Verkehr in zufälliger Folge verändert.

Abb.4–51: SMITH'sches Schaubild für Normalbeton [4.4]



Die Ergebnisse von Ermüdungsversuchen werden im Dauerfestigkeitsbild nach Smith [4.4] dargestellt (Abb.4–51). Das Schaubild beschreibt die ertragbaren Lastwechsel in Abhängigkeit von der auf die Festigkeit f_{ct} bezogene Ober- und Unterspannung. Damit lässt sich die Dauerfestigkeit des Betons für eine vorgegebene konstante Unterspannung, das ist im Falle von Betondecken die infolge ungleichmäßiger Erwärmung von oben auftretende Wölbspannung σ_w , und eine überlagerte (Verkehrs-)Beanspruchung σ_p ermitteln.

Die ertragbaren Lastwechsel N_{zul} lassen sich aus dem Smith-Diagramm nach folgender Gleichung berechnen.

$$\sigma_P = f_{ct} \cdot \left\{ [(\log N_{zul}) - 2] \cdot \left[0,0875 \cdot \frac{\sigma_w}{f_{ct}} - 0,07 \right] + 0,80 \right\} - \sigma_w \quad (4.67)$$

mit

N ertragbare Lastwechsel

σ_P Oberspannung, überlagerte Verkehrslast [N/mm²]

σ_w konstante Unterspannung, temperaturbedingte Wölbspaltung

σ_m Mittelspannung aus Ober- und Unterspannung

f_{ct} Biegezugfestigkeit

Um die Auswirkungen durch Beanspruchungskollektive (Achslasten) zu beschreiben, wird bei Betondecken die Hypothese der linearen Schadensakkumulation nach Miner herangezogen. Als Maßzahl für die Auswirkung einer einzelnen Beanspruchungsgröße wird dabei die Schädigung C_i als Verhältnis der jeweils auftretenden n_i zu den ertragbaren Lastwechselzahlen $N_{i,zul}$ herangezogen, wobei die jeweils ertragbare Lastwechselzahl dem Smith-Diagramm entnommen wird. Die Verhältniswerte, also die Teilschädigungsrate, werden aufaddiert $\sum_i C_i = \sum_i n_i / N_{i,zul}$ und bilden die Miner-Summe, welche definitionsgemäß im Falle des Dauerschwingfestigkeitsbruchs gleich 1 ist. Das heißt, ein gegebenes Beanspruchungskollektiv führt dann nicht zum Bruch, wenn die Miner-Summe innerhalb des angesetzten Nutzungszeitraums kleiner 1 bleibt.

Gemäß der österreichischen Bemessungsmethode wird die Zeitdauer der maximalen ungleichmäßigen Erwärmung, in der die Wölbspaltung σ_w als Unterspannung zusätzlich zur maximalen Verkehrslastspannung σ_P wirksam ist, mit 5 % der Gesamtbemessungsperiode angenommen. In der restlichen Zeit braucht nur die Verkehrslast angesetzt zu werden. Die gewichtete Schädigungsrate C_i ergibt sich damit durch Überlagerung der beiden Lastfälle nach der Miner'schen Hypothese gemäß folgender Gleichung.

$$C_i = C_{i1} \cdot 0,05 + C_{i2} \cdot 0,95 \quad (4.68)$$

mit

C_{i1} Schädigungsrate bei $\sigma_P + \sigma_w$ (5 %)

C_{i2} Schädigungsrate bei σ_P (95 %)

4.7.5.3 Oberbaustandard für Betondecken

Der österreichische Oberbaustandard, die RVS 03.08.63 [4.6], beinhaltet zwei Bautypen, nämlich die Bautype 5 und 6, mit Betondecken. Die Bautype 5 sieht eine Betondecke auf einer ungebundenen unteren Tragschichte, die Bautype 6 eine Betondecke auf zementstabilisierter Tragschichte (ST-Z bzw. ST-T) vor. Die erforderliche Dicke der Betondecke wird im Oberbaustandard für sieben Lastklassen (Lastklasse S, I bis VI) ausgewiesen, deren untere und obere Grenze in Bemessungsnormlastwechseln BNLW gemäß Kapitel 4.6.1 ausgedrückt wird. In der höchsten Lastklasse S ist eine Betondeckendicke von 25 cm, in der niedrigsten Lastklasse VI eine Dicke von 16 cm erforderlich.

Die Bautype 5 sieht bis zur Lastklasse III und die Bautype 6 bis zur Lastklasse II unter der Betondecke zwingend eine 5 cm dicke, bituminöse Tragschichte vor. Bei niedrigeren Lastklassen wird diese durch eine einfache bituminöse Oberflächenbehandlung ersetzt. Für sehr geringe Verkehrsbelastungen bei ländlichen Straßen und Wegen kann die Betondeckendicke gegebenenfalls auf noch 14 bzw. 12 cm reduziert werden (siehe Kapitel 8.3).

Die standardisierten Oberbauausführungen für die Bauweise von Betondecken sind der Abb.4–52 zu entnehmen.

Abb.4-52: Österreichischer Oberbaustandard für Betondecken gemäß RVS 03.08.63 [4,6]

Lastklasse ¹⁾ (n = 30 Jahre)		S	I	II	III	IV	V	VI
BNLW in Mio.		> 18 bis 40 ²⁾	> 6,5 bis 18	> 2,1 bis 6,5	> 0,6 bis 2,1	> 0,15 bis 0,6	> 0,075 bis 0,15	> 0,075 ³⁾
Bautype 5 Betondecke auf ungebundener Tragschichte	Betondecke verdübelt				Betondecke unverdübelt			
Bautype 6 Betondecke auf zementstabilisierter Tragschichte	Betondecke verdübelt				Betondecke unverdübelt			
Die Querriegelung des Unterbauplanums ist gleich der der Fahrbahn auszuführen.								
$E_{VIUP} \geq 35 \text{ MN/m}^2$								
Anmerkungen (bezüglich der Festlegung der Plattengeometrie s. auch RVS 08.17.02):								
¹⁾ Bei ständigem randnahen Verkehr (Radspurmitte näher als 30 cm zum freien Betondeckenrand), häufigen Überfahrten des freien Betondeckenrandes bzw. häufigen Einbauten in der Betondecke ist die Betondeckendicke der nächsthöheren Lastklasse zu wählen. ²⁾ Für eine Bemessungsverkehrsbelastung über 40 Mio. BNLW ist die Deckendicke auf 28 cm zu erhöhen. Für Belastungen über 80 Mio. BNLW ist jedenfalls eine gesonderte Dimensionierung vorzunehmen. ³⁾ Bei gering belasteten Verkehrsflächen der Bautypen 5 und 6, die nicht von Schwerverfahrzeugen mit einer Achslast über 6 t befahren werden, kann die Dicke der Betondecke auf 14 cm reduziert werden.								
	Betondecke gemäß RVS 08.17.02				ungebundene untere Tragschichte gemäß RVS 08.15.01 (C_{UC})			
	bituminöse Tragschichte gemäß RVS 08.16.01				zementstabilisierte Tragschichte gemäß RVS 08.17.01			
	einfache bituminöse Oberflächenbehandlung gemäß RVS 08.16.04							

4.8 Weitere Baugrundsätze

4.8.1 Konstruktive Ausbildung von Einbauten

Im Allgemeinen sollte bereits bei der Planung darauf geachtet werden, sämtliche erforderliche Einbauten in Betondecken möglichst außerhalb der Fahrfläche anzuordnen (z. B. in anschließenden Mulden- oder Parkflächen bzw. hinter erhöhten Fahrbahnbegrenzungen). Bei der Fugenausteilung muss auf die Lage und die konstruktiven Erfordernisse der Einbauten Bedacht genommen werden, um eine ausreichende Gebrauchstauglichkeit der Betondecke sicherzustellen. Die Fugen sind so zu planen und anzuordnen, dass die zur Abgrenzung der Einbautenbereiche notwendigen Fugen in das gesamte Fugensystem ordnungsgemäß eingebunden sind und die Einbauten dauerhaft lage- und höhengerecht zur Oberfläche der Betondecke versetzt werden können.

Zu Einbauten zählen:

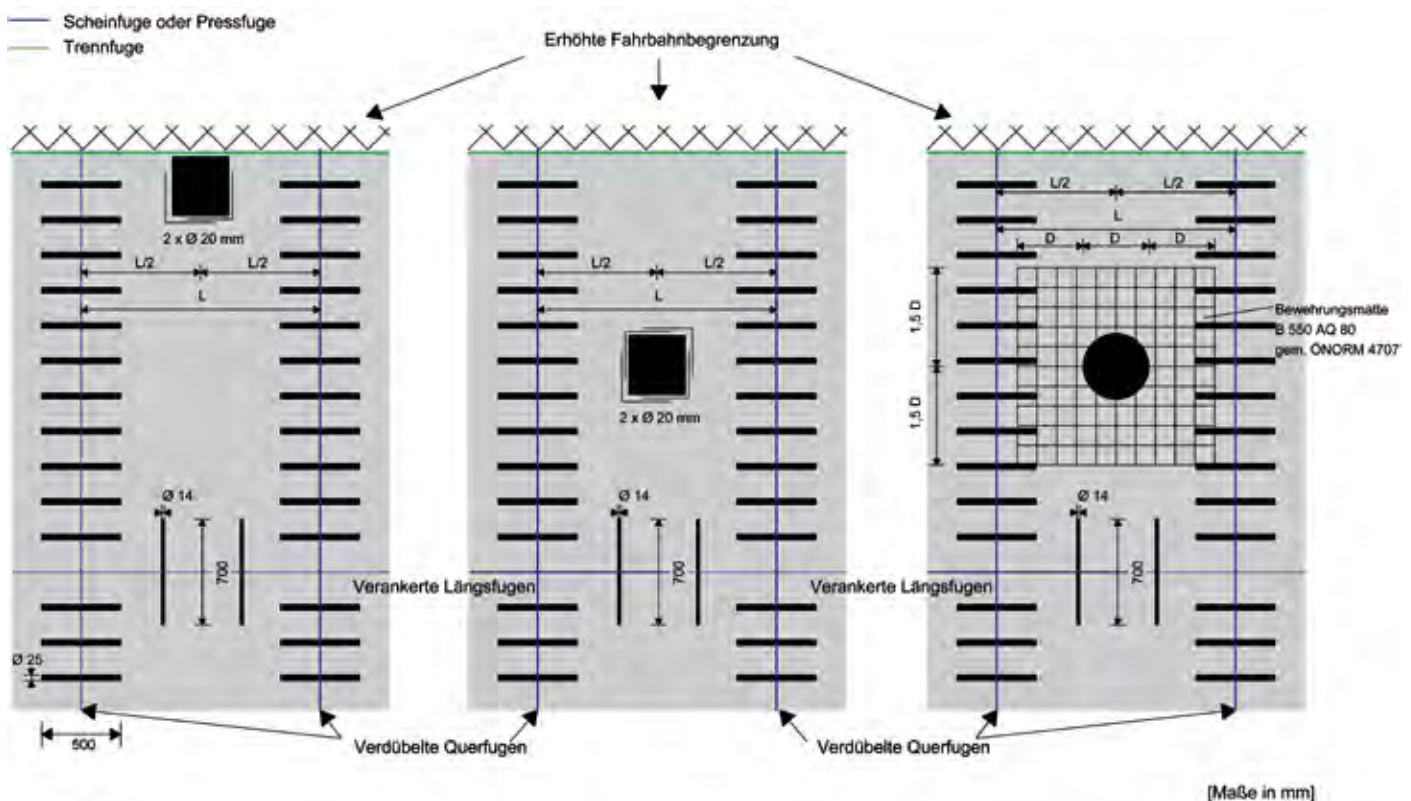
- Einlaufgitter der Straßenentwässerung,
- Schachtabdeckungen von Putz- und Einstiegschächten unterirdischer Anlagen,
- Straßenkasten (z. B. Schieberkasten, Hahnkappen) für die Bedienung (z. B. Sperrung, Entlüftung) unterirdischer Rohrleitungen.

Einbauten werden entweder direkt in Schmalfelder einbetoniert oder einschließlich ihres Unterbaus durch Trennfugen abgegrenzt und in das System der Längs- und Quertugen eingefügt.

- *Schmalfelder*

Schmalfelder sind Deckenfelder, deren Feldlänge geringer ist als ihre Feldbreite. Auch bei Schmalfeldern müssen Quertugen über die gesamte Fahrbahnbreite durchgehen. Schachtabdeckungen und Einlaufgitter werden in der Regel in derartigen Deckenson-

Abb.4–53: Einbindung von Einbauten in Schmalfelder, RVS 08.17.02 [4.6]



derfeldern einbetoniert. Diese sind gemäß Abb.4–54, links und Mitte, auszuführen. Um Rissbildungen an den Eckbereichen von rechteckigen Deckeln und Gittern zu vermeiden, werden diese mit rechtwinkelig gebogenem Rundstahl $\varnothing = 20$ mm, Güteklasse S235 gem. ÖNORM EN 10025-2 bewehrt. Um Risse zu vermeiden sollten für Einstiege vorzugsweise runde Schachtabdeckungen verwendet werden, die gemäß Abb.4–54, rechts, zusätzlich mit Stahlmatten B550AQ80 gem. ÖNORM 4707 bewehrt werden. Die Betonüberdeckung muss in beiden Ausführungsarten mindestens 4,0 cm betragen, die Bewehrung wird dazu in der Regel zwischen Ober- und Unterbeton eingelegt.

• *Getrennte Deckenteile*

Getrennte Deckenteile sind durch Trennfugen umgrenzte Teilflächen in Deckenfeldern. Der Abstand zwischen dem Außenrand der Einbauten und den Fugen hat mindestens 25 cm zu betragen und ist auf jeden Fall, unbedingt so zu wählen, dass für die Betondecke außer im unmittelbaren Einbautenbereich keine veränderten Auflagerbedingungen bestehen. Weiters müssen die Fugen bei Ortbetonschächten außerhalb der Schachtaußenbegrenzung liegen und bei Fertigteilschächten soweit außerhalb der Schräge des obersten Konus, dass unter der Betondecke überall die volle Dicke des Straßenunterbaus vorhanden ist.

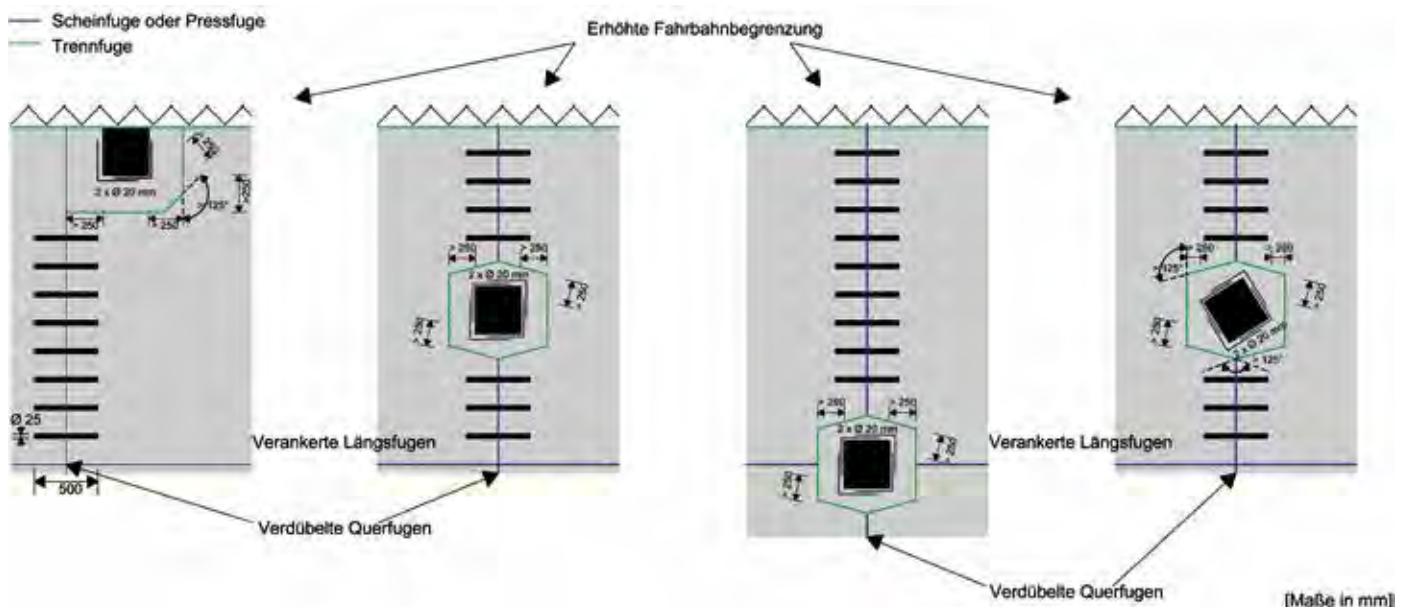
Getrennte Deckenteile dürfen im Allgemeinen nur bei Instandsetzungen angeordnet werden, wenn der Bestand so hergestellt worden ist bzw. bei Neubaumaßnahmen sowie Generalsanierungen, wenn die Einbauten im Bereich von durchgehenden Längsfugen liegen. In den Deckenfeldern selbst darf es keine einspringenden Ecken $< 105^\circ$ geben. Ebenso wie bei der Einbindung in Schmalfelder sind die Eckbereiche der Einbauten durch Rundstahl $\varnothing = 20$ mm bei einer Mindestüberdeckung von 4 cm zu bewehren.

4.8.2 Betonfahrbahnen auf Brücken

Bei Tragwerken mit einer lichten Weite von ≤ 15 m bzw. Tragwerken mit geringer Dilatation ohne Fahrbahnübergangskonstruktionen bzw. integralen Brücken soll die Betondecke ohne Unterbrechung von der Freilandstrecke über das Tragwerk geführt werden. In diesen Fällen ist keine Übergangskonstruktion erforderlich. An den Brückenden sind hierbei Scheinfugen über den Auflagerlinien vorzusehen. Beschaffenheit und Struktur der Betondecke sind somit über dem Brückenbauwerk und im angrenzenden Erdbaubereich einheitlich. Bei Brücken mit einer lichten Weite von > 15 m sind an Stelle der Scheinfugen Raumfugen auszuführen.

Bei Brücken mit direkt befahrenen Übergangskonstruktionen (Dilatation) ist die An-

Abb.4–54: Einbindung von Einbauten in getrennten Deckenteilen, RVS 08.17.02 [4.6]



ordnung von zwei in der Regel verdübelten Raumfugen senkrecht zur Fahrbahnachse zur schadlosen Aufnahme der temperaturbedingten Längenänderungen der Betondecke erforderlich. Bei Brücken mit mehr als 200 m Länge wird auch brückenseitig jeweils mindestens eine Raumfuge angeordnet. Um Schäden an der Übergangskonstruktion durch das temperaturbedingte Schieben der Betondecke zu verhindern, wird beiderseits der Übergangskonstruktion zudem gesondert ein mindestens 1,5 m breiter, bewehrter Betonstreifen mittels Fließbeton hergestellt und durch verankerte Pressfugen begrenzt. Durch das Anfräsen (Feinfräsung) der bituminösen Tragschicht auf eine Länge von ca. 100 bis 150 m vor dem Brückentragwerk wird ein guter Verbund mit der Betondeckenunterlage erzielt, wodurch hier höhere Reibungskräfte aktivierbar sind (Abb.4–55).

Eine Raumfuge ist jedenfalls über dem Ende der Schleppplatte auszuführen; diese darf allerdings nur dann den beiden anzuordnenden Raumfugen zugezählt werden, wenn das Schleppplattenende senkrecht zur Fahrbahnachse steht.

Bei schiefwinkligen Brücken wird die erste Querrfuge parallel zur Lagerlinie angeordnet. Die weiteren Fugen werden „aufgedreht“, bis diese letztlich wieder normal zur Fahrbahnachse liegen.

Die Problematik bei Brückentragwerken hinsichtlich der Aufnahme von Längsdruckkräften an der Übergangskonstruktion wird bei Steigungstrecken über 3 % (Schub bergab) in Zusammenwirken mit Brems- und Anfahrkräften von LKW verstärkt. Deshalb sind bei Brücken mit größerer Längsneigung spezielle Maßnahmen zu treffen, wie dies in der Abb.4–56, Detail A, dargestellt ist. Demnach werden in den Fließbetonfeldern vor der Übergangskonstruktion und an den Deckenfeldern zwischen der ersten und zweiten Raumfuge am Brückentragwerk vier Dübelhülsen in das Tragwerk eingebohrt, die mit einer Verschlusskappe versehen zunächst 3 cm herausragen. Nach Auftragung der Spritzabdichtung und vollflächiger Überbauung mit einer 3 cm dicken Drainschicht werden in die Dübelhülsen die Schraubdübel (\varnothing 25 mm) eingebracht und an deren Oberseite eine in Längsrichtung zusammendrückbare Kappe aufgesteckt. Für jedes Betonfeld sind vier Dübel in der Plattenmitte vorzusehen. Danach erfolgt der Einbau der Betondecke. Anstelle der vier Dübel in Feldmitte können auch Dübelleisten in der Feldmitte quer zur Fahrtrichtung angebracht werden (Abb.4–56).

Durch die erdbauseitige Anordnung von bituminösen Kontrollfugen mit ca. 1,5 m Breite, die hier die Funktion einer Raumfuge aufweisen, können Verformungen aufgenommen bzw. kontrolliert werden. Bei einem

Abb.4–55: Ausbildung von Betondecken bei Fahrbahnübergangskonstruktionen mit Brücken von Längsneigungen bis 3 % , RVS 08.17.04 [4.6]

Längsneigung $\leq 3\%$ (Regelfall)

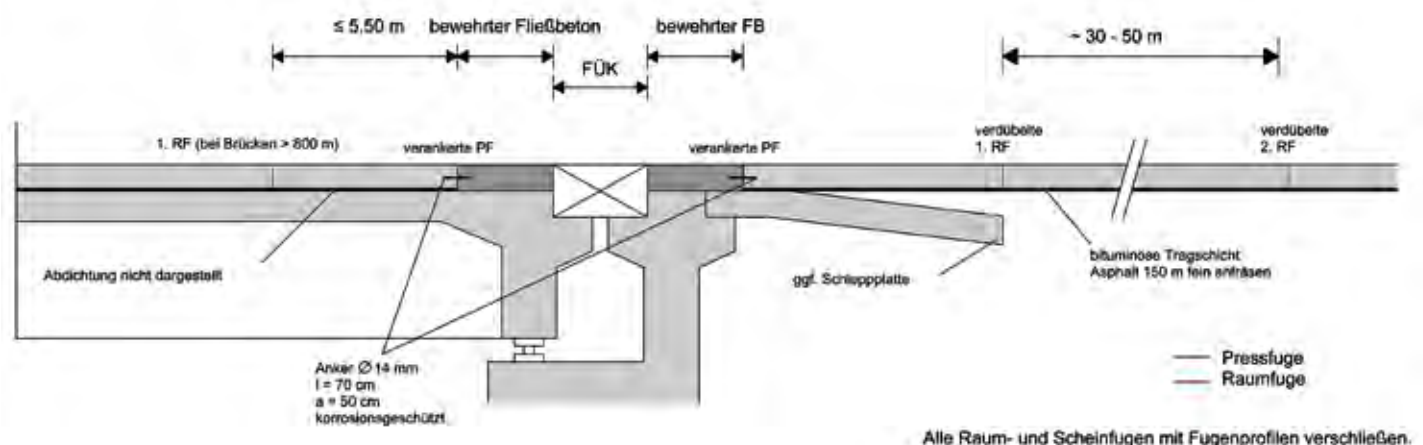
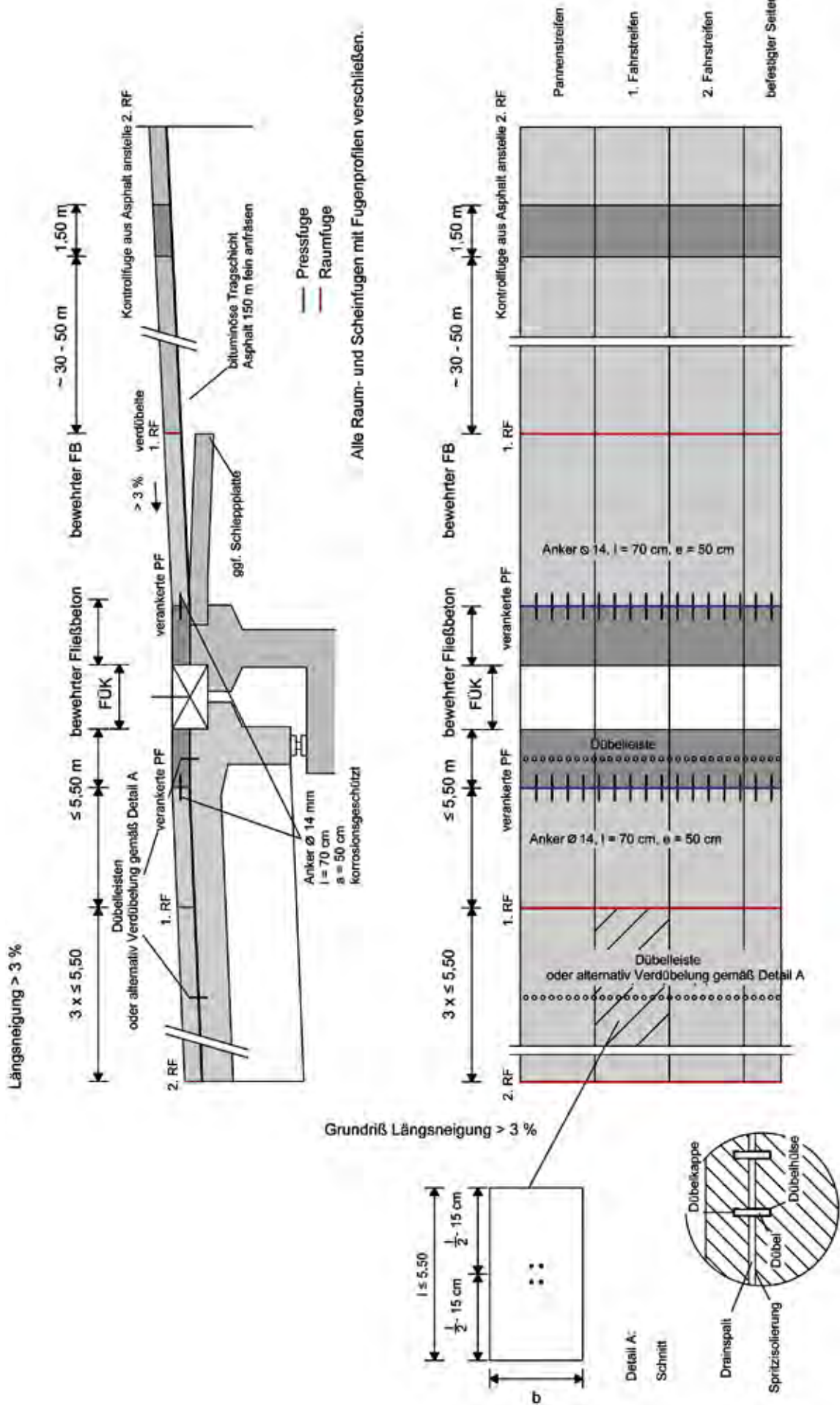


Abb.4-56: Ausbildung von Betondecken bei Fahrbahnübergangskonstruktionen mit Brücken von Längsneigungen über 3 %, Schnitt und Lageplan RVS 08.17.04 [4,6]



Längsgefälle von über 3 % werden bergseitig vor dem Brückentragwerk derartige Kontrollfugen aus Asphalt über die gesamte Deckendicke hergestellt.

4.8.3 Betonfahrbahnen in Tunneln

In Straßentunnel wird der Oberbau mit Betondecke im Regelfall nach RVS 09.01.23 [4.6] dimensioniert. Der Oberbau liegt auf einem tragfähigen und entwässerten Unterbauplanum mit einem Mindestwert des Verformungsmoduls von $E_{v1} \geq 55 \text{ MN/m}^2$. Vorgesehen sind Deckendicken von 22 cm für die höchste Lastklasse S bzw. 20 cm für geringere Verkehrsbelastungen (Abb.4–57). Die Berechnung der Bemessungsnormlastwechsel (BNLW) erfolgt nach der RVS 03.08.63 [4.6] für eine technische Lebensdauer von 30 Jahren gemäß Kapitel 4.6.1. Unter Beachtung eines technischen Lebenszyklus des gesamten Tunnelbauwerkes kann allerdings die Ausführung der Betondecke mit gleichen Schichtdicken im Tunnel und dem angrenzenden Freilandbereich empfohlen werden.

Vor Einbau der Betondecke muss ein Fugenteilungsplan angefertigt werden, in dem insbesondere der Portal- und Vorportalbereich auszuweisen sind. Im Tunnel sind Platten mit einer Länge von 5,0 m bis maximal 5,5 m zulässig (Querscheinfugenabstand). Die Bodenmarkierung darf nicht auf der Längsquerscheinfuge liegen. Der An-

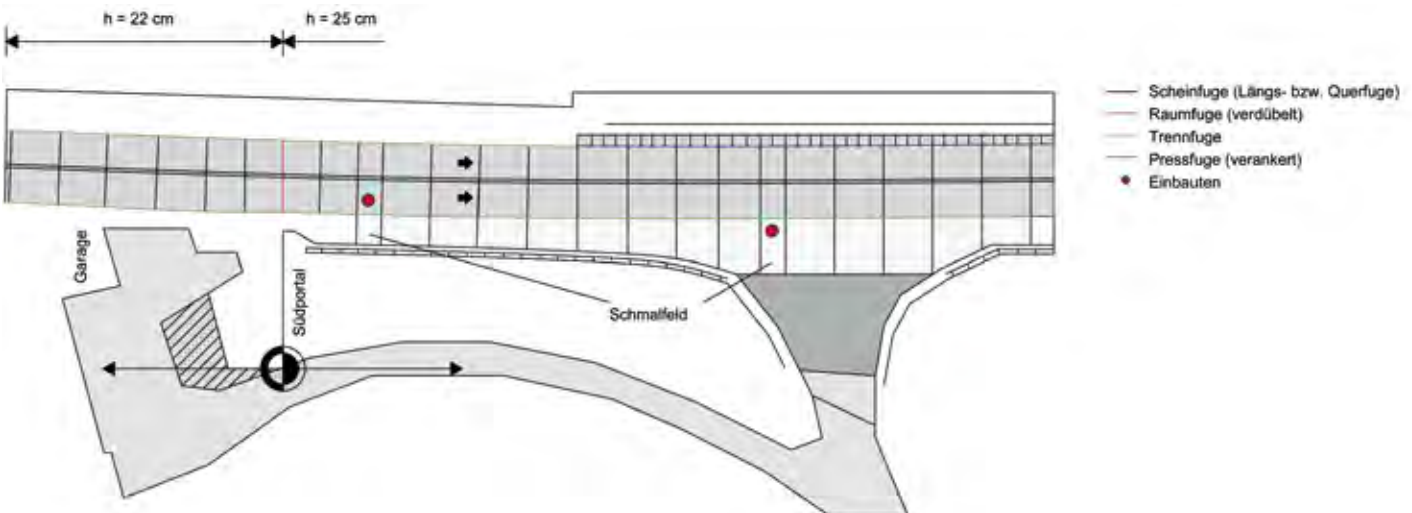
Abb.4–57: Oberbautype T2, Regelbauweise für Betondecken in Tunnel, RVS 09.01.23 [4.6]

Lastklasse ¹⁾		S	I	II
BNLW in Mio.		>18 bis 40 ³⁾ 4)	≤18 ⁴⁾	
Bautype T2	Betondecke auf ungeb. unterer TS	Betondecke verdübelt		

- 1) Bemessungslebensdauer n = 30 Jahre bei Bautype T2.
- 2) Bei Objekten mit Sohlplatte oder Sohlgewölbe mit Füllbeton darf die ungeb. obere Tragschicht auf 20 cm reduziert werden.
- 3) Für höhere Belastungen ist eine gesonderte Dimensionierung erforderlich.
- 4) Für eine Bemessungsverkehrsbelastung über 10 Mio. BNLW darf die maximale Plattenlänge die 25-fache Deckendicke nicht überschreiten.

schluss an den Bordrandstein erfolgt mittels Trennfuge, die nach Deckenherstellung zu vergießen ist. Die Einbindung von Einbauten, z. B. Putzschächte der Tunnelentwässerung muss in Schmalfeldern erfolgen (siehe Kapitel 4.8.1). Kommt es beim Tunnelportal zu einer Änderung der Betondeckendicke (Freilandbereich: 25 cm und Tunnelbereich: 22 cm), so ist hier zwingend eine verdübelte Raumfuge anzuordnen. Ein Beispiel für die konstruktive Aufteilung der Betondeckenfelder im Tunnel- und Portalbereich wird in der Abb.4–58 dargestellt.

Abb.4–58: Beispiel für die Fugenaufteilung im Tunnel- und Portalbereich



Literatur

- [4.1] Blab R.: Dimensionierung von hoch belasteten Betondecken (Design of highly trafficked concrete pavements). Tagungsband Österreichische Betonstrasantagung, Wien 2005, S. 22–30.
- [4.2] Blab R.: Introducing Improved Loading Assumptions into Analytical Pavement Models Based on Measured Contact Stresses of Tires. Proceedings, International Conference on Accelerated Pavement Testing, Reno, NV, 1999.
- [4.3] Deutsche Forschungsgesellschaft FGSV, Arbeitsausschuss Erd- und Grundbau, Arbeitsgruppe „Frost“: Entstehung und Verhütung von Frostschäden in Straßen. Kirschbaum Verlag, Köln 1994.
- [4.4] Eisenmann J.; Leykauf G.: Betonfahrbahnen. 2. Auflage, Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 2003.
- [4.5] Foss, S.: Unbewehrte Betonfahrbahnplatten unter witterungsbedingten Beanspruchungen Dissertation an der Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen der Universität Fridericiana zu Karlsruhe, Karlsruhe, 2005.
- [4.6] FSV – Forschungsgesellschaft Straße – Schiene – Verkehr, Wien.
 RVS 03.08.63 (2009): Straßenplanung, bautechnische Details, Oberbaubemessung.
 RVS 08.03.01 (2010): Technische Vertragsbedingungen, Vor-, Abbruch- und Erdarbeiten, Erdarbeiten.
 RVS 08.03.04 (2008): Technische Vertragsbedingungen, Vor-, Abbruch- und Erdarbeiten, Verdichtungsnachweis mittels dynamischen Lastplattenversuches.
 RVS 08.15.01 (2010): Technische Vertragsbedingungen, Unterbauplanum und ungebundene Tragschichten, ungebundene Tragschichten.
 RVS 08.16.01 (2010): Technische Vertragsbedingungen, bituminöse Trag- und Deckschichten, Anforderungen an Asphalttschichten.
 RVS 08.17.02 (2011): Technische Vertragsbedingungen, Betondecken, Deckenherstellung.
 RVS 08.17.04 (2012): Technische Vertragsbedingungen, Betondecken, Fugen in Betonfahrbahndecken, Merkblatt (in Bearbeitung).
 RVS 08.97.05 (2010): Technische Vertragsbedingungen, Baustoffe, Anforderungen an Asphaltmischgut.
 RVS 09.01.23 (2010): Tunnel, bauliche Gestaltung, Innenausbau.
 RVS 13.01.15 (2006): Bauliche Straßenerhaltung, Pavement Management, Beurteilungskriterien für messtechnische Zustandserfassung mit dem System RoadStar.
 RVS 13.01.51 (2010): Straßenerhaltung, Straßeninstandsetzung, Betondecken.
- [4.7] Grübl P., Weigler H., Sieghart H.: Beton: Arten, Herstellung und Eigenschaften. Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 2001.
- [4.8] Interim Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures. The American Association of Street Highway and Transportation Officials AASHTO, Washington, D.C, 2008.
- [4.9] Kehlbeck, F.: Einfluss der Sonnenstrahlung auf Brückenbauwerke. Werner Verlag, Düsseldorf, 1995.
- [4.10] Kießl, K.: Kapillarer und dampfförmiger Feuchtetransport in mehrschichtigen Bauteilen – Rechnerische Erfassung und bauphysikalische Anwendung. Dissertation, Universität-Gesamthochschule Essen, 1983.
- [4.11] Knapton J.: The Structural Design of Heavy Duty Pavements for Ports and other Industries. 4th Edition, Interpave, UK, 2007.
- [4.12] Leykauf G.: Theoretische Untersuchungen – Asphaltoberbau in Forschung und Praxis. Forschungsarbeiten aus dem Verkehrs- und Straßenwesen, Heft 69, Bundesministerium für Verkehr, Bonn, 1982.
- [4.13] Litzka J., Molzer C. und Blab R.: Modifikation der österreichischen Bemessungsmethode zur Dimensionierung des Straßenoberbaues. Schriftenreihe, Bundesministerium für wirtschaftliche Angelegenheiten, Straßenforschung Heft 465, Wien, 1996.
- [4.14] Österreichischer Baustoff-Recycling Verband: Richtlinie für Recycling-Baustoffe, 8. Auflage, Wien, 2009.
- [4.15] Sommer H., G. Hartl und E. Tschegg: Zementstabilisierte Tragschichten. Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie, Straßenforschung, Heft 520, Wien, 2002.
- [4.16] Springenschmid, R.: Die Ermittlung der Spannungen infolge von Schwinden und Hydratationswärme im Beton. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 10/1984.
- [4.17] Springenschmid, R.; Breitenbücher, R.; Ballardini, P.: Vergleich zwischen Berechnungen und Messungen von Zwangsspannungen in jungem Beton. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 4/1988.
- [4.18] Stark J. und Wicht B.: Dauerhaftigkeit von Beton – Der Baustoff als Werkstoff. Hrsg. vom F. A. Finger-Institut für Baustoffkunde der Bauhaus-Universität Weimar, Baupraxis, Birkhäuser, 2001.
- [4.19] US Federal Highway Way Administration: Precast Concrete Pavement Systems. Office of Pavement Technology, Washington D.C., 2010.

[4.20] Westergaard, H. M.: Stresses in concrete pavements computed by theoretical analysis. Public Roads, Volume 2/1926.

[4.21] Wistuba M., Litzka J. und Blab R.: Klimakenngrößen für den Straßenoberbau in Österreich, Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie, Straßenforschung, Heft 507, Wien, 2001.

[4.22] Yoder, E. J., and A. Faiz. Design and Performance of Continuously Reinforced Concrete Pavements Technical Paper. Publication FHWA/IN/JHRP-73/17. Joint Highway Research Project, Indiana Department of Transportation and Purdue University, West Lafayette, Indiana, 1973.



5

BETONHERSTELLUNG UND EINBAU

DI Dr. Martin PEYERL

Forschungsinstitut der VÖZ

Inhaltsverzeichnis

5.1	Betonherstellung	111
5.1.1	Betonausgangsstoffe	111
5.1.2	Betonherstellung	112
5.1.3	Transport	114
5.2	Betondeckeneinbau	115
5.2.1	Unterlage	115
5.2.2	Schalung und Führung der Einbaugeräte	115
5.2.3	Versetzen von Anker und Dübel bzw. Feldbewehrung	116
5.2.4	Einbringen und Verdichten des Betons	118
5.2.5	Oberflächenbehandlung	121
5.2.6	Betonieren bei extremen Temperaturen	124
5.3	Fugen	125
5.3.1	Fugenausbildung	126
5.3.2	Fugenverschluss	127
5.4	Schutzmaßnahmen und Nachbehandlung	128
5.4.1	Nachbehandlung bei herkömmlichen Betondecken	128
5.4.2	Spezielle Schutzmaßnahmen bei der Deckenherstellung mit Waschbetonstruktur	130



Abb.5–1: Lagerung der Betonausgangsstoffe sowie Mischanlagen (VÖZfi, ASFINAG)

5.1 Betonherstellung

Die Herstellung der Betondecke beginnt generell mit der Betonherstellung. Bevor jedoch mit dieser begonnen werden kann, sind die nötigen Betonausgangsstoffe zu beschaffen bzw. ist auch deren Eignung für die Betondeckenherstellung anhand von Produktspezifikationen (z. B. CE-Kennzeichnung) und Erstprüfungen nachzuweisen. Bei großen Betondeckenbaulosen wird für die Betonherstellung in der Regel eine mobile Mischanlage für die Betonherstellung eingerichtet, bei kleineren Baulosen kann die Betonzulieferung auch von in der Umgebung existierenden Transportbetonwerken erfolgen.

5.1.1 Betonausgangsstoffe

Die Betonherstellung sowie die Anforderung an die Betonausgangsstoffe sind generell in RVS 08.17.02^[5.2] bzw. in ÖNORM B 4710-1^[5.6] geregelt. Da die Betonherstellung für Betonfahrbahndecken ein kontinuierlicher Vorgang ist, ist schon im Vorfeld auf die er-

forderliche Qualität und Verfügbarkeit der Betonausgangsstoffe zu achten. Generell sind die Betonausgangsstoffe so zu lagern, dass sich deren Eigenschaften durch klimatische Einwirkungen, Entmischung und Kontamination nicht wesentlich verändern. So sind speziell bei der Lagerung von Betonzusatzmitteln und Zement die Lagervorgaben der Hersteller zu beachten (z. B. Lagerung der Zusatzmittel in einem frostfreien Raum). Die Gesteinskörnung ist so zu lagern, dass Oberflächenwasser abfließen kann. Speziell bei feiner Gesteinskörnung (≤ 4 mm) ist darauf zu achten, dass die Oberflächenfeuchte dieser Kornfraktion nicht zu sehr schwankt, da dies einen Einfluss auf die zuzugebende Wassermenge hat. Die feine Gesteinskörnung kann beispielsweise durch ein Schutzdach vor Niederschlag geschützt werden. Darüber hinaus ist auf jeden Fall darauf zu achten, dass abfließendes Oberflächenwasser nicht dem Mischprozess zugeführt wird. Die Korrektur der Zugabewassermenge aufgrund der Oberflächenfeuchte der Gesteinskörnung erfolgt in der Regel durch Mischanlagen mit Mikroprozessorsteuerung gemäß ÖNORM B 4710-1^[5.6].

5.1.2 Betonherstellung

Bevor mit der Betonherstellung begonnen werden kann, ist eine Erstprüfung mit den für den Betondeckenbau herangezogenen Betonausgangsstoffen durchzuführen. Diese ist von einer akkreditierten Prüfanstalt durchzuführen. Die Erstprüfung definiert einerseits die genaue Zusammensetzung der Rezeptur sowie gibt diese Prüfergebnisse der durchgeführten Frisch- und Festbetonprüfungen wieder. Die Dokumentation der Erstprüfung erfolgt in einem Prüfbericht sowie auf den Formblättern 1–1 und 1–2 gemäß RVS 08.17.02 ^[5.2] (siehe auch Kapitel 7.1).

Die Formblätter für Erstprüfungen enthalten Informationen über:

- Bezeichnung, Herkunft sowie CE-Kennzeichnung aller Betonausgangsstoffe
- Eigenschaften und Einwaagen der Betonausgangsstoffe
- Wasser-Bindemittelwert (W/B) Wert
- Ergebnisse der Frischbetonprüfung (Ausbreitmaß oder Verdichtungsmaß je nach Betonsorte, Frischbetonrohichte, Luftgehalt am Frischbeton, Luft- und Betontemperatur)
- Ergebnisse der Festbetonprüfung (Luftporenkennwerte L300 und AF, Spaltzugfestigkeit und bei Oberbeton mit Waschbetonstruktur: Profilspitzen und Rauheit)

Generell ist eine Erstprüfung für 24 Monate gültig und muss nur dann wiederholt werden, wenn sich wesentliche Änderungen bei den Betonausgangsstoffen ergeben ^[5.2].

Die Erstellung der Mischanweisung für die Betonherstellung erfolgt auf Basis der Erstprüfung. Zum exakten Zumessen der Betonausgangsstoffe sind alle Betonausgangsstoffe mit entsprechend genauen Dosierein-

richtungen einzuwiegen. Die Anforderungen für das Dosieren der Betonausgangsstoffe sind in Tab.5.1 zusammengestellt.

Im Regelfall sind Mischanlagen mit Mikroprozessorstuerung ausgestattet. Dabei wird der Betonherstellungsprozess von einem Computer gesteuert und überwacht. Die elektronische Protokollierung der gesamten Betoneinwaagen erfolgt mit einem SOLL-IST-Vergleich. Darüber hinaus wird die Zugabewassermenge aufgrund des Wassergehaltes der Gesteinskörnung automatisch korrigiert. Aufgrund dieser gesammelten Daten ist ebenso eine Protokollierung des Rezeptes im Vergleich zu den tatsächlichen Einwaagen sowie eine Dokumentation der Mischzeit möglich. Weitere Vorgaben zum Mischprozess sind ÖNORM B 4710-1 ^[5.6] zu entnehmen.

Bei der Herstellung von Straßenbeton werden oft mobile oder semimobile Mischanlagen eingesetzt, die nach Beendigung des Betondeckenbauloses auf Lastkraftwagen verladen und zur nächsten Baustelle transportiert werden können. Zu den wichtigsten Bestandteilen einer Mischanlage gehören Lagerflächen und Aufgabeeinrichtungen für die Gesteinskörnung, die Zementlagersilos, der Lagerraum und die Tanks für die Zusatzmittel, die Wiege- und Dosiereinrichtungen für die Ausgangsstoffe und der Mischer selbst. Abb.5–2 zeigt schematisch die wichtigsten Bestandteile einer Mischanlage.

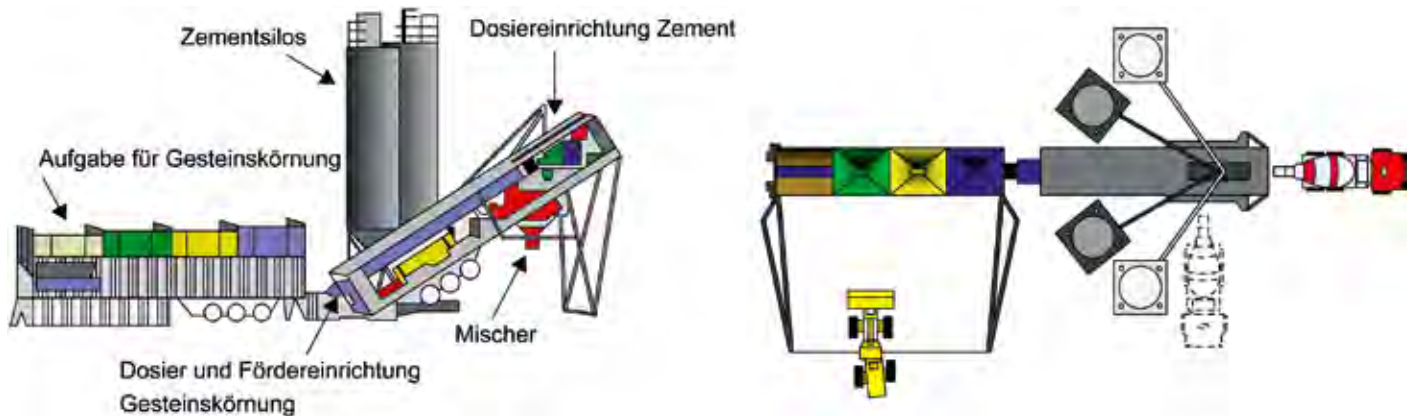
Die wesentlichen für die Dauerhaftigkeit und Beständigkeit gegen Umwelteigenschaften erforderlichen Betoneigenschaften sind von der zugegebenen Wassermenge abhängig. Um dies zu gewährleisten, wird kontinuierlich der Oberflächenwassergehalt der Gesteinskörnung (insbesondere jener der feinen Gesteinskörnung) gemessen und die Zugabewassermenge entsprechend korrigiert.

Tab.5.1: Toleranzen für das Dosieren von Betonausgangsstoffen ^[5.6]

Ausgangsstoff	Toleranz ¹⁾
Zement, Zusatzstoffe, Wasser, Gesteinskörnung	± 3 % der erforderlichen Menge
Zusatzmittel, Zusatzstoffe ≤ 5 % vom Zement	± 5 % der erforderlichen Menge

¹⁾ Differenz zwischen Zielwert und Messwert

Abb.5-2: Schematische Darstellung einer mobilen Mischanlage



Die Betonmischguterzeugung hat ausnahmslos in einer Mischanlage zu erfolgen. Der verwendete Betonmischer darf nicht über sein angegebenes Fassungsvermögen gefüllt werden, da sonst keine ausreichende Mischwirkung mehr erzielt werden kann. Generell ist der Beton so lange zu mischen, bis die Mischung gleichförmig erscheint, da die Mischzeit von der Betonsorte, der Mischerart, der Mischwirkung sowie der Mischintensität abhängig ist. Die Mischzeit ist jedenfalls so zu wählen, dass ein gleichmäßiges Luftporengefüge im Beton entsteht. Bei ausreichend lang gewählter Mischzeit von etwa 50 bis 70 Sekunden darf der Luftgehalt auch nicht durch Nachschäumen beim Betoneinbau ansteigen. Eine regelmäßige Kontrolle des Luftgehaltes im Frischbeton sowie die Ermittlung der Anzahl sowie Verteilung der Luftporen im Festbeton ist jedenfalls unerlässlich.

Zusatzmittel werden mit Ausnahme von Fließmittel oder Verzögerer dem Hauptmischgang zugegeben. Bei einer Zusatzmittelmenge unter 1 l/m^3 sind diese mit dem Zugabewasser zu dosieren.

Speziell bei den ersten Mischungen oder auch bei Witterungswechsel sind die Betoneigenschaften in regelmäßigen Abständen zu kontrollieren und auf Basis dessen die Dosiermengen der Betonzusatzmittel anzupassen. Die Luft- bzw. Betontemperatur hat einen wesentlichen Einfluss auf die Aktivierung des Luftporenbildners. Um den erforderlichen Luftgehalt im Frischbeton an der

Einbaustelle (in der Regel 4–6 %) zielsicher zu erreichen, ist eine schnelle Übermittlung von Prüfwerten von der Einbaustelle zur Mischanlage unerlässlich.

Mischanlagen müssen im Rahmen der Produktionskontrolle in regelmäßigen Abständen überwacht werden. Dabei sind Prüfungen in entsprechenden Intervallen durchzuführen, damit wesentliche Änderungen in der Produktion, die auch die Eigenschaften des Betons beeinflussen, aufgedeckt werden können. Folgende Verfahren der Produktionskontrolle sind anzuwenden:

- Kontrolle der Betonausgangsstoffe (Zement, Gesteinskörnung, Zusatzstoffe, Zusatzmittel und evtl. Wasser)
- Kontrolle der Ausstattung der Mischanlage (Lager, Behälter, Wiegeeinrichtungen, Dosiersystem, Mischer, Geräte zur Prüfung von Betonkennwerten)
- Kontrolle der Herstellverfahren und Betoneigenschaften (Wassergehalt, Konsistenz, Rohdichte des Frischbetons, Luftgehalt, Frischbetontemperatur, Festigkeit etc.)

Der Umfang und die genaue Beschreibung ist generell ÖNOM B4710-1 ^[5,6] zu entnehmen, wobei die Kontrolle der Betoneigenschaften für die Herstellung von Straßenbeton in RVS 08.17.02 geregelt ist. Eine Zusammenstellung dieser erforderlichen Kontrollprüfungen ist auch dem Kapitel 2.2 zu entnehmen.

5.1.3 Transport

Für den Transport des Mischgutes gilt generell die ÖNORM B 4710-1^[5,6]. Durch den Transport darf der Beton in seiner Qualität durch Entmischung, Austrocknung oder Befeuchtung nicht beeinträchtigt werden. Wird üblicher, steifer Straßenbeton mit Fahrzeugen ohne Mischwerkzeuge (Kippmulden) transportiert, ist dieser erforderlichenfalls je nach Witterung abzudecken. Darüber hinaus muss die Ladefläche so beschaffen sein, dass ein Kontakt des Mischgutes mit Aluminiumflächen ausgeschlossen werden kann. Diese Vorkehrung ist besonders wichtig, da bereits geringe Mengen an Aluminiumabrieb mit dem Bindemittelleim reagieren und Wasserstoffgas bilden. Nach dem Einbau des Betons steigt dieses Gas nach oben und bildet schädliche trichterförmige Poren.^[5,1]

Der Transport von Straßenbeton mit Fließmittel (Unterbeton F52, Oberbeton F52; F bezeichnet das Ausbreitmaß des Betons gemäß ÖNORM B4710-1^[5,6]) darf nur mit Fahrmischern erfolgen. Fahrmischer verfügen über eine rotierende Trommel mit Mischwerkzeugen. Die nachträgliche Zugabe von Wasser bzw. Zusatzmitteln darf nur dann erfolgen, wenn der Fahrmischer mit einer entsprechenden Dosiereinrichtung ausge-

stattet ist. Dies ist speziell dann erforderlich, wenn, wie in RVS 08.17.02^[5,2] für Straßenbeton F52 gefordert, der Großteil des Fließmittels erst kurz vor dem Einbau zugemischt wird. Eine Zugabe des gesamten Fließmittels direkt in der Mischanlage ist nur dann zulässig, wenn der Einbau des Betons spätestens 20 Minuten nach Wasserzugabe erfolgt.

Der Beton ist grundsätzlich kontinuierlich zum Einbauort zu fördern. Speziell beim Einsatz von Betondeckenfertigern darf es zu keinem Stillstand aufgrund einer verzögerten Anlieferung des Betons kommen. Um dies zu vermeiden, müssen im Vorfeld Überlegungen über Transportweg und mögliche Verzögerungen durch beispielsweise Verkehrsstau getroffen werden. Neben einer ausreichenden Anzahl von Transportfahrzeugen hat auch die Wahl des Standorts der Mischanlage bzw. die Auswahl des Transportbetonwerkes einen entscheidenden Einfluss auf den reibungslosen und unterbrechungsfreien Betondeckeneinbau.

Die Transportzeit darf generell nur so lange sein, dass der Beton zumindest nach 90 Minuten eingebaut und verdichtet ist. In der Praxis haben sich daher Transportwege von maximal etwa 20 km unter der Berücksichtigung von möglichen Wartezeiten bewährt. Bei sehr hohen Temperaturen kann die Betonqualität bei Ausnützung der vollen zulässigen Transportzeit mitunter nicht mehr gewahrt werden.

Generell sollen die Transportwege möglichst kurz sein bzw. diese sind so zu wählen, dass die geforderten Eigenschaften des Betons auch unter ungünstigsten Witterungsbedingungen an der Einbaustelle noch ziel sicher erreicht werden können. Diese für den Betontransport wesentlichen Anforderungen sind die örtliche Bauaufsicht in regelmäßigen Abständen zu kontrollieren.

Abb.5-3: Betontransport und -einbau (VÖZff)



5.2 Betondeckeneinbau

Generell besteht die Möglichkeit, Betondecken ein- oder zweischichtig einzubauen. Dabei wird die obere Schicht als Straßenoberbeton (OB) und die untere Schicht als Straßenunterbeton (UB) bezeichnet. Im Normalfall wird bei großen Betoneinbauflächen aus Kostengründen der zweischichtige Einbau gewählt, da in diesem Fall nur die oberste Schicht den hohen Anforderungen an die Oberflächeneigenschaften genügen muss. Der Zusammenhang zwischen Deckendicke und Mindestdicke des Oberbetons ist in der Tab. 4.1 in Kapitel 4.1.2 angeführt. Der Unterbeton kann durch diese Bauweise mit wesentlich günstigerer Gesteinskörnung oder Recyclinggesteinskörnung hergestellt werden.

Die einschichtige Ausführung von Betondecken kommt vor allem dann zur Anwendung, wenn nur eine kleine Kubatur eingebaut wird und so Kosten bei Logistik, Gerät und Personal reduziert werden können. Die Ausführung einer einschichtigen Betondecke ist vor allem im städtischen Bereich oder bei händischem Einbau von Kleinflächen sinnvoll, da mit nur einer Betonzusammensetzung ein vereinfachter Bauablauf erzielt werden kann.

Von besonderer Bedeutung sind die exakte Planung des Einbaus und die Festlegung der Zuständigkeit vor dem Betondeckeneinbau, damit es beim späteren Betondeckeneinbau zu keinen Stillstandszeiten oder Arbeitsverzögerungen kommt.

5.2.1 Unterlage

Die Unterlage von Betondecken ist so auszuführen, dass diese eine gute, gleichmäßige Tragfähigkeit aufweist. Generell können Betondecken auf ungebundenen Tragschichten oder zementstabilisierten Tragschichten errichten werden. Bei verdübelten Betondecken der Lastklasse S, I, II und III ist in der Regel über der Tragschicht eine 5 cm starke, bituminöse Tragschicht anzuordnen. Bei den Lastklassen IV, V und VI wird diese durch eine einfache bituminöse Oberflächenbehandlung oder auch bei Lastklasse IV durch ein Vlies ersetzt (siehe dazu Kapitel 4.4.1).

Es ist darauf zu achten, dass eine Unstetigkeit der Unterlage (z. B. bei Brücken oder Einbauten) auch im Fugenbild der Betondecke zu berücksichtigen ist. Vor dem Betondeckeneinbau ist die Unterlage hinsichtlich Gleichmäßigkeit, Höhenlage und Wasserabfluss zu überprüfen. Zu hoch liegende Unterlagen sind zu berichtigen bzw. zu tief liegende Unterlagen (> 3 cm) sind mit bituminösem Heißmischgut auf die Sollhöhe anzuheben.

Die Unterlage muss jedenfalls so breit ausgeführt werden, dass das gesamte Fahrwerk des Betondeckenfertigers Platz findet. Dies ist in der Regel dann gewährleistet, wenn die Unterlage auf jeder Seite 50 cm breiter ist als die auszuführende Betondeckenbreite.

Ein besonderes Augenmerk ist bei der Querneigung auf die Entwässerung unterhalb der Längsfugen zu legen. Um eventuellen Wasserstau zu vermeiden, sind bei den Fugen unter dem Pannestreifen (bei Querneigung nach außen) oder dem linken Fahrstreifen (Querneigung nach innen) Entwässerungsdrains (in der Regel Flachprofile mit Geotextilumhüllung) anzuordnen. Um Beschädigungen oder eine Veränderung deren Lage während des Einbaus zu vermeiden, werden diese in einem Frässchlitz eingelegt und mit Befestigungsnägeln fixiert (siehe dazu Kapitel 4.5). Flachdrains sollen jedenfalls, um eine ausreichende Wasserableitung zu gewährleisten, über den freien Betondeckenrand hinausgeführt werden.

Vor dem Einbau des Betons ist die Betonunterlage gründlich zu reinigen und die Oberfläche, besonders bei heißem Wetter zu nassen.

5.2.2 Schalung und Führung der Einbaugeräte

Generell wird der Beton zur Herstellung von Straßenoberflächen in den meisten Fällen mit Gleitschalungsfertigern ausgeführt. Bei dieser Ausführung sind alle zur Betondeckenherstellung erforderlichen Einrichtungen bereits auf einem Einbauzug montiert. Die Steuerung dieser Geräte und somit die



Abb.5-4: Leiteinrichtung Gleitschalungsfertiger (VÖZfi)

Festlegung der Höhenlage erfolgte in der Regel über einen Leitdraht oder mittels einer vollautomatischen Nivellierung.

Die Schalung bzw. Führung der Einbaugeräte bei der Anwendung von Gleitschalungsfertigern ist so auszuführen, dass die geforderten Höhen und Seitenlagen eingehalten werden können sowie die gestellten Anforderungen an die Ebenflächigkeit erfüllt werden.

Bei Einsatz von Gleitschalungsfertigern sind die Steuereinrichtungen für die Seiten- und Höhenlage in regelmäßigen Abständen zu überprüfen. Es ist darauf zu achten, dass

der Beton eine ausreichende Grünstandfestigkeit aufweist, damit die Schulter der betonierten Betondecke nach dem Weiterziehen der Schalung nicht absackt. (vgl. dazu auch Abb.4–13).

Die Führung von Gleitschalungsfertigern erfolgt in der Regel durch einen Leitdraht (vgl. Abb.5–6). Um die Flexibilität im Einbaubereich zu erhöhen, besteht aufgrund neuerer Entwicklungen ebenso die Möglichkeit, eine Steuerung des Fertiglers durch Totalstationen oder GPS vorzunehmen. Trotz dieser Steuerungsmöglichkeiten ist die Dicke der Betondecke anhand von Querprofilen in regelmäßigen Abständen zu kontrollieren.

Bei händischem Einbau von Straßenbeton mit Fließmittel ist eine unverschiebliche, lage- und höhenmäßig exakt ausgerichtete Schalung erforderlich. Generell sind sowohl Stahl- als auch Holzschalungen zugelassen, wobei diese mit einem geeigneten Trennmittel zu behandeln sind, damit der Beton nicht anhaftet. Weiters darf eine vollständige Auflagerung der Schalung dann unterbleiben, wenn sichergestellt ist, dass es zu keiner lagemäßigen Veränderung der Schalung kommen kann (Durchbiegen, Aufschwimmen) und unter der Schalung ausgetretenes Mischgut entfernt wird. Abb.5–5 zeigt das händische Einbringen von Straßenfließbeton im städtischen Gebiet.

5.2.3 Versetzen von Anker und Dübel bzw. Feldbewehrung

Die Herstellung von Betondecken erfolgt in der Regel durch Einteilung in einzelne Felder. Die Feldlänge wird durch Quertugen und die Feldbreite durch Längstugen begrenzt. Um eine Verschiebung dieser einzelnen Betondeckenfelder zu vermeiden, werden in Quertugen Dübel und in Längstugen Anker eingebaut.

Bei allen Quertugen sind in der Mitte der Plattendicke Dübel zu verlegen (siehe dazu Kapitel 4.2). Bei Raumtugen sind zusätzlich Hülsen auf die Dübel aufzustecken, um einen größeren Dehnungsraum zu gewährleisten. Abb.5–6 zeigt die Dübelsetzgeräte eines Betondeckenfertiglers.

Abb.5-5: Schalung für händischen Einbau (VÖZfi)



Bei allen Längsfugen sind im unteren Drittelpunkt der Plattendicke je Feldlänge drei Anker zu verlegen, wobei ein Anker in Feldmitte, die weiteren in einem Abstand von höchstens 1,5 m von diesem anzuordnen. Längspressfugen, die beim Anbetonieren an bestehende Betondeckenfelder entstehen, sind ebenfalls zu verankern. Dies kann mit Schraub-, Klebeanker oder durch Einlegen von abgebogenen Ankern (vor allem bei Kleinflächen) erfolgen (siehe Kapitel 4.3).

Bei Einbau mit einem Gleitschalungsfertiger werden die Dübel oder Anker in der Regel mit Dübelsetzgeräten mit Vorratsmagazinen in den Unterbeton lagerichtig eingerüttelt. Zur Vermeidung von Rüttelgassen sind Dübelsetzgeräte nur bei zweilagigem Einbau anzuwenden. Werden die Dübel oder Anker vor dem Betondeckeneinbau verlegt, sind diese in ihrer Lage durch Verwendung von Dübelkörben zu sichern. Dies geschieht in der Regel durch Stützkörper, die mit dem Untergrund zu verankern sind, um die Dübel gegen Auftrieb zu sichern. In Abb.5–7 ist ein Dübelkorb dargestellt. Generell werden Dübel bzw. Ankerkörbe bei händischem Betoneinbau oder bei kleinen Baustellen verwendet, wo die Anwendung von Dübel- bzw. Anker-setzgeräten am Betondeckenfertiger nicht möglich ist.

Um die Funktionsfähigkeit der Fuge in der Betondecke zu gewährleisten, sind Dübel und Anker lagerichtig einzubauen. Hierfür sind in der RVS 08.17.02 ^[5.2] folgend aufgelistete, höchstzulässige Abweichungen definiert.

Für die Dübellage gilt:

- Schräglage der Dübel: max. 20 mm auf 50 cm Länge
- Höhenlage: max. $\pm 10\%$ der Soll-Betondeckendicke

Für die Ankerlage gilt:

- Höhenlage: max. $\pm 10\%$ der Soll-Betondeckendicke

Der Nachweis der richtigen Dübel- bzw. Ankerlage kann nur punktuell durch Ausgraben aus dem frischen Beton, speziell bei der ersten Tagesleistung, erfolgen.



Abb.5–6: Dübelsetzgerät am Gleitschalungsfertiger (VÖZfi)

Bei eventuell gesonderten Erfordernissen wie spitz zulaufende Felder, Einbauten oder freie Plattenränder ist der Einbau einer Feldbewehrung erforderlich. Die Betonüberdeckung dieser gesondert zu bemessenden Feldbewehrung hat mindestens 5 cm vom oberen (bei einschichtiger Herstellung) sowie 8 cm vom oberen (bei zweischichtiger Herstellung) und unteren Plattenrand zu betragen. Abb.5–8 zeigt die Feldbewehrung eines Randfeldes für LKW-Abstellflächen auf einem Rastplatz.

Abb.5–7: Dübelkörbe für den händischen Betoneinbau (VÖZfi)

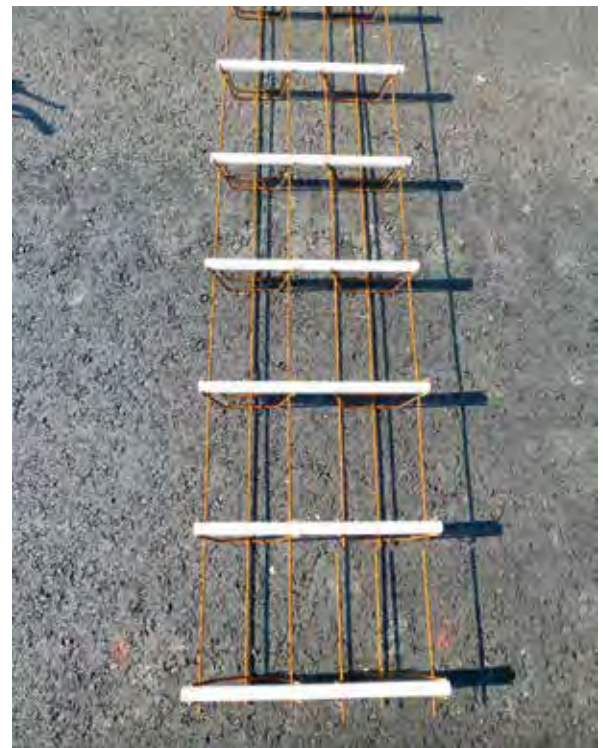




Abb.5–8: Feldbewehrung (bei der Ausführung von Schwerpunktrastplätze) (VÖZfi)

Einen speziellen Anwendungsfall stellen Schraub- oder Klebeanker dar. Diese werden eingesetzt, wenn die Betondecke in mehreren Streifen oder Arbeitsschritten eingebaut wird. Bei dieser Bauausführung können durch die seitliche Führung des Betondeckenfertigers bzw. durch die Abschaltung die Anker nicht herkömmlich versetzt werden. Bei Einsatz von Schraubankern wird beim Betondeckeneinbau nur eine Ankerhälfte mit einem Gewinde eingerüttelt. Vor dem Einbau des angrenzenden Fahrstreifens erfolgt das Einschrauben der zweiten Ankerhälfte. Aufgrund der schwierigen Herstellung von Schraubankern werden oft Klebeanker zur Verbindung von zu unterschiedlichen Zeitpunkten hergestellten Fertigungsstreifen eingesetzt. Dabei werden in die bestehende Betondecke Löcher eingebohrt, in welche die Ankerstäbe einge-

Abb.5–9: Aufgebogene Anker (VÖZfi)



klebt werden. Alternativ erfolgt oft bei händischem Einbau von Betondecken die Anordnung von L-förmig gebogenem Bewehrungsstahl entlang der Längsschalung. Diese in Abb.5–9 dargestellten Anker werden nach dem Entfernen der Schalung gerade gebogen und sichern somit die Verankerung der Fertigungsstreifen.

5.2.4 Einbringen und Verdichten des Betons

Generell kann der Einbau des Betons bei Verwendung von Straßenoberbeton ein- oder zweischichtig erfolgen. Bei der Verwendung von Straßenober- und Unterbeton ist zweischichtig einzubauen. Bei zweischichtigem Betondeckeneinbau erfolgt das Einbringen des Betons getrennt nach jeder Schicht (Unter- bzw. Oberbeton) in gleichmäßiger Höhe über die gesamte Einbaubreite. Entmischungen und Vorverdichtung durch den Antransport bzw. das Entladen sind unzulässig. Die obere Schicht muss, um einen ausreichenden Verbund sicherstellen zu können, eingebracht bzw. verdichtet sein, ehe das Mischgut der unteren Schicht abzutrocknen oder zu erstarren beginnt.

Bei zweischichtigem, maschinellen Einbau werden Unter- und Oberbeton mit zwei unmittelbar hintereinander fahrenden Gleitschalungsfertigern eingebracht. Diese speziell für den Betondeckeneinbau gefertigte Fertiger vereinen das Fördern, das Verteilen und Verdichten, das Setzen von Dübel und Anker sowie das Glätten und die Nachbehandlung in einem Gerät. Meist besteht ein Gleitschalungsfertiger für zweischichtigen Einbau aus zwei getrennten, unabhängig voneinander arbeitenden Geräten für Unter- und Oberbeton. Derartige Fertiger fahren heute in der Regel auf Raupenfahrwerken und sind für unterschiedliche Betondeckenbreiten einsetzbar. Modernere Betondeckenfertiger sind oft sehr vielfältig einsetzbar, da sowohl die Fertigerbreite durch Anfügen von Verbreiterungselementen als auch die Fertigerhöhe durch hydraulisch verstellbare Hubzylinder universell verstellbar werden können. Dabei ist zu beachten, dass während des Betoneinbaus die Fertigerbreite nicht kontinuierlich verstellbar werden kann.

Bei der Betondeckenherstellung mit Gleitschalungsfertigern wird generell zwischen dem Inset- und dem Offsetverfahren unterschieden. Beim Inset-Verfahren wird der Beton mittels Kippmulden stirnseitig vor dem Fertiger entladen und mit einem Bagger grob verteilt. In weiterer Folge wird das Betonmischgut durch den Fertiger mit einem Schwertverteiler oder einer Verteilerschnecke so gleichmäßig aufbereitet, dass dieses von der Gleitschalung aufgenommen und Form gebracht werden kann.

Das Verdichten des Betons erfolgt durch fix auf den Gleitschalungsfertiger horizontal montierte Flaschenrüttler. Dabei ist auf eine

gleichmäßige Verdichtungswirkung über die gesamte Betondeckenbreite durch aufeinander abgestimmte, auf dem Betondeckenfertiger fixierte Rüttelflaschen zu achten. Darüber hinaus stellen verstellbare Seitenschalungen mit hydraulischer Anpressung saubere und exakte Kanten her. Der Beton wird in hochfrequente Schwingungen versetzt, wodurch in groben Poren angesammelte Luft entweichen kann. Bei der Verdichtung des Betons ist einerseits darauf zu achten, dass der Beton ausreichend verdichtet wird, sich aber nicht durch eine zu hohe Verdichtungsenergie entmischt („Rüttelgassen“). In den noch frischen Beton werden vollautomatisch Dübel und

Abb.5–10: Gleitschalungsfertiger für einlagigen Einbau (Wirtgen)

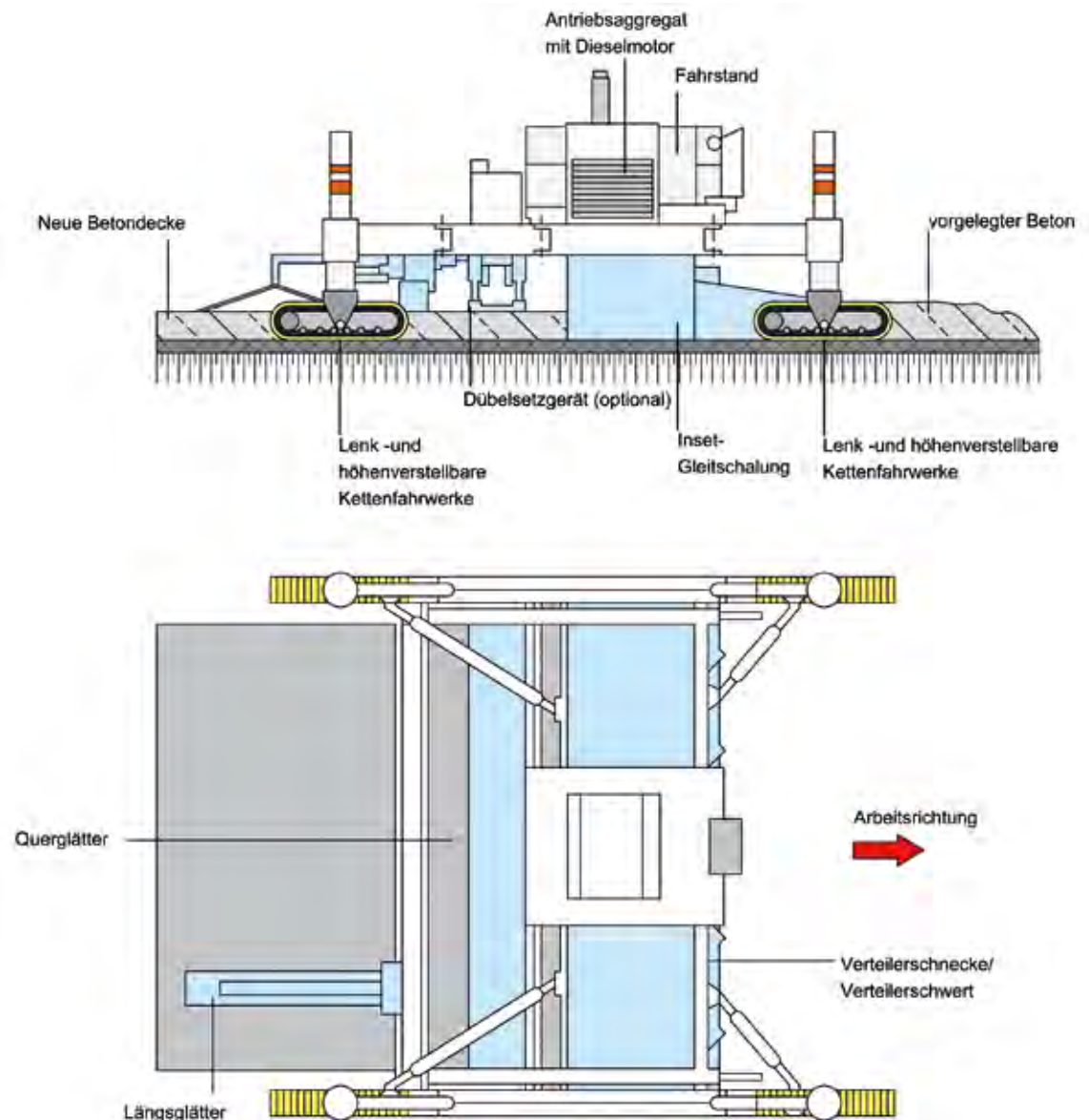
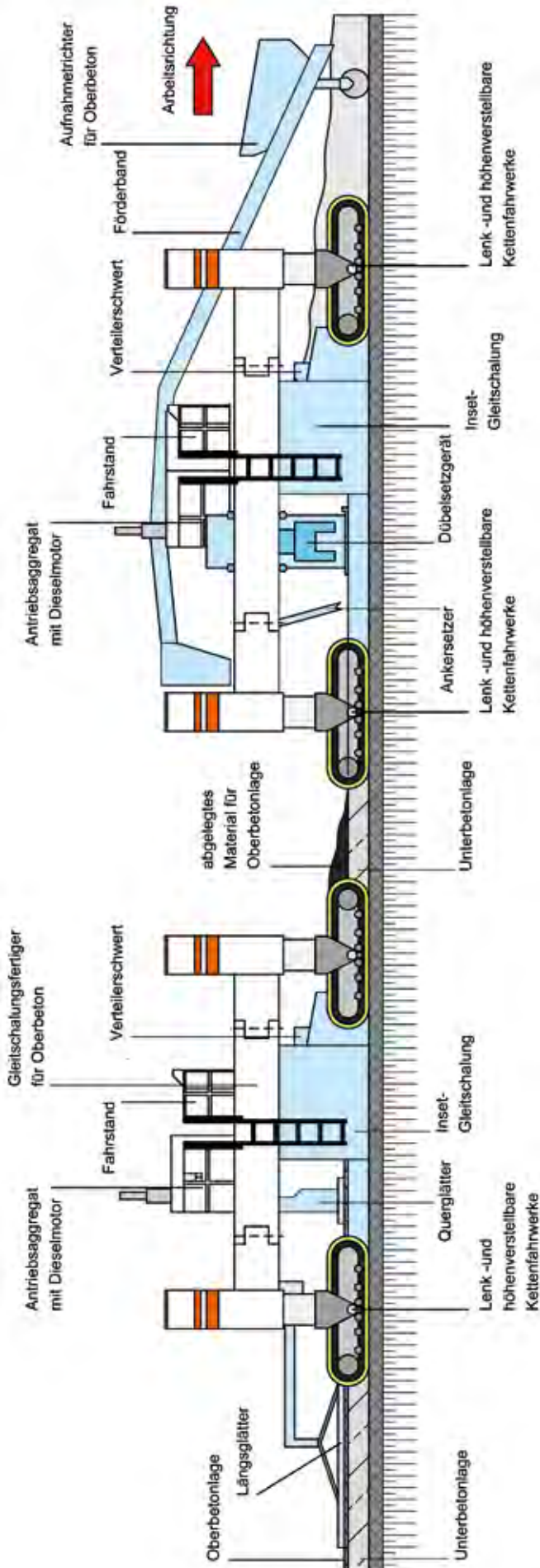


Abb.5–11: Gleitschalungsfertiger für zweilagigen Einbau (Wirtgen)



Anker eingerüttelt. Dabei erfolgt das Eintauchen und Einrütteln der Dübel bzw. Anker in definierten Abständen in den Beton.

Als letzter Schritt erfolgt bei Ausführung einer Betondecke das Glätten der Oberfläche durch eine schwere Querglättbohle und einem Längsglättler. Die Querglättbohle wird von einem Exzenter senkrecht zur Fahrtrichtung bewegt und glättet bei einlagigem Einbau die Oberfläche. Abschließend wird die Betonoberfläche durch die Längsglättbohle mit Hilfe einer kombinierten Längs- und Querbewegung vollständig verschlossen. Ein Gleitschalungsfertiger für das Inset-Verfahren ist in Abb.5–10 dargestellt.

Mit der oben angeführten maschinellen Ausrüstung ist jedoch der Einbau einer zweilagigen Betondecke nicht möglich. Durch eine Erweiterung des Unterbeton – durch einen weiteren Fertiger ist es möglich, eine zweilagige, aus Ober- und Unterbeton bestehende Betondecke in einem Arbeitsgang herzustellen. Generell ist die Funktionsweise des Betondeckenfertiger grundsätzlich mit jener gemäß Abb.5–10 vergleichbar. Ergänzend wird der angelieferte Straßenoberbeton in einen Aufnahmetrichter gefüllt und mit einem Förderband bis zum zweiten Gleitschalungsfertiger für den Oberbeton transportiert. Anstatt des Glättvorganges wird zunächst der Oberbeton nach dem Versetzen der Dübel auf den Unterbeton eingebracht und verdichtet. Der Glättvorgang erfolgt in diesem Fall ebenso mit einem Quer- und Längsglättler nach dem Einbringen des Oberbetons. Abb.5–11 zeigt schematisch die Herstellung einer zweilagigen Betondecke. In Abweichung zu Abb.5–11 besteht ebenso die Möglichkeit, zwei getrennte, unabhängige Fertigereinheiten für den zweilagigen Einbau einzusetzen.

Speziell bei der Verdichtung des Straßenoberbetons in Waschbetonbauweise dürfen keinesfalls sogenannte Rüttelgassen, gekennzeichnet durch Feinmörtelanreicherung an der Betonoberfläche, entstehen. Rüttelgassen zeigen sich in der fertig hergestellten Waschbetonoberfläche durch eine geringere Profilsitzenanzahl. Zur Erzielung einer gleichmäßigen Betonoberfläche ist jedenfalls ein kontinuierlicher Antransport und Einbau des Betons sicherzustellen.

Einen wesentlichen, abschließenden Schritt stellt die Nachbehandlung der fertig hergestellten Betondecke dar. Dies erfolgt bei maschinellem Einbau mit einem Gleitschalungsfertiger in der Regel mit einem gesonderten Gerät (Arbeitsbühne), die unmittelbar nach dem Fertiger die ausreichende Menge an Nachbehandlungsmittel auf die Betonoberfläche aufbringt. Abb.5–12 zeigt einen Nachbehandlungszug.



Abb.5–12: Nachbehandlungszug (VÖZfi)

Ist ein Einbau mittels Betondeckenfertiger aufgrund der Baulosgröße oder beengter Platzverhältnisse nicht möglich, kann eine Betondecke auch von Hand eingebaut werden. Hierfür wird Straßenbeton mit Fließmittel (Straßenbeton F52) mit geeignetem Gerät (Betonmischer, Betonpumpe) eingebracht. Das Mischgut wird in der Regel in Oberbetonqualität eingebracht. Bei sachgemäßer Betonzusammensetzung und richtiger Konsistenz genügt für die Verdichtung das Klopfen mit einem Rechen oder das Stochern mit einer Kelle. Nach dem Einbau und der leichten Verdichtung der zweiten Lage wird die Betonoberfläche entlang der Schalungsoberkante mit einer geführten Latte abgezogen (siehe Abb.5-13).



Abb.5–13: Händisches Einbringen von Beton (VÖZfi)

Meist ist zur Gewährleistung eines ausreichenden Oberflächenschlusses ein Nachglätten mit einem Glättschwert erforderlich. Abb.5–14 zeigte das händische Einbringen von Straßenfließbeton.

5.2.5 Oberflächenbehandlung

Die Oberfläche der Betondecke wird zunächst mit maschinellen Glätteinrichtungen oder durch händisches Glätten geschlossen. Durch diesen Vorgang entsteht an der Oberfläche eine dünne Mörtelschicht mit einer relativ hohen Feinteilanreicherung. Diese ist durch eine Abstimmung des Verdichtungs- bzw. Abziehvorganges möglichst gering zu halten. Zur Gewährleistung einer ausreichenden und dauerhaften Griffigkeit ist je nach Verwendungszweck eine weitere Oberflächenbehandlung erforderlich. Neben der Griffigkeit werden gemäß RVS 08.17.02 ^[5,2] noch als Anforderung an die Oberfläche die Ebenheit und bei Betondecken mit Waschbetonstruktur Anforderung an die Rauheit sowie Profilspitzenanzahl gestellt.

Abb.5–14: Händisches Einbringen, Verdichtung und Glätten des Betons (VÖZfi)





Abb.5–15: Oberflächenausbildung als Waschbeton (Foto VÖZfi)

Zur Strukturierung der Oberfläche können nachfolgende Verfahren zur Anwendung kommen:

- *Waschbetonstruktur*

Zur Verbesserung der lärmtechnischen Eigenschaften wurde in Österreich die Waschbetonbauweise entwickelt und hat sich mittlerweile vielerorts als Standardbauweise etabliert. Als Grundlage für die Ausbildung der Waschbetonstruktur dient ein Straßenoberbeton aus Sand (0/1 oder 0/2) und Kantkorn (4/8 oder 4/8 und 8/11). Als erster Schritt für die Herstellung der Waschbetonstruktur erfolgt das Auftragen eines Kombinationsmittels aus Nachbehandlungsmittel und Kontaktverzögerer unmittelbar nach dem Betoneinbau. Sobald der Beton erhärtet und zur Befahrbarkeit ausreichend

tragfähig ist, wird die grobe Gesteinskörnung durch maschinelles Ausbürsten so freigelegt, dass die typische Waschbetonoberfläche aus gleichmäßig angeordneten Gesteinskörnern der groben Gesteinskörnung entsteht. Der ideale Ausbürstzeitpunkt ist durch erfahrenes Personal mit Hilfe von Versuchen zu bestimmen. Das Ausbürsten erfolgt in der Regel im erdfeuchten Zustand. Alternativ zum Auftragen des Kombinationsmittels kann auch eine Kunststoffolie satt, ohne Blasenbildung auf die fertig hergestellte Betondecke aufgelegt werden. Der Auftrag eines Oberflächenverzögerers ist vor dem Auflegen der Folie erforderlich. Bei sehr heißer Witterung kann es zur Bildung eines Treibhauseffektes unter der Folie kommen. Abb.5–15 zeigt die typische Ausbildung einer Waschbetonoberfläche in Abhängigkeit vom Zeitpunkt des Ausbürstens.

Als Anforderungen an die Waschbetonoberfläche werden neben der Griffigkeit noch Anforderungen an die Oberflächenstruktur gestellt. Hierzu sind Vorgaben an die Rautiefe mit je nach Größtkorn (GK) von 0,7 – 1,2 mm und Profilspitzen von mind. 50 (für GK 8) und mind. 35 (für GK 11) auf einer Fläche von 25 cm² definiert [5.2]. Darüber hinaus können aufgrund dieser speziellen Oberfläche Anforderung an das Rollgeräusch gestellt werden. Untersuchungen belegen, dass dieser lärmindernde Effekt über die gesamte Nutzungsdauer einer Betondecke nahezu unverändert bleibt.

In Tab.5.2 sind die Anforderungen an eine Waschbetonoberfläche sowie an eine konventionelle Betondecke zusammengestellt.

Tab.5.2: Anforderungen an eine Waschbetonoberfläche sowie eine konventionellen Betondecke

Anforderung an die Oberflächenbeschaffenheit	Prüfungen	Konventionelle Betondecke	Waschbeton	
			GK 8 mm	GK 11 mm
Rautiefe	RVS 08.17.02	≥ 0,4 mm	0,7 bis 1,0 mm	0,8 bis 1,2 mm
Profilspitzenanzahl	RVS 08.17.02	–	Richtwert 60/25 cm ² Mindestwert 50/25 cm ²	Richtwert 45/25 cm ² Mindestwert 35/25 cm ²
Rollgeräusch [dB(A)]	laut Norm	–	≤ 101	≤ 102
Griffigkeit		Reibungsbeiwert mit dem System RoadSTAR: mind. 0,62 bei Übernahme und mind. 0,55 am Ende der Gewährleistungsfrist		



Abb.5–16: Bestimmung der Profilspitzenanzahl sowie Bestimmung der Rautiefe (Fotos VÖZfi)

Die Prüfung der Oberflächeneigenschaften von Betonstraßenoberflächen erfolgt generell durch Bestimmung der Profilspitzenanzahl pro 25 cm² gemäß RVS 08.17.02 [5.2] und der Rautiefe gemäß ÖNORM EN 13036-1 [5.7]. Abb.5–16 zeigt die Bestimmung der Profilspitzen sowie der Rautiefe an einer Waschbetonoberfläche.

Bei der Bestimmung der Profilspitzenanzahl werden auf einer Fläche von 25 cm² alle Spitzen auf allen Körnern größer 4 mm gezählt. Zur Durchführung der Prüfung werden Schablonen mit einer Öffnung von 5 x 5 cm angewandt wobei bereits erfassten Körner mit einem Stift markiert werden. Die in regelmäßigen Abständen ermittelte Profilspitzenanzahl ist den Anforderungen (Richtwert und Mindestwert) gemäß Tab.5.2 bzw. den Ergebnissen der Erstprüfung gegenüberzustellen.

Die Ermittlung der Rautiefe basiert auf dem Sandflächenverfahren nach Kaufmann, wobei die genauen Anforderungen an die Prüfungsdurchführung in EN 13036-1 [5.7] geregelt sind. Für diese Prüfung wird ein definiertes Volumen (V) an Glaskugeln auf der trockenen, sauberen Waschbetonoberfläche mit einer Scheibe durch spiralförmig sich erweiternde Kreisbewegungen verteilt bis alle Vertiefungen ausgefüllt sind. Der Durchmesser (D) des so entstehenden Kreises wird durch viermaliges Messen und Mittelwertbildung erfasst. Die Rautiefe wird als Höhe des gedachten zylindrischen Körpers mit dem so gemessenen Kreis-

durchmesser D und dem Volumen des aufgetragenen Stoffes (V) gemäß folgender Gleichung definiert:

$$MDT = \frac{4 \cdot V}{\pi \cdot D^2} \quad (5.1)$$

MDT	Mittler Oberflächentexturtiefe [mm]
V	Volumen der verwendeten Glasperlen [mm ³]
D	Mittlerer Durchmesser des erzeugten Kreises [mm]

Profilspitzen und Rautiefe stellen ein wichtiges Kriterium für die Gleichmäßigkeit der Oberfläche dar, da nur dadurch eine hohe Griffigkeit und lärmindernde Eigenschaften auf Dauer gewährleistet werden können. Um diese Anforderungen zu erfüllen, erfolgt bereits im Zuge der Erstprüfung die Herstellung einer Probeplatte die entsprechend dem bei der Bauausführung vorgesehen Verfahren hergestellt wird. An der Probeplatte werden im Labor ebenfalls die Profilspitzen sowie die Rautiefe ermittelt.

Zur Sicherstellung der Qualität der Oberflächentextur im Zuge der Bauausführung ist generell darauf zu achten, dass durch ausreichende Wahl der Oberbetondicke und Abstimmung der Verdichtungsgeräte eine unvermischte Oberbetondicke von mindestens 75 Prozent der Sollstärke eingehalten werden kann. Darüber hinaus sind Anforderungen an die Profilspitzenanzahl und an die Rautiefen gemäß RVS 08.17.02 [5.2] an mindestens 95 Prozent der Einbaufäche einzuhalten. Die Überprüfung dieser Anforderungen erfolgt generell im Rahmen



Abb.5–17: Oberflächenausbildung durch Besenstrich (Foto VÖZfi)

der Kontrollprüfungen, wobei insbesondere die erste Tagesleistung im Einvernehmen zwischen Auftraggeber und Auftragnehmer abzunehmen ist.

- *Besenstrich*

Bei dieser Oberflächenstrukturierung wird nach dem Glätten eine rillenförmige Textur mit einem Besen auf die Betonoberfläche aufgebracht. Die Textur des Besenstrichs wird in der Regel längs zur Fahrtrichtung von einer Arbeitsbühne auf den Frischbeton appliziert. Eine Ausnahme bilden langsam befahrene Flächen wie Busbuchten, Parkplätze oder Kreisverkehre, die zweckmäßigerweise einen Querbeseenstrich erhalten.

- *Jutetuch*

Eine weitere Möglichkeit stellt das Glätten mittels Jutetuch mit einem Gewicht von mindestens 300 g/m² dar. Bei diesem Oberflächentexturierungsverfahren wird über die gesamte Fertigerbreite ein Jutetuch gespannt und sukzessive mit dem Betonierfortschritt nachgezogen. (Auflagerfläche beim

Nachschleppen mindestens 2 lfm). Um eine gleichmäßige Strukturbildung zu gewährleisten, ist das Jutetuch feucht zu halten und in regelmäßigen Abständen zu wechseln oder auszuwaschen. Die Verwendung eines Jutetuches ist, da die erforderliche Rauh-tiefe von 0,40 mm nicht erreicht wird und erfahrungsgemäß ein Besenstrich länger hält nicht mehr üblich.

Um die fertig hergestellte Betondeckenoberfläche vor raschem Austrocknen zu schützen ist jedenfalls unverzüglich nach der Aufbringung der Oberflächenstruktur ein Nachbehandlungsmittel aufzusprühen. Eine Ausnahme bildet die Herstellung von Betondecken mit Waschbetonstruktur. Hier wird vorerst keine Oberflächenstruktur aufgebracht, sondern direkt auf die geglättete Oberfläche ein Kombinationsmittel aus Nachbehandlungsmittel und Kontaktverzögerer aufgesprüht. Der neuerliche Auftrag eines Nachbehandlungsmittels erfolgt nach dem Ausbürsten der Oberfläche.

5.2.6 Betonieren bei extremen Temperaturen

Die Erhärtung von Beton ist stark von der Frischbetontemperatur als auch von der Umgebungstemperatur abhängig. Während hohe Temperaturen das Erhärten des Betons beschleunigen, führen niedrige Temperaturen zu einer Verlangsamung bzw. Temperaturen des Betons unter 0 °C sogar zum Stillstand der Hydratation [5.5]. Aus diesem Grund sind zur Nachvollziehbarkeit Temperaturminima und -maxima der Luft innerhalb von 24 Stunden sowie die Temperaturen des Betonmischgutes beim Einbau in den Bautagesberichten zu vermerken.

Die beim Betoneinbau allgemein zu beachtenden Abhängigkeiten zwischen Lufttemperatur und Betontemperatur sind in Tab.5.3 zusammengestellt.

Tab.5.3: Luft -und Betontemperaturen beim Betoneinbau

Betoneinbau	Lufttemperatur	Betontemperatur
Empfohlen bzw. evtl. Maßnahmen erforderlich	> + 3° C	> + 5° C bis > + 27 °C
Maßnahmen erforderlich	< + 3° C	> + 10° C bis > + 27 °C

Die erforderlichen Maßnahmen beim Betonieren bei niedrigen Temperaturen bzw. bei hohen Temperaturen sind in folgenden Unterabschnitten zusammengestellt.

• *Niedrige Temperaturen*

Beim Betonieren bei niedrigen Temperaturen besteht die Gefahr, dass der Erhärtungsprozess sehr verlangsamt wird oder fast zum Stillstand kommt und so der ideale Zeitpunkt des Ausbürstens oder Schneidens von Fugen extrem nach hinten geschoben wird. Kommt es darüber hinaus zum Gefrieren von frischem oder nur wenig erhärtetem Beton, (das sind im Allgemeinen Betone mit einer Druckfestigkeit unter 5 N/mm² Gefrierbeständigkeit), können Gefügestörungen nicht ausgeschlossen werden. Niederschlag oder extreme Durchfeuchtung des Betons beschleunigen diesen Prozess zusätzlich. Bis zum Erreichen der Gefrierbeständigkeit von Beton ist jedenfalls darauf zu achten, dass die Oberflächentemperatur von Beton nicht unter + 3 °C absinkt [5,6]. Folgende Maßnahmen beim Betonieren bei niedrigen Temperaturen sind nötig:

- Anwärmen des Zugabewassers (Zugabewasser mit einer Temperatur > + 60 °C ist vorher mit der Gesteinskörnung zu mischen)
- Anwärmen der Gesteinskörnung (gefrorene Gesteinskörnungen dürfen nicht verwendet werden)
- Änderung der Zementsorte
- Wärmeres Wetter abwarten
- Hohe Temperaturen

Beim Betonieren bei hohen Temperaturen ist zu beachten, dass der Beton sehr schnell ansteift und eventuell nicht mehr ordnungsgemäß eingebaut werden kann. Darüber hinaus besteht die Gefahr, dass der Beton während des Transportes an der Oberfläche austrocknet (Abdecken erforderlich) oder dass aufgrund der hohen Temperaturen nach dem Einbau durch Austrocknung Risse und andere Schäden entstehen. Auf unverzügliche Nachbehandlung ist daher besonders bei hohen Temperaturen zu achten. Der Betoneinbau bei Frischbetontemperaturen über + 27 °C ist nur dann zu-

lässig, wenn eine Erstprüfung mit einer Frischbeton- und Lagerungstemperatur von 30 ± 2 °C durchgeführt wurde. Folgende Maßnahmen bei Betonieren bei hohen Temperaturen sind nötig:

- Kühlung des Zugabewassers (z. B. mit Scherbeneis)
- Schützen der Gesteinskörnung vor direkter Sonneneinstrahlung oder Kühlen (z. B. durch Besprühen der groben Gesteinskörnung mit Wasser)
- Zement nicht in den Sonnenbestrahlten Silos lagern
- Verschieben des Betoneinbaus in kühlere Tages- bzw. Nachtzeit
- Abkühlen der Unterlagen durch Feuchthalten

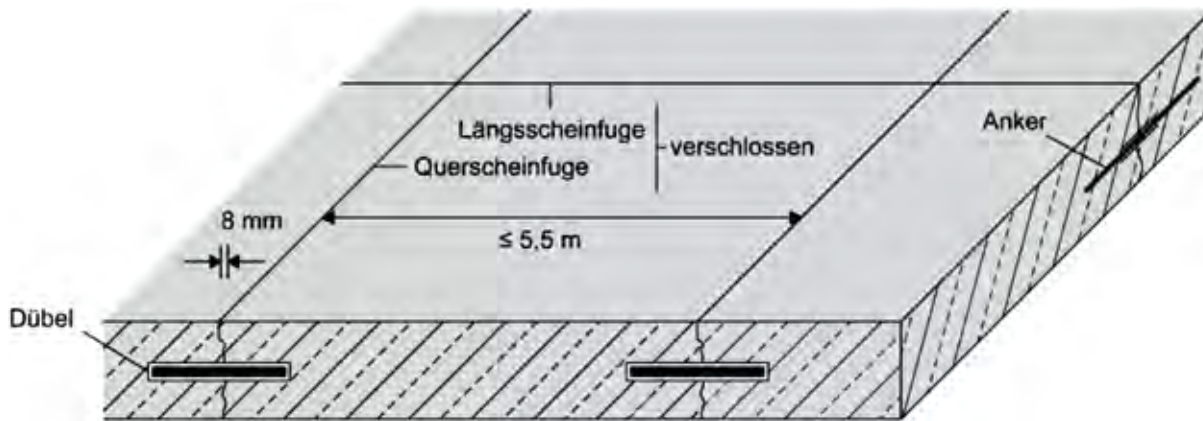
5.3 Fugen

Der Werkstoff Beton zeichnet sich durch eine hohe Verformungsresistenz und Dauerhaftigkeit aus. Aufgrund der hohen Steifigkeit würden ohne geeignete Maßnahmen durch Schwinden und Temperaturverformung bei unbewehrten Betondecken willkürlich Risse in der Fahrbahnoberfläche entstehen. Um dies zu verhindern und die Risse kontrolliert an gewissen Stellen entstehen zu lassen, werden in Betondecken in regelmäßigen Abständen Fugen angeordnet. Um unkontrolliertes Reißen zu vermeiden, müssen die Fugen rechtzeitig an den dafür vorgesehen Stellen mittig über den Dübeln bzw. Ankern geschnitten werden.

Bei der Betondeckenherstellung wird generell von Längs- (Fugen in Fahrtrichtung) und Quertugen (Fugen normal zur Fahrtrichtung) gesprochen. Als Feldlänge wird der Abstand von Quertuge zu Quertuge, als Feldbreite der Abstand vom Plattenrand zur Längsfuge oder Längsfuge zu Längsfuge bezeichnet. Eine Systemskizze zur Fugenausbildung ist Abb.5–18 zu entnehmen.

Vor der Betondeckenherstellung ist die Fugenaufteilung festzulegen und es ist ein Fugenteilungsplan vom Auftragnehmer zu erstellen. Längs- und Quertugen sind in der

Abb.5– 18: Schematische Darstellung des Betondeckenaufbaus mit Fugenanordnung



Regel rechtwinkelig zueinander anzuordnen. Bei Brücken, Kreisverkehren, Anschlussbereichen und speziell im städtischen Bereich ist es immer wieder erforderlich, von der rechtwinkligen Anordnung der Fugen abzuweichen. Hier gilt generell, dass schmale oder spitz zulaufende Plattenteile zu vermeiden oder diese Plattenteile entsprechend zu bewehren sind.

Querfugen sind in der Regel im Abstand der 25-fachen Deckendicken jedoch in einem Abstand von höchstens 5,5 m (bei Lastklasse S und I höchsten 5,0 m) anzuordnen. Die Feldlänge darf im Allgemeinen die 1,5-fache Feldbreite nicht überschreiten. Auf Brücken und in Kreuzungsbereichen sind möglichst quadratische Felder mit einem Seitenverhältnis von 1:1 auszuführen.

5.3.1 Fugenausbildung

Generell wird zwischen Scheinfugen, Pressfugen, Anschluss- bzw. Abschlussfugen, Raumfugen und Trennfugen unterschieden. Für die Fugenausbildung gilt generell RVS 08.17.04 [5.3].

- *Scheinfugen*

Scheinfugen sind Sollbruchstellen, die ein kontrolliertes Reißen des Betons mittig über den eingebauten Dübeln bei Querscheinfugen und über den eingebauten Ankern bei Längsscheinfugen sicherstellen sollen. Die Herstellung von Scheinfugen erfolgt durch Einschneiden mit einer Diamantsäge mit einer Schnittbreite von 2,0 bis 3,5 mm. Die Tiefe des Fugenschnittes ist abhängig von der Betondeckendicke und beträgt bei Querscheinfugen $\frac{1}{4}$ bis $\frac{1}{3}$ der Deckendicke und Längsscheinfugen mindestens $\frac{1}{3}$ der Betondeckendicke.

Abb.5– 19: Schneiden von Scheinfugen (Foto VÖZfi)



Bei der Herstellung von Scheinfugen ist die Wahl des richtigen Zeitpunktes zum Schneiden entscheidend. Wird zu früh geschnitten, kommt es zum Ausbrechen der Fugenflanken, wird zu spät geschnitten, besteht die Gefahr des Entstehens eines unkontrollierten Risses neben der geplanten Fuge. Der Zeitpunkt zum Schneiden der Fuge ist generell von der Frischbetontemperatur und von den Umgebungsbedingungen abhängig. Beim Schneidvorgang ist die Schneid-schlämme abzusaugen. Abb.5–19 zeigt den Schneidvorgang bei der Fugenherstellung mit Absaugeinrichtung.

Scheinfugen der Lastklassen S, I und II sind zu verschließen, Scheinfugen der Lastklassen III bis VI können verschlossen werden. Vor Einbringen des Fugenvergusses sind bei Fugen eine entsprechende Fugenkammer sowie ein Stufenschnitt herzustellen (i. d. Regel 8–12 mm breit und 20 mm tief).

- *Pressfugen*

Als Pressfugen werden Fugen bezeichnet, die beim Anbetonieren an eine bereits bestehende Betondecke entstehen. Diese sind im Allgemeinen zu verdübeln oder zu verankern. Bei Pressfugen ist an der Oberseite ein entsprechender Fugenspalt (i. d. Regel 8–12 mm breit und 20 mm tief) einzuschneiden, und die Fuge ist zu verschließen.

- *Anschluss- und Abschlussfugen*

Anschlussfugen sind ein Sonderfall von Pressfugen und werden bei Anschluss von Betondeckenfeldern an eine Asphaltdecke ausgeführt. Ebenso wie bei der Pressfuge ist nach der Herstellung in die bituminöse Deckschicht ein Fugenspalt einzuschneiden und die Fuge ist zu verschließen. Abschlussfugen sind ein Sonderfall einer Fuge am Ende jeder Tagesleistung bei der Betondeckenherstellung. Beim Betondeckeneinbau mit einem Fertiger wird in der Regel die Betondecke über die letzte reguläre Fuge ausgefahren. Für neuerliches Fortsetzen der Betonierarbeiten wird die Betondecke bis zur letzten Querscheinfuge zurückgeschnitten. Die Fuge ist analog zu einer Pressfuge auszubilden. Die an Abschlussfugen angrenzenden Betondeckenfelder sind durch Einbohren

von Dübeln oder in eingerüttelte Dübelhülsen eingelegte Dübel zu verbinden.

- *Raumfugen*

Raumfugen sind generell nur in Sonderfällen gemäß Kapitel 4.2.4 herzustellen. Diese dienen dazu durch die Betondecke entstehende Längsdruckkräfte (Schieben) abzubauen und so Übergangskonstruktionen vor Schäden zu schützen. Bei Raumfugen wird eine durchgehende Fugeneinlage aus einem astarmen Weichholzbrett oder einer bituminierten Weichfaserplatte mit einer Stärke von etwa 20 cm eingelegt. Der obere Fugenspalt ist genau über der Fugeneinlage in mindestens gleicher Breite wie die Fugeneinlage und bis zur Fugeneinlage einzuschneiden, abzufasen und zu verschließen.

- *Gerüttelte Fugen*

Bei der Herstellung von Betondecken im untergeordneten Straßennetz (z. B. ländlicher Wegebau) kann anstatt des Schneidens von Fugen auch ein Einrütteln von Fugenprofilen oder die Herstellung von Kerben angewandt werden. Dabei ist darauf zu achten, dass das Betongefüge nicht geschädigt wird sowie die Fugenflanken nicht ausbrechen.

5.3.2 Fugenverschluss

Nach der Fugenherstellung werden, zumindest bei stark belasteten Verkehrsflächen, die Fugen verschlossen. Die Fugenfüllung muss dicht ausgeführt werden, damit das Eindringen von Niederschlagswässern sowie das Füllen der Fuge mit Feinstoffen verhindert werden. Beim Fugenverguss wird grundsätzlich zwischen Heißverguss, Kaltverguss und Fugenprofilen unterschieden. Im hochrangigen Straßennetz erfolgt in der Regel bei Querscheinfugen der Fugenverschluss durch Fugenprofile und bei Längscheinfugen oder Längspressfugen der Fugenverschluss durch Heißverguss. Durch seine Beständigkeit gegenüber chemischen Einflüssen findet Kaltverguss vorwiegend auf Flugverkehrsflächen oder Tankanlagen seine Anwendung. Generell muss der Beton vor dem Verschluss der Fugen ausreichend erhärtet sein ^[5.3].

- *Heißverguss*

Heißverguss ist eine kunststoffmodifizierte Bitumenvergussmasse, die nur mit thermal-beheizten, temperaturgeregelten Verarbeitungsgeräten eingebracht werden darf. Vor dem Einbringen der Heißvergussmasse müssen die Fugenflanken zumindest im Bereich der Haftflächen trocken und sauber sein. Als erster Schritt werden, zur Erhöhung der Haftung der Vergussmasse, die Fugenflanken mit einem Voranstrich versehen. Um das Absacken der Fugenvergussmasse zu verhindern, wird vor dem Vergießen eine hitzebeständige, unverrottbare Fugeneinlage eingebracht. Vor dem Einbringen der Heißvergussmasse ist darauf zu achten, dass die Restfeuchtigkeit des Betons nahe der Ausgleichsfeuchtigkeit ($< 4\%$, in der Regel je nach Witterung bei einem Betonalter von 7 bis 14 Tagen) liegt. Der Querschnitt der Fugenkammer sollte zumindest ein Verhältnis Breite zu Tiefe von 1/1,5 aufweisen. Der Fugenverguss hat so zu erfolgen, dass dieser auch bei hohen Temperaturen nicht über die Betonfahrbahnoberkante übersteht.

- *Kaltverguss*

Kaltvergussmassen zeichnen sich durch ihre bessere Beständigkeit gegenüber Chemikalien aus und werden daher primär bei gewerblichen Sonderflächen und auf Flugbetriebsflächen eingesetzt. Beim Einsatz von Kaltvergussmassen sind generell die Vorgaben sowie Verarbeitungstoleranzen der Hersteller einzuhalten.

- *Fugenprofile*

Fugenprofile sind vorgefertigte Kunststoffprofile, die mit einem geeigneten Verlegegerät in die Fugenkammer eingedrückt werden. Vor dem Einbringen der Fugenprofile muss die Fugenkammer sauber sein. Eine Verarbeitung bei Temperaturen unter dem Gefrierpunkt ist nicht zu empfehlen, da die Fugenflanken nicht angeeist sein dürfen. Die Größe der Fugenkammer ist je nach Angaben der Hersteller auszuführen. Bei Fugenprofilen ist weder eine Fugeneinlage noch ein Voranstrich erforderlich.

5.4 Schutzmaßnahmen und Nachbehandlung

Während und nach der Betondeckenherstellung ist der frische Beton vor zu rascher Austrocknung zu schützen, da dem Beton durch Verdunstung so viel Wasser entzogen werden kann, dass für die Erhärtung nicht mehr genug vorhanden ist. Dies betrifft vor allem die oberflächennahen Bereiche der Betondecke, die jedoch für die Dauerhaftigkeit des Bauwerks maßgeblich sind.

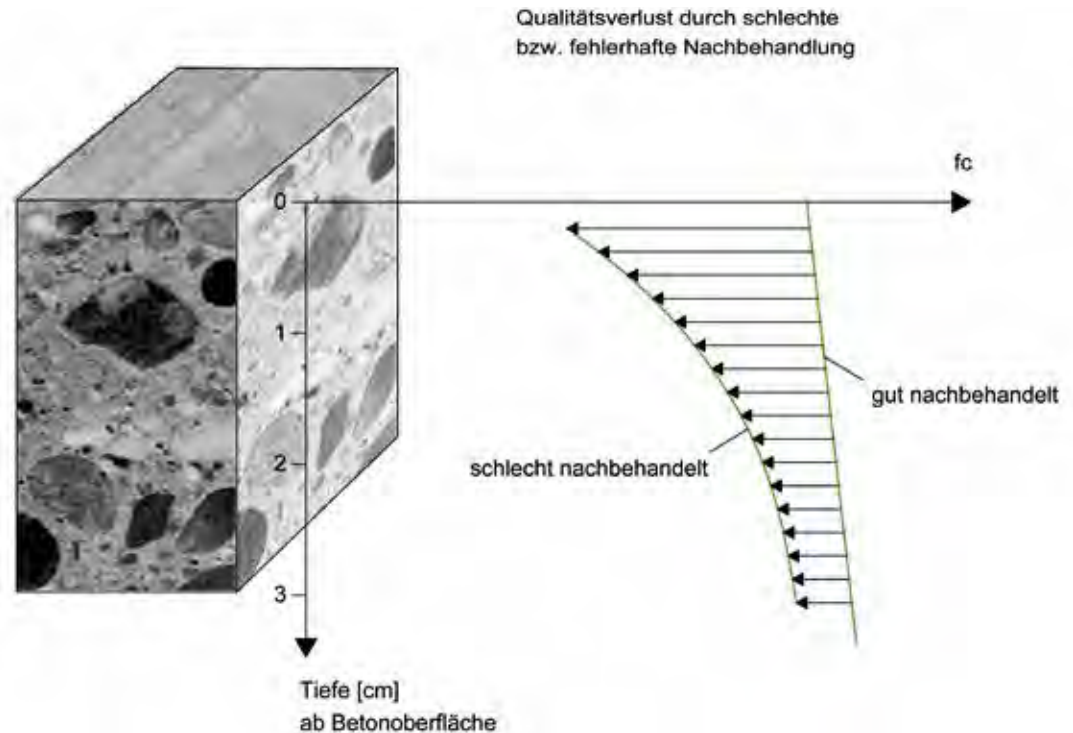
Eine ausreichende Nachbehandlung ist erforderlich, damit der Beton auch in Oberflächennähe die geforderten Werte an Festigkeit und Dauerhaftigkeit erreicht. Bei der Hydratation von Zement wirkt sich ausreichende Feuchtigkeit generell positiv auf Betonqualität aus. Darüber hinaus ist der junge Beton vor schädlichen Einflüssen (z. B. starken Niederschlägen, Temperaturschwankungen) zu schützen.

Dies kann durch Verwendung von Schutzdächern oder durch Bereitstellung eines Nachbehandlungsmittels, das die frische Betonoberfläche bereits wenige Minuten nach dem Aufsprühen durch Bildung einer entsprechend widerstandsfähigen Haut vor Schäden durch Regen schützt, erfolgen. Zudem ist der Beton vor zu hohen Temperaturschwankungen zu schützen. Um die Oberfläche des Betons nicht allzu sehr auskühlen zu lassen, kann bei niedrigen Temperaturen eine wärmedämmende Abdeckung (z. B. kaschierte Baufolien) verwendet werden. Starkes Aufheizen des Betons durch direkte Sonneneinstrahlung wird durch Verwendung eines hellen Nachbehandlungsmittels reduziert.

5.4.1 Nachbehandlung bei herkömmlichen Betondecken

Die Nachbehandlung von Beton kann generell mittels flüssigem Nachbehandlungsmittel, Nassnachbehandlung oder Folienabdeckung erfolgen. Generell ist eine Nachbehandlung mittels flüssigen Nachbehandlungsmittels. Als Stand der Technik anzusehen. Nassnachbehandlung und Folienabdeckung werden kaum noch ausgeführt.

Abb.5-20: Qualitätsverlust an der Betonoberfläche durch unzureichende Nachbehandlung



Bei der Nachbehandlung ist zu beachten, dass nicht nur die Oberseite der Betondecke sondern auch die Seitenflächen bei einem Einbau mittels Gleitschalungsfertiger einer Nachbehandlung bedürfen.

• Flüssige Nachbehandlungsmittel

Am häufigsten wird die Nachbehandlung durch Aufsprühen eines filmbildenden Nachbehandlungsmittels durchgeführt. Das Besprühen hat so früh wie möglich unmittelbar nach der Betondeckenherstellung zu erfolgen. Das Nachbehandlungsmittel ist lückenlos und gleichmäßig auf die gesamte Fahrbahnoberfläche, und bei Einsatz eines Gleitschalungsfertigers auch auf die Seitenflächen, aufzusprühen.

Generell wichtig für gute Nachbehandlung ist, dass das flüssige Nachbehandlungsmittel in der vom Hersteller angegebenen Auftragsmenge aufgebracht wird. Die erforderliche Auftragsmenge des flüssigen Nachbehandlungsmittels ist mit Hilfe einer Zulassungsprüfung gemäß RVS 11.06.42 ^[5.4] zu ermitteln. Es ist zu beachten, dass durch eine zu große Menge an aufgebrachtem

Nachbehandlungsmittel die Anfangsgriffigkeit deutlich herabgesetzt werden kann. Bei der Herstellung von Waschbetonoberflächen ist darüber hinaus speziell das Kapitel 5.4.2 zu beachten.

Bei der Nassnachbehandlung wird die Betondecke für einen Zeitraum von mindestens drei Tagen nach dem Betondecken einbau ständig feucht gehalten. Dies geschieht durch ständiges Besprühen der Oberfläche. Eine Unterbrechung der Feuchtigkeitzufuhr führt zu einer Unterbrechung der Hydratation und somit unweigerlich zu einer schlechteren Betonqualität. Dieses Verfahren ist bei sorgsamer Ausführung sehr wirkungsvoll jedoch extrem arbeitsintensiv.

• Folienabdeckung

Eine weitere Möglichkeit anstelle der Verwendung von flüssigen Nachbehandlungsmitteln oder Nassnachbehandlung besteht in der Abdeckung der Oberfläche durch Folien. Bei dieser Methode der Nachbehandlung ist auf eine blasenfreie, auch bei Wind satte Abdeckung der Oberfläche zu achten.

5.4.2 Spezielle Schutzmaßnahmen bei der Deckenherstellung mit Waschbetonstruktur

Bei der Herstellung von Betondecken mit Waschbeton ist die Nachbehandlung an dieses Verfahren anzupassen. In diesem Fall ist unmittelbar nach der Betondeckenherstellung ein Kontaktverzögerer sowie ein Nachbehandlungsmittel oder ein Kombinationsmittel auf die Oberfläche aufzusprühen (siehe Abb.5–21). Das Auftragen des Nachbehandlungsmittels bzw. Kombinationsmittels muss spätestens 20 Minuten nach dem Betondeckeneinbau abgeschlossen sein. Um ein gleichmäßiges Aufbringen des Nachbehandlungsmittels auch bei ungünstiger Witterung (Wind) zu gewährleisten, sind

gegeben falls Windschürzen zu verwenden. Alternativ zum Auftrag eines Nachbehandlungsmittels kann auch eine Kunststoffolie, welche ohne Luftblasen zu verlegen ist, verwendet werden. Der Auftrag eines Oberflächenverzögerers ist jedoch erforderlich.

In weiterer Folge wird durch das Ausbürsten die Waschbetonoberfläche hergestellt. Unmittelbar nach dem Bürsten ist flächendeckend der zweite Verdunstungsschutz auf die Oberfläche aufzutragen. (siehe Abb. 5–22). Betondeckenoberflächen dürfen erst dann befahren werden, wenn eine Schädigung des Nachbehandlungsfilms und daraus resultierend ein vorzeitiges Austrocknen der Betonoberflächen ausgeschlossen werden kann.

Abb.5–21: Aufbringen des ersten Nachbehandlungsmittels (Foto VÖZfi)



Literatur

- [5.1] Fiala H. (1999): Aluminiumreaktion in Beton. beton 49, H. 10, S. 556–559.
- [5.2] FSV – Forschungsgesellschaft Straße – Schiene – Verkehr, Wien. RVS 08.17.02 (2011): Technische Vertragsbestimmungen – Betondecken – Deckenherstellung.
- [5.3] FSV – Forschungsgesellschaft Straße – Schiene – Verkehr, Wien. RVS 08.17.04 (2011): Technische Vertragsbestimmungen – Betondecken – Fugen in Betonfahrbahndecken (2008): Straßenplanung – Bautechnisches – Bautechnische Details – Oberbaubemessung.
- [5.4] FSV – Forschungsgesellschaft Straße – Schiene – Verkehr, Wien. RVS 11.06.42 (1985): Nachbehandlungsmittel von Beton, Forschungsgesellschaft Straße Schiene Verkehr, Entwurf Dezember 1985
- [5.5] Grübl P., Weigler H. und Sieghart K. (2011): Beton – Arten, Herstellung und Eigenschaften, Ernst & Sohn, Berlin.
- [5.6] ON – Österreichisches Normungsinstitut, Wien. ÖNORM B 4710-1 (2007): Beton, Teil 1: Festlegung, Herstellung, Verwendung und Konformitätsnachweis.
- [5.7] ON – Österreichisches Normungsinstitut, Wien. ÖNORM EN 13036-1 (2010): Oberflächeneigenschaften von Straßen und Flugplätzen – Prüfverfahren, Teil 1 Messung der Makrotexturtiefe der Fahrbahnoberfläche mit Hilfe eines Volumetrischen Verfahrens, Österreichisches Normungsinstitut, Juli 2010.

Abb.5–22: Aufbringen des zweiten Nachbehandlungsmittels nach dem Ausbürsten (Foto VÖZfi)



6

BETONRECYCLING

DI Stefan Marchtrenker

Forschungsinstitut der VÖZ

Inhaltsverzeichnis

6.1	Rahmenbedingungen	133
6.1.1	Ökologische Grundsätze	133
6.1.2	Gesetzliche Vorgaben	134
6.1.3	Technische Vorgaben	134
6.1.4	Ökonomische Überlegungen	137
6.2	Verwendung von Betonabbruchmaterial in Betonstraßen	137
6.2.1	Abbruch alter Betondecken und Gewinnung von Recyclaten	137
6.2.2	Ausgewählte Eigenschaften von Betonrecyclaten	138
6.2.3	Wiederverwertung in Betondecken	139
6.2.4	Wiederverwendung in anderen Schichten	142
6.3	Praktische Vorgehensweise	142



Betonfahrbahnen stellen aufgrund ihrer Langlebigkeit eine ressourcenschonende Variante zur Herstellung von Fahrbahnen dar. Nichtsdestotrotz muss im Angesicht der immer gewichtigeren Rohstoffknappheit darüber hinaus auch im Bereich der Massrohstoffe wie Kies als Betonzuschlag ein Maximum der Wiederverwendung der Materialien im Kreislauf angestrebt werden, um Lagerstätten natürlicher Kiesvorräte zu schonen und für kommende Generationen zu sichern. Recycling im Bereich des Betonstraßenbaus stellt in Österreich ein lang erprobtes, erfolgreiches Bauverfahren dar. Die wesentlichen Grundsätze werden im Folgenden dargestellt.

6.1 Rahmenbedingungen

Recycling im Betonstraßenbau ist an viele Grundsätze und Vorgaben gebunden: ökologische und ökonomische Erfordernisse müssen mit technischen und juristischen Möglichkeiten in Einklang gebracht werden. Nachfolgend sind für Österreich die wesentlichen Rahmenbedingungen für die Wiederverwertung in Betondecken zusammengefasst.

6.1.1 Ökologische Grundsätze

Ein wesentliches Thema in Bezug auf Umweltverträglichkeit ist die Nachhaltigkeit. Da auch Betonstraßen mit ihrer ausgesprochen langen Lebensdauer von mindestens 30 bis 40 Jahren erneuert werden müssen, sind Überlegungen der Wieder- und Weiterverwertung der in abgängigen Betonfahrbahnen vorhandenen Materialien unumgänglich. In Österreich wurden bereits früh dementsprechende Überlegungen angestellt und im Jahr 1990 erstmals baupraktisch umgesetzt ^[6.5].

Durch die damals gewonnenen Erfahrungen konnte die Technik des Betonrecyclings im Straßenbau immer weiter verbessert werden, sodass heute eine bis zu 100-prozentige Wiederverwertung des Betonausbruchs aus Straßen möglich ist. Hierdurch kann die alte Betondecke als Baustoffressource verwendet werden und durch Schonung der natürlichen Ressourcen, Verringerung von Deponieräumen und Reduzierung der Materialtransporte von weiter entfernten Materiallagerstätten ein wertvoller Beitrag zum Umweltschutz geleistet werden.

Ziel in der Recyclingwirtschaft muss immer eine möglichst hochwertige Wiederverwendung der eingebauten Materialien sein, um eine Entwertung der Ressourcen (so genanntes „Downcycling“ oder „Downgrading“) zu vermeiden. Dies würde im Falle des Straßenbaus die Wiederverwendung im Oberbeton bedeuten. In absteigender Wertigkeit folgen die Wiederverwendung im Unterbeton, als ungebundene oder gebundene Tragschicht oder die Verwendung als Frostschuttschicht und schließlich die Verwendung für Bankette oder Lärmschutzwälle^[6.7]. Das in den Straßen vorhandene Material ungenutzt in Deponien abzulagern, ist im Sinne der Ressourcenschonung unbedingt zu vermeiden.

Großes Potential zur Schonung unserer Umwelt besteht des Weiteren in der Reduktion von Transport- und Verkehrsaufkommen und damit einem verringerten Ausstoß von Treibhausgasen. Durch die Verwendung des Ausbruchmaterials vor Ort und eine durchdachte Anordnung der Wiederaufbereitungskette in unmittelbarer Nähe zur Baustelle können gegenüber der Verwendung natürlicher Gesteinskörnungen, welche aus umliegenden Kiesgruben angeliefert werden müssen, entscheidende Transportkilometer eingespart werden. Unter diesen Gesichtspunkten konnte im Zuge der Generalsanierung der österreichischen Westautobahn A1 (5,7 Mio. m³ neue Betondecke mit Verwendung des Altbetons im Unterbeton und zur Herstellung der zementstabilisierten Tragschicht) durch Recycling der alten Betondecke mit der in Österreich üblichen Ausführungsmethode eine Transportleistung von 1,7 Mio. Kilometern eingespart werden^[6.3]. Daraus ergab sich bei der Kalkulation eine Einsparung von gesamt 1.445 Tonnen Kohlendioxid bei Recycling des Altbetons gegenüber der Verwendung von natürlichem Material.

6.1.2 Gesetzliche Vorgaben

Im Zuge der Waste Framework Directive (Abfallrahmenrichtlinie) gibt die Europäische Union als übergeordnetes Ziel eine Recyclingquote von mindestens 70 % der mineralischen Bau- und Abbruchabfälle bis 2020 vor. Diesen Vorgaben folgend werden dahinge-

hend auch in Österreich Anpassungen und Änderungen der Gesetzgebung erfolgen müssen, um die europäischen Zielsetzungen einhalten zu können.

Schon heute sind die Behandlung von Abfall- und Baurestmassen sowie Vorschriften zu deren Trennung, Beseitigung und Wiederverwertung in umfangreichen Rechtsvorschriften geregelt. Nachstehend sind einige der wichtigsten Gesetze und Verordnungen aufgelistet.

- Abfallwirtschaftsgesetz
- Abfallnachweisverordnung
- Abfallverzeichnisverordnung
- Altlastensanierungsgesetz
- Baurestmassentrennungsverordnung
- Deponieverordnung
- Verordnung: Festsetzung von gefährlichen Abfällen und Problemstoffen
- Verordnung: Mobile Anlagen zur Behandlung von Abfällen

Detaillierte Einsicht in die jeweils gültige Fassung kann zum Beispiel über das Rechtssystem des Bundeskanzleramts^[6.10] genommen werden.

6.1.3 Technische Vorgaben

Maßgebende Richtlinie für die Herstellung von Betondecken in Österreich ist die RVS 08.17.02^[6.2]. Sie erlaubt ausdrücklich die Verwendung von Ausbruch größer 4 mm aus Betondecken als Gesteinskörnung für den Unterbeton von neuen Betondecken. In der nachstehenden Tab.6.1 sind die entsprechenden Anforderungen an die Gesteinskörnungen für Unterbeton dargestellt. In der Fußnote 1 der entsprechenden Tabelle werden folgende Anforderungen an Betonrecyclingmaterial expliziert gefordert:

- der Altbeton muss frost-tausalz-beständig sein
- der Anteil an bituminösen Anteilen (bestimmt gemäß ÖNORM EN 933-11) muss < 20 % sein
- die Alkali-Kieselsäure Reaktivität (Beanspruchungsklasse 2 gemäß

Tab.6.1: Anforderungen an Gesteinskörnungen für den Unterbeton [6.2]

Eigenschaften	Anforderung
Erforderliche Körnungen	GK 22 oder GK 32, 3 Korngruppen, davon eine mit höchstens $D = 4$ mm Größtkorn, die anderen mit mindestens $D = 4$ mm Kleinstkorn ¹⁾
Kornrohichte	angegebener Wert ± 30 Mg/m ³
Kornzusammensetzung $D > 4$ mm	GC 90/15 oder GC 85/20
Kornzusammensetzung $D \leq 4$ mm	GF85, Kategorie gemäß Tabelle 2 der ÖNORM EN 12620
Kornform	SI ₄₀
Muschelschalengehalt	SC ₁₀
Gehalt an Feinteilen grob	$f_{1,5}$
Gehalt an Feinteilen fein	f_{10}
Frost-Tau-Widerstand $D > 4$ mm	F_1
Frost-Tau-Widerstand $D \leq 4$ mm	F_1 gemäß ONR 23303, Abschnitt 11.2
Säurelösliches Sulfat	AS _{0,8}
Alkali-Kieselsäure Reaktivität	Beanspruchungsklasse 2 gemäß ÖNORM B 3100
Kornzusammensetzung $D = 22, D = 32$	Sieblinienbereich AC22 bzw. AC32
¹⁾ Die Verwendung von Betonrecyclingmaterial ab 4 mm ist zulässig.	

ÖNORM B 3100) muss zeitgerecht an dem Material über 4 mm nachgewiesen sein

- das Material muss gesiebt und entstaubt sowie Vergussmaterial und Stahl aussortiert sein, sodass es den Anforderungen der Tabelle 6.1 entspricht

Gemäß RVS 08.17.02 sind für Betonrecyclingmaterialien als Gesteinskörnung die gleichen Anforderungen einzuhalten wie bei natürlichen Gesteinskörnungen. Ergänzend sind zusätzliche Anforderungen an die Eigenschaften des alten Betons und des gewonnenen Recyclingmaterials nachzuweisen. So muss etwa die Beanspruchungsklasse 2 bezüglich Alkali-Kieselsäure-Reaktivität gemäß ÖNORM B 3100 am Material über 4 mm nachgewiesen werden.

Als gute Hilfestellung im Bereich des Recyclings seien ergänzend auch die themenspezifischen Merkblätter und Richtlinien des Österreichischen Baustoff Recycling Verbands [6.9] genannt:

- Richtlinie für Recycling-Baustoffe
- Richtlinie für die mobile Aufbereitung von mineralischen Baurestmassen und Bodenaushubmaterial

- Merkblatt „Wiederverwendung/Verwertung von Bodenaushubmaterial“
- Merkblatt „Zwischenlager für mineralische Baurestmassen, Asphaltaufruch und Betonabbruch“
- Richtlinie für die Aufbereitung kontaminierter Böden und Bauteile

In der Richtlinie für Recycling-Baustoffe [6.8] des Baustoff Recycling Verbands erfolgt eine Einteilung der Baustoffe in Materialbezeichnungsklassen, bezüglich ihrer stofflichen Zusammensetzung, sowie in Güteklassen (Anwendungsbereiche) und Qualitätsklassen (Umweltverträglichkeit).

Grundsätzlich unterscheidet die Richtlinie für Recycling-Baustoffe folgende Materialbezeichnungen:

- RA
Recycliertes gebrochenes Asphaltgranulat
- RAB
Recycliertes gebrochenes Asphalt/Beton-Mischgranulat
- RB
Recycliertes gebrochenes Betongranulat

- RG
Recycliertes gebrochenes Granulat aus Gestein (natürliches und/oder recycliertes) mit einem Anteil von mindestens 50 % sowie Beton und/oder Asphalt
- RM
Recycliertes gebrochenes Mischgranulat aus Beton und/oder Asphalt und mit einem Anteil von maximal 50 % Gestein (natürliches und/oder recycliertes)

In ähnlicher Weise werden Recyclingbaustoffe aus mineralischen Baurestmassen aus dem Hochbau unter Berücksichtigung von Hochbaurestmassen (z. B. Ziegelbestandteile) kategorisiert. Als Hinweis, dass eine Gesteinskörnung gemäß ÖNORM EN 12620 für die Herstellung für Beton verwendet werden kann, sieht die Richtlinie den Zusatz „z“ (z. B. RBz) in den Bezeichnungen vor. Für diese Materialkategorien erfolgt auch eine Zuteilung der stofflichen Bestandteile gemäß Nomenklatur der ÖNORM EN 12620 (Rc, Rb, Ru, Ra usw.).

Bezüglich ihres Anwendungsbereiches werden zusätzlich Güteklassen und Qualitätsklassen unterschieden. Der bautechnische Anwendungsbereich der Recyclingbaustoffe

wird durch die Güteklassen S, I, II, III und IV vorgegeben. So können Baustoffe der Klasse III und IV beispielsweise als Schüttmaterialien, Untergrundverbesserungen etc. angewendet werden, während Baustoffe der Güteklasse I beispielsweise in hydraulisch gebundenen Tragschichten gemäß RVS 08.17.01 [6.2] ihre Anwendung finden. Zusätzlich erfolgt eine Einteilung in die Qualitätsklassen A+, A, B und C. Diese Qualitätsklassen berücksichtigen den Einsatz in hydrogeologisch sensiblen Gebieten (Umweltschutz). Hierbei ist zu beachten, dass gemäß Richtlinie der Einsatz von Recycling-Baustoffen in Wasserschutzgebieten und im Grundwasserschwankungsbereich verboten ist.

Für die beschriebenen Klassen legt die Richtlinie für Recycling-Baustoffe sowohl Anforderungen an die Eigenschaften als auch ein Güte- und Qualitätsüberwachungssystem fest.

In Tab.6.2 sind die nach Richtlinie Recycling-Baustoffe vorgeschlagenen Klassen und ihre Einsatzmöglichkeiten – bei entsprechendem Nachweis der Eignung – in Beton und hydraulisch gebundenen oder ungebundenen Tragschichten zusammengefasst.

Tab.6.2: Klassen und vorgeschlagener Anwendungsbereich von Recyclingbaustoffen, gemäß [6.9] (Auszug)

Anwendungsbereich	Baustoff	RA				RB				RAB				RM/RG			
	Güteklasse	I	II	III	IV	S,I	II	III	IV	I	II	III	IV	S,I	II	III	IV
	Als Gesteinskörnung für Beton bis C12/15 ohne bes. Eigenschaften (ÖN B 4710-1)		E			E	E							E	E		
	Als Gesteinskörnung für Beton ab C12/15 (ÖN B 4710-1)				E	E											
	Für zementgebundene Tragschicht (RVS 08.17.01)	E	E	E		g	E	E		g	E	E		g	E	E	
	Für ungebundene obere Tragschicht (RVS 08.15.01)	g ¹⁾	E ³⁾			g	E			g	E			g ³⁾	E		
	Für untere Tragschicht (RVS 08.15.01)	g ³⁾	g ²⁾³⁾			g	g			g	g			g ³⁾	g ³⁾		

g geeignet
 E Eignung ist nachzuweisen
 1) gemäß RVS 08.15.02 „Ungebundene Tragschichten mit Asphaltgranulat“
 2) gemäß RVS 08.97.04 (zurückgezogen am 23.9.2009)
 3) max. 50 % Asphaltanteil

Wie bereits in den ökologischen Grundsätzen erwähnt (Kapitel 6.1.1), ist immer eine qualitativ möglichst hochwertige Wiederverwertung der Recyclingbaustoffe anzustreben, um einen Qualitätsverlust durch Vermischung mit Materialien geringerer Güte und somit einen Wertverlust in einem erneuten Wiederverwertungszyklus zu vermeiden. Daher sollten durch intelligenten Rückbau hochwertigste Materialien (z. B. nach Richtlinie Recycling-Baustoffe) gewonnen werden, um diese in Bauteilen höchster Güte – dies entspricht im Betonstraßenbau nach RVS 08.17.02 dem Unterbeton – wiederzuverwerten.

Erst wenn dieser Weg der höchstwertigen Wiederverwendung nicht möglich ist, können alternative Verwendungsmöglichkeiten mit schrittweise niedrigerer Wiederverwertungsgüte angedacht werden.

6.1.4 Ökonomische Überlegungen

Neben den offensichtlichen ökologischen Vorteilen des Recyclings von Betonstraßen gibt es durchaus auch wirtschaftliche Aspekte, die für die Wiederverwendung des Betonabbruchs sprechen.

Der Mehraufwand der Wiederaufbereitung steht hier den Kosten für neues Material und für die Deponierung des Ausbruchs gegenüber. Besonders durch die Besteuerung einer Deponierung (z. B. Altlastensanierungsgesetz) verschiebt sich der wirtschaftliche Vorteil immer mehr in Richtung des Recyclings.

Darüber hinaus führt die als ökologischer Nutzen bereits genannte mögliche Reduktion von Transportkilometern (Verringerung des Ausstoßes von Treibhausgasen) auch zu einem reduzierten wirtschaftlichen Aufwand und damit zu einer Kostenersparnis. Abb.6–1 zeigt beispielhaft die optimale Lage von Lagerstätte (alte Fahrbahn), Wiederaufbereitungsanlage und Verwendungsort (neue Fahrbahn).

So konnte beispielsweise 2005 bei der Generalsanierung der A1 Westautobahn (5,7 Mio. m³ Betondecke) in Salzburg durch

Recycling der alten Betondecke mit der in Österreich üblichen Ausführungsmethode eine Transportleistung von 1,7 Mio. Kilometern eingespart werden [6.3]. Daraus ergab sich bei der Kalkulation neben der Einsparung von gesamt 1.445 Tonnen Kohlendioxid auch ein Kostenvorteil von 1,85 €/m³ Betondecke.

6.2 Verwendung von Betonabbruchmaterial in Betonstraßen

6.2.1 Abbruch alter Betondecken und Gewinnung von Recyclaten

Bei Einhaltung einiger weniger wichtiger Regeln stellen der Abbruch und die Aufbereitung alter Betondecken für die Wiederverwertung keine hohen technischen Anforderungen an die Durchführung.

Grundlage für die weiteren Schritte und die endgültige Entscheidung zum Recycling bildet immer eine genaue Erkundung der alten Betonfahrbahndecke. Neben dem Ausheben von Unterlagen über die Herstellung (Eignungsprüfungen, verwendete Rezepturen,...) und Prüfung der Eigenschaften des Altbetons (z. B. Festigkeit) bietet die Untersuchung der Betondecke vor Ort auf eventuelle Schäden die geeignetste Möglichkeit, potentielle Verwendungseinschränkungen des alten Materials zu ermitteln. Grundsätzlich kann Beton, welcher über Jahre ohne wesentlichen Qualitätsverlust in

Abb.6–1: Ökologischer und ökonomischer Vorteil durch räumliche Nähe von Gewinnungsstätte, Aufbereitung und Wiederverwendungsort (Foto Asamer Holding AG)



einer Betonfahrbahndecke gedient hat, als geeignet für die Wiederverwendung in Beton angesehen werden.

Beim eigentlichen Abbruchvorgang ist besonders auf einen sortenreinen Rückbau zu achten. Unterschiedliche Materialien sind, um später eine möglichst hochwertige Wiederverwendung zu gewährleisten, unbedingt getrennt nach Art und Qualität abzubauen, zu lagern und aufzubereiten.

Die Aufbereitung selbst sollte sich schon an den späteren Anforderungen für die Wiederverwertung orientieren. Dies betrifft einerseits die räumliche und zeitliche Einrichtung der Wiederaufbereitungseinrichtungen: Transportdistanzen sollten möglichst verringert, notwendige Zwischenlagerkapazitäten möglichst klein gehalten werden. Andererseits muss bei der Aufbereitung auch auf die später zu erbringenden technischen Eigenschaften geachtet werden. Dies kann etwa die aufbereiteten Fraktionen, die Höhe von zugestanden Verunreinigungen oder auch die Kornform (Verwendung geeigneten Geräts zum Brechen) des Recyclingmaterials betreffen.

6.2.2 Ausgewählte Eigenschaften von Betonrecyclaten

Wiedergewonnene Gesteinskörnungen aus alten Betonfahrbahndecken weisen einige Besonderheiten auf, welche insbesondere bei der Wiederverwendung in neuem Beton berücksichtigt werden müssen. Exemplarisch werden einige wichtige Eigenschaften nachstehend besprochen.

Die Festigkeit von Beton mit Zuschlag aus Betonabbruch ist in der Regel gleichwertig oder sogar höher als bei Verwendung natürlicher Gesteinskörnung. Dies ist auf den besonders guten Verbund zwischen dem alten Zementstein und dem neuen Bindemittelleim zurückzuführen.

Durch bituminöse Dünnschichtbeläge aus Instandhaltungsmaßnahmen an der bestehenden Fahrbahn ist ein komplett sortenreiner Rückbau oft nicht möglich. Untersuchungen haben allerdings gezeigt, dass in diesen Fällen ein Anteil von bituminösen

Bestandteilen im Abbruch bis zu 20 % für den neuen Beton ohne besondere Maßnahmen unproblematisch ist. Bei höheren Asphaltgehalten im recycelten Material vermindern sich zunehmend die Werte für Biegezugfestigkeit und E-Modul sowie insbesondere die Frost-Tausalz-Beständigkeit des Recyclingbetons ^[6.5].

In Forschungsvorhaben ^[6.5, 6.6] konnte durch Reduzierung des W/B-Werts und eine entsprechend hohe Verflüssigerdosierung auch bei Asphaltanteilen bis 50 % im Korn 4/32 ein entsprechender Luftporenbeton für Betonstraßen hergestellt werden. Bei angestrebter Verwendung höherer Asphaltanteile sind im Einzelfall weiterführende Maßnahmen (z. B. Verwendung von Mikrosilika, kein Luftporenbildner) zu überlegen.

Der höhere Zementsteinanteil im Feinbereich führt bei Zuschlag aus Betonabbruch zu einer höheren Wasseraufnahme als bei den meisten natürlichen Gesteinskörnungen. Dieser erhöhte Wasserbedarf ist bei der Rezeptur des neuen Betons zu berücksichtigen. In den österreichischen Regelwerken für die Betondeckenherstellung (RVS 08.17.02) ist unter anderem aufgrund dieses erhöhten Wasserbedarfs, der in der Regel gegenüber natürlichem Sand sehr rauen Kornoberfläche (Einfluss auf die Verarbeitbarkeit) und wegen möglicher negativer Auswirkungen auf die Frost-Tausalz-Beständigkeit des Betons eine Verwendung von recycelten Materialien < 4 mm in der Betondecke der Fahrbahn nicht vorgesehen. Erfolgt eine Verwendung von Brechsand außerhalb dieses geregelten Feldes, so sollte er zumindest mittels Nassaufbereitung von Feinteilen gereinigt werden und in feuchtem Zustand beigegeben werden, um ein beschleunigtes Ansteifen durch Wassersaugen vorzubeugen ^[6.5].

In der Regel erfordert die Verwendung von Recycling-Baustoffen für die Erzielung gleichwertiger Betoneigenschaften gegenüber natürlichen, runden Gesteinskörnungen eine geringfügige Erhöhung des Zementgehaltes in der neuen Rezeptur. Dieser erhöhte Bedarf an Zement resultiert aus der abweichenden Kornform (größere Oberfläche) von gebrochener Gesteinskörnung gegenüber runder

Körnung (Kies) und ist ebenso bei natürlichem, gebrochenem Felsgestein (Splitt) zu berücksichtigen. In den Richtwerten der RVS 08.17.02 [6.2] wird dieser Eigenheit mit einer Erhöhung des Zementgehaltes um 15 kg/m^3 Zement bei Verwendung von Beton-Recyclingmaterial für Unterbeton Rechnung getragen.

Als mögliche Problematik im Betonstraßenbau ist, wie z. B. in Deutschland fallweise aufgetreten, eine Schädigung infolge einer Alkali-Kieselsäure Reaktion AKR. Eine potenzielle Gefährdung der Betonfahrbahn durch (AKR) ist im Vorfeld abzuklären und ein Restrisiko durch geeignete Maßnahmen zu minimieren [6.4, 6.6]. Als Absicherungsmaßnahme wird empfohlen, die für die Wiederverwertung vorgesehenen Betondecken auf eine entsprechende Gefährdung durch Prüfungen an Bohrkernen zu untersuchen. Die entsprechenden Anforderungen an Recyclingmaterial (Beanspruchungsklasse 2) für Betondecken sind in RVS 08.17.02 festgelegt und nach ÖNORM B 3100 nachzuweisen. Weitere Maßnahmen wie geeignete Betonzusammensetzung, Dimensionierung, Entwässerung der Unterlage usw. sind immer ganzheitlich für das jeweilige Bauvorhaben zu betrachten und zu entwickeln.

6.2.3 Wiederverwertung in Betondecken

Die Wiederverwendung des Ausbruchmaterials in der höchsten Wertigkeitsstufe d. h. im Oberbeton, ist aufgrund der hohen Anforderungen an heutige Betonfahrbahnen (z. B. Lärminderung, Griffbarkeit, Ebenheit, Helligkeit, Verschleißbeständigkeit) nur selten möglich und nach derzeitiger Erkenntnis nicht zu empfehlen. Hinsichtlich der Entwicklung zu einer nachhaltigen Bauweise kommt der Optimierung der häufig konkurrierenden Eigenschaften (Ressourcenschonung, Verfügbarkeit,...) enorme Bedeutung zu.

Nachfolgend wird daher die in Österreich derzeit übliche, erfolgreich angewandte Vorgangsweise der Wiederverwertung von Beton im Straßenbau bei maximaler Recyclingquote und höchstmöglicher Wertigkeit des Recyclingprodukts dargestellt.

Zu Beginn eines jeden Projektes mit Wiederverwertung von Beton sollte eine genaue Erkundung des Altmaterials stehen. Im Idealfall stehen dokumentierte Informationen über die verwendeten Ausgangsmaterialien, die verwendeten Rezepturen und über etwaige Eignungsprüfungen zur Verfügung. Leider sind derartige Informationen aufgrund des Alters der Straßen nur sehr selten verfügbar. In solchen Fällen ist es empfehlenswert, Untersuchungen zur Beurteilung des Verhaltens der alten Betondecke durchzuführen. Im Allgemeinen kann davon ausgegangen werden, dass das bis zu 40 Jahre alte Material bei augenscheinlich hoher Qualität und Homogenität wiederverwendet werden kann.

Der Abbruchvorgang selbst beginnt in der Regel durch Entspannen und grobes Brechen der Decke mittels Fallschwert (Abb.6–2). Sehr große Bruchstücke werden zusätzlich mittels Bohrmeißel zerkleinert und das gesamte Ausbruchmaterial anschließend bei einer möglichst nahe liegenden mobilen Aufbereitungsanlage in einem Zwischenlager gelagert (Abb.6–3).

Hier erfolgen eine weitere Zerkleinerung des Materials mittels Prallmühle, sowie die Aus-sortierung von unerwünschten Fremdbestandteilen (Dübel, Anker, Fugenfüllstoffe etc.). Um Feinteile zu entfernen, wird das Material gesiebt und gewaschen und anschließend getrennt in einzelnen, für die weitere Verwendung geeigneten Fraktionen gelagert (Abb.6–4 und Abb.6–5).

Abb.6–2: Bearbeitung mittels Fallschwert (Foto R. Spörr)





Abb.6-3: Zwischenlager des Straßenausbruchs (Foto Asamer Holding AG)



Abb.6-4: Sieben und Waschen der Recyclingkörnungen (Foto Asamer Holding AG)

Ein durch Ausbesserungsarbeiten in der Betondecke eingetragener Asphaltanteil von bis zu 20 % im Recyclinggut hat keinen nennenswerten Einfluss auf die Eigenschaften des späteren Recyclingbetons [6.2]. Dennoch ist immer ein sortenreiner Rückbau anzustreben.

Grundlage für die Wiederverwertung des Recyclingmaterials bildet die zweischichtige Ausbildung der neuen Betondecke. Hierbei besteht der Unterbau aus einer Asphalttragschicht auf einer Zementstabilisierung oder ungebundenen Tragschicht. Darüber liegt die Betondecke in zweischichtiger Ausführung mit Unterbeton aus Recyclingbeton und einer relativ dünnen Schicht aus hochwertigstem Oberbeton der in der Regel mit einer lärmarmen Waschbetonoberfläche ausgeführt wird.

Für die Herstellung des Unterbetons werden die recycelten Fraktionen größer als 4 mm verwendet. Die feineren Fraktionen können aufgrund ihres hohen Wasserbedarfes für die Herstellung des Betons nicht ohne negative Auswirkungen auf dessen Eigenschaften verwendet werden und müssen durch natürliche Gesteinskörnungen ersetzt werden. Das Recyclingmaterial < 4 mm (Sandfraktion) kann jedoch wie auch die Bestandteile der alten bituminösen Tragschicht sehr gut für die Aufbereitung der oft nicht mehr funktionsfähigen Frostschutzschicht zur Zementstabilisierung verwendet werden. Da es durch steigendes Verkehrsaufkommen bei Erneuerungen von Straßen meist auch zum Ausbau der Kapazität kommt, kann durch diese Aufteilung der Fraktionen in der Regel das gesamte aus der alten Betondecke gewonnene Material im neuen Fahrbahnaufbau bestmöglich wiederverwendet werden. Abb.6-6 zeigt beispielhaft den Materialfluss von der alten in die neue Betonfahrbahndecke.

Der Einbau des Recyclingbetons erfolgt in der Regel wie auch bei Normalbeton mit Gleitschalungsfertigern. Der Unterbeton mit dem Recyclingzuschlag wird auf die Asphalttragschicht eingebaut. Anschließend werden Dübel sowie Anker eingerüttelt. Danach erfolgt frisch auf frisch der Einbau des Oberbetons mit einem zweiten Gleitschalungsfertiger. Die Fahrbahnoberfläche wird in der Regel in Waschbetonausführung hergestellt, um gute Lärm- und Entwässerungseigenschaften sicherzustellen.

Abb.6-5: Schema Betonrecycling

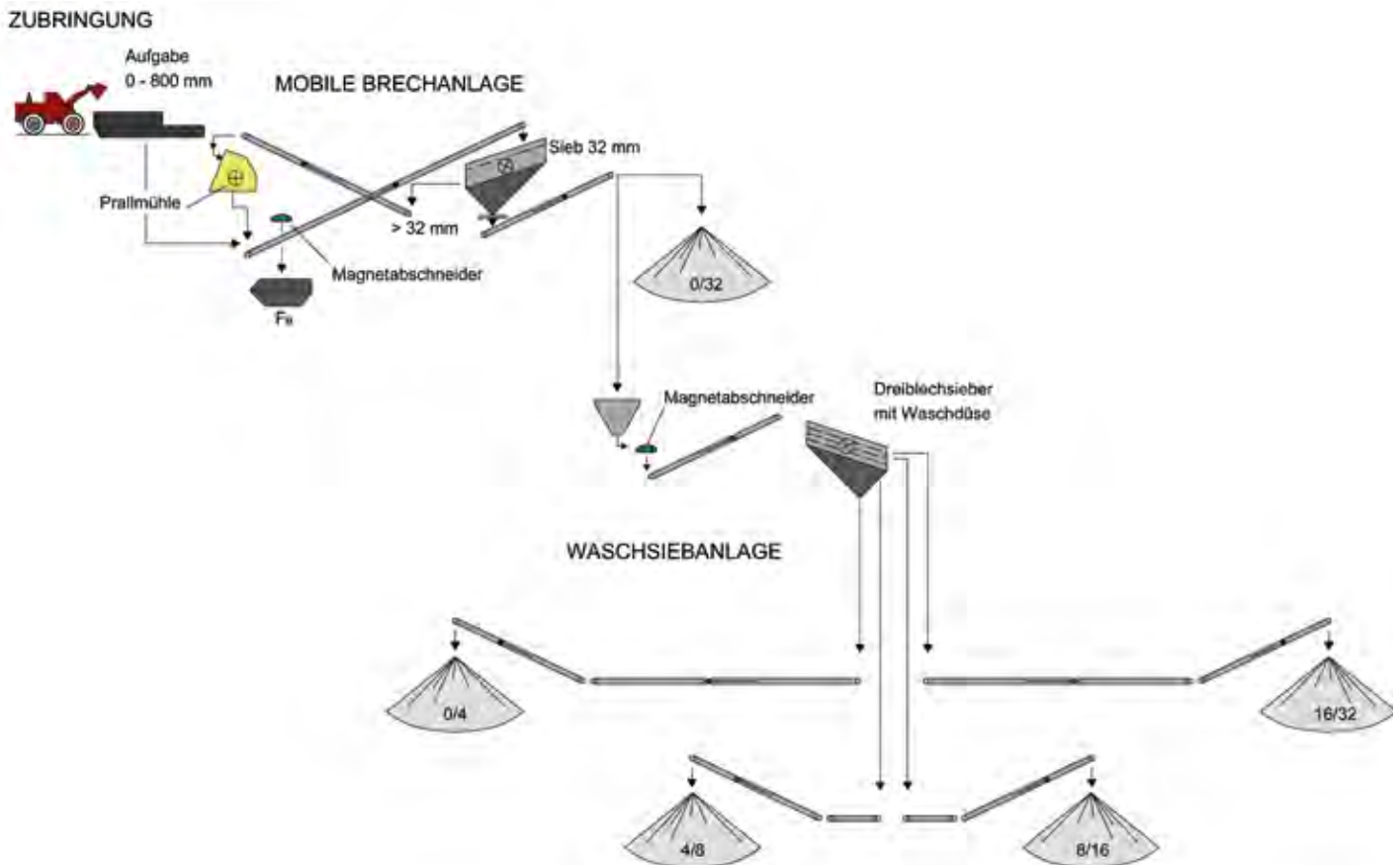
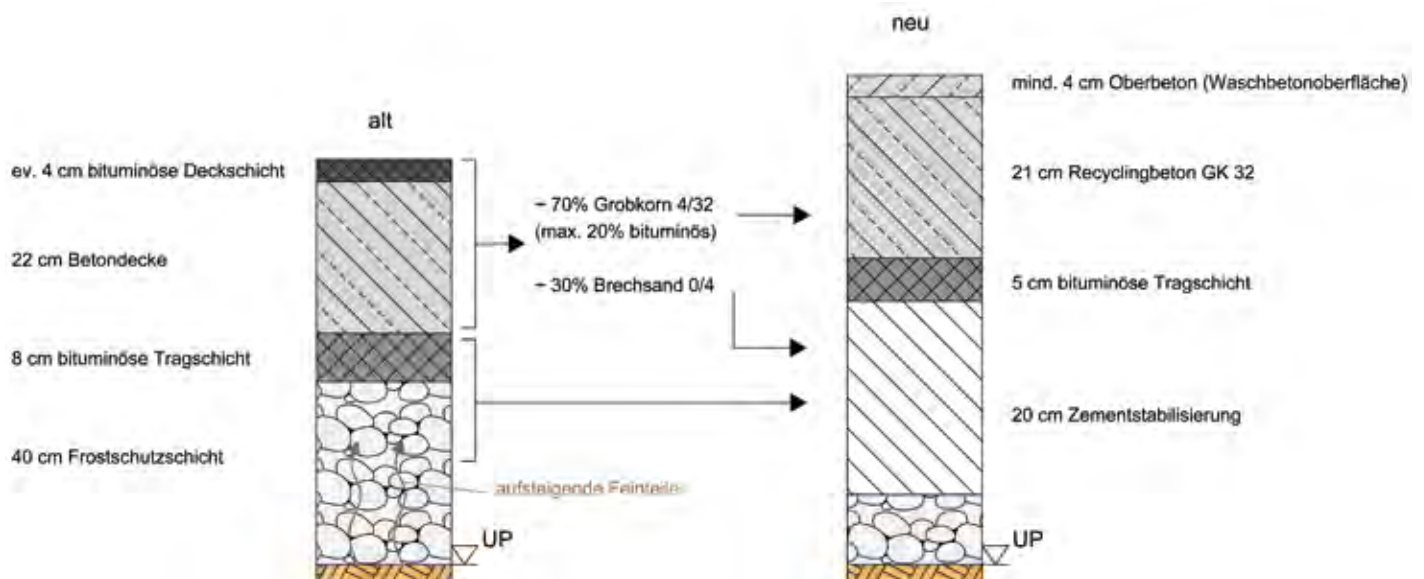


Abb.6-6: Materialfluss des Recyclingkonzepts



6.2.4 Wiederverwendung in anderen Schichten

Eine Wiederverwendung des Ausbruchmaterials aus Betonfahrbahndecken kann natürlich nicht nur in neuen Betonfahrbahndecken erfolgen. Alternative Wiederverwertungsmöglichkeiten sind zum Beispiel in ungebundenen Tragschichten oder in Zementstabilisierungen. Hierbei sollte allerdings berücksichtigt werden, dass der Altbeton in der Regel als sehr hochwertiges Material eingeordnet werden kann und deshalb meist den hohen Ansprüchen für die Verwendung in neuen Betondecken entspricht. Deshalb sollte dieses Material, soweit möglich, auch wieder dieser hochwertigen Nutzung zugeführt werden.

6.3 Praktische Vorgehensweise

Nachstehende Auflistung fasst die wesentlichen Schritte beim Recycling von Betondecken zusammen.

1. Informationen beschaffen

- a. Ausheben von Unterlagen mit Informationen über die alte Betondecke
- b. Optische Beurteilung der alten Betondecken auf Fehler und Schwachstellen, die auf problematische Materialien hinweisen
- c. Prüfung der alten Betondecke auf Ihre Eigenschaften
- d. Wählen einer Vorgangsweise zur Wiederverwendung auf Basis der vorhandenen Altbetoneigenschaften

2. Rückbau und Gewinnung des Recyclingmaterials

- a. Sortenreiner Rückbau – unterschiedliche Materialarten und -güte von Beginn an getrennt behandeln
- b. Verwendung geeigneter Arbeitsmittel: z. B. Prallmühle, um günstige Kornform zu erhalten

3. Wiederverwendung

- a. Wiederverwendung in möglichst hoher Güte – Vermeidung von „Downgrading“, das mit jedem Recyclingzyklus zu einem Wertverlust des Materials führt
- b. Erarbeitung eines an die jeweiligen Gegebenheiten angepassten Gesamtrecyclingkonzepts für eine höchstmögliche Wiederverwertungsrate (z. B. Verwendung der feinen Fraktionen für die Verbesserung der neuen Zementstabilisierung)
- c. Nachweis der Eignung (Anforderungen) des Materials für die gemäß in 1.d.) gewählten Vorgehensweise – gegebenenfalls Anpassung

Zum Beispiel Verwendung für Unterbeton

Anforderung wie für natürliche Gesteinskörnung

- + Altbeton tausalzbeständig
- + bituminöse Anteile < 20 %
- + Nachweis Alkali-Kieselsäure-Reaktivität Beanspruchungsklasse 2 (nach ÖNORM B 3100) für Material über 4 mm

Literatur

- [6.1] Ehrlich N. und Hersel O.: Straßenbau heute – Betondecken, S. 258–263, 6. Auflage, Verlag Bau + Technik GmbH, Düsseldorf, 2010.
- [6.2] FSV – Forschungsgesellschaft Straße – Schiene – Verkehr, Wien.
RVS 08.17.02 (2011): Technische Vertragsbestimmungen – Betondecken – Deckenherstellung.
RVS 08.17.01 (2009): Mit Bindemittel stabilisierte Tragschichten
- [6.3] Krenn H.: Recyclingfähigkeit von Beton – der Schritt zur Nachhaltigkeit, Zement und Beton, Sonderheft, S. 36–38, Internationale Fachtagung, 2005.
- [6.4] Krispel St. und Nischer P.: Recyclingzuschläge – Beurteilung auf eine Alkali-Kieselsäure Reaktivitätsgefährdung; Straßenforschung Heft 580, Wien, 2008.
- [6.5] Sommer H.: Wiederverwendung von Altbeton für neue Betonfahrbahndecken. Bundesministerium für wirtschaftliche Angelegenheiten, Schriftenreihe Straßenforschung, Heft 403, Wien, 1992.
- [6.6] Sommer H.: Beton mit Asphalt als Zuschlag. Bundesministerium für wirtschaftliche Angelegenheiten, Schriftenreihe Straßenforschung, Heft 476, Wien, 1998.
- [6.7] Weingart W. und Wieland M.: Abschlussbericht „Hochwertiges Recycling von Beton auf Geotextil“. FE 08.186/2005/LRB, Forschungsprogramm Straßenwesen, Hochschule Anhalt(FH), Dessau, 2005.
- [6.8] BRV – Österreichischer Baustoff-Recycling Verband, Österreichischer Güteschutzverband Recycling-Baustoffe(2009): Die Richtlinie Recycling-Baustoffe, Gesamtausgabe: 8. Auflage, September 2009.
- [6.9] www.br.v.at
- [6.10] www.ris.bka.gv.at

7

QUALITÄTSSICHERUNG

DI Dr. Martin PEYERL

Forschungsinstitut der VÖZ

Inhaltsverzeichnis

7.1	Erstprüfung	146
7.2	Kontrollprüfung/Konformitätskontrolle	149
7.3	Überwachung der Kontrollprüfung	149
7.4	Prüfung der funktionalen Anforderung – Abnahmeprüfung	150
7.5	Qualitätssicherung	150



An die Dauerhaftigkeit von Betondecken werden sehr hohe Anforderungen gestellt. Daher kommen Fahrbahndecken aus Beton vorrangig bei hohen Verkehrsbelastungen zum Einsatz. Damit diese den erwarteten Einwirkungen widerstehen und die an sie gestellten Anforderungen dauerhaft erfüllen, müssen sie in einer entsprechend hohen Qualität ausgeführt werden. Die Herstellung der Betondecke ist ein komplexer Prozess mit vielen aufeinander abgestimmten Arbeitsschritten. Selbst kleine Ausführungsfehler im Bauablauf wirken sich negativ auf die Qualität und Lebensdauer der Betondecke aus.

Zur Sicherstellung der Ausführungsqualität sind während des gesamten Bauablaufs Prüfungen der Betonausgangsstoffe, der Produktion, des Einbaus sowie Überprüfung der Anforderungen an der fertig hergestellten Betondecke durchzuführen. Grundsätzlich kann die gesamte Qualitätssicherung in Arbeiten vor Beginn der Deckenherstellung, Arbeiten während der Betondeckenherstellung und Arbeiten nach der Betondeckenherstellung gegliedert werden. In Tab.7.1 sind diese Phasen sowie die erforderlichen Unterlagen und Prüfungen zur jeweiligen Phase grob zusammengefasst.

Tab.7.1: Übersicht der Qualitätsüberwachung

Phase	Prüfungen	Sonstige Arbeiten
Arbeiten vor Beginn der Betondeckenherstellung	Erstprüfung	Beschaffung aller Unterlagen Vergabe der Prüftätigkeit Erstellung des Prüfprogramms Besprechungsorganisation Bauzeitplanung Verantwortlichkeit
Arbeiten während der Betondeckenherstellung	Kontrollprüfungen, Identitätsprüfungen	Kontrolle der Bauausführung und Anforderungen, Durchführung aller gemäß Prüfprogramm festgelegten und ev. zusätzlich erf. Prüfungen
Arbeiten nach der Betondeckenherstellung	Abnahmeprüfung	Dokumentation

Mängel bei der Betondeckenherstellung wurden meist dann beobachtet, wenn Probleme in der Herstellungskette auftraten bzw. die Verantwortlichen für die Deckenherstellung sowohl von Auftraggeber-, als auch von Auftragnehmerseite nicht vor Ort anwesend waren. Die Herstellung von Betondecken erfordert ein hohes Verständnis und Wissen aller Baubeteiligten für diese anspruchsvolle Bauweise.

7.1 Erstprüfung

Im Zuge der Erstprüfung werden alle Anforderungen an den Beton vor der Betondeckenherstellung nachgewiesen. Die Erstprüfung ist auf Veranlassung des Auftragnehmers von einer akkreditierten Prüfstelle mit den bei der späteren Betondeckenherstellung verwendeten Betonausgangsstoffen durchzuführen. Im Zuge dieser Prüfung werden Frisch- und Festbetonkennwerte ermittelt, welche auf den in RVS 08.17.02 ^[7.1] vorgegebenen Formblättern 1–1 (Abb.7–1) und 1–2 (Abb.7–2) zu dokumentieren sind.

Die Durchführung von Erstprüfungen (siehe Tab.7.2) hat generell der Auftragnehmer zu veranlassen. Erstprüfungen sind zeitgerecht, mindestens 7 Tage vor Einbaubeginn, vorzulegen, damit diese durch den Auftraggeber geprüft werden können. Alle in der Erstprüfung enthaltenen Angaben über Hersteller, Lieferanten sowie Art und Herkunft der Baustoffe gelten als Vertragsbestandteil. Ist eine Erstprüfung mit den zur Verwen-

dung vorgesehenen Baustoffen bereits vorhanden, darf diese nicht älter als 24 Monate sein. Eine Abänderung der in der Erstprüfung getroffenen Festlegungen ist nur mit der Zustimmung des Auftraggebers zulässig. Bei einem Wechsel der Betonausgangsstoffe ist eine neuerliche Erstprüfung durchzuführen.

Im Zuge der Erstprüfung ist generell zu überprüfen, ob die verwendeten Betonausgangsstoffe, insbesondere die Gesteinskörnung, den Anforderungen gemäß RVS 08.17.02 ^[7.1] entsprechen. Danach ist der Beton nach einer Mischungsberechnung unter Laborbedingungen in einem Zwangsmischer herzustellen. An dieser Mische werden die Frischbetonkennwerte (Verdichtungs- oder Ausbreitmaß für Straßenbeton F52) Rohdichte und Luftgehalt bestimmt. Zur Sicherstellung der Festigkeit werden im Rahmen der Erstprüfung Prismen zur Ermittlung der Spaltzugfestigkeit des Ober- und Unterbetons hergestellt. Darüber hinaus erfolgt die Bestimmung der Luftporenkennwerte am Festbeton. Bei Betondecken mit Waschbetonstruktur ist zusätzlich eine Platte mit mindestens 1000 cm² mit dem vorgesehenen Oberflächenverzögerer herzustellen, nach dem gewählten Verfahren auszubürsten und die Bestimmung der Profilschärfe und Rautiefe durchzuführen.

Die Ergebnisse der Erstprüfung sind in den Formblättern 1–1 bzw. 1–2 gemäß RVS 08.17.02 ^[7.1] zu dokumentieren. Das Formblatt 1–1 enthält die genaue Bezeichnung der Betonausgangsstoffe, die Zielwerte gemäß

Tab.7.2: Erstprüfungen für Beton

Prüfungen	Nachweise	Prüfer	Prüfbestimmungen
Gesamtsieblinie	Angabe der Gesamtsieblinie	Prüfstellen	ÖNORM EN 933-1
Frischbeton	Angabe der Frischbetonkennwerte und der Wirkung der Zusätze		ONR 23303
Festbeton	Bestimmung der Spaltzugfestigkeit von Ober- und Unterbeton nach 2 und 28 Tagen		ONR 23303
	Bestimmung der Luftporenkennwerte		ONR 23303
Flüssige Nachbehandlungsmittel	Bestimmung der erforderlichen Auftragsmenge		RVS 11.06.42
Waschbetonstruktur	Herstellung einer Probeplatte nach dem gewählten Verfahren und Bestimmung von Rautiefe und Profilschärfe		ÖNORM EN 13036-1

Abb.7-1: Formblatt 1-1 für die Erstprüfung gemäß RVS 08.17.02

RVS 08.17.02 OBERBETON	Betonhersteller:		Werk:		
	FORMBLATT 1-1				
BETONSORTE OB GK8	ERSTPRÜFUNG VOM				
	ANFORDERUNGEN ¹⁾ (VOM AUSGEFÜLLT)				ZIELWERT ²⁾ GEMÄSS ERSTPRÜFUNG
	ERF. UNTERLAGEN	GEFORDERTE WERTE			
Mikroprozessorsteuerung Mischanlage	Dokument der Erstprüfung	<input type="checkbox"/> JA	<input type="checkbox"/> NEIN	<input type="checkbox"/> JA	<input type="checkbox"/> NEIN
Frostklasse der Gesteinskörnung ³⁾	Dokument der Erstprüfung	F.....	
Mindestanzahl der Körnungen	Dokument der Erstprüfung	<input type="checkbox"/> 1	<input type="checkbox"/> 2	<input type="checkbox"/> 3
Sieblinie bis 4mm i.W. obere Hälfte AB	Dokument der Erstprüfung	<input type="checkbox"/> JA	<input type="checkbox"/> NEIN	<input type="checkbox"/> JA	<input type="checkbox"/> NEIN
Größtkorn der Gesteinskörnungen	Dokument der Erstprüfung	8	mm	mm
Zement Nr ... ³⁾	CE-Kennzeichnung u. Gültigkeit	kg/m ³ ⁷⁾	kg/m ³
Zusatzmittel Nr ... ³⁾	"Zertifikat gemäß EN 934-2 und Gültigkeit"	kg/m ³ ⁷⁾	kg/m ³
Zusatzmittel Nr ... ³⁾		kg/m ³ ⁷⁾	kg/m ³
wirksamer Wassergehalt des Betons	Dokument der Erstprüfung	kg/m ³ ⁷⁾	kg/m ³
Gesamtwassergehalt inkl. Kernfeuchte	Dokument der Erstprüfung	kg/m ³ ⁷⁾	kg/m ³
Gesteinskörnung Nr (trocken) ³⁾	Dokument der Erstprüfung	kg/m ³ ⁷⁾	kg/m ³
Gesteinskörnung Nr (trocken) ³⁾	Dokument der Erstprüfung	kg/m ³ ⁷⁾	kg/m ³
Gesteinskörnung Nr (trocken) ³⁾	Dokument der Erstprüfung	kg/m ³ ⁷⁾	kg/m ³
Gesteinskörnung Nr (trocken) ³⁾	Dokument der Erstprüfung	kg/m ³ ⁷⁾	kg/m ³
Gesteinskörnung Nr (trocken) ³⁾	Dokument der Erstprüfung	kg/m ³ ⁷⁾	kg/m ³
Gesteinskörnung trocken gesamt	Dokument der Erstprüfung	kg/m ³ ⁷⁾	kg/m ³
Betoneinbautemperatur	Dokument der Erstprüfung	≤ 26 ⁵⁾	°C	°C
Lufttemperatur	°C	°C
Frischbeton-Rohdichte	Dokument der Erstprüfung	kg/m ³ ⁷⁾	kg/m ³
W/B - Wert bei EP	Dokument der Erstprüfung	≤ 0,.....
Verdichtungsmaß nach 10 Minuten	Dokument der Erstprüfung
Verdichtungsmaß nach 60 Minuten	Dokument der Erstprüfung
Luftgehalt im Frischbeton nach 60 Minuten ⁶⁾	Dokument der Erstprüfung	8)	% ^{9) 10)}	%
L 300 ⁶⁾	Dokument der Erstprüfung	≥ 1,8 ⁹⁾	%	≥ 1,8 ⁹⁾	%
Abstandsfaktor ⁶⁾	Dokument der Erstprüfung	≤ 0,18 ⁹⁾	mm	≤ 0,18 ⁹⁾	mm
min. Spaltzugfestigkeit (28)	Dokument der Erstprüfung	≥ 4,4	N/mm ²	N/mm ²
Rauhtiefe	Dokument der Erstprüfung	0,7-1,0	mm	mm
Profilspitzenanzahl	Dokument der Erstprüfung	≥ 50/25cm ²
..... ¹¹⁾					
BESTÄTIGUNG DER ERSTPRÜFUNG (DURCHFÜHRER): Datum: _____ Unterschrift: _____					
Legende: <ul style="list-style-type: none"> EP Zielwert gemäß Erstprüfung ¹⁾ wenn keine Angabe, ist der Wert freigestellt ²⁾ Wert, der sich gemäß der Erstprüfung(en) zur Einhaltung der Betonsorte ergibt ³⁾ siehe Angaben Formblatt 1-2 ⁴⁾ bei Recyclingmaterial Oberflächentrocken mit Angabe der Kernfeuchte in Formblatt 1-2 ⁵⁾ 27 °C bis 32 °C nur wenn Erstprüfung mit Frischbetontemperatur von 30 ± 2 °C durchgeführt wurde ⁶⁾ Ergebnisse der Erstprüfung: <ul style="list-style-type: none"> L1000: ... % Luftgehalt im Frischbeton: ... % L300: ... % Abstandsfaktor: 0... mm ⁷⁾ umgerechnet auf Mittelwert "Zielwert Luftgehalt", im Allgemeinen 5,0 % ⁸⁾ Im Allgemeinen 4,0 - 6,0 %, max. 5,0 - 7,0 % ⁹⁾ kleinster Luftgehalt, bei dem Anforderung an LP System erfüllt wird; mindestens jedoch 4,0 % ¹⁰⁾ Untergrenze errechnet gemäß ONR 23302, jedoch mindestens 4,0 %, Obergrenze Luftgehalt Untergrenze + 2,0% ¹¹⁾ sonstige Anforderungen 					

Abb.7-2: Formblatt 1-2 für die Erstprüfung gemäß RVS 08.17.02

RVS 08.17.02 BETON	BETONAUSGANGSSTOFFE, ANGABEN ZUR ERSTPRÜFUNG		KONFORMITÄTS- ZERTIFIKAT	ERST- PRÜFUNG	Seite ... von
FORMBLATT 1-2	Gilt für Betonsorte(n):				ANMERKUNG 1)
GESTEINSKÖRNUNG Nr 1	Bezeichnung		<input type="checkbox"/> JA	<input type="checkbox"/> JA	
	Hersteller, Grube				
	CE-Nummer für die WPK				
GESTEINSKÖRNUNG Nr 2	Bezeichnung		<input type="checkbox"/> JA	<input type="checkbox"/> JA	
	Hersteller, Grube				
	CE-Nummer für die WPK				
GESTEINSKÖRNUNG Nr 3	Bezeichnung		<input type="checkbox"/> JA	<input type="checkbox"/> JA	
	Hersteller, Grube				
	CE-Nummer für die WPK				
GESTEINSKÖRNUNG Nr 4	Bezeichnung		<input type="checkbox"/> JA	<input type="checkbox"/> JA	
	Hersteller, Grube				
	CE-Nummer für die WPK				
GESTEINSKÖRNUNG Nr ...	Bezeichnung		<input type="checkbox"/> JA	<input type="checkbox"/> JA	
	Hersteller, Grube				
	CE-Nummer für die WPK				
ZEMENT Nr 1	Herstellwerk		<input type="checkbox"/> JA	-	
	CE-Nummer				
	Zementart				
	Festigkeitsklasse				
	zus. Anforderung lt. Bindemittel				
	ÜA ²⁾ -Nummer				
ZEMENT Nr ...	Herstellwerk		<input type="checkbox"/> JA	-	
	CE-Nummer				
	Zementart				
	Festigkeitsklasse				
	zus. Anforderung lt. Bindemittel				
	ÜA ²⁾ -Nummer				
ZUSATZMITTEL Nr 1	Hersteller		<input type="checkbox"/> JA	-	
	CE-Nummer für die WPK				
	Beschreibung				
	Handelsbezeichnung				
ZUSATZMITTEL Nr 2	Hersteller		<input type="checkbox"/> JA	-	
	CE-Nummer für die WPK				
	Beschreibung				
	Handelsbezeichnung				
ZUSATZMITTEL Nr 3	Hersteller		<input type="checkbox"/> JA	-	
	CE-Nummer für die WPK				
	Beschreibung				
	Handelsbezeichnung				
ZUSATZMITTEL Nr ...	Hersteller		<input type="checkbox"/> JA	-	
	CE-Nummer für die WPK				
	Beschreibung				
	Handelsbezeichnung				
Für den Hersteller:		Datum:.....	Unterschrift:.....		
1) alle erforderlichen Anforderungen gemäß Tabelle 4.1 und 4.2, 5, 7 2) Ende der Gültigkeitsdauer ist in Anmerkung anzugeben					

Erstprüfung (Einwaagen, Prüfwerte) sowie die gemäß RVS 08.17.02 geforderten Werte. In Formblatt 1–2 sind die genaue Bezeichnung, der Name des Herstellers sowie die CE-Kennzeichnung der Betonausgangsstoffe zusammengefasst. Neben der Erstprüfung von Beton sind vor der Betondeckenherstellung auch die Erstprüfungen für die erforderlichen flüssigen Nachbehandlungsmittel vorzulegen.

7.2 Kontrollprüfung/Konformitätskontrolle

Kontrollprüfungen sind zur laufenden Sicherstellung der Qualität von Betondecken im Zuge des Baufortschrittes durchzuführen. Kontrollprüfungen sind generell, mit Ausnahme der Bestimmung der Luftporenkennwerte, am Festbeton vom Auftragnehmer durchzuführen, können aber auch in seinem Auftrag an Prüfstellen übertragen werden. Die Kontrollprüfungen beinhalten generell laufende Prüfungen der Betonausgangsstoffe, Frisch- und Festbetonprüfungen des Betons sowie Prüfungen an der fertigen Betondecke. Für die Kontrollprüfung ist das Baulos in Prüflose zu unterteilen und je nach Anzahl der Prüflose wird die Anzahl der erforderlichen Kontrollprüfungen festgelegt. Dabei entspricht ein Prüflos der Einbauleistung je 24 Stunden bei Tageseinbauleistungen über

4.000 m² ansonsten je 4.000 m². In Tab.7.3 sind die erforderlichen Kontrollprüfungen für Baulose über 20.000 m² zusammengestellt, bei entsprechend kleineren Baulosen gilt ein geringerer Prüfumfang gemäß RVS 08.17.02 [7.1].

Neben den in Tab.7.3 aufgelisteten Kontrollprüfungen sind gemeinsam von Auftraggeber und Auftragnehmer Querprofile festzulegen. Diese Querprofile dienen als Entscheidungsgrundlage, ob die erforderliche Dicke eingebaut werden kann, sowie als Basis für die Abrechnung, da Mehrdicken bis zu 2,0 cm extra vergütet werden müssen. Diese geringen Mehrdicken werden toleriert bzw. sind wünschenswert, da sich diese positiv auf die Lebensdauer der Betondecke auswirken.

7.3 Überwachung der Kontrollprüfung

Über den definierten Umfang der Kontrollprüfungen hinaus steht es dem Auftraggeber frei, weitere Prüfungen zur Sicherstellung der Qualität (Identitätsprüfungen) durch von ihm bestellte Prüfstellen zu veranlassen. Der Auftragnehmer ist vor der Durchführung zu verständigen und hat den mit der Durchführung der Prüfung betrauten Organen Zutritt zu den Anlagen zu verschaffen.

Tab.7.3: Kontrollprüfungen für Beton für Baulose über 20 000 m²

Prüfungen	Nachweise	Prüfer	Anzahl	Prüfbestimmungen
Kornzusammensetzung der Gesteinskörnung	höchstzulässige Abweichungen der Siebdurchgänge	AN	i. d. Regel einmal je 3 Prüflose	ÖNORM EN 933-1
Betonmischgut	Bestimmung von Konsistenz, Wassergehalt und WB-Wert	AN	einmal je Prüflos	ONR 23303
	Bestimmung der Kornzusammensetzung	AN	einmal je 5 Prüflose	ÖNORM EN 933-1
Luftgehalt	Luftgehaltsbestimmung vom Betonmischgut	AN	mind. dreimal je Prüflos	ONR 23303
	L 300 und Abstandsfaktor im erhärteten Beton	Prüfstelle	einmal je 5 Prüflose	
Spaltzugfestigkeiten	Bestimmung der 2- und 28-Tage Spaltzugfestigkeit	Prüfstelle	einmal je Prüflos	ONR 23303
Ebenheit	Bestimmung der Längs- und Querebenheit	AN	einmal je Prüflos	RVS 11.06.62
Waschbetonstruktur	Bestimmung der Rautiefe und der Profilspitzenzahl	AN	mind. 3 Stellen je Prüflos	ÖNORM EN 13036-1

7.4 Prüfung der funktionalen Anforderung – Abnahmeprüfung

Am Ende jeder Bauausführung hat der Auftraggeber die Abnahmeprüfung bzw. die Prüfung der funktionalen Anforderung zu veranlassen. Im Zuge dieser Prüfung erfolgt die Kontrolle der Qualität der fertig eingebauten Betondecke zur Sicherstellung der definierten Anforderungen sowie der Dauerhaftigkeit der Betondecke. Analog zur Kontrollprüfung wird hierfür das Baulos in Prüflose unterteilt. In Tab.7.4 sind die erforderlichen Abnahmeprüfungen für Baulose über 20.000 m² zusammengestellt, bei entsprechend kleineren Baulosen gilt ein geringerer Prüfumfang gemäß RVS 08.17.02 [7.1]. Darüber hinaus wird im Rahmen der Abnahme noch die Anzahl der verschnittenen Fugen ermittelt. Werden bei den in der Tabelle aufgelisteten Parametern die Anforderungen nicht erfüllt, können Qualitätsabzüge bzw. Verbesserungsmaßnahmen gemäß RVS 08.17.02 [7.1] gefordert werden.

7.5 Qualitätssicherung

Die Wirtschaftlichkeit von Betondecken ist dann gegeben, wenn diese eine entsprechend hohe Lebensdauer bei geringen Erhaltungskosten aufweisen. Aufgrund dieser Anforderung ist eine Betondecke dann ökonomisch, wenn diese eine Lebensdauer von 40 bis 50 Jahren hat und während dieser Liegezeit die ersten 15 Jahre so gut wie erhaltungsfrei ist und in weiterer Folge nur ein bis zwei größere Instandsetzungsmaßnahmen erforderlich sind (siehe auch Kapitel 9).

Um diese hohe Qualität von Betondecken zu gewährleisten, sind spezielle Qualitätssicherungssysteme seitens des Bauherrn anzuwenden. Qualitätssicherungssysteme sind ein zusätzliches Werkzeug für mit der Betondeckenherstellung betraute Personen, die auf jene Punkte hinweisen, die speziell bei der Herstellung von Betondecken von essentieller Bedeutung sind. Kein noch so gutes

Tab.7.4: Abnahmeprüfungen für Beton für Baulose über 20 000 m²

Prüfungen	Nachweise	Prüfer	Anzahl	Prüfbestimmungen
Dicke	Dicke der Betondecke	Prüfstelle	3 Kerne aus je 3 Feldern je 20.000 m ²	ÖNORM EN 13863-1
	Dicke des Oberbetons		6 Kerne aus je 3 Feldern je 20.000m ²	
Festigkeiten	28-Tage-Spaltzugfestigkeiten über die gesamte Dicke	Prüfstelle	mind. je 20.000 m ² an mind. 3 gleichmäßig verteilten Betonfeldern	ONR 23303
	28-Tage-Spaltzugfestigkeiten für Oberbeton	Prüfstelle		
Gesteinskörnung	LA-Wertes an Proben genommen an der Mischanlage	Prüfstelle	Einmal je 20.000 m ² (mindestens aber einmal)	ÖNORM EN 1097-2
	PSV-Wertes an Proben genommen an der Mischanlage		Mindestens einmal je Baulos	ÖNORM EN 1097-8
	PWS-Wertes an Proben genommen an der Mischanlage	Prüfstelle	Mindestens einmal je Baulos	RVS 11.06.23 ÖNORM EN 196-2
Ebenheit	Ebenheit mittels Planograf oder 4 m-Messlatte	Prüfstelle oder AG	Einmal je Fertigungsstreifen	RVS 11.06.62
Risse	Anzahl der gerissenen Deckenfelder	AG	gesamtes Baulos	Messen und Zählen
Luftgehalt	Luftporenkennwerte an Bohrkernen	Prüfstelle	Prüfung bei 1. Tagesleistung sowie mind. jedes 2. Prüflos	ONR 23303
Rollgeräusch	Rollgeräuschpegel in Abhängigkeit von der zu wählenden Fahrgeschwindigkeit	Prüfstelle	Einmal je Fertigungsstreifen	RVS 11.06.64
Griffigkeit	Reibungsbeiwert mittels RoadSTAR bei 60 km/h	Prüfstelle	Je Fertigerbahn in der rechten Fahrspur des rechten Fahrstreifens	RVS 11.06.65

Qualitätssicherungssystem kann jedoch die Erfahrung und das erforderliche Wissen von den bei der Betondeckenherstellung involvierten Fachkräften ersetzen.

Gute Qualitätssicherung bedeutet, dass im Zuge der Bauausführung ein Team, bestehend aus Vertretern der Auftraggeber und Auftragnehmer, die gesamte Bauabwicklung im Vorfeld plant und im Zuge der Ausführung lenkend eingreifen kann. Als Hilfestellung zur gesamten Projektabwicklung können hierfür Leitfäden bzw. Handbücher herangezogen werden.

Zur Qualitätssicherung bei der Betondeckenherstellung ist es generell sinnvoll, vor der Bauausführung ein Qualitätssicherungskonzept zu erstellen. Dabei sind generell Maßnahmen vor Beginn, während und nach der Deckenherstellung zu setzen, wobei die ersten beiden Phasen die Qualität der Betondecke maßgeblich bestimmen. Generell hat es sich bewährt, alle für die Betondeckenherstellung relevanten Fragen im Rahmen einer Startbesprechung zeitgerecht vor Beginn der Betondeckenherstellung zu klären.

Ein entscheidender Punkt ist die Kenntnis der Baustellenorganisation mit klarer Regelung der Verantwortlichkeitsbereiche und der Entscheidungskompetenz der beteiligten Personen. Vor allem bei größeren Bauvorhaben ist die Erstellung eines Organigramms, wie schematisch in Abb.7–3 zusammengestellt, jedenfalls anzuraten

Neben der organisatorischen Abwicklung ist ebenso die Erstellung eines Prüfplans bzw. die Vergabe der Prüftätigkeit vor Beginn der Betondeckenherstellung durchzuführen. Generell ist der Umfang je nach Baugröße in RVS 08.17.02 [7.1] geregelt. Darüber hinaus können noch zusätzliche Prüfungen zur Kontrolle der Qualität bei der Betondeckenherstellung (Identitätsprüfungen) vereinbart werden. Auf Basis dieser Informationen kann ein projektspezifischer Prüfplan mit Angabe der Prüfung, des Prüfloses, der Anzahl der Prüfungen sowie der Anforderungen erstellt werden.

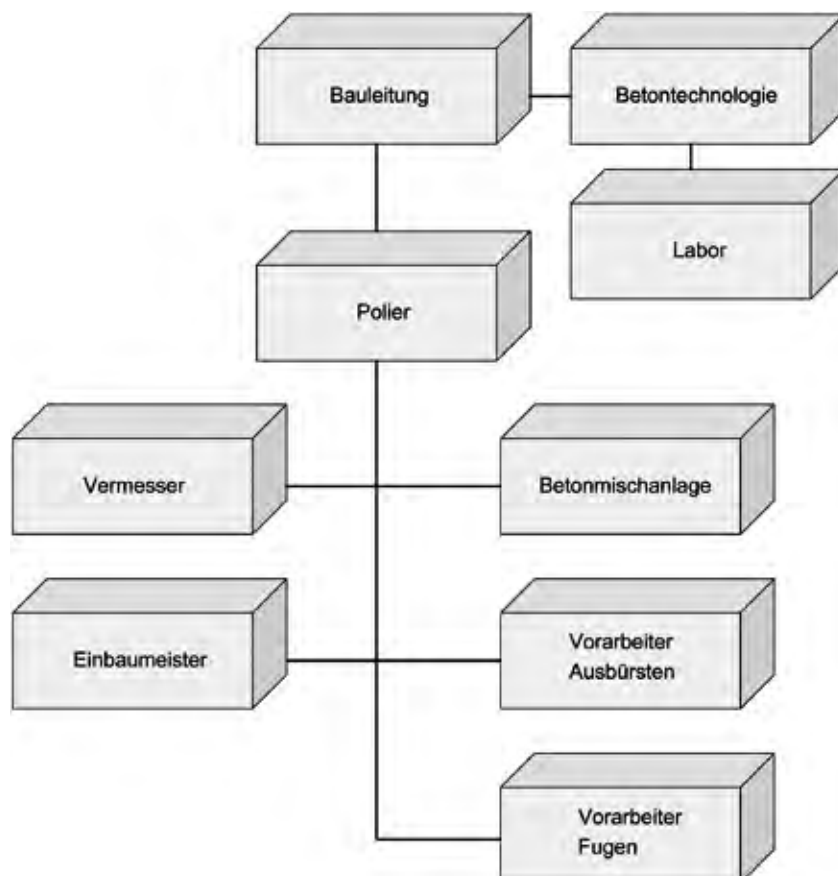
Neben dem gesamtverantwortlichen Projektleiter ist die örtliche Bauaufsicht für die

Sicherstellung der Qualität während der ganzen Bauausführung verantwortlich. Es ist wesentlich, dass die mit der Bauaufsicht betrauten Personen über ausreichende Erfahrung, Qualifikation und Richtlinienkenntnis verfügen. Die örtliche Bauaufsicht ist für die Koordination des Einbaues und der zugehörigen Prüfungen mit dem Auftraggeber verantwortlich.

Literatur

- [7.1] FSV – Forschungsgesellschaft Straße – Schiene – Verkehr, Wien. RVS 08.17.02 (2011): Technische Vertragsbestimmungen – Betondecken – Deckenherstellung.

Abb.7–3: Organigramm Betondeckenherstellung



8

ANWENDUNGSGEBIETE

DI Dr. Johannes STEIGENBERGER

Forschungsinstitut der VÖZ

DI Martin LANGER

Heilit & Woerner Bau GmbH

Inhaltsverzeichnis

8.1	Hochrangiger Straßenbau	153
8.1.1	Aufbau der Betondecke	153
8.1.2	Konstruktive Grundsätze	154
8.2	Urbane Verkehrsflächen	156
8.3	Ländlicher Wegebau	158
8.4	Kreisverkehrsanlagen	160
8.5	White Topping	165
8.6	Rastanlagen	166



Abb.8–1: Generalerneuerung und Verbreiterung Knoten Vösendorf – Südatahahn A2, 2005 (Foto VÖZfi)

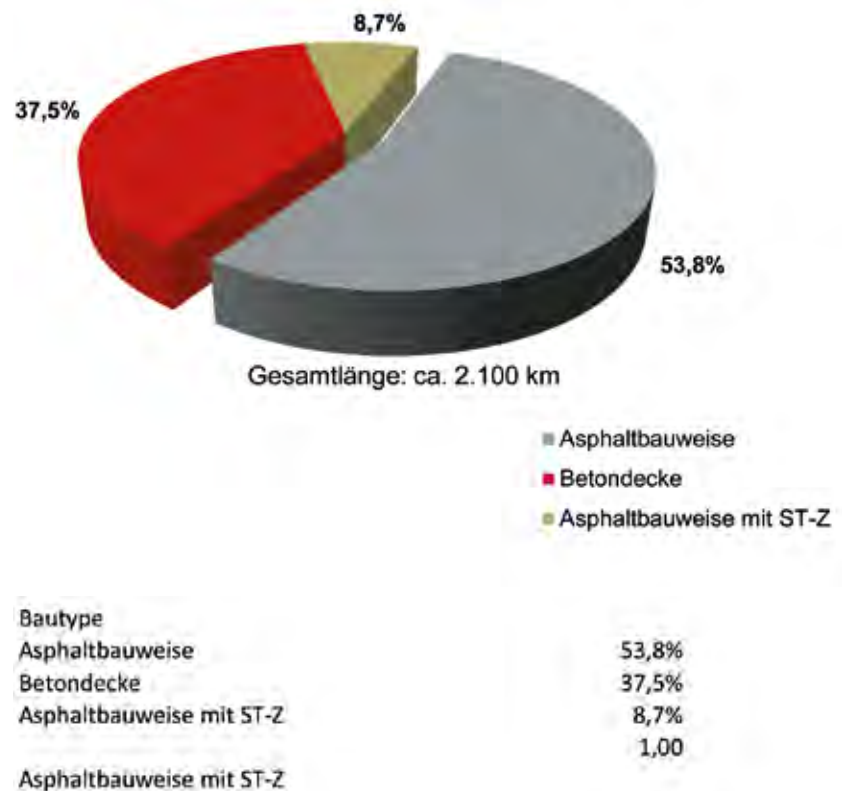
8.1 Hochrangiger Straßenbau

Betondecken haben in Österreich eine lange und kontinuierliche Tradition. Sie sind hinsichtlich Festigkeit, Lastverteilung, Griffbarkeit, Helligkeit, lärmarme Eigenschaften, Recyclingfähigkeit, Verschleiß- und Verformungswiderstand für alle Verkehrsflächen geeignet. Sie stellen gerade für das hochrangige Straßennetz (Autobahnen und Schnellstraßen) mit dem stark zunehmenden Schwerlastanteil und dem sich ständig erhöhenden Verkehrsaufkommen (Abb.8–1), insbesondere aus Gründen der Verkehrssicherheit, des Umweltschutzes und der Wirtschaftlichkeit, eine optimale Lösung dar. Der Anteil der Betonstraßen am hochrangigen Straßennetz in Österreich beträgt knapp 40 % (siehe Abb.8–2)

8.1.1 Aufbau der Betondecke

Betondecken sind auf eine Bemessungsperiode von 30 Jahren ausgelegt. Die Herstellung erfolgt im Allgemeinen ohne Raumbefugen und ohne Bewehrung. Die Decke wird durch Fugen (Scheinfugen) in Felder kleiner 5,5 m unterteilt.

Abb.8–2: Straßenoberbau im österr. A und S-Netz (Stand 2011)



Entsprechend den österreichischen Richtlinien und Vorschriften für den Straßenbau (RVS 03.08.63) [8.5] haben Betonstraßen in der höchsten Lastklasse S (d. h. 18 bis 40 Millionen Bemessungsnormlastwechsel BNLW) folgenden Aufbau für die Bautypen 5 und 6 (siehe auch Kapitel 4.7.5):

- 25 cm Betondecke (Oberbeton / Unterbeton)
- 5 cm Asphalttragschicht
- 20 cm Zementstabilisierung oder 45 cm ungebundene Tragschicht

Für höhere Belastungen ist eine Erhöhung der Dicke auf 28 cm bzw. ab 80 Mio. BNLW eine gesonderte Bemessung notwendig.

Der Dickenbemessung der Decke und der Vermeidung von Minderdicken kommt eine große Bedeutung zur Sicherstellung der prognostizierten Lebensdauer zu. Laut Litzka [8.7] sind für eine richtig bemessene und nach modernen Gesichtspunkten gebaute Betondecke durchaus Erneuerungsintervalle von 40 Jahren realistisch.

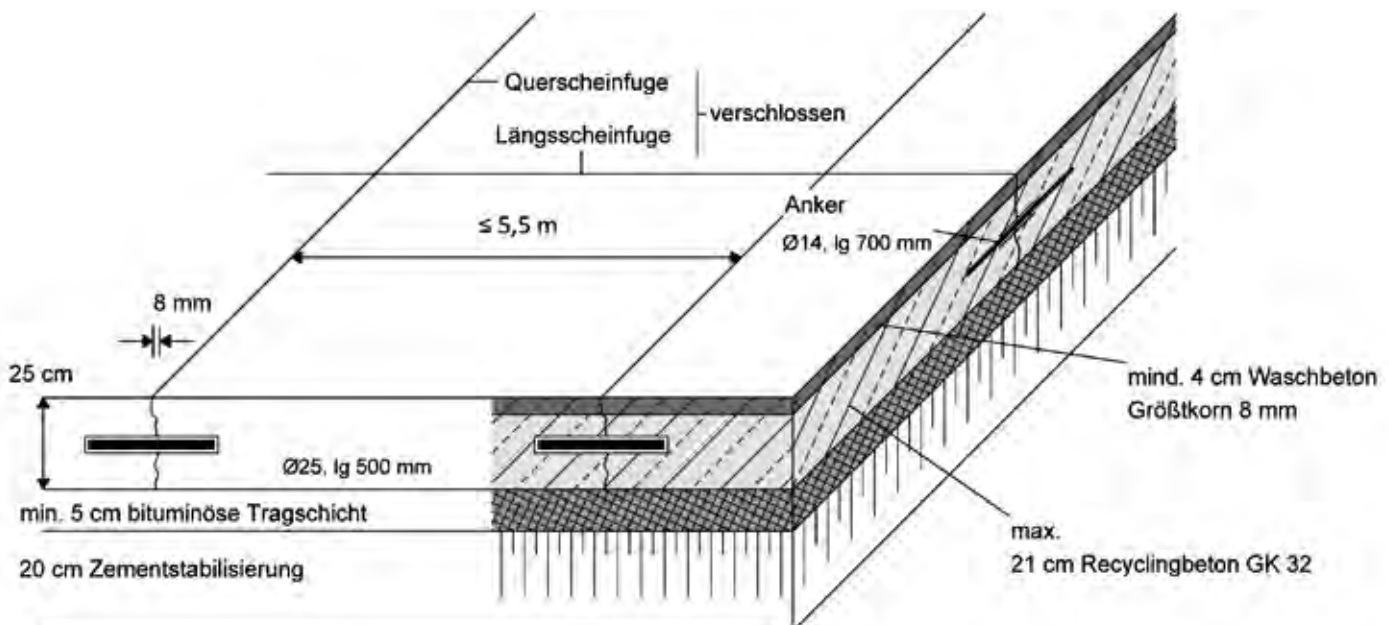
Die strukturelle Lebensdauer einer Betondecke hängt aber nicht nur von der Deckendicke allein, sondern auch von baulichen Randbedingungen wie Fugenausbildung, Entwässerung, Erosionsbeständigkeit und Qualität der Unterlage etc. ab [8.7]. Neue Betondecken werden ausschließlich mit abgedichteten Fugen hergestellt. Zusätzlich soll die Entwässerung der Deckenunterlage an den Tiefpunkten durch Einlegen von flachen Drainageprofilen in die eingefräste Asphaltunterlage sichergestellt werden.

8.1.2 Konstruktive Grundsätze

Die Betondecke wird in Österreich im Allgemeinen nicht bewehrt (= Standardbauweise), sie enthält stets Dübel in den Quersfugen und Anker in den Längsfugen (Abb.8–3).

Der Quersfugenabstand (Feldlänge) beträgt in der Regel max. 5,5 m (5,0 m für Lastklasse S und I), auf Brücken 4,0 m. Die Quersfugen sind als Scheinfugen (Abb.4–7, Kap. 4.2) ausgeführt. Die im Sommer auftretenden Längsdruckkräfte infolge von Temperatur-

Abb.8–3: Die österreichische Standardbauweise (Grafik VÖZfi)



ausdehnung überdrücken die Biegezugspannungen und erhöhen dadurch das Tragvermögen der Decke.

Als Unterlage wird stets 5 cm Asphalt eingebaut, unabhängig davon, ob es sich bei der unteren Tragschicht um eine zementstabilisierte Tragschicht oder eine ungebundene, untere Tragschicht handelt. Die Asphaltunterlage ist erosionsbeständig und schützt die darunter liegenden Tragschichten und den Untergrund vor Wasser und Tausalz. In manchen Fällen (z. B. vor Steigungsstrecken) kann sie leicht aufgefräst auch zum Mittragen herangezogen werden, um die Längskräfte (das sogenannte Schieben der Decke) aufnehmen zu können. Dieser gute Verbund zwischen Asphalt und Beton führt auch dazu, dass die Scheinfugen gleichmäßig reißen und ein sogenanntes Paketreißen verhindert wird.

Die Betondecke wird im Allgemeinen ohne Raumfugen hergestellt. Raumfugen (Abb. 4–15, Kap. 4.2) sind nur vor und nach Brückenobjekten mit Übergangskonstruktion erforderlich.

Bei allen Querfugen, auch auf Brücken und in Tunnels, sind in der Mitte der Plattendicke Dübel zu verlegen. Bei den Längsfugen sind je Feldlänge drei Anker so einzubauen, dass sie etwa im unteren Drittelpunkt der Deckendicke liegen. Sie sollen ein Auseinanderwandern der Platten verhindern. Auch Längspressfugen sind zu verankern, entweder mit Schraubankern oder mit eingebohrten Klebeankern.

Die Dübel dienen zur Lastübertragung zwischen den Platten der Querfugen. Sie sollen Stufenbildungen zwischen Platten verhindern. Die Dübel sichern nicht nur die Höhenlage der Platten gegeneinander, sie müssen auch deren Beweglichkeit in Längsrichtung der Fahrbahn gestatten. Es ist daher notwendig, dass sie beim Einbau sorgfältig in ihrer Lage ausgerichtet werden und diese Lage auch beim Verdichten beibehalten.

Entgegen früherer Praxis werden heute alle Fugen verschlossen: die Querfugen am besten mit Hohlraumfugenbändern, die Längsfugen mit einer bituminösen Vergussmasse. Feinteile können dann nicht mehr in den Fugenspalt eindringen, die Funktion der Scheinfuge bleibt erhalten und die Gefahr von Aufstauchungen reduziert sich. Zusätzlich bleiben die für den Schutz von Brückentragwerken angeordneten Raumfugen länger funktionstüchtig.

Durch die stark zunehmende Verkehrsbelastung werden die Sekundärparameter – Entwässerung der Deckenunterlage in Tiefpunkten, Verschluss der Scheinfugen – für die Lebensdauer der Betondecke enorm wichtig. Ohne Fugenverschluss können Feinteile in die Fugen eingespült werden, die Raumfugen verlieren vor der Zeit ihre Funktionstüchtigkeit, mit Folgeschäden bei Brückenobjekten und deren Dilatationen ist zu rechnen. Über den Fugenverguss gab es bisher unterschiedliche Auffassungen: Bei schwerem Verkehr wird er die Lebensdauer der Decke stets deutlich erhöhen.

Zusätzlich zu den Fugenfüllungen werden in Österreich unter den Querscheinfugen des Abstellstreifens (= Pannestreifen) Flachdrains verlegt, besser sogar in den Asphalt eingefräst (Kapitel 4.5).

Die Betondecke an Autobahnen und Schnellstraßen wird in Österreich mit einer lärmindernden Waschbetonoberfläche ausgeführt. Bereits 1990 wurde diese Waschbetonbauweise mit ihren guten lärmindernden Eigenschaften und ihrem hohen Griffniveaueingeführt.

Sie stellt heute die Standardbauweise in Österreich dar und hat sich auch im städtischen Bereich bewährt. Untersuchungen im Auftrag des BMVIT^[8.6] bestätigen das gute Langzeitverhalten: die Waschbetonoberfläche mit Größtkorn 8 mm verliert auch nach weit über 10 Jahren unter Verkehr kaum von ihren lärmindernden Eigenschaften, in einzelnen Fällen konnte sogar eine Abnahme der Lärmmissionen festgestellt werden.

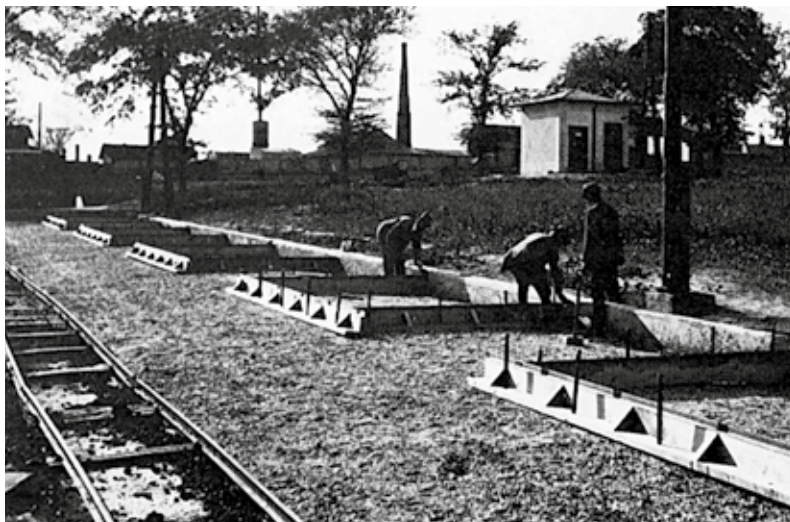


Abb.8–4: Erster Betonstraßenbau in Wien – Müllumladestelle (1927)-
(Fotoarchiv Pittel & Brausewetter)

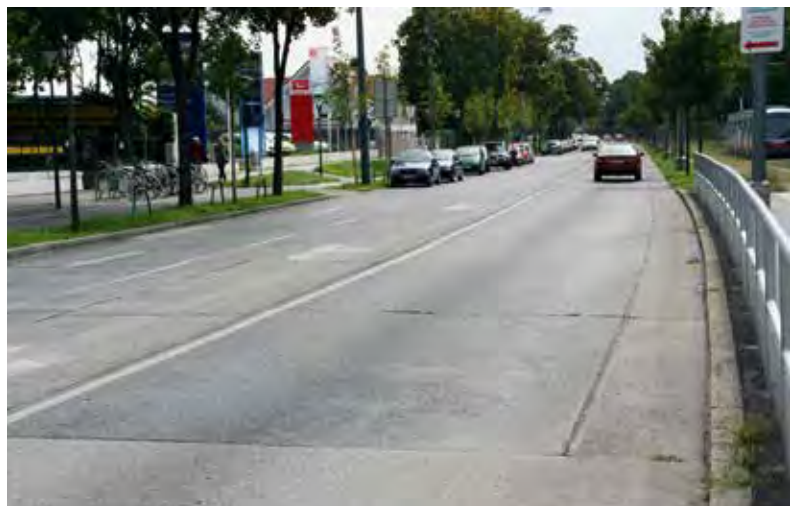


Abb.8–5: Simmeringer Hauptstraße – knapp 60 Jahre unter Verkehr
(Baujahr etwa 1950) (Foto MA 28)



Abb.8–6: Bushaltebuchten, Wien

8.2 Urbane Verkehrsflächen

Allgemeines

Ständig steigende Verkehrsbelastungen, die starke Zunahme des Schwerverkehrs, neuralgische Verkehrsknotenpunkte und die vielseitige Nutzung immer enger werdender Verkehrsräume (z. B. Radfahrer, Fußgänger, Park- und Grünflächen etc.) stellen die Verantwortlichen für das städtische Straßennetz vor immer neuere Herausforderungen. Gerade im städtischen Bereich hat sich die Betondecke mit ihren Eigenschaften daher zu einer unverzichtbaren Bauweise entwickelt und ihr Potential gerade in Hinblick auf die Anforderungen der Zukunft noch lange nicht ausgeschöpft. Sie findet überwiegend Anwendung bei Bushaltestellen, Busspuren, im Kreuzungsbereich, bei Kreisverkehrsanlagen (siehe Abschnitt 8.3) und bei Geh- und Radwegen.

Derzeit beträgt z. B. der langsam aber stetig steigende Anteil von Betonflächen am Wiener Straßennetz ca. 5 %, was einer Fläche von 2 km² oder 200 Fußballfeldern entspricht [8.14]. Der Betonsstraßenbau hat in Österreich auch im urbanen Bereich eine lange Tradition. Die Anfänge können bis auf etwa 100 Jahre zurückverfolgt werden [8.4], wobei der Beginn des Betonstraßenbaues auf breiterer Basis in etwa mit dem Jahre 1927 angesetzt werden kann. In diesem Jahr wurde in Wien für eine Müllumladestelle (von Fuhrwerk auf Feldbahn) eine zweischichtige Betonfahrbahndecke hergestellt.

Im städtischen Straßenbau war der Einsatz schwerer Fertiger aus Platzmangel undenkbar. Mit der Verwendung von Straßenbeton mit Fließmittel für den händischen Einbau erfuhr der Betonstraßenbau in Österreich einen wesentlichen Entwicklungsschub. Diese Bauweise zählt im städtischen Bereich bis heute zu der wichtigsten Bauweise überhaupt. Der maschinelle Einbau hat sich aus verschiedensten Gründen (Verkehrssperren, häufige Einbauten, Platzmangel, Querstraßen, Zufahrten etc.) jedoch bis heute nicht durchsetzen können.

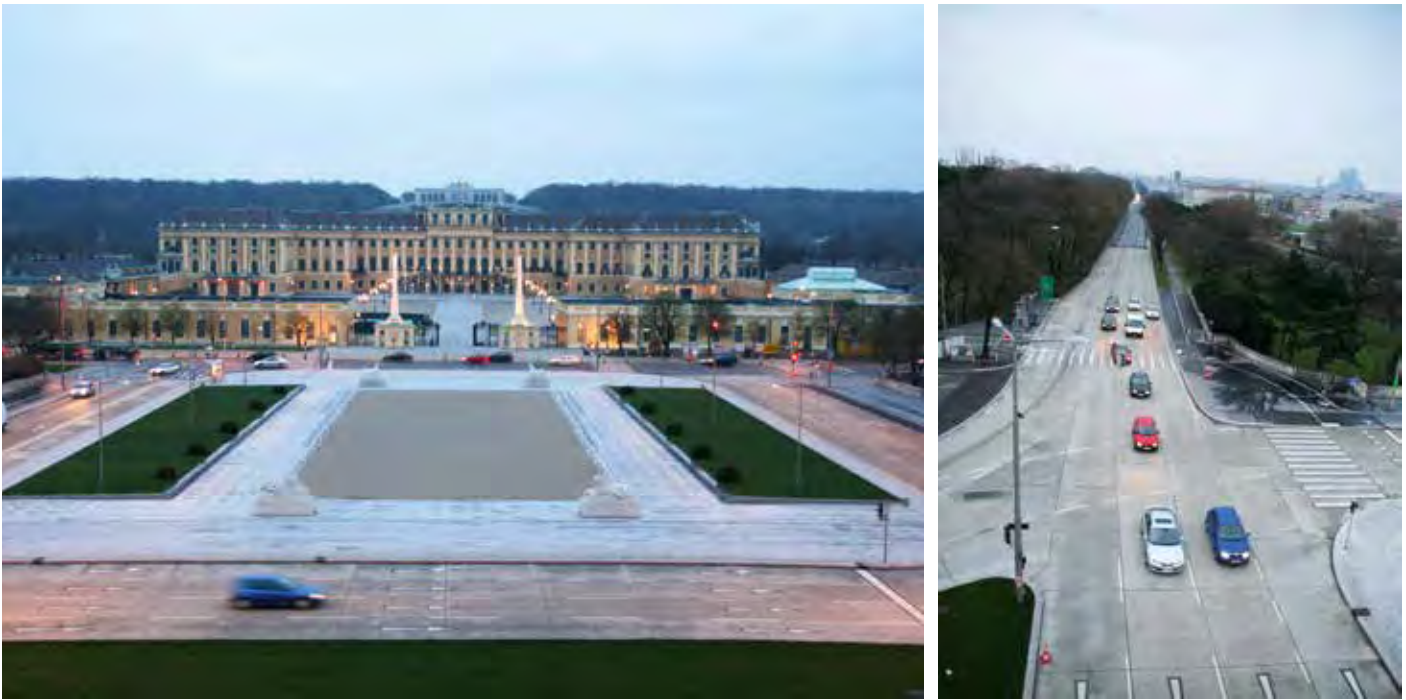


Abb.8–7: Schönbrunn (2005) (Foto MA 28)

Baugrundsätze

Obwohl in vielen Fällen im städtischen Bereich die Lastklasse I mit einer Dicke von 22 cm ausreichend wäre, wird aufgrund der häufigen Einbauten, ständig randnahem Verkehr, schmalen Spuren etc. im Allgemeinen die höchste Lastklasse S mit 25 cm eingebaut ^[8.5]. Begründet wird dies mit der großen Bedeutung der Dickenbemessung für die prognostizierte Lebensdauer der Betondecke (Abb.8–5). So werden beispielsweise neue Bushaldebuchten in Wien grundsätzlich in Beton errichtet (Abb.8–6).

Im österreichischen, städtischen Verkehrsnetz wird die Betondecke im Allgemeinen nicht bewehrt, sie enthält stets Dübel in den Quersfugen und Anker in den Längsfugen. Verwendet wird überwiegend Straßenbeton mit Fließmittel. Je nach Notwendigkeit der Verkehrsfreigabe (3 Tage, 24 Stunden, 12 Stunden, 6 Stunden oder 3 Stunden) bzw. nach den Erfordernissen an die Oberflächenstruktur (lärmmarme Waschbetonoberfläche, Querbesenstrich etc.) erfolgen die

Betonzusammensetzung und entsprechende Nachbehandlung. Einschichtiger Einbau erfolgt nur in den seltensten Fällen (beengte Platzverhältnisse, Reparatur von Einzelfeldern), überwiegend wird der Beton zweischichtig mit Ober- und Unterbeton eingebaut.

Da Straßen etwa 10 % der Fläche eines Stadtgebietes in Anspruch nehmen und sich dieser Bereich durch Mehrfachreflexion an den Häuserfronten überdurchschnittlich erwärmt, ist hier die Wahl eines Baustoffes mit hohem Reflexionsvermögen (Fachbegriff Albedo; siehe Kapitel 4.6.2) besonders sinnvoll ^[8.11]. Beton eignet sich aufgrund seiner im Vergleich zum Asphalt deutlich höheren Albedo sehr gut als Straßenbaustoff, da die Oberflächentemperaturen und damit die Temperaturen des gesamten Umfeldes in den Sommermonaten reduziert werden. Somit kann durch Verwendung von Beton der Kühlenergiebedarf infolge niedrigerer Umgebungstemperaturen gesenkt werden.

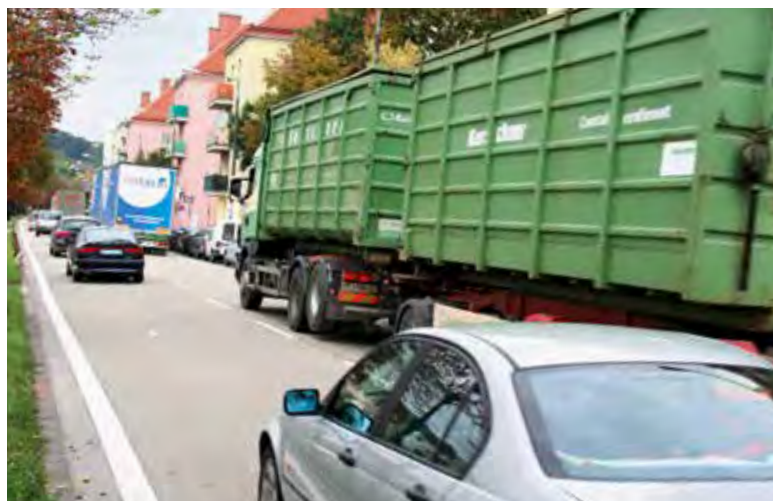


Abb.8-8: Westausfahrt Hadikgasse – Anbindung an das hochrangige Netz (2007) (Foto MA 28)

Bewährt hat sich diese Bauweise auch im städtischen Bereich, wo Straßenbeton mit Fließmittel (Abb.8-9) eingebaut wird.

Anwendungsbeispiele

Wie am Beispiel der Stadt Wien gezeigt werden kann, stellt die Betondecke im städtischen Straßenverkehrsnetz einen unverzichtbaren Faktor dar. Die Anwendungspalette reicht von Hauptverkehrsadern^[8.11], Busspuren (Abb.8-10), Sanierung neuralgischer Verkehrsknotenpunkte (Abb.8-11) und Stauräume bis hin zu Sonderanwendungen (Reparaturbeton, 12 Stunden-Beton, ...).



Abb.8-9: Waschbetonoberfläche – Margareten Gürtel Wien, 2007 (Foto VÖZff)

8.3 Ländlicher Wegebau

Allgemeines

Auch für schwach belastete Straßen und Wege zur Erschließung des ländlichen Raumes kann die Betonbauweise wirtschaftlich und sinnvoll eingesetzt werden^[8.3]. Anfang der 80er Jahre wurde ausgehend von den Bundesländern Burgenland, Steiermark, Ober- und Niederösterreich begonnen, Betondecken im ländlichen Straßenbau zu errichten^[8.17]. Als wesentlicher Vorteil wurde hier die lange Lebensdauer verbunden mit sehr geringem Erhaltungsaufwand angesehen. Die ersten Anlagen wurden überwiegend mit einfachen Gleitschalungsfertigern bzw. adaptierten Asphaltfertigern hergestellt und haben sich nach vielen Jahren unter Verkehr technisch bewährt.

Heute hat der Betonspurweg im ländlichen Straßenbau ganz besonders im Zusammenhang mit seiner hohen Tragfähigkeit und Dauerhaftigkeit unter den befestigten Wegen seine Bedeutung wiedererlangt. Besonders hervorzuheben ist seine ganzjährige Befahrbarkeit trotz zunehmendem Einsatz leistungsfähiger und schwerer Fahrzeuge für Bearbeitung, Ernte und Transport. Die Bauweise entspricht auch den hohen ökologischen Anforderungen, gerade in sensiblen Naturregionen.



Abb.8-10: Wagramer Straße (2006) (Foto MA 28)

Betonspurwege werden im ländlichen Bereich überwiegend bei Straßen mit geringer Verkehrsbedeutung eingesetzt [8.5].

Sie dienen zur Erschließung von

- Dauersiedlungen
- land- oder forstwirtschaftlichen Flächen (Wirtschaftswege)

Interessant ist diese Bauweise auch speziell für Güter- und Versorgungswege im Bereich der großen Infrastrukturbetreiber.

Die Vorteile der Bauweise sind:

- Wirtschaftlichkeit mit sehr geringem Erhaltungsaufwand
- Ökologische Verträglichkeit
- Witterungsunabhängige Befahrbarkeit
- Fahrzeugschonende Befahrbarkeit
- Erosionsschützende Bauweise

Baugrundsätze und Herstellung

Planungsgrundlage bildet die RVS 03.03.81 „Ländliche Straßen und Güterwege“ (siehe Abb.8–15, Regelquerschnitt). Praktische Unterlagen für Planung, Ausschreibung und Ausführung für Betonspurwege sind einem ÖVBB-Merkblatt „Betonspurwege“ [8.10] enthalten, in welchem jahrzehntelange Erfahrungen auf diesem Gebiet zusammengetragen und Empfehlungen für die Praxis ausgearbeitet wurden.

Die beiden Betonspuren können in einem Arbeitsschritt maschinell mittels Fertiger hergestellt werden (Abb.8–13) oder händisch mit fix verlegter Schalung. Zur Anwendung kommt Beton nach ÖNORM B 4710-1 [8.9] der Festigkeitsklasse C25/30 mit / ohne Anforderungen an Taumittleinwirkungen.

Die Betonspuren werden im Allgemeinen einschichtig, unbewehrt und ohne Dübel hergestellt. Zur gezielten Rissbildung sind Querfugen als Scheinfugen im Abstand von 3–5 m auszuführen. Sie werden im Allgemeinen weder verdübelt, noch vergossen. Die Spurbreite variiert zwischen 80 cm und 110 cm aufgrund der Verkehrsbelastung und der zu erwartenden Fahrzeugtypen bzw. örtlicher Gegebenheiten.



Abb.8–11: Kreuzung Wagramer Straße - Donaustadtstraße (2007) (Foto MA 28)

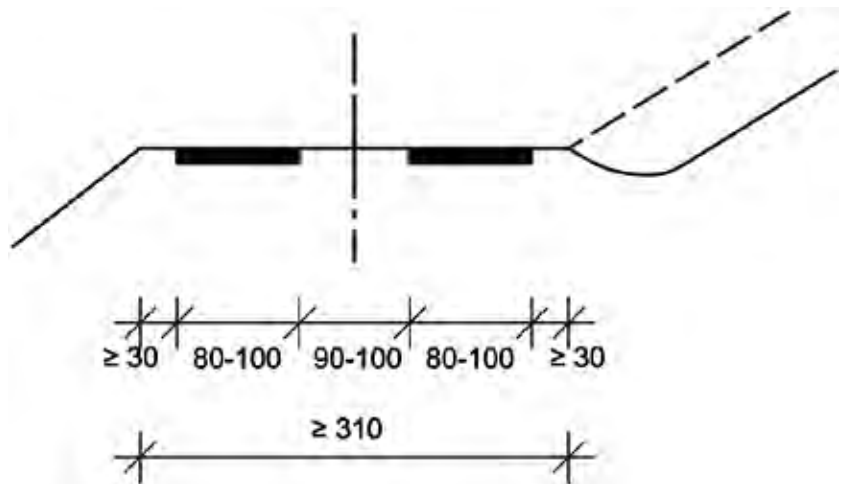


Abb.8–12: Regelquerschnitt gemäß RVS 03.03.81 „Ländliche Straßen und Güterwege“ [8.5]



Abb.8–13: Einbau mit Fertiger, Betonspurweg Rust/Oggau (Foto VÖZf)



Abb.8–14: Betonspurweg Horitschon (Foto VÖZfi)



Abb.8–15: Querentwässerungsrinne (Foto VÖZfi)

Abb.8–16: Fertiger, begrünter Betonspurweg „Dallinger“, OÖ (Foto VÖZfi)



Bei starkem Längsgefälle kann es nach stärkeren Regenfällen zu Auswaschungen von Mittelstreifen und Bankett kommen. Abhilfe können hier sogenannte Querentwässerungsrinnen (Abb.8–15) bieten.

Die Oberfläche sollte – vor allem bei größerem Längsgefälle – strukturiert werden (z. B. Querbesenstrich) um eine gewisse Rauigkeit zu garantieren. Mittelstreifen und Bankett werden nach etwa 1–2 Wochen mit begrünbarem Schüttmaterial verfüllt.

8.4 Kreisverkehrsanlagen

Baugrundsätze

Seit einigen Jahren werden Kreisverkehre im Osten Österreichs (siehe Abb.8–17) immer häufiger in Beton ausgeführt ^[8.12]. Aus Verkehrssicherheitsgründen, aber auch zur Sanierung von Unfallhäufungspunkten notwendig, werden Kreisverkehre als Anbindung an das hochrangige Netz stark exponiert und schwer befahren. Hier zeigen sich rasch die Grenzen der Belastbarkeit und Haltbarkeit.

Die Dimensionierung des Oberbaus erfolgt nach den österreichischen Richtlinien und Vorschriften für den Straßenbau RVS 03.08.63, Oberbaubemessung ^[8.5]. Die erhöhte Beanspruchung erfordert für die Lastklasse I eine Mindestdicke von 22 cm Betondecke. Bei höherem Schwerverkehrsanteil sollte auf die Lastklasse S (über 18 Millionen Bemessungsnormallastwechsel) mit nachfolgendem Aufbau übergegangen werden:

- 25 cm Betondecke (verdübelt)
- 5 cm Asphalt
- 20 cm zementstabilisierte Tragschicht oder 45 cm ungebundene Tragschicht

Die Ergebnisse einer in Österreich durchgeführten Untersuchung zeigen, dass sich eine Minderbemessung gerade bei schwer beanspruchten Kreisverkehren in Verbindung mit schlechten Untergrundverhältnissen sehr rasch mit dem Auftreten von Kanten- und Eckabbrüchen auswirken kann ^[8.15].

Hoher Schwerverkehr erfordert daher eine sorgfältige Bemessung und Planung, insbesondere auch bei der Fugenteilung, da gerade die Plattenränder beim Kreisverkehr hohen Belastungen ausgesetzt sind [8.1, 8.16]. Die dünne Asphaltzwischen-schicht ist zwar bemessungstechnisch nicht unbedingt erforderlich, hat aber gerade für das Fixieren der Schalung (händischer Einbau) und als befahrbare Sauberkeitsschicht (Betonanlieferung, Einbau mit Fertiger) große Vorteile.

In Österreich wird eine Betondecke im Allgemeinen nicht bewehrt, auch Kreisverkehre mit Betondecke werden nicht durchgehend bewehrt. Da nahezu alle Fugen im



Abb.8–17: Kreisverkehr Schwechat, NÖ (Foto VÖZfi)

Abb.8–18: Einstreifiger Kreisverkehr mit Betonfahrbahn-decke – händischer Einbau (nach RVS 08.17.03)

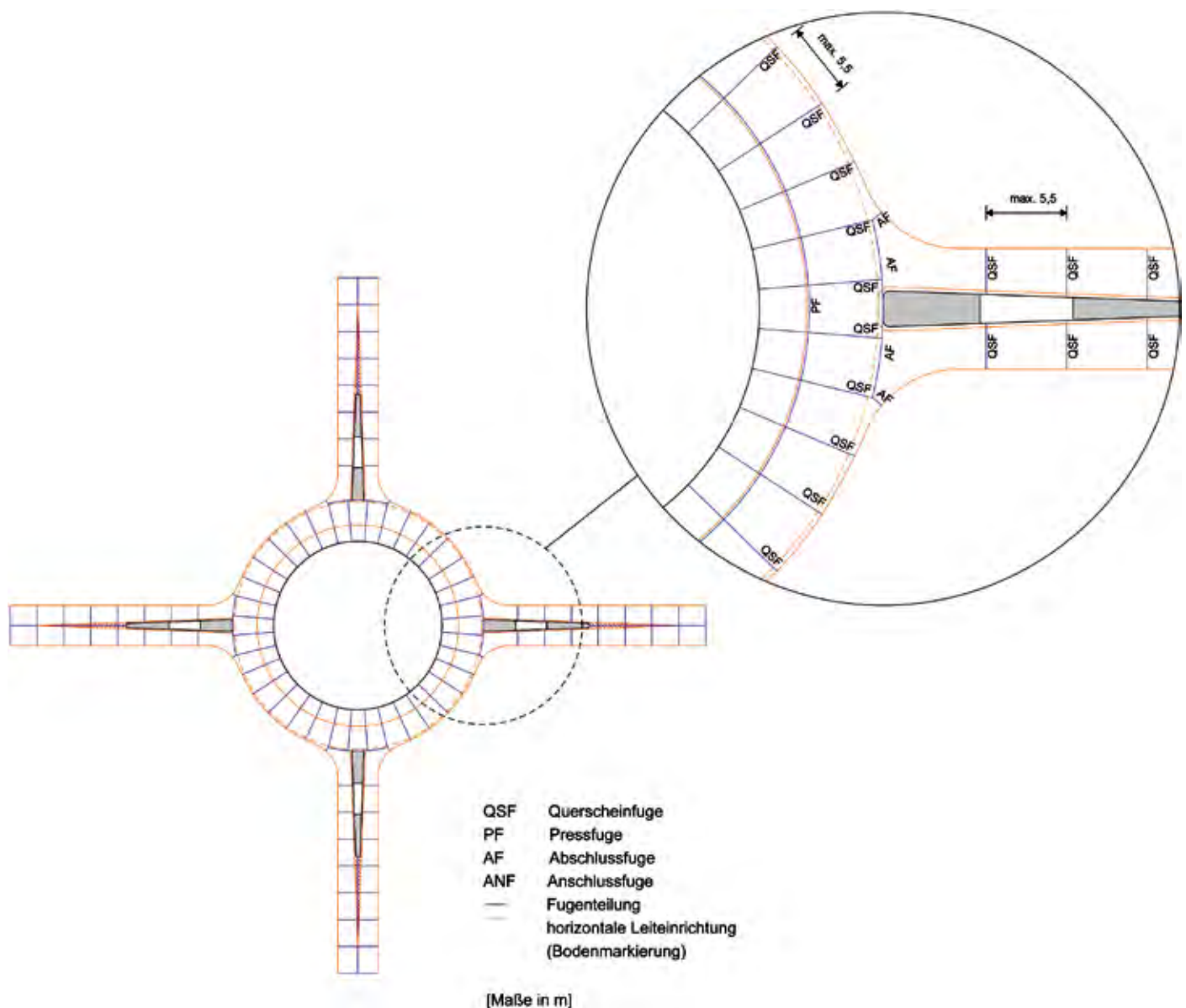
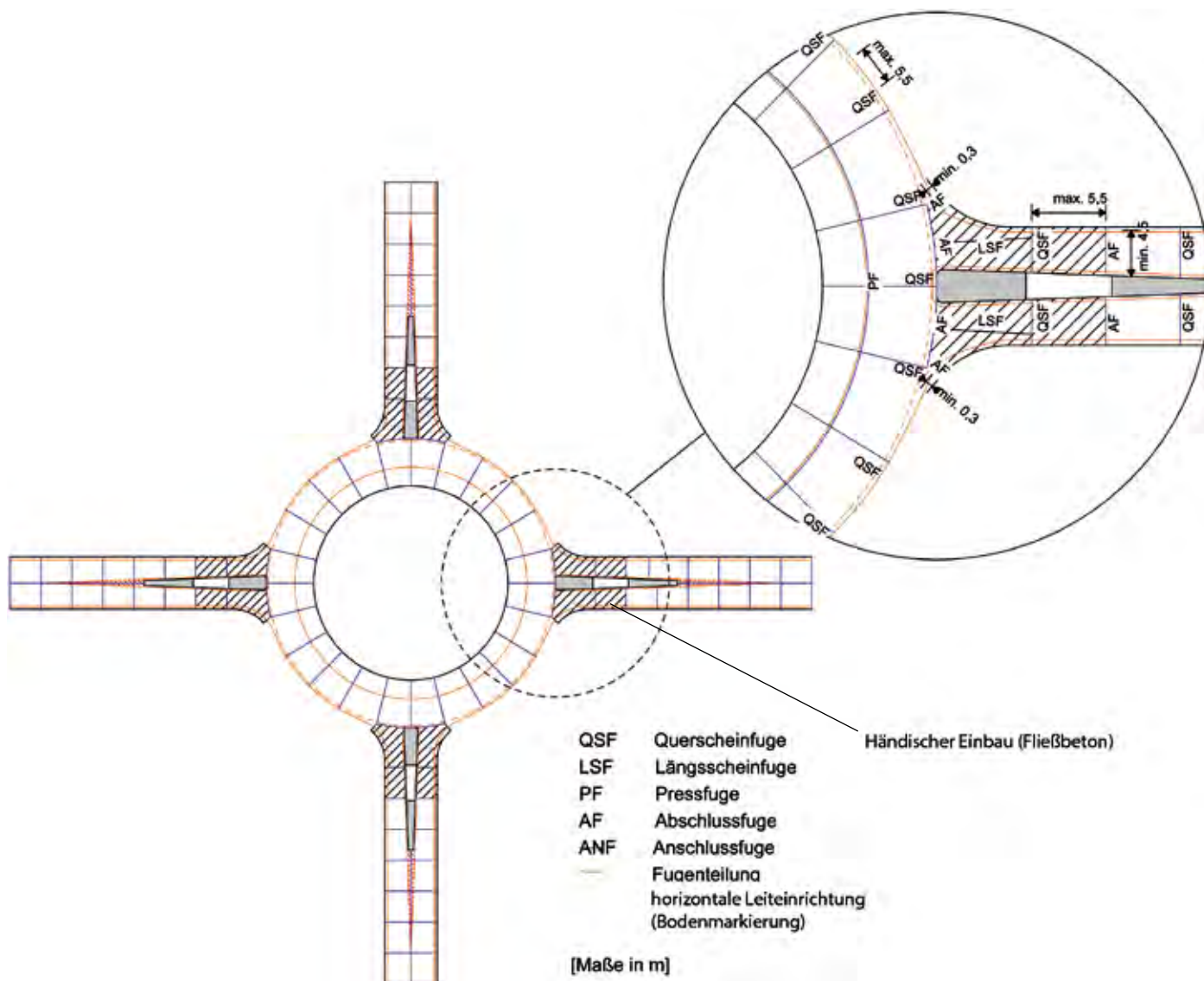


Abb.8– 19: Einstreifiger Kreisverkehr mit Betonfahrbahndecke – maschineller Einbau (nach RVS 08.17.03)



Kreisverkehr mehr oder weniger stark befahren werden, werden sie im Allgemeinen verdübelt, die Längsfugen im Ein-/Ausfahrtsarm werden wie bei herkömmlichen Betonfahrbahndecken mit Ankern versehen.

Die Plattengeometrie orientiert sich im Wesentlichen an den Vorschriften für den Betondeckenbau [8.5]:

- Länge ≤ 1,5-fache Breite
- Länge ≤ 25-fache Dicke
- max. Feldlänge = 5,5 m
- Vermeiden von spitzwinkelig zusammenlaufenden Ecken etc.

- Verhältnis Länge : Breite = 1:1 bei Endfeldern mit freiem Rand

Besondere Sorgfalt ist bei der Fugenausbildung im Einfahrtsbereich in den Kreisverkehr und im Übergangsbereich Belagswechsel Asphalt – Beton zu legen. In jedem Fall ist rechtzeitig vor Baubeginn ein entsprechender Fugenteilungsplan zu erstellen, der auch die Verkehrsführung in den verschiedenen Bauphasen und Betoneinbauzeiten berücksichtigt.

Stark beansprucht werden bei Kreisverkehrsanlagen die Ein- und Ausfahrtsbereiche, vor

allein durch Brems- und Beschleunigungskräfte, häufig auch durch den Schwerverkehr bei Rückstau in den Einfahrtsbereich. Es wird daher empfohlen, die Ein- und Ausfahrtsarme etwa 50 m lang ebenfalls in Beton auszuführen (Abb.8–20). Diese Länge entspricht etwa zwei LKW – Zügen.

Herstellung und Einbau

Bei den Anforderungen an den Beton gelten die üblichen Anforderungen an Straßenbeton, wie sie das österreichische Regelwerk ^[8.5] fordert:

- Frost-Tausalz-Beständigkeit
- Witterungsbeständigkeit
- Spaltzugfestigkeit (28 Tage)
- Verwendung verschleißfester/ polierresistenter Körnungen
- Konsistenz entsprechend der Einbaumethode (händisch/maschinell)

Eine wesentliche Überlegung für die Zusammensetzung und Anforderungen an den Beton betrifft auch die Verkehrsführung bzw. die Verkehrsfreigabe. Im Einzelfall kann es erforderlich sein, die Anlage bereits sehr früh dem Verkehr zu übergeben ^[8.13]. Im Zuge von größeren Baumaßnahmen stellen diese Anforderungen im Allgemeinen kein Problem dar. Häufig werden jedoch Kreisverkehrsanlagen als kleinere, einzelne Baumaßnahme oder an sehr entlegenen Plätzen errichtet, und der Beton wird dann im nächstgelegenen Transportbetonwerk nach ÖNORM B 4710-1 ^[8.9] bestellt. Empfohlen wird dann gemäß ^[8.8] die Betonsorte

- C30/37/XF4/XM2(A)
Oberbeton, bzw.
- C30/37/XF4(A)
Unterbeton bei zweischichtiger Ausführung

Wesentlich erscheint jedoch, dass die Konsistenz auf die jeweilige Einbaumethode und das entsprechende Verfahren gut abgestimmt wird (siehe Abb.8–22 und Abb.8–23), eine ausreichende Verdichtung ermöglicht und einen hochwertigen Oberflächenschluss mit entsprechender Strukturierung gewährleistet.

Abb.8–20 Kreisverkehr Forsthausgasse (Wien XX) – Ein- und Ausfahrt in Beton



Abb.8–21: Kreisverkehr Forsthausgasse (Wien XX) – Ausfahrt in Asphalt



Abb.8–22: Betoneinbau mit Fertiger ^[8.15]



Konstruktive Details

Für den Bau von Kreisverkehren mit Betondecke lassen sich aus den bisherigen Ausführungen folgende Empfehlungen ableiten:

- Betondecke Mindestdicke 22 cm (Lastklasse I), besser 25 cm (Lastklasse S)
- Fugenteilungsplan rechtzeitig vor Baubeginn
- Sorgfältige Wahl der Plattengeometrie im Übergangsbereich Ein-/Ausfahrt Kreisverkehr (Vermeidung von spitzwinkelig zusammenlaufenden Ecken)
- Dübelanordnung auch in befahrenen Längsfugen
- Betonsorte C30/37/XF4/XM2 (im Allgemeinen für den Oberbeton)
- Konsistenz entsprechend den Anforderungen beim Einbau (Einbaumethode, Verdichtungsverfahren, Oberflächenstruktur)
- Anbindungen (Ein-/Ausfahrt) etwa 50 m lang in Beton

Abb.8–23: händischer Betoneinbau [8.15]



Bei ausreichender Dimensionierung und fachgerechter Herstellung kann für die Ausführung „Kreisverkehr mit Betondecke“ eine lange, technische Gebrauchsdauer bei geringem Erhaltungsaufwand erwartet werden. Die Erfahrungen und Empfehlungen wurden als Hilfestellung für die praktische Ausführung im Merkblatt „Kreisverkehre mit Betonfahrbahndecken“ [8.5, 8.8] zusammengefasst.

Abb.8–24: Kreisverkehr Grillgasse, Wien – Baujahr 2002 (Foto MA28)



8.5 White Topping

Baugrundsätze

Bei stark belasteten Asphaltstraßen entstehen in Hitzeperioden in Staubereichen (z. B. vor Kreuzungen, Bushaltebuchten etc.) häufig Spurrinnen. Instandsetzungen erfordern meist den Austausch dicker Schichten, manchmal treten wieder Verformungen auf. Mit der Technologie des „White Topping“ können diese Spurrinnen dauerhaft instand gesetzt werden:

Die alte Asphaltunterlage wird etwa 10 cm tief abgefräst und die verbleibende Oberfläche sorgfältig gereinigt. Anschließend wird hochwertiger Straßenbeton entsprechend der Frästiefe aufgebracht, dass ein guter Verbund entsteht (siehe Abb.8–25).

Diese Technik nützt die Tragfähigkeit der verbleibenden Asphalttschicht und stellt die Verformungsresistenz durch die dünne Betondecke sicher. Wesentlich ist die Optimierung von Fugenabstand und Betondicke. Enge Scheinfugenabstände stellen sicher, dass später der Beton überwiegend auf Druck und nicht auf Biegung beansprucht wird.

Die nach dem Abfräsen verbleibende Dicke des Altasphaltes sollte zumindest 10–15 cm betragen sowie einen möglichst homogenen Aufbau und eine ausreichende Tragfähigkeit aufweisen. Ungünstig sind häufig wech-

selnde Lagenverbunde in Verbindung mit stark schwankenden Dicken und Tragfähigkeitswerten.

Der gute Verbund (Abb.8–26) ist die Grundlage für das Gelingen dieser Bauweise. Umfangreiche Versuche im Labor und auf Teststrecken haben gezeigt, dass für diese Bauweise das Fräsen des Altasphaltes (Abb.8–31) mit anschließender Reinigung unbedingt erforderlich ist. Bei optimalem Fräsvorgang sind Rillenabstand und Rillentiefe so groß, dass die Gesteinskörner des Betons in den Rillen Platz finden und sollte in der Verbundfläche ein Riss entstehen, wird er unter hohem Energieaufwand zu einem großen Umweg gezwungen.

Abb.8–25: Prinzipskizze

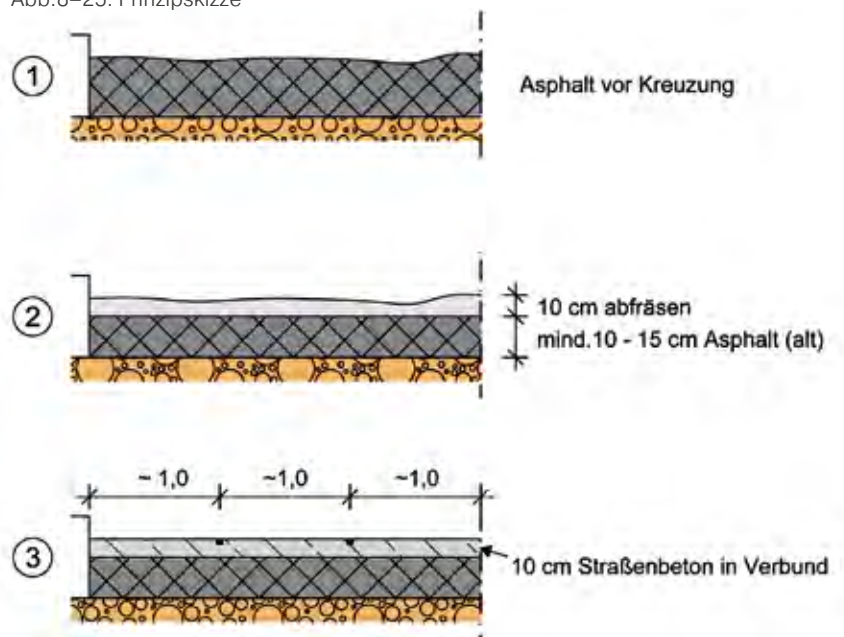


Abb.8–26: Reduktion der Zugspannungen in der Betondeckschicht durch Ausbildung eines hochwertigen Verbundes

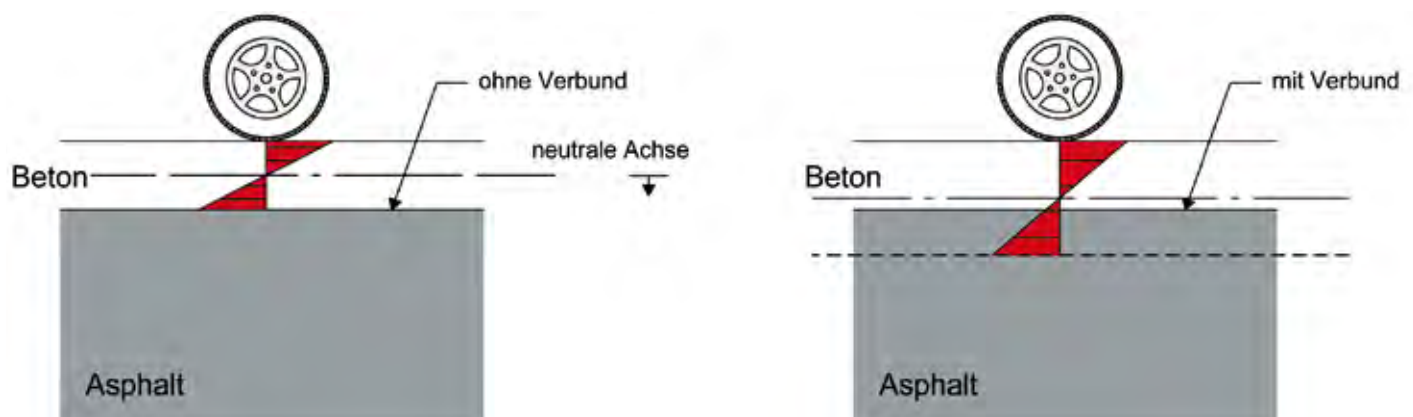


Abb.8-27: Fertige Oberfläche nach dem Fräsen – eine der wichtigsten Grundlagen für das Herstellen eines hochwertigen Verbundes (Foto VÖZfi)



Abb.8-28: Kreuzungsbereich im Zentrum von Hartberg (Stmk.) nach etwa 7 Jahren unter Verkehr (Foto VÖZfi)

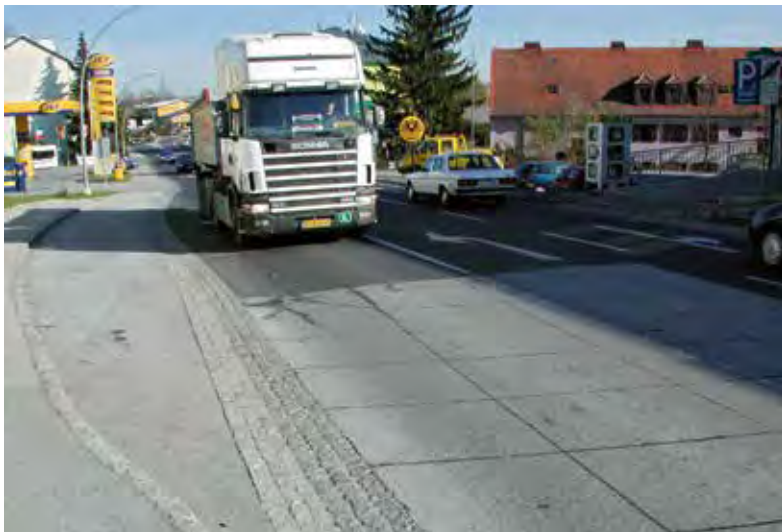


Abb.8-29: White Topping Strecke Grenzübergang Berg (NÖ) – Oktober 2006 (Foto VÖZfi)



Praktische Umsetzung

Bereits 1997 wurde in Österreich eine erste "White Topping" – Strecke auf dem Bauhof der Firma Pittel & Brausewetter in Wien gebaut. Weitere Strecken wurden u. a. im Zentrum von Hartberg (Stmk., Abb.8-28) und am Grenzübergang Berg Richtungsfahrbahn Bratislava (NÖ) errichtet (Abb.8-29).

Bei den ersten White – Topping – Strecken wurden Hochleistungsbetone ohne künstliche Luftporen verwendet, um in Hinblick auf die bei Sanierungsmaßnahmen erwünschte kurze Verkehrssperre früh hohe Festigkeiten zu erreichen.

Heute steht jedoch die Verarbeitbarkeit im Vordergrund, daher werden hochwertige Straßenoberbetone (GK 8 mm) eingebaut. 2011 wurde diese Technologie an der A1 im Raum Salzburg erstmals für die Instandsetzung einer Betondeckenoberfläche eingesetzt.

8.6 Rastanlagen

Allgemeines

Auf LKW-Stellflächen auf Rastanlagen sind hohen statischen Belastungen ausgesetzt. Auch die Zufahrten, Durchfahrten, Fahrgassen und Abfahrten werden aufgrund enger Radien und langsam fahrenden und teils stehenden Schwerverkehrs stark beansprucht. In Betonbauweise ausgeführt sind diese Flächen dauerhaft und weisen auch bei höheren Temperaturen einen großen Verformungswiderstand auf. Gleichzeitig ist die Betonoberfläche resistent gegen Treibstoff- und Ölrückstände.

Im Vergleich zu Verkehrsflächen auf Autobahnen weisen diese Flächen jedoch eine Reihe zusätzlicher Randbedingungen und Besonderheiten auf. Da bei Verkehrsflächen auf Rastanlagen im Unterschied zur Fahrbahn der Autobahn unregelmäßige Plattengeometrien nicht immer zu vermeiden sind, ist die Erarbeitung eines auf die örtlichen Gegebenheiten optimierten Fugenplans unerlässlich. Auch in der Konstruktion von

Zwischeninseln und Borden ist beträchtliches Potential zur Erhöhung der Dauerhaftigkeit zu finden. Alternativ zur herkömmlichen Ausführung können Klebeborde und Bordanlagen in Ortbeton Anwendung finden.

Auf 270 Rastanlagen (Raststationen und Rastplätze) entlang Österreichs Autobahnen sind derzeit 5.500 LKW-Stellflächen verfügbar (Datenbasis 2012) [8.18].

Das LKW-Aufkommen auf Autobahnen in Österreich und Europa ist jedoch in den letzten Jahren rasant gestiegen. Der Ausbau der Rastanlagen muss mit diesem Wachstum mithalten. In den Abend- und Nachtstunden sind LKW-Stellplätze mitunter schon Mangelware.

Im Szenario 1 der Verkehrsprognose 2025+ des BMVIT wird ausgehend vom Basisjahr 2005 für das Jahr 2025 ein Zuwachs der Verkehrsleistung des Straßengüterverkehrs um 55 % erwartet [8.2]. Demnach kommt dem Neu- und Ausbau von Rastanlagen auch in den nächsten Jahren eine wesentliche Bedeutung zu.

Baugrundsätze

Zur den Verkehrsanlagen von Rastanlagen gehören:

- der Anschluss an die Hauptfahrbahn
- die Zufahrt, Durchfahrt, Abfahrt
- die Fahrgassen mit und ohne angrenzenden Parkflächen
- die Parkflächen für Pkw und Lkw (Parkbuchten und Parkstreifen).

Aufgrund der besonderen Beanspruchung ist bei Parkflächen für LKW der Verformungsstabilität des Oberbaus eine besondere Bedeutung beizumessen. Auch müssen die Parkflächen weitestgehend resistent gegen Treibstoff- und Ölrückstände sein. Für diese Flächen ist deshalb die Betonbauweise zu empfehlen.

Die Oberbaubemessung ist in den RVS 03.08.63 geregelt [8.5]. Die grobe Zuordnung nach Tabelle 5 führt jedoch zu der sehr geringen Lastklasse IV. Stattdessen sollte

entsprechend der ermittelten zu erwartenden Verkehrsbelastung die tatsächlich erforderliche Lastklasse zur Anwendung kommen. Für LKW-Stellflächen im hochrangigen Netz ist dies meist die Lastklasse S oder I.

Verkehrsflächen aus Beton auf Rastanlagen werden in der Regel maschinell eingebaut (Abb.8–30). Da der Einbau dieser Flächen grundsätzlich in einlagiger Bauweise erfolgt, sind die Dübel und Anker vor dem Beton einbau lagesicher auf Körben zu verlegen. Die Betondecke kann bahnenweise oder in einem Arbeitsgang hergestellt werden.

Da auf Flächen für ruhenden Verkehr keine besonderen Anforderungen hinsichtlich Lärminderung oder Griffigkeit zu beachten sind, erfolgt die Strukturierung der Betonoberfläche meist durch Abziehen mit einem Stahlbesen. Der Beton hat deshalb den Anforderungen der RVS 08.17.02 [8.5] für Oberbeton mit einem Größtkorndurchmesser $D \geq 16$ zu genügen.

Fugenanordnung

Verkehrsflächen aus Beton sind zum Abbau von Zugspannungen und zur Vermeidung wilder Risse grundsätzlich durch Fugen zu unterteilen. Die dadurch entstehenden Betonplatten müssen jedoch eine sinnvolle Geometrie aufweisen, weshalb der Erstellung eines geeigneten Fugenplans eine wesentliche Bedeutung zukommt.

Abb.8–30: Ausführung einer Verkehrsfläche aus Beton auf einer Rastanlage



Die RVS 08.17.02 geben hierfür einige allgemeine Regeln vor:

- Die Plattenabmessungen sollen das 25-fache der Plattendicke nicht überschreiten.
- Die Kantenlänge soll nicht mehr als 5,50 m betragen.
- Das Verhältnis der Plattenabmessungen Länge zu Breite soll 1,5 nicht überschreiten

Für den vorwiegenden Anwendungsbereich der Betonbauweise – die Autobahnen – sind diese Grundregeln hinreichend. Das Fugenraster ist orthogonal und die Plattenabmessungen betragen in der Regel maximal 5,50 m. Weisen Verkehrsflächen jedoch besondere Geometrien auf, für die eine rein orthogonale Fugenanordnung nicht mehr möglich ist, müssen zusätzliche Überlegungen getroffen werden.

Dies trifft u. a. auf LKW-Parkstände in Rastanlagen zu. Als Regelaufstellung für LKW ist die Schrägaufstellung mit einem Aufstellwinkel von 50 gon vorgesehen. Aufgrund der Regellängen für die LKW-Parkstände führt dies zu einer parallelogrammförmigen Park-

fläche mit einer Breite von ca. 15 m und einem Innenwinkel von 50 gon. In der Fugenanordnung kann diese schräge Flächenbegrenzung durch die Anordnung von schiefwinkligen fünfeckigen Platten („Bischofsmützen“) berücksichtigt werden.

Abb.8–31 zeigt die Prinzipskizzen der zwei möglichen Varianten für LKW-Schrägparkstände. Die Fugenausrichtung erfolgt orthogonal zu den Stellplätzen (Abb.8–31 oben) sowie orthogonal zu den angrenzenden Fahrgassen (Abb.8–31 unten). Grundsätzlich ist die detaillierte Fugenanordnung durch den Auftragnehmer festzulegen.

Bei der Fugenausrichtung orthogonal zu den Stellplätzen werden die überrollten Querfugen mit einem Regelabstand von 50 cm verdübelt und die Längsfugen zwischen den Stellplätzen verankert (Abb.8–32). Wird die Längsfuge als Arbeitsfuge ausgeführt, kann diese alternativ mit einem Nut-/Federelement versehen werden.

Die Ausrichtung der Dübel ist bei dieser Fugenausrichtung nicht parallel zur Ausrichtung des Betonfeldes. Nur bei sehr langen Feldern hat sich gezeigt, dass hierdurch größere Zugspannungen in der Betondecke

Abb.8–31: Prinzipskizzen möglicher Fugenausrichtungen auf LKW-Schrägparkständen

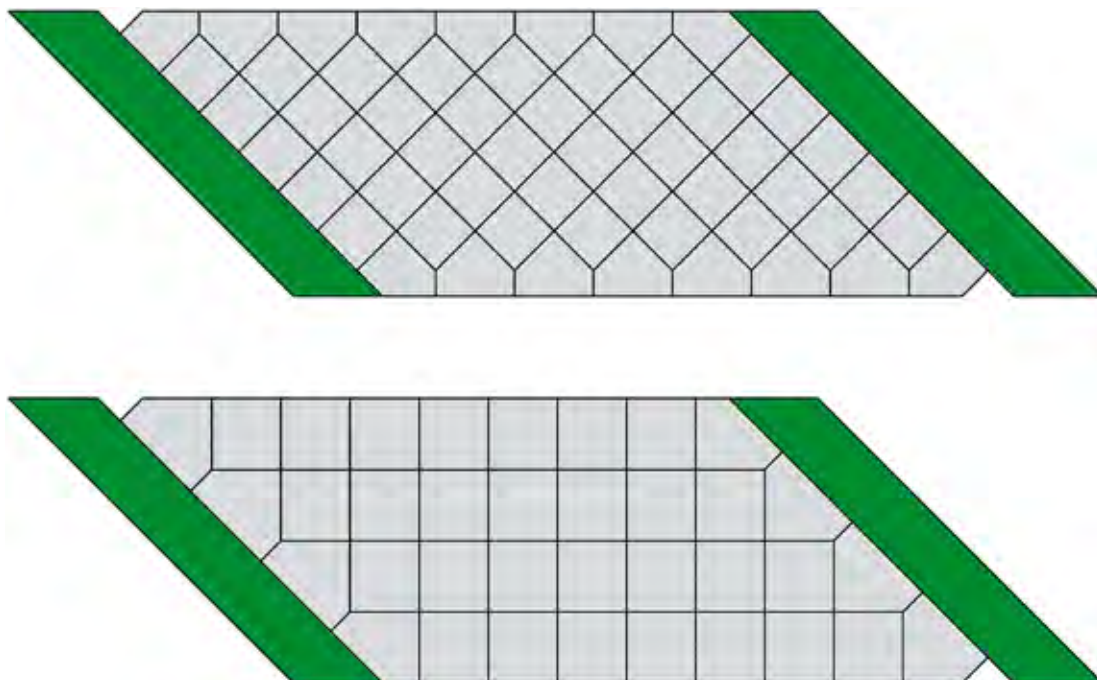


Abb.8-32: Anordnung der Dübel und Anker bei LKW-Schrägparkständen mit orthogonal zu den Stellplätzen ausgerichteten Fugen

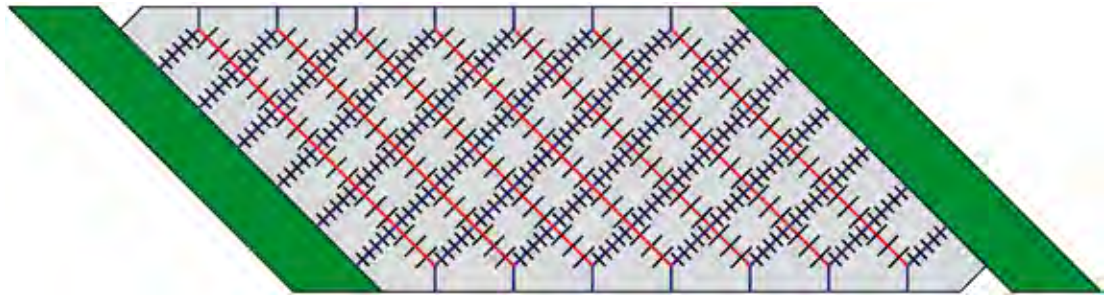
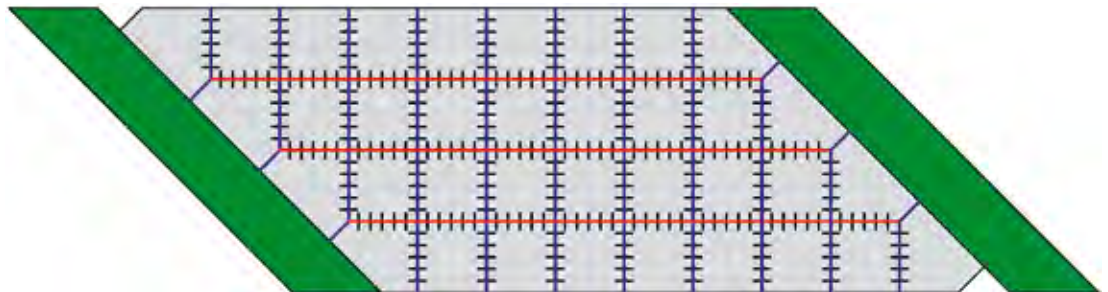


Abb.8-33: Zur Hauptdehnungsrichtung parallel ausgerichtete Dübel



Abb.8-34: Anordnung der Dübel bei LKW-Schrägparkständen mit orthogonal zu den angrenzenden Fahrgassen ausgerichteten Fugen



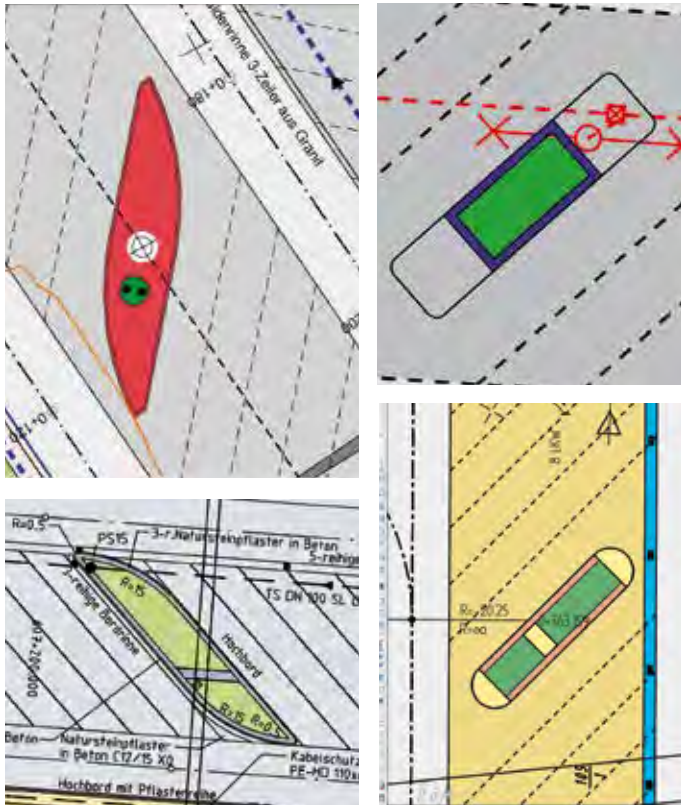
auftreten können. In diesen Fällen sollten entweder die Dübel parallel zu der Hauptdehnungsrichtung angeordnet werden (Abb. 8-33) oder die Längsfugen an Stelle der Verankerung mit einem Nut-/Federsystem ausgeführt werden.

Einfachere Spannungsverhältnisse bietet jedoch die Variante mit der zu den angrenzenden Fahrgassen orthogonalen Fugenanordnung. Mit Blick auf die Ausrichtung der Dübel in Abb.8-34 (Regelabstand 50 cm) zeigt sich, dass hier die mögliche Bewegungsrichtung der Querfugen grundsätzlich parallel zur Hauptdehnungsrichtung

ist. Auch zeigt sich in der Praxis, dass hier aufgrund der Ähnlichkeit zur Fugenanordnung auf Autobahnen die Fehleranfälligkeit bei der Ausführung (Vermessungsarbeiten, Dübelverlegung etc.) geringer ist.

Unabhängig von der Fugenausrichtung ist bei der Erstellung des Fugenplans noch ein weiteres Detail zu beachten. Manche Planungen sehen in bestimmten Abständen Zwischeninseln in der Fläche für Schrägparkstände vor. Erschwerend ist hierbei, dass die Gestaltung der Zwischeninselformen nicht immer einheitlich ist (Abb.8-35).

Abb.8–35: Beispiele unterschiedlicher Formen von Zwischeninseln



Bordanlagen

Anstatt einer kleinteiligen Lösung mit Bordsteinen auf Rückenstützen mit anschließenden Pflasterstreifen können auch andere Bauweisen zur Anwendung gelangen:

- die monolithische Weiterführung der Betondecke mit aufgeklebten Bordsteinen (Abb.8–36 links) sowie
- der monolithische Bau der Bordanlage in Ortbeton (Abb.8–36 rechts).

Wird die Betondecke für Klebeborde monolithisch weitergeführt, wird dadurch der ungünstige Lastfall „freier Plattenrand“ am letzten Parkstand vermieden (Abb.8–37). Auch können durch diese Weiterführung ungünstige Zwickelflächen umgangen werden, indem zumindest im kritischen Bereich der Inselenden die Betondecke durchgeführt wird. Die Fugenanordnung der Betondecke verliert hierdurch von ihrer Abhängigkeit von der Inselgeometrie. Letztlich kann auch die gesamte Zwischeninsel aufgeklebt werden, wodurch ein ideales einheitliches Fugenraster ermöglicht wird.

Auch durch die Verankerung einer monolithisch gebauten Anlage aus Ortbeton wird der Lastfall „freier Plattenrand“ zumindest verringert. Ein Anwendungsbeispiel ist die Bordanlage an Parkständen in Längsaufstellung für Schwerlastfahrzeuge (Abb.8–38).

Weitere Anwendungsbereiche der Betonbauweise für Rastanlagen

Stellflächen für LKW auf Rastanlagen werden meist in Betonbauweise hergestellt. Im Gegensatz hierzu werden die zu diesen Stellplätzen führenden Fahrgassen stets in Asphaltbauweise ausgeführt. In den Abend- und Nachtstunden sind die Rastanlagen jedoch häufig überfüllt. Um nicht in Gefahr zu laufen, ihre gesetzlichen Lenkzeiten zu überschreiten, haben die LKW-Fahrer meist keine andere Wahl, als ihre Fahrzeuge in den Fahrgassen abzustellen (Abb.8–39). Dies bedeutet jedoch, dass auch diese Flächen einer vergleichbaren Belastung wie die LKW-Stellflächen unterliegen. Deshalb ist die Betonbauweise auch für Fahrgassen sinnvoll (Abb.8–40). Bei der Ausführung dieser Betonflächen sind einige weitere Hinweise zu beachten. So weisen Fahrgassen verschiedene Regelbreiten auf. In Abhängigkeit der Dicke der Betondecke kann eine mittig anzuordnende Längsfuge notwendig werden, um die Grenzen der RVS 08.17.02 [8.5] für die Plattenabmessungen einzuhalten. Auch entstehen innerhalb der Rastanlagen durch die Verknüpfung von Fahrgassen plangleiche Knotenpunkte. Im Bereich dieser Knotenpunkte ist es zweckmäßig, eine Raumfuge anzuordnen, um Zwängungsspannungen zu vermeiden. Damit der Kreuzungsast zielicher entkoppelt wird, ist diese Raumfuge unverdübelt auszuführen. Eine Betonschwelle unterhalb der Raumfuge kann die Übertragung von Querkräften übernehmen.

Literatur

[8.1] Blab, R.; Steigenberger, J.: Kreisverkehrsanlagen in Betonbauweise, Zement und Beton, Heft 2, Wien, 2007.
 [8.2] Haider, M.: „Lärmtechnisches Verhalten von Waschbetonoberflächen“, Reihe Straßenforschung BMVIT, Heft 588, Wien 2010.
 [8.3] Breyer, G.; Litzka, J.; Steigenberger, J.: Die Betonstraße – Eine nachhaltige Bauweise mit Zukunft, Wien, 2009.

- [8.4] Breyer, G.; Litzka, J.; Steigenberger, J.: Straßenbau, Die Entwicklung der österreichischen Bautechnik, ÖVBB, Wien, 2007.
- [8.5] FSV – Forschungsgesellschaft Straße – Schiene – Verkehr, Wien:
Merkblatt RVS 08.17.03: Kreisverkehre mit Betonfahrbahndecken, 2008.
RVS 03.03.81 (2011): Ländliche Straßen und Güterwege.
RVS 03.08.63 (15. April 2005): Oberbaubemessung.
RVS 08.17.02 (1. März 2007): Betondecken – Deckenherstellung.
RVS Merkblatt 08.17.04: Fugen in Betonstraßen.
- [8.6] Haberl, J.; Litzka, J. "Bewertung der Nahfeldgeräuschemission österreichischer Fahrbahn-deckschichten", Reihe Straßenforschung BMVIT, Heft 554, 2005.
- [8.7] Litzka, J.: Dimensionierung von Betondecken – Bemessungssicherheit und Life – Cycle – Costs, Betonstraßen 2003, Zement und Beton, Mai 2003.
- [8.8] Merkblatt „Kreisverkehre mit Betonfahrbahn-decken“, Österreichische Vereinigung für Beton- und Bautechnik, Wien, Ausgabe Oktober 2006, www.concrete-austria.com.
- [8.9] ON – Österreichisches Normungsinstitut, Wien. ÖNORM B 4710-1 (2007): Beton – Festlegung, Herstellung, Verwendung und Gütenachweis.
- [8.10] ÖVBB Österreichische Bautechnik Vereinigung: Merkblatt „Betonspurwege“, Wien, 2012.
- [8.11] Peyerl, M.: Helle Betonflächen als Schutz gegen städtisches Aufheizen, Österreichische Betonstraßentagung 2007, Berichtsband, Wien, 2007.
- [8.12] Steigenberger, J.: Kreisverkehrsplätze in Betonbauweise – Erfahrungen in Österreich, Straße + Autobahn, 6/2006.
- [8.13] Steigenberger, J.: Noch kürzere Reparaturzeiten mit dem 12-Stunden-Beton. Aktuelles zum Thema Betonstraßen. update, 2/2003.
- [8.14] Wallner, R.: Die Betondecke im städtischen Straßennetz, Österreichische Betonstraßentagung 2007, Berichtsband, Wien, 2007.
- [8.15] Wedl, S.: Kreisverkehrsanlagen mit Betondecken – State-of-the-Art in Austria, Technische Universität Wien, Institut für Straßenbau und Straßenerhaltung, September 2005.
- [8.16] Wedl, S.: Kreisverkehre mit Betonfahrbahn-decken – Bemessung und Ausführung. Technische Universität Wien, Fakultät für Bauingenieurwesen, Diplomarbeit, Februar 2007.
- [8.17] Wegebau mit Beton. Broschüre, VÖZ, Wien, 1982.
- [8.18] www.asfinag.at

Abb.8–36: Prinzipskizzen von alternativen Bauweisen für Bordanlagen

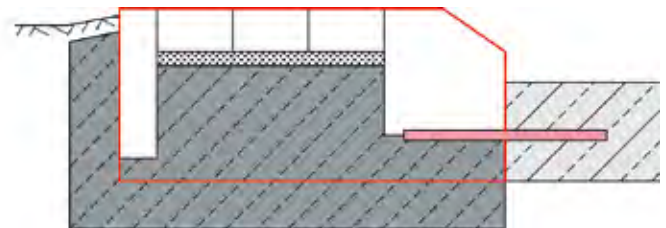
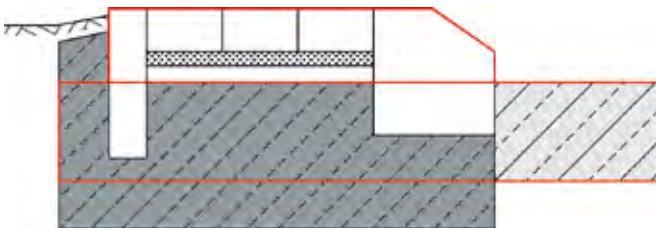


Abb.8–37: Monolithische Weiterführung der Betondecke mit aufgeklebten Bordsteinen



Abb.8–38: Verankerte monolithische Bordanlage aus Ortbeton



Abb.8–39: Typische Parksituation auf Rastanlagen in den Abendstunden



Abb.8–40: Rastanlage mit Fahrgasse aus Beton



9

ERHALTUNG VON BETONSTRASSEN

Univ. Prof. DI Dr. Ronald BLAB

DI Dr. Markus HOFFMANN

Technische Universität Wien

Inhaltsverzeichnis

9.1 Einführung in das Erhaltungsmanagement	175
9.2 Schadensursachen und Zustandsmerkmale	177
9.2.1 Allgemeine Unebenheiten	177
9.2.2 Risse in der Betonfahrbahn	180
9.3 Zustandserfassung und Auswertung	183
9.4 Erhaltungsmaßnahmen	190
9.4.1 Instandhaltung von Betondecken	190
9.4.2 Instandsetzung und Erneuerung von Betondecken	199
9.5 Grundlagen Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen	206



9.1 Einführung in das Erhaltungsmanagement

Betondecken wurden und werden in erster Linie an stark belasteten Straßenabschnitten im hochrangigen Straßennetz und für innerstädtischen Verkehrsflächen eingesetzt. Sie weisen bei entsprechender Ausführung eine hohe Lebensdauer auf und erfordern vergleichsweise geringe Erhaltungsaufwendungen. Ist das Straßennetz bereits gut ausgebaut, so verschiebt sich der Schwerpunkt der Investitionen mit zunehmendem Alter des Oberbaus in Richtung Erhaltung und Betrieb des Bestandes. Wenn begrenzte Mittel vorhanden sind und diese sparsam und zweckmäßig eingesetzt werden sollen, wird ein systematisches Erhaltungsmanagement in der Regel bessere Ergebnisse erbringen, als anlassbezogene Einzelmaßnahmen. Ein systematisches Erhaltungsmanagement stellt eine einheitliche Schadensansprache sicher und sorgt dafür dass die technisch und wirtschaftlich besten Maßnahmen zum optimalen Zeitpunkt eingesetzt werden.

Die Zielsetzungen im Erhaltungsmanagement leiten sich aus den Interessen von Straßenbetreiber, Straßennutzer und Dritten sowie gesetzlichen und technischen Vorgaben ab. Ob der Zustand einer Straße mangelhaft ist, richtet sich danach, was dem Straßenbetreiber je nach Art und Widmung dieser Straße zumutbar ist (§ 1319a ABGB). In Bezug auf die Haftung des Straßenbetreibers ist zudem zu unterscheiden, ob für die Benützung ein Entgelt verlangt wird (Haftung ab leichter Fahrlässigkeit) oder nicht (Haftung ab grober Fahrlässigkeit). Die Ziele eines Erhaltungsmanagements können daher wie folgt kurz zusammengefasst werden:

- Setzen von Prioritäten: Gewährleistung eines sicheren Straßennetzes mit hoher Verfügbarkeit unter Berücksichtigung der Bedeutung für Bevölkerung und Wirtschaft
- Finanzbedarf und Budgetierung: Darstellung der mit dem zur Verfügung stehenden Budget erwartbaren Zustandsentwicklung und Nachweis des Finanzbedarfs

- Effizienter Mitteleinsatz: Gewährleistung eines sparsamen, zweckmäßigen Einsatzes der knappen öffentlichen Mittel basierend auf einem Lebenszykluskostenansatz
- Einfache Umsetzung: Nutzen aus dem EMS deutlich höher als der Aufwand für die Einführung, Erleichterung der täglichen Arbeit, wesentliche Ergebnisse auf Knopfdruck
- Rechtssicherheit: Der Verantwortung gegenüber den Nutzern durch ein EMS gerecht werden. Haftungsprobleme rechtzeitig erkennen und Maßnahmen setzen

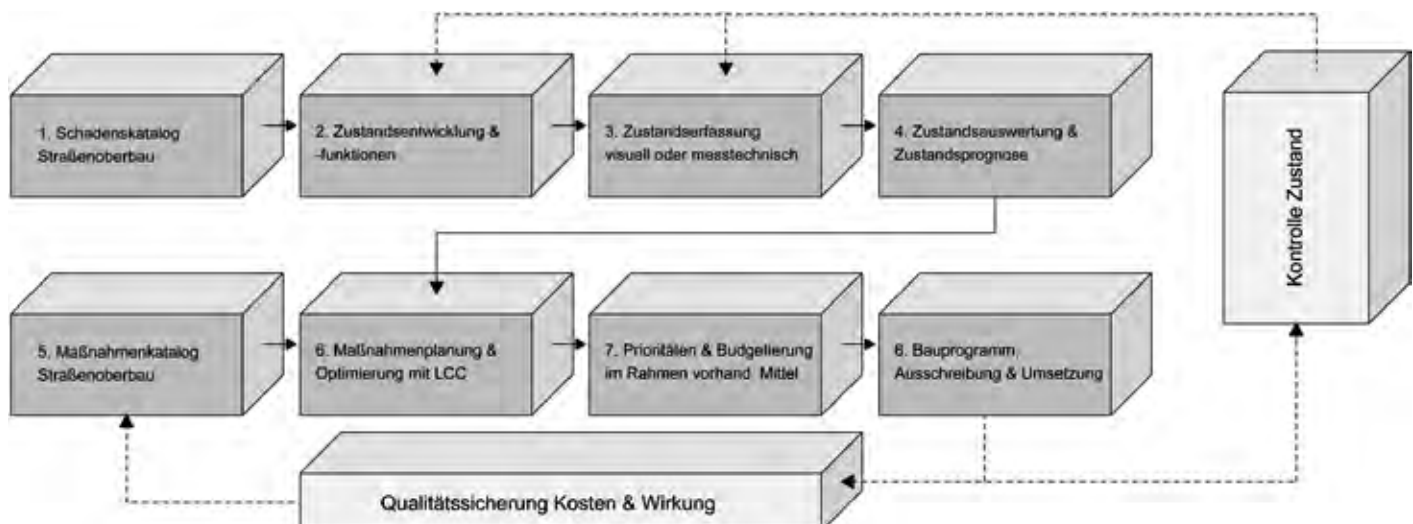
Ein systematisches Erhaltungsmanagementsystem (EMS) zur Erreichung definierter Erhaltungsziele umfasst eine Reihe von Bausteinen (Abb.9–1). Dazu sind als erstes die wesentlichen Schadensmerkmale des Straßenoberbaus zu definieren und der typische Schadensverlauf unter Beanspruchung durch Verkehr und Witterung zu ermitteln. Die in der Regel in Schadenskatalogen zusammengefassten Schäden und Schadensursachen bilden die Grundlage für eine periodische, visuelle oder messtechnische Erfassung der tatsächlich vorhandenen Schäden. Die Zustandsauswertung basiert auf Kriterien der Verkehrssicherheit und baulichen Substanz und erfolgt üblicherweise nach dem Schulnotensystem. Die Prognose auf Basis der Zustandsfunktionen schreibt die Zustands-

entwicklung am Netz ohne Maßnahmen fort und erlaubt die Ermittlung kritischer Netzabschnitte.

Für eine systematische Maßnahmenplanung sind Maßnahmenkataloge erforderlich, in denen Kosten und Wirkung der einzelnen Maßnahmen auf die jeweiligen Schäden definiert sind. Zusätzlich können die Maßnahmen über eine Beschreibung der Arbeitsabläufe und standardisierte Leistungspositionen näher konkretisiert werden, wodurch die spätere Ausschreibung und Qualitätssicherung wesentlich erleichtert werden. Für die konkrete Maßnahmenplanung und Optimierung stehen eine Reihe von Ansätzen zur Verfügung, mit denen technisch geeignete Maßnahmen den jeweils im Abschnitt vorhandenen Schäden zuordenbar sind. Üblicherweise erfolgt diese Optimierung auf Basis eines Lebenszykluskostenansatzes. Das Optimierungsziel besteht darin, die wirtschaftlichste Maßnahme oder Maßnahmenkombination gemeinsam mit der optimalen Bauloslänge und dem Maßnahmenzeitpunkt zu bestimmen.

Die sich aus der Optimierung ergebenden Maßnahmen am Straßenoberbau sind mit Erhaltungsmaßnahmen an anderen Straßenanlagen (z. B. Brücken) im Streckenabschnitt abzustimmen und werden unter Berücksichtigung der Prioritäten und vorhandenen Budgetmittel in einem Bauprogramm zu-

Abb.9–1: Bausteine und Ablauf eines systematischen Erhaltungsmanagements



sammengefasst. Entscheidend für die Qualität der Umsetzungsergebnisse ist eine laufende Kontrolle in Ausführung und Abnahme. Um laufend aktuelle Planungsgrundlagen zur Verfügung zu haben, wird es zudem sinnvoll sein, die tatsächlichen Kosten und Wirkungen der Maßnahmen auf den Zustand zu dokumentieren und auszuwerten.

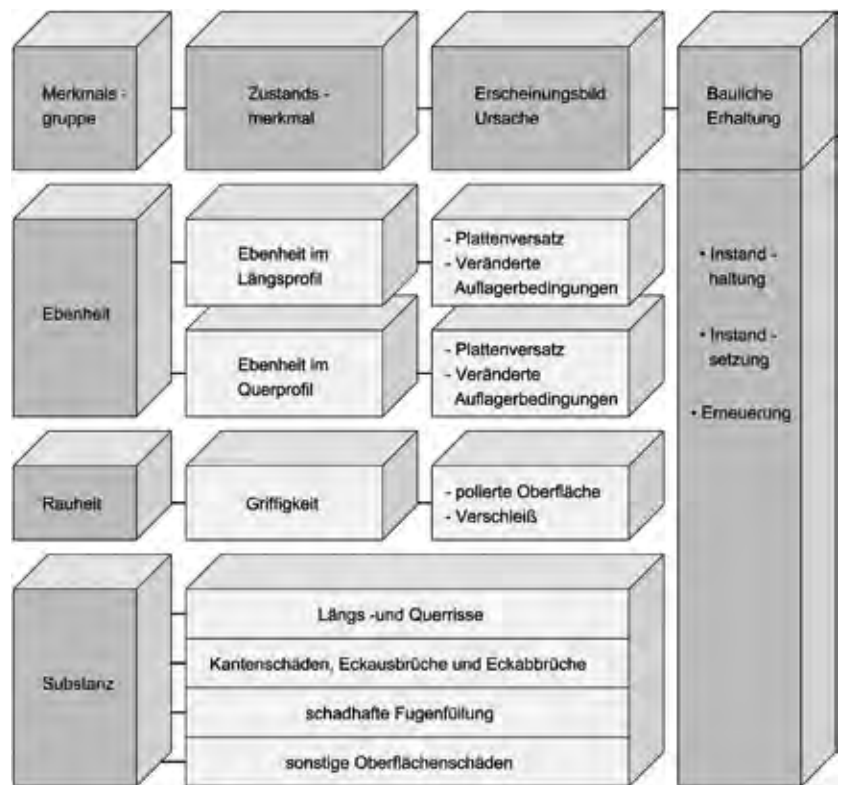
9.2 Schadensursachen und Zustandsmerkmale

Der Straßenoberbau kann in seinem Erscheinungsbild durch bestimmte Eigenschaften bzw. Schadensmerkmale (z. B. Griffigkeit, Spurrinnentiefe etc.) mit einem Einfluss auf die Nutzungsqualität bzw. die Lebensdauer beschrieben werden. Als Schaden ist dann ein Zustand zu verstehen, bei dem ein definierter Wert dieser Eigenschaft unter- bzw. überschritten wird (Griffigkeit $\mu < 0,38$; Spurrinnentiefe > 20 mm etc.). Schäden können vor und nach der Inbetriebnahme auftreten und eine Vielzahl an Ursachen haben, die unabhängig voneinander vorhanden sein können. Die Beanspruchung des Straßenoberbaus durch Verkehr, Witterung und Alterung während der Nutzungsdauer führt zu einer sukzessiven Verschlechterung des Zustands, die als Schadensverlauf in Form von Zustandsfunktionen beschrieben werden kann. Unterschiede in Materialwahl, Herstellung und Beanspruchungsintensität führen dann zu unterschiedlichen Schäden und Schadensverläufen mit entsprechenden Unterschieden in der Lebensdauer. Die Schadensmerkmale an Betondecken können nach Erscheinungsbild und Ursache in die Merkmalsgruppen Ebenheit, Rauheit und Substanz gemäß Abb.9–2 eingeteilt werden. In der Folge werden die einzelnen Schadensmerkmale, Ursachen und Möglichkeiten der Erfassung näher beschrieben.

9.2.1 Allgemeine Unebenheiten

Allgemeine Unebenheiten werden der Merkmalsgruppe Ebenheit im Längsprofil bzw. Querprofil zugerechnet. Da im Straßenbau die Herstellung einer ideal ebenen Ober-

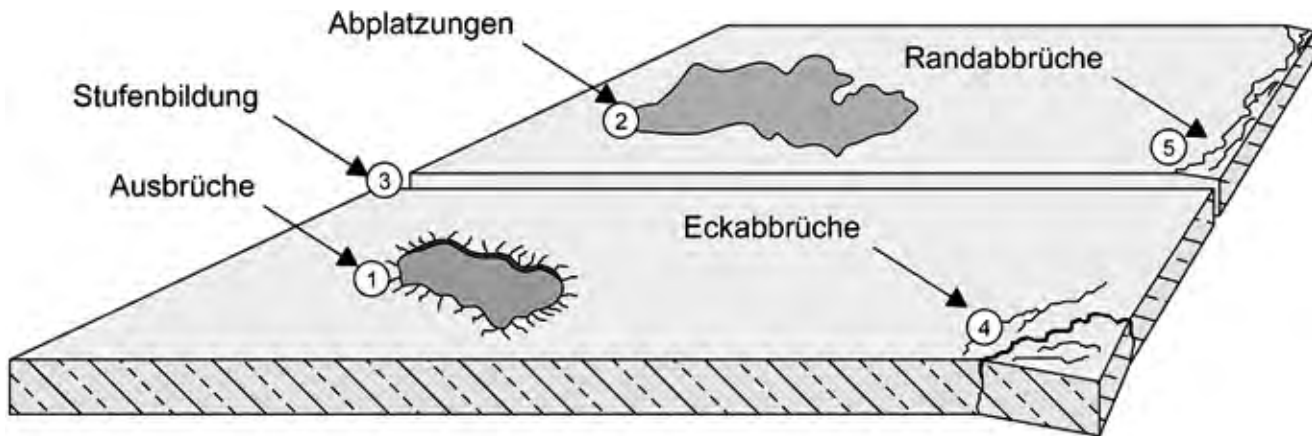
Abb.9–2: Merkmalsgruppen und Zustandsmerkmale für Betonbauweisen ^[9,2]



fläche nicht möglich ist, entstehen allgemeine Unebenheiten in Längs- und Querrichtung bereits während der Herstellung. Sie resultieren aus der Inhomogenität der Baustoffe bzw. Baustoffgemische und der Bauausführung, den Einflüssen aus Schichtdickenschwankungen, Verkehr und Klima sowie der Gleichmäßigkeit von Untergrund/Unterbau und den im Oberbau eingesetzten Baustoffgemischen. Während Spurrinnen (Querunebenheit) bei Betonstraßen eine untergeordnete Rolle spielen, können Längs- und Querunebenheiten z. B. aufgrund von Ausbrüchen, Abplatzungen, Stufenbildung sowie Eck- und Randabbrüchen einen erheblichen Einfluss auf Verkehrssicherheit und Fahrkomfort haben (Abb.9-3).

Die Erfassung des Merkmals kann im Einzelfall durch eine Messlatte erfolgen und wird für längere Streckenabschnitte gemäß dem Stand der Technik durch Lasermesseinrichtungen über eine Abtastung der Straßenoberfläche während der Messfahrt automatisiert ermittelt. Die Anzahl der Laser bzw. der Abstand der Laser kann dabei bei den unterschiedlichen Messsystemen deutlich variieren.

Abb.9-3: Allgemeine Unebenheiten in der Fahrbahn



① **Ausbrüche**

Kleinflächige Ausbrüche mit Materialverlust können aus unbehandelten Haarrissen an der Betondecke entstehen. Diese Haarrisse können ihre Ursache in einer Entmischung und Nesterbildung, einem zu hohen W/Z-Wert oder Einbaufehlern bei Verdichtung und Nachbehandlung haben. Bleiben diese kleinflächigen Ausbrüche längere Zeit unbehandelt, kann es infolge mechanischer Beanspruchung sowie Frost-Tau-Wechseln zur Schlaglochbildung kommen.

② **Abplatzungen**

Flächige Ablösungen im oberen Bereich der Betondecke werden Abplatzungen genannt. Sie können aufgrund von Beanspruchung durch Frost und Tausalz, Einbaufehlern bei Verdichtung und Nachbehandlung sowie möglicher Korrosion der Bewehrung entstehen. Bei sichtbaren Rostfahnen bzw. sichtbarer Bewehrung sind umgehend Erhaltungsmaßnahmen zu setzen.

③ **Stufenbildung**

Größere Höhenunterschiede bei Stoßfugen zwischen Platten, an Plattenrändern und bei Quer- oder Längsrissen werden als Stufenbildung bezeichnet. Die vertikalen Plattenbewegungen werden visuell und/oder durch Befahrung erfasst. Ursachen der Stufenbildung können ein undichter Fugenverguss, das Pumpen unter Schwerverkehr oder die Folge der Erosion der ungebundenen Trag-schichten sowie fehlende Verdübelung sein. Ab 15 mm Stufenhöhe ist es aufgrund der Beeinträchtigung des Fahrkomforts und progressiven Schadensfortschrittes ratsam, eine Erhaltungsmaßnahme zu treffen. Im städtischen Bereich besteht ab 20 mm ein erhöhtes Sicherheitsrisiko für Radfahrer. Ohne Erhaltungsmaßnahmen kann es durch die dynamische Wirkung des Verkehrs zur Querrissbildung und zum Plattenbruch kommen.

Aufstauhungen treten vorwiegend im Bereich nicht ordnungsgemäß hergestellter Tages- und Raumfugen, bei schadhaftem Unterbeton und Reparaturstellen, die nicht über die ganze Fertigungsbreite ausgeführt

worden sind, auf. Besonders häufig treten Aufstauchungen in jenen Streckenabschnitten auf, an denen nicht die gesamte Fahrbahnbreite durch Asphalt ersetzt wurde und einzelne Platten bestehen bleiben. Solche Provisorien können fallweise z. B. während Aufgrabungen entstehen und sind ehestmöglich vor Eintritt der nächsten Warmwetterperiode wieder durch Beton zu ersetzen.

④ **Eckabbrüche**

Eckabbrüche sind schräge Risse an der Plattenecke, die in der Quer- und Längsfuge am Plattenrand enden. In vertikaler Richtung gehen die Eckabbrüche durch die gesamte Plattendicke. Durch unzureichende Stabilität sowie die weitere Verkehrsbelastung kommt es zu einem Abreißen und Absenken der Ecke.

⑤ **Randabbrüche**

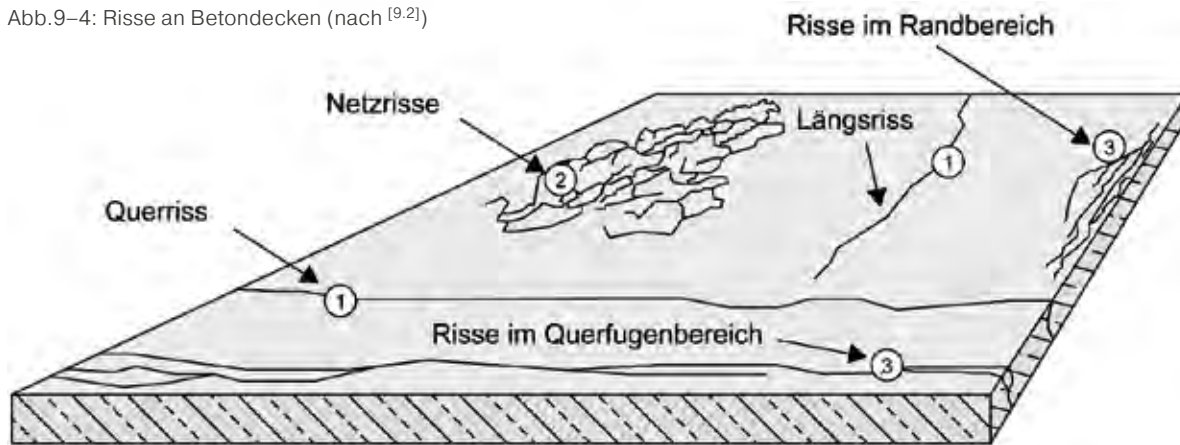
Als Randabbrüche werden Kantenschäden am Plattenrand bezeichnet. Sie erscheinen in Form von parallel zur Quer- oder Längsfuge abgerissenen Plattenteilen und schwächen die Befestigung am Plattenrand. Mögliche Ursachen sind ungünstige Auflagerverhältnisse an den Plattenrändern, eine fehlerhafte Verankerung der Platten, Temperaturspannung oder unzureichende Stabilität des Unterbaus.

Mögliche Ursachen und Auswirkungen von allgemeinen Unebenheiten bei Betondecken sind in der Tab. 9.1 zusammengefasst.

Tab.9.1: Zustandsmerkmale Unebenheiten an Betondecken, mögliche Ursachen und Auswirkungen

Zustandsmerkmal / Schaden	Mögliche Ursache	Auswirkung
Kantenschäden	<ul style="list-style-type: none"> • Scheinfugen: zu frühes Schneiden, schief liegende Dübel, fehlender Fugenverguss (Einklemmen von Streusplitt) • Raumfugen: abgesunkener Fugenverguss oder mangelhafte Ausbildung der FÜK bei Objekten 	Eindringen von Wasser, Fortschreiten der Schäden;
Kantenabbruch durchgehend	<ul style="list-style-type: none"> • Durchwegs schief liegende Dübel • schief liegende Raumfugeneinlage • Fugenschnitt nicht über Dübelmitte 	bei warmem Wetter Aufstauchungsgefahr wegen vorgegebener Scherfläche
Eckabbruch	<ul style="list-style-type: none"> • bei offenen Scheinfugen lagern sich am nicht befahrenen und tiefer liegenden Rand mehr Feinteile im Fugenspalt ein, dadurch kommt es zur Konzentration der Längsdruckkräfte an den Ecken • erhöhte Lastüberrollungen an den kritischen Eckbereichen 	Stufenbildung, bröckeliger Zerfall
Abplatzungen	<ul style="list-style-type: none"> • lokale Entmischung • Nestbildungen • mangelhafte Verdichtung • unzureichende Nachbehandlung 	Unebenheiten, bröckeliger Zerfall, Schlaglochbildung
Stufenbildung und Aufstauchungen	<ul style="list-style-type: none"> • mangelhafter Fugenverschluss und Pumpen unter Schwerverkehr • unwirksame, fehlende Verdübelung • Rissbildung und Eckabbrüche • schadhafte Platten nicht über die ganze Fahrbahnbreite durch Asphalt ersetzt • schadhafter Unterbeton 	Unebenheiten, verringerter Fahrkomfort, erhöhte dynamische Beanspruchung, „blow up“-Schäden

Abb.9-4: Risse an Betondecken (nach [9.2])



9.2.2 Risse in der Betonfahrbahn

Ein wichtiger Parameter bei der Bewertung der strukturellen Beschaffenheit von Betondecken ist das Zustandsmerkmal Risse. Eine Vielfalt von Ursachen kann zur Rissbildung in den Betonfahrbahnen führen. Daher ist es zielführend, die Risse nach Ausmaß (lfm, m²) sowie Schwere (Rissbreite mm) aufzunehmen und zwischen Quer- und Längsrissen, Rissen im Fugenbereich und Netzrissen zu unterscheiden (Abb.9-4). Als Erfassungsmethoden kommen vor allem eine manuelle Aufnahme mit Messung und Schätzung bzw. (teil-)automatisierte, visuelle Verfahren mit Einsatz von Bild- oder Videosystemen bei einer Befahrung in Frage.

① Quer- und Längsrisse

Die Quer- und Längsrisse erscheinen als klaffende Brüche parallel bzw. quer zu den Querfugen. Mögliche Ursachen sind die Alkali-Kieselsäure Reaktion mit Strukturzerstörung, Schwerverkehr, Unterdimensionierung, Reflexionsrisse, Schwindspannungen, oder eine unzureichende Entwässerung der Unterlage. Da die Risslänge nur begrenzt Auskunft über Schädigungszustand und Nutzungssicherheit gibt, ist nach Möglichkeit auch die Rissbreite anzugeben.

② Netzrisse

Derartige Risse sind an der Plattenoberfläche als miteinander verbundene, feine Risse zu erkennen. Wenn der W/B-Wert des Betons zu hoch ist oder es einen Einbaufehler bei Verdichtung und Nachbehandlung gab, kann es zur Ausbildung derartiger Rissbildungen kommen. Weitere Ursachen könnten auch Alkali-Kieselsäure Reaktionen, Beanspruchungen durch Frost/Tausalz und eine unzureichende Entwässerung sein.

③ Risse im Rand- und Querfugenbereich

Risse im Rand- und Querfugenbereich entstehen infolge eines undichten Fugenvergusses, dem Eindringen von Wasser und einer Feinteilumlagerung unter der Fuge, Temperaturspannungen zwischen Platten, zu großer Plattenlänge oder Unterdimensionierung gegenüber tatsächlich auftretenden, hohen Randlasten. Bei der detaillierten Erfassung ist auch die Rissbreite anzugeben. Mögliche Ursachen und Auswirkungen von Rissen an Betondecken sind in der Tab. 9.2 zusammengefasst.

Tab.9.2: Zustandsmerkmal Risse an Betondecken, mögliche Ursachen und Auswirkungen

Zustandsmerkmal / Schaden	Mögliche Ursache	Auswirkung
Querriss nicht durchgehend	<ul style="list-style-type: none"> • anbetonieren an eine bestehende Decke ohne Trennanstrich oder mit falscher Ankeranordnung • Anfangsstadium von durchgehenden Querrissen 	Fortschreiten über ganze Plattenbreite
Querriss schräg und verästelt, häufig bei Trapezfeldern	<ul style="list-style-type: none"> • Druckwasser und Feinteilumlagerung unter der Decke • Deckenunterlage uneben und erodiert • stark unterschiedliche Deckendicke 	nur ein Schrägriss: Zusetzen mit Feinteilen, Druck auf Raumfuge und Stufenbildung verästelter Riss: strukturelle Auflösung
Querriss durchgehend	<ul style="list-style-type: none"> • Scheinfugen zu spät geschnitten • Deckenunterlage uneben oder nicht entwässert • Plattengeometrie ungünstig (Verhältnis L/B) 	Zusetzen des Risses mit Feinteilen und Druck auf Raumfuge, Stufenbildung
Längsriss kurz	<ul style="list-style-type: none"> • schief liegende Dübel 	fortschreitende Rissbildung, Ausbrüche
Längsriss durchgehend	<ul style="list-style-type: none"> • nach der Herstellung: Längsfuge zu spät oder zu seicht geschnitten • Jahre nach der Herstellung: Wasserstau unter der Decke, Feinteilanlagerung und Eisbildung im Winter unter dem tiefer liegenden Rand 	Wassereintritt; zusätzliche Entwicklung von Querrissen
Längsriss neben Längsfuge	<ul style="list-style-type: none"> • wie Längsriss durchgehend • Anker liegen nicht mittig unter der Fuge 	bröckeliger Zerfall des schmalen Streifens möglich
Netzzrisse großflächig	<ul style="list-style-type: none"> • Mangelnde Nachbehandlung (Frühschwindrisse) • mangelnder Verbund Ober-/Unterbeton • Beständigkeitsprobleme 	Frühschwindrisse reichen nur wenige cm tief in die Betonplatte und sind erfahrungsgemäß unbedenklich; sonst struktureller Mangel

Griffigkeit

Die Griffigkeit spielt eine besonders wichtige Rolle für die Fahrsicherheit. Sie gehört zur Merkmalsgruppe Rauheit und beschreibt die Möglichkeit, Brems- bzw. Antriebskräfte auf die Fahrbahn zu übertragen. Demgemäß wird die Griffigkeit durch den Reibungsbeiwert der Straßenoberfläche definiert. Zu der messtechnischen Untersuchung der Griffig-

keit kommen in Österreich verschiedene Verfahren zum Einsatz (Abb.9–5).

Stationäre Griffigkeitsmessungen sind durch das SRT-Pendelgerät (Skid Resistance Tester) durchzuführen. Dadurch wird nur die Mikrotextur gemessen, deshalb wird dieses in Kombination mit dem Ausflussmesser zur Beurteilung der Makrotextur angewendet. Dieses Verfahren gibt nur punktuelle Aus-

Abb.9–5: (von links nach rechts) Grip Tester, Stuttgarter Reibungsmesser, RoadStar^[9,3], SRT- Pendelgerät

Tab.9.3: Zustandsmerkmal Griffigkeit und Ebenheit, mögliche Ursachen von Schäden und Auswirkungen

Zustandsmerkmal / Schaden	Mögliche Ursache	Auswirkung
Mangelnde Griffigkeit oder Ebenheit	<ul style="list-style-type: none"> • ungeeignete Gesteinskörnung (Polierwiderstand) • fehlerhafter Einbau (z. B. Entmischung, Querwellen) • zu geringe Querneigung • Entwässerung blockiert, Bankett hochgewachsen 	verlängerter Anhalteweg (Fahrsicherheit); Gefahr des Aquaplanings; ungenügender Fahrkomfort

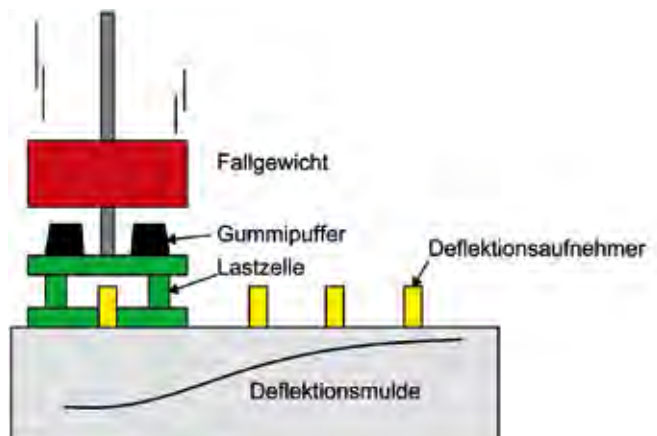
kunft über die Griffigkeit und wird Innerorts wegen der hier oft beengten Verhältnisse eingesetzt. Ein dynamisches System zur Messung der Griffigkeit kürzerer Teilabschnitte auf Projektebene und auf Flugbetriebsflächen ist der Grip Tester. Dieser kann an ein Fahrzeug angehängt oder per Hand geschoben werden. Auf Netzebene wird in Österreich zur Griffigkeitsmessung das Messfahrzeug RoadStar herangezogen. Dabei wird der Reibungsbeiwert mit einem in Längsrichtung gerillten PIARC Messreifen bei konstantem Schlupf (Standard: 18 % Schlupf) und einer Standardmessgeschwindigkeit von 60 km/h auf einer kontinuierlich mit Wasser benetzten Oberfläche (Standard: 0,5 mm Wasserfilmdicke) ermittelt.

Mögliche Ursachen und Auswirkungen von mangelnder Griffigkeit und Ebenheit bei Betondecken sind in der Tab. 9.3 zusammengefasst.

Tragfähigkeit

Die Tragfähigkeit wird durch die Reaktion einer Straßenbefestigung auf eine aufgebrauchte Kraft ermittelt und gibt den Widerstand des Straßenoberbaus gegen kurzzeitige Verkehrsbeanspruchung an. Durch die hohe Eigensteifigkeit von Betondecken ist der Einfluss von saisonalen Schwankungen der Untergrundtragfähigkeit auf die Tragfähigkeit einer Straßenbefestigung deutlich geringer als bei Asphaltkonstruktionen. Als Erfassungsmethoden zur Ermittlung der Tragfähigkeit einer Betondecke wird das dynamische Fallgewichtsdeflektometer (Falling Weight Deflectometer FWD) hergezogen (Abb.9–6). Dieses misst die Einsenkung (Deflektion) der Betondecke unter einem Fallgewicht mit Hilfe von hochsensiblen Deflektionsaufnehmern (Geophonen).

Abb.9–6: Dynamisches Fallgewichtsgerät FWD und Messprinzip zur Tragfähigkeitsbeurteilung



Tab.9.4: Zustandsmerkmal Tragfähigkeit, mögliche Ursachen von Schäden und Auswirkungen

Zustandsmerkmal / Schaden	Mögliche Ursache	Auswirkung
Mangelnde Tragfähigkeit	<ul style="list-style-type: none"> • fehlende oder unwirksame Verdübelung • unzureichende Auflagerbedingungen (Hohllagen) der Betonplatten • zu geringe Tragfähigkeit Untergrund/ Unterbau • Einbaumängel (Verdichtung, Betonqualität) 	rasch progressive Schadensentwicklung (Netzrisse, Plattenbrüche)

Die Messungen erfolgen in einer Rollspur des (hauptbelasteten) Fahrstreifens jeweils am Plattenrand und in der Plattenmitte. Die Bewertung des Tragverhaltens der einzelnen Platten erfolgt anhand des Wirksamkeitsindex, zur Beurteilung der Querkraftübertragung an den Plattenrändern sowie des aktuellen Deflektionsverhältnisses von Plattenmitte zu Plattenrand (Beispiel siehe Abb.9–11). Mögliche Ursachen und Auswirkungen von mangelnder Tragfähigkeit bei Betondecken sind in der Tab. 9.4 zusammengefasst.

9.3 Zustandserfassung und Auswertung

Bei den Methoden zur Erfassung der einzelnen Schadensmerkmale wird zwischen visueller und messtechnischer Erfassung unterschieden. Weiters ist hinsichtlich Zielsetzung, Detaillierungsgrad und Erfassungszeitpunkt zwischen periodischer Zustandserfassung auf Netzebene und anlassbezo-

gener Zustandserfassung auf Projektebene zu unterscheiden. Weitere Aspekte der Zustandserfassung umfassen die zeitlichen Abstände zwischen periodischen Zustandserfassungen des Straßenoberbaus (i. a. 3–5 Jahre), die Abschnittslänge in der visuellen bzw. messtechnischen Zustandserfassung (i. a. 25–50 m) sowie die Zuordnung zum Straßennetz (i. a. km – Tafeln bzw. Koordinaten). In der Erfassung selbst besteht zudem je nach Erfassungssituation (Abb.9–8) bzw. nach Ausprägung der Schäden, Verkehrsbelastung und erwünschter Erfassungsgenauigkeit die Möglichkeit, die Erfassung getrennt nach Fahrstreifen, je Richtungsfahrbahn und für die gesamte Fahrbahn durchzuführen.

Unter visueller Zustandserfassung versteht man die Aufnahme und Begutachtung der sichtbaren Schäden direkt vor Ort oder durch eine Aufnahme der Schäden durch Film-, Bild-, Videosystemen etc. und einer späteren Begutachtung unabhängig vom Aufnahmeort (evtl. unter Zuhilfenahme von semiautomatischen Vorauswertsystemen).

Abb.9–7: Wirksamkeitsindex und Deflektionsverhältnis aus FWD Messungen

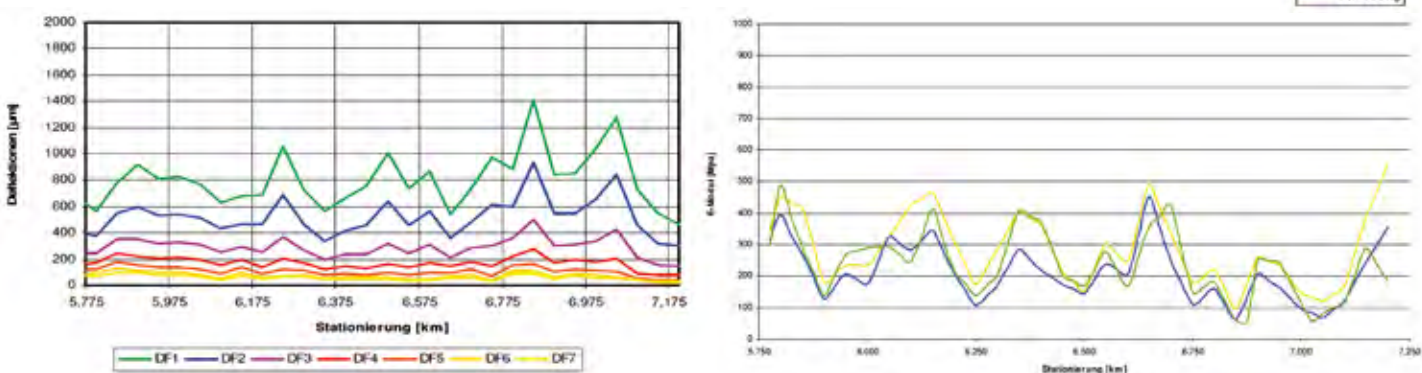


Abb.9-8: Beispielhafte Darstellung einer Erfassungssituation im Straßenraum

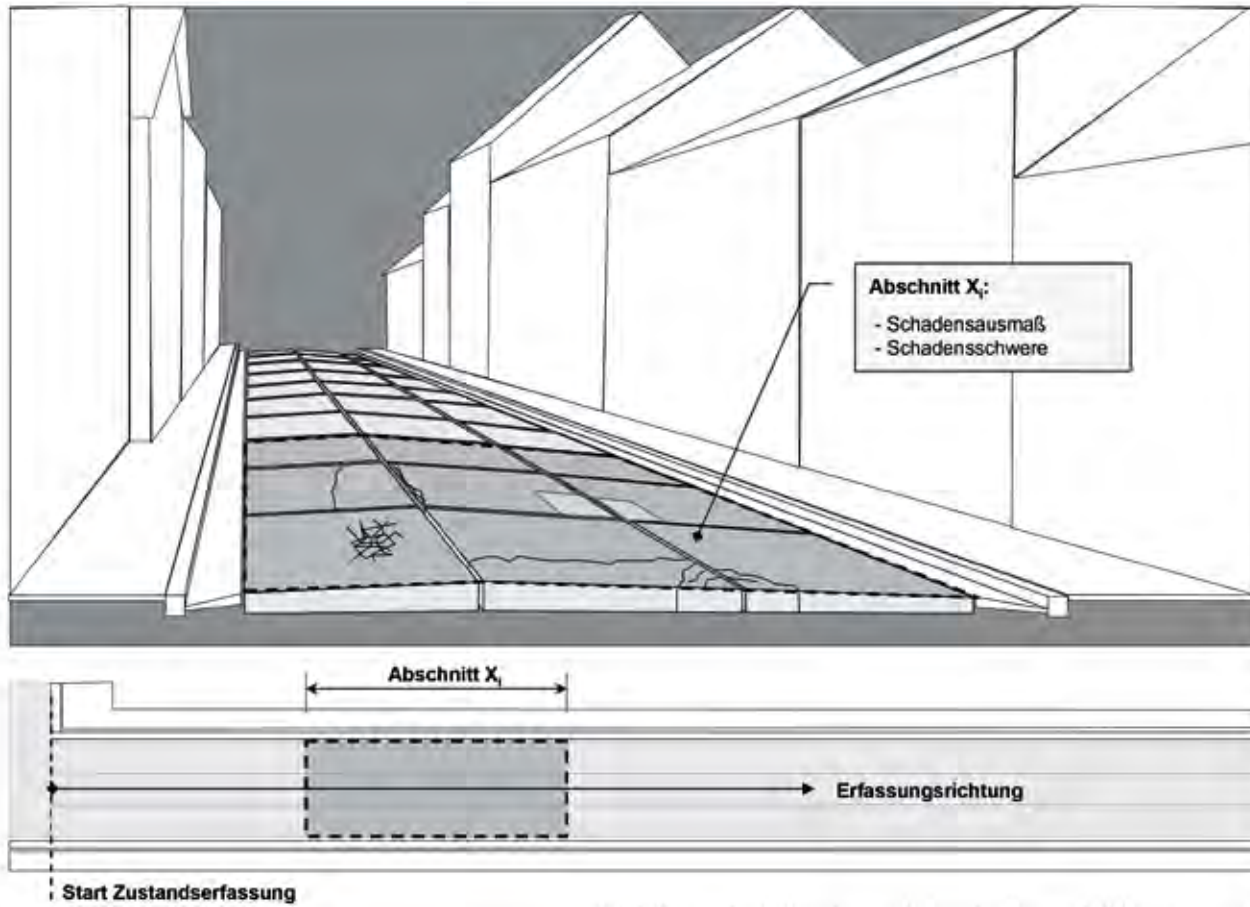
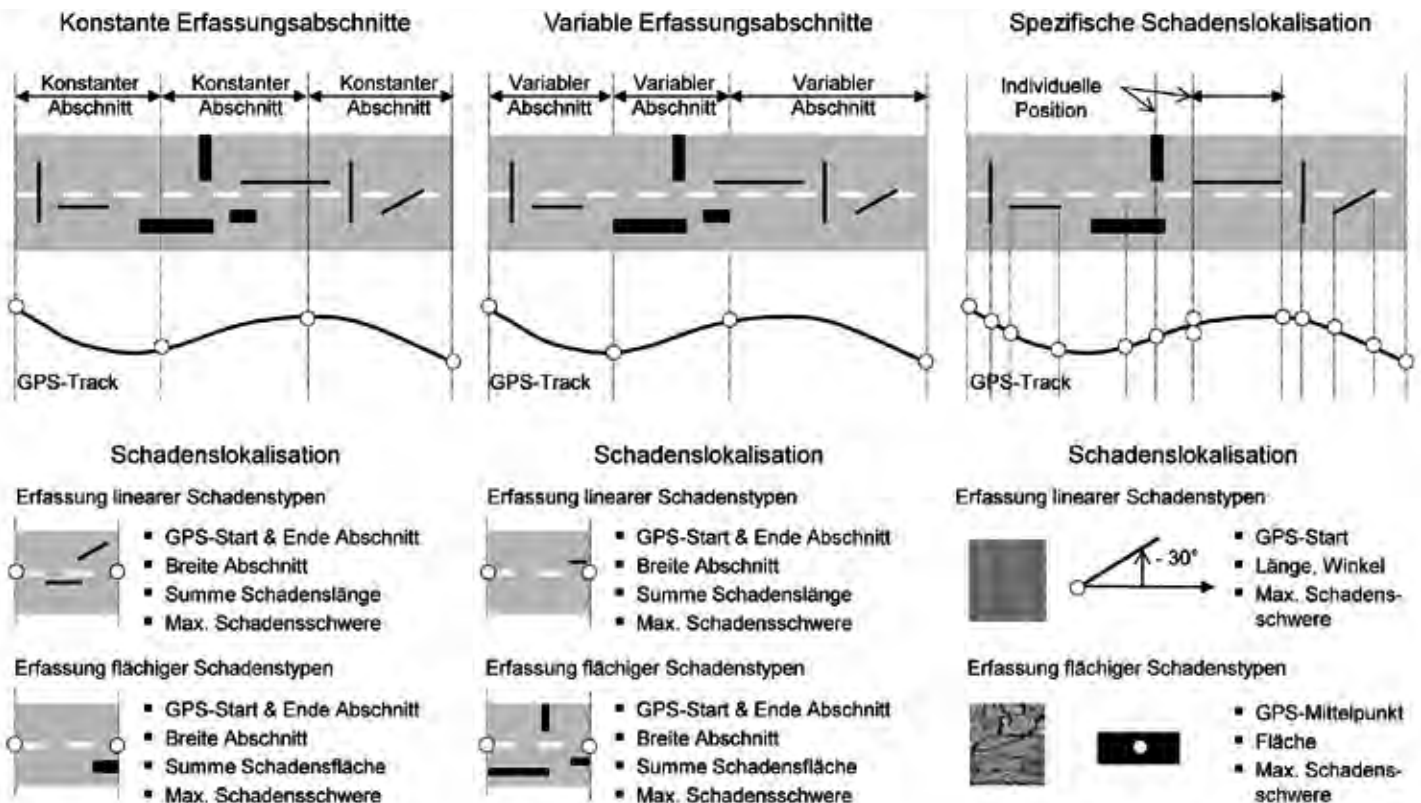


Abb.9-9: Schadenslokalisierung und Abschnittsbildung in der Zustandserfassung



Unter messtechnischer Zustandserfassung versteht man die Erfassung des Schadensausmaßes mit Hilfe von automatischen oder halbautomatischen Messeinrichtungen (z. B. System RoadStar gemäß RVS 13.01.15^[9.31]). Im Unterschied zur visuellen Erfassung erfolgt allerdings keine Schätzung des Schadensausmaßes, sondern eine möglichst exakte Ermittlung auf Basis unterschiedlicher Verfahren. Dazu könnten sowohl einfache Geräte wie eine 2 m oder 4 m Latte zur Messung von Spurrinntentiefe, Längsebenheit etc., als auch Hochleistungsgeräte wie z. B. das Messfahrzeug RoadStar genutzt werden. Mit Hilfe derartiger Erfassungsgeräte kann eine Reihe von Zustandsmerkmalen gleichzeitig aufgenommen (Griffigkeit, Längsebenheit, Oberflächenschäden) bzw. später anhand der Aufnahmen (Risse) ermittelt werden.










In der Zustandserfassung auf einer Route erfolgt üblicherweise eine Einteilung in Erfassungsabschnitte, die bei einer messtechnischen Erfassung in der Regel automatisiert erfolgt und in der visuellen Erfassung z. B. nach den auftretenden Schäden gewählt wird, so dass z. B. Streckenabschnitte ohne Schäden zu einem Abschnitt zusammengefasst werden, um den Erfassungsaufwand zu minimieren. Die unterschiedlichen Möglichkeiten der Abschnittsbildung sind in Abb.9–9 dargestellt und können in konstante Erfassungsabschnitte, variable Erfassungsabschnitte und Erhaltungsabschnitte mit spezifischer Schadenslokalisierung (z. B. messtechnisch im Projekt) unterteilt werden. Die Abschnittsbildung ist die kleinste Zuordnungseinheit bzw. Möglichkeit der Lokalisierung von Schäden und bildet auch die kleinste Einheit für die spätere örtliche Zuordnung von Erhaltungsmaßnahmen.

In der konkreten Erfassung der Schäden ist zwischen einer möglichst vollständigen Erfassung der maßgebenden Schäden als Basis für Zustandsprognose und Wahl geeigneter Erhaltungsmaßnahmen sowie dem sich daraus ergebenden Erfassungsaufwand abzuwägen. Mit der empfohlenen Aufnahme der Schäden gemäß den einschlägigen RVS bzw. detaillierter nach Schwere können Ausmaß und Kosten der Maßnahmen direkt aus dem Schadensausmaß und die Dringlichkeit aus der Schadensschwere bestimmt werden (Tab.9.5).

Für die Schäden an Betondecken konnten auf Basis der Erfassungsdaten von 1994/1995 und 1999/2000 deterministische Zustandsfunktionen abgeleitet werden, welche die Basis für die Zustandsprognose auf Abschnitts- und Netzebene darstellen. Wesentliche Charakteristik der aus Regressionsanalysen abgeleiteten Zustandsfunktionen ist der schadenstypische Verlauf für Betondecken nach ihrem Alter sowie die sich aus dem Bewertungshintergrund ergebenden mittleren Zeiträume bis zu erforderlichen Erhaltungsmaßnahmen. Zur besseren Verständlichkeit dieser Zusammenhänge sind die Zustandsfunktionen für Autobahnen und Schnellstraßen (A+S) und die Bewertungshintergründe (A+S) gemäß RVS 13.01.15^[9.31] in Tab.9.8 zusammengefasst. Insgesamt weisen Betondecken gemäß den o. a. Auswertungen eine langsamere Schadensentwicklung und dadurch bei gleichem Bewertungshintergrund entsprechend längere Lebensdauern als Asphaltstraßen auf. Dies ist u. a. auf unterschiedliche Bemessungslebensdauern lt. RVS 03.08.63 von 20 Jahren (Asphalt) bzw. 30 Jahren (Beton) zurückzuführen.

Die erfassten Zustandsgrößen (ZGXY) können gemäß dem Bewertungshintergrund in Tab.9.8 nach dem Schulnotensystem (1 = sehr gut; 5 = sehr schlecht) zu Zustandswerten (ZWXY) normiert ausgewertet werden. Diese Zustandswerte können in einem weiteren Schritt zu einem Gebrauchswert (GI) mit den Komponenten Fahrsicherheit (GISicherheit) und Fahrkomfort (GI-Komfort) sowie einem Substanzwert (SI) mit den Komponenten strukturelle Schädigung (SIDecke) sowie Tragfähigkeit (SITragf.) über Gewichtungs- und Verknüpfungsregeln zusammengefasst werden. Aus Gebrauchswert (GI) und Substanzwert (SI) ist in einem weiteren Schritt der Gesamtwert (GW) ebenfalls nach dem Schulnotensystem gemäß dem in Abb.9–10 dargestellten Schema erchenbar. Je nach Erhaltungsansatz bzw. Erhaltungsmanagementsystem dienen die Einzelnoten bzw. die Gesamtnote sowohl einer Visualisierung des relativen Straßenzustands auf Netzebene, als auch der Maßnahmenplanung.

Tab.9.5: Beschreibung der Zustandsmerkmale in Österreich mit Vorschlag zur Erfassung auf Projektebene

Schadensbild	Zusammenfassung und Beschreibung	Standard RVS (Straßen A+S, B+L)		Detailerfassung (z. B. Projektebene)	
		Ausmaß	Schwere	Ausmaß	Schwere
	Einzelrisse (Längsrisse, Querrisse) LR: Sanierte Risse Offene Risse	ZG _{LR} m m	 S1 (0,4) S3 (4,0)	Länge m m	Breite 0 mm 1-5 mm 6-10 mm 11-20 mm >20 mm
	Eckabbrüche: Sanierte Eckabbrüche Offene Eckabbrüche	ZG _{LR} m m	 S1 (0,4) S3 (4,0)	Fläche m ² m ²	Anteil 0- 5 % 5-10 % 11-20 % 21-30 % >30 %
	Ablösungen, Abplatzungen, Ausbrüche OF: Ablösungen oder Abplatzungen von Beton an der Oberfläche bis hin zu Ausbrüchen mit größerer Tiefe	ZG _{OF} m ²	 S2 (5,0)	Fläche m ²	Anteil 0- 5 % 5-10 % 11-20 % 21-30 % >30 %
	Kantenschäden OF: Muschelartige Ausbrüche oder Abplatzungen entlang der Plattenränder	ZG _{OF} m ²	 S2 (5,0)	Fläche m ²	Anteil 0- 5 % 5-10 % 11-20 % 21-30 % >30 %
	Reparaturstellen aus Asphalt OF: Örtlicher Teil- oder Gesamtersatz von Betonfeldern durch Einbau von Asphalt	ZG _{OF} m ²	 S2 (5,0)	Fläche m ²	Anteil 0- 5 % 5-10 % 11-20 % 21-30 % >30 %
	Spurrinnen SP (Querebenheit): Maximale Spurrinntiefe unter der 2 m Latte (50 m Mittelwert RoadStar)	ZG _{SP} mm	 S1 (1,0)	Länge m m	Tiefe 0 mm 1-5 mm 6-10 mm 11-20 mm >20 mm
	Längsebenheit LE (International Roughness Index IRI): Unebenheit in Längsrichtung aus der Auswertung des Wellenspektrums bei der Überfahrt (Komfortkriterium)	ZG _{LE} m/km	 S1 (1,0)	Ausmaß m/km	0-1 m/km 1-2 m/km 2-3 m/km 3-4 m/km >4 m/km
	Griffigkeit GR: Reibungsbeiwert der Straßenoberfläche (Messrad mit konstantem Schlupf)	ZG _{GR} μ	 S1 (1,0)	Ausmaß μ	>0,7 0,7-0,6 0,6-0,5 0,5-0,4 <0,4
	Tragfähigkeit TF: Mit dem Fallgewichtdeflektometer (FWD) als Ein-senkung unter einer Standardbelastung von 50 kN	ZG _{TF} mm (MPa)	 S1 (1,0)	Ausmaß mm (MPa)	k.A.

Tab.9.6: Formblatt für die Zustandserfassung von Betonfahrbahnen (auf Basis der RVS)

Erfassungsblatt Zustandsdaten Straßenoberbau (Standard gemäß RVS)				Netzbetreiber				Bearingarbeiter				Datum der Erfassung						
Zustand Fahrbahn	Einzelrisse LR		Eckabbrüche EA		Ablösungen, Abplatzungen, Ausbrüche OF		Kantenschäden OF		Reparaturstellen aus Asphalt OF		Spurrinnen SP		Längsebenheit LE		Griffigkeit GR		Tragfähigkeit TF	
	Ausmaß	Schwere	Ausmaß	Schwere	Ausmaß	Schwere	Ausmaß	Schwere	Ausmaß	Schwere	Ausmaß	Tiefe [mm]	Ausmaß [m/km]	Schwere	Ausmaß	Schwere	Ausmaß	Wert [MPa]
Erfassungs- kategorien	Ausmaß	saniiert unsaniiert	Fläche [m ²]	Fläche [m ²]	Fläche [m ²]	Fläche [m ²]	Fläche [m ²]	Fläche [m ²]	Fläche [m ²]	Fläche [m ²]	Tiefe [mm]	Ausmaß [m/km]	Schwere	Ausmaß [μ]	Schwere	Ausmaß [mm]	Wert [MPa]	
km von	km bis	S1 (0,4) S3 (4,0)			S2 (5,0)			S2 (5,0)		S2 (5,0)			S1(1,0)		S1(1,0)			S1(1,0)
km von	km bis	S1 (0,4) S3 (4,0)			S2 (5,0)			S2 (5,0)		S2 (5,0)			S1(1,0)		S1(1,0)			S1(1,0)
km von	km bis	S1 (0,4) S3 (4,0)			S2 (5,0)			S2 (5,0)		S2 (5,0)			S1(1,0)		S1(1,0)			S1(1,0)
km von	km bis	S1 (0,4) S3 (4,0)			S2 (5,0)			S2 (5,0)		S2 (5,0)			S1(1,0)		S1(1,0)			S1(1,0)
km von	km bis	S1 (0,4) S3 (4,0)			S2 (5,0)			S2 (5,0)		S2 (5,0)			S1(1,0)		S1(1,0)			S1(1,0)
km von	km bis	S1 (0,4) S3 (4,0)			S2 (5,0)			S2 (5,0)		S2 (5,0)			S1(1,0)		S1(1,0)			S1(1,0)
km von	km bis	S1 (0,4) S3 (4,0)			S2 (5,0)			S2 (5,0)		S2 (5,0)			S1(1,0)		S1(1,0)			S1(1,0)
km von	km bis	S1 (0,4) S3 (4,0)			S2 (5,0)			S2 (5,0)		S2 (5,0)			S1(1,0)		S1(1,0)			S1(1,0)
km von	km bis	S1 (0,4) S3 (4,0)			S2 (5,0)			S2 (5,0)		S2 (5,0)			S1(1,0)		S1(1,0)			S1(1,0)
km von	km bis	S1 (0,4) S3 (4,0)			S2 (5,0)			S2 (5,0)		S2 (5,0)			S1(1,0)		S1(1,0)			S1(1,0)
km von	km bis	S1 (0,4) S3 (4,0)			S2 (5,0)			S2 (5,0)		S2 (5,0)			S1(1,0)		S1(1,0)			S1(1,0)
km von	km bis	S1 (0,4) S3 (4,0)			S2 (5,0)			S2 (5,0)		S2 (5,0)			S1(1,0)		S1(1,0)			S1(1,0)
km von	km bis	S1 (0,4) S3 (4,0)			S2 (5,0)			S2 (5,0)		S2 (5,0)			S1(1,0)		S1(1,0)			S1(1,0)
km von	km bis	S1 (0,4) S3 (4,0)			S2 (5,0)			S2 (5,0)		S2 (5,0)			S1(1,0)		S1(1,0)			S1(1,0)
km von	km bis	S1 (0,4) S3 (4,0)			S2 (5,0)			S2 (5,0)		S2 (5,0)			S1(1,0)		S1(1,0)			S1(1,0)
km von	km bis	S1 (0,4) S3 (4,0)			S2 (5,0)			S2 (5,0)		S2 (5,0)			S1(1,0)		S1(1,0)			S1(1,0)

Tab.9.8: Verwendete Zustandsfunktionen (Masterfunktion) und Bewertungshintergrund für Betondecken (Straßen A+S)

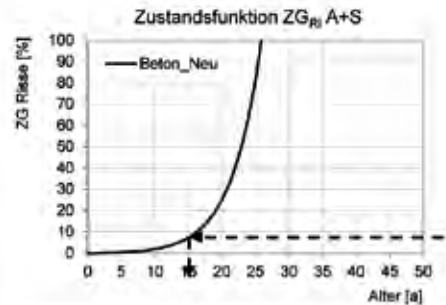
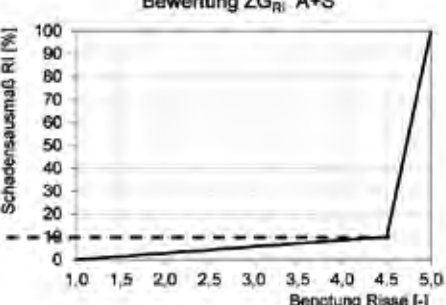
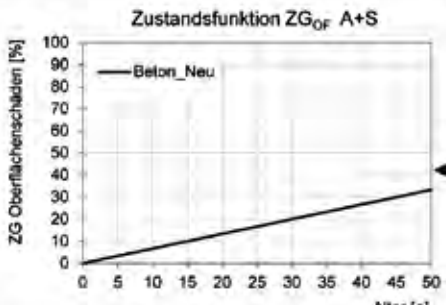
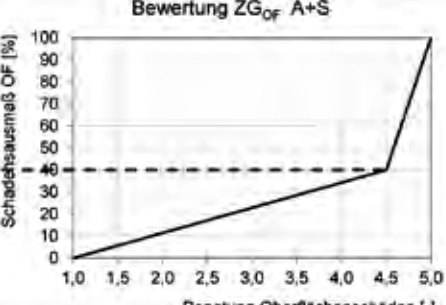
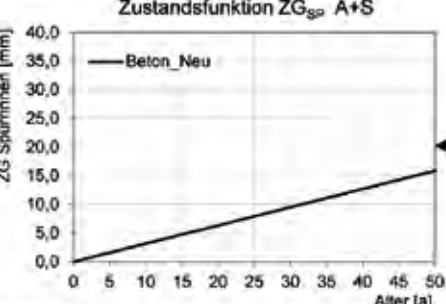
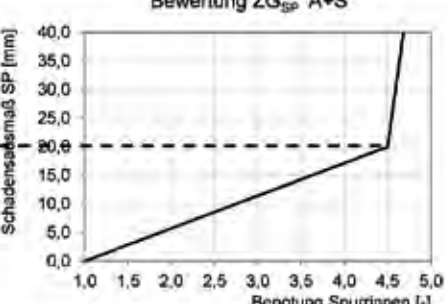
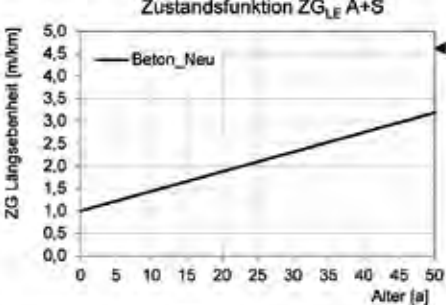
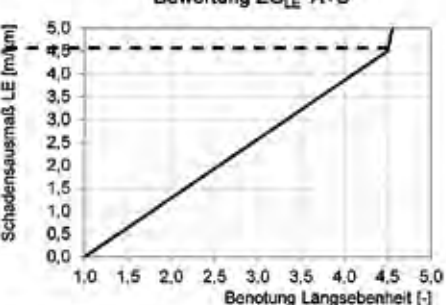
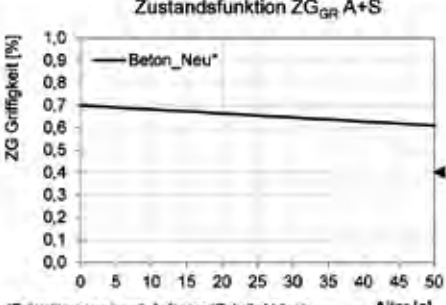
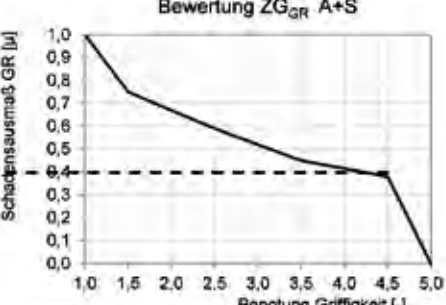
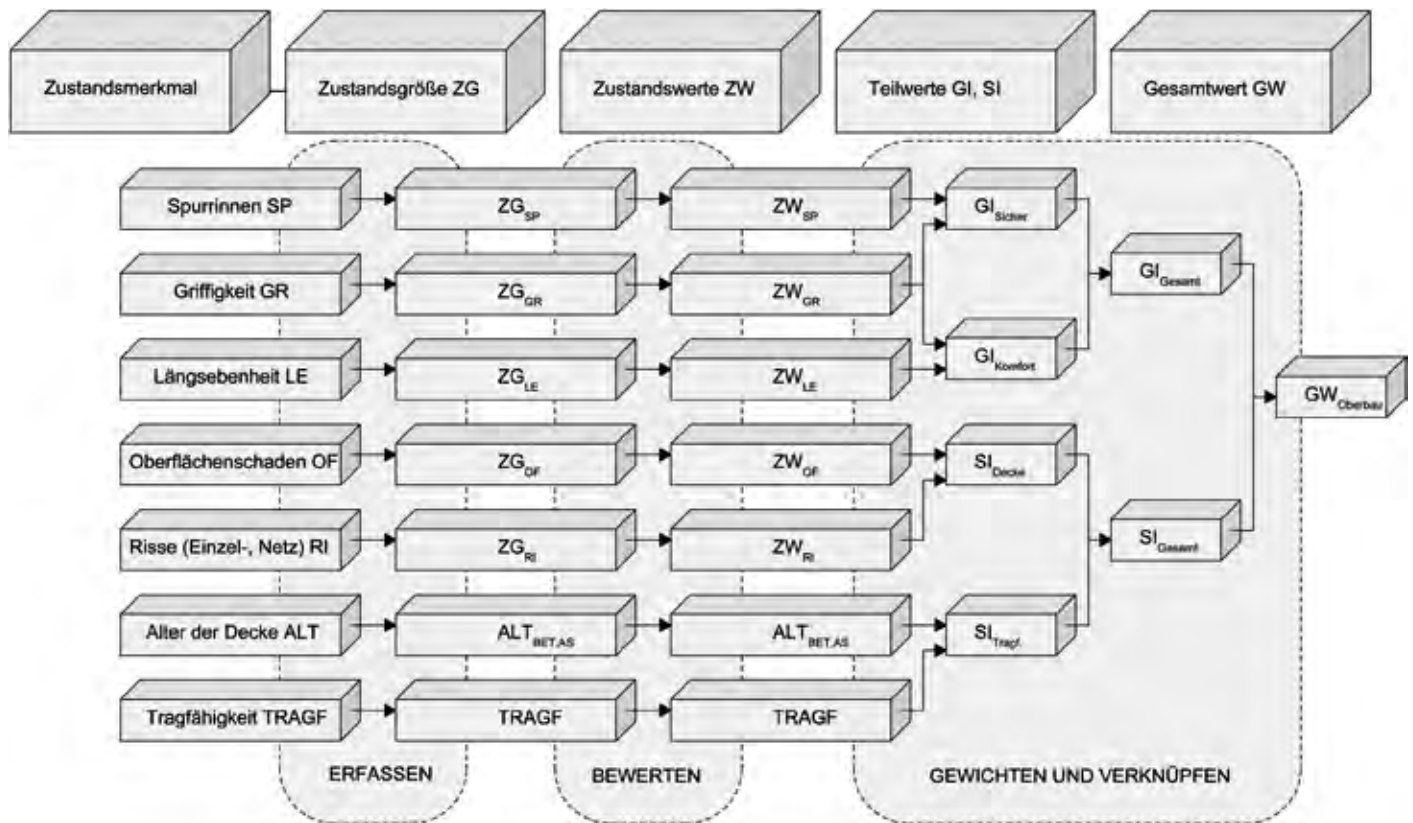
Schadenstypen	Zustandsfunktionen	Bewertungshintergrund A+S
<p>Risschäden RI:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Einzelrisse (Längsrisse, Querrisse, unregelm. Risse) LR - Offene Fugen, Nahrisse LR: - Netzrisse NR: 	<p>Zustandsfunktion ZG_{RI} A+S</p> 	<p>Bewertung ZG_{RI} A+S</p> 
<p>Oberflächenschäden OF:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Ausmagerungen und Kornausbrüche - Flickstellen (Oberflächlich) - Bindemittelaustritt - Ablösungen und Abplatzungen - Schlaglöcher 	<p>Zustandsfunktion ZG_{OF} A+S</p> 	<p>Bewertung ZG_{OF} A+S</p> 
<p>Spurrinnen SP:</p>	<p>Zustandsfunktion ZG_{SP} A+S</p> 	<p>Bewertung ZG_{SP} A+S</p> 
<p>Längsebenheit LE (International Roughness Index IRI):</p>	<p>Zustandsfunktion ZG_{LE} A+S</p> 	<p>Bewertung ZG_{LE} A+S</p> 
<p>Griffigkeit GR:</p>	<p>Zustandsfunktion ZG_{GR} A+S</p>  <p><small>*Entwicklung von jeweil. Anfangsgriffigkeit abhängig</small></p>	<p>Bewertung ZG_{GR} A+S</p> 

Abb.9–10: Schadensauswertung vom Zustandsmerkmal zu einem Gesamtwert (Straßen A+S) [9.7]



Für die Zustandsprognose werden die Zustandsfunktionen im Sinn einer Masterfunktion auf den tatsächlichen Zustandswert sowie das Deckenalter in jedem einzelnen Abschnitt aus der Zustandserfassung angepasst und die Prognoseergebnisse wieder mit dem Bewertungshintergrund ausgewertet. Bei gegebenem Zustandswert bzw. gegebener -entwicklung bestimmt der Bewertungshintergrund somit maßgebend die mittlere Lebensdauer des Straßenerbaus. Aus der Zustandsprognose im Einzelabschnitt ergibt sich in weiterer Folge auch die erwartete Restlebensdauer ohne Erhaltungsmaßnahmen bis zur definierten Ausfallgrenze bzw. bis zum zulässigen Schadensausmaß gemäß dem Bewertungshintergrund.

9.4 Erhaltungsmaßnahmen

9.4.1 Instandhaltung von Betondecken

Der Begriff der Straßenerhaltung umfasst bauliche Maßnahmen der Substanzsicherung und betriebliche Maßnahmen zur Auf-

rechterhaltung der Nutzbarkeit und Gewährleistung der Fahrsicherheit. Die Erhaltungsmaßnahmen können gemäß ihrer Wirkung in folgende Gruppen eingeteilt werden:

Instandhaltung

Laufende und periodische Instandhaltungsmaßnahmen sind örtlich begrenzte Maßnahmen, die rein technischen bzw. sicherheitsrelevanten Anwendungskriterien folgen und aufgrund aktueller Erfordernis in Zeitschritten $\leq 1-2$ Jahren durchzuführen sind. Sie verlängern die Gesamtlebensdauer der Straße und erhöhen die Zeitintervalle zwischen Instandsetzungsmaßnahmen.

Instandsetzung

Substanzwirksame Maßnahmen, die in Zeitschritten ≥ 1 Jahr auf ausgewählten Abschnitten aus der Zustandserfassung durchgeführt werden. Sie führen zu einer flächenhaften Anhebung des Straßenzustandes und haben bei technischer richtiger Anwendung in der Regel eine Wirkdauer von mehreren Jahren.



Abb.9–11: Fugenpflege bei Betondecken

Erneuerung von Fugenfüllungen und Fugensanierung

Die Fugen an den Betondecken müssen die Dehnungen der Platten infolge Temperaturänderungen aufnehmen. Die Fugenfüllung hat eine abdichtende Funktion und verhindert das Eindringen von Wasser, Festkörpern oder Kraftstoffen in den Straßenkörper. Wenn diese abdichtende Wirkung nicht ausreichend ist, können verschiedene Schäden eintreten. Dringt Oberflächenwasser in den Straßenkörper ein, führt dies zu Schädigungen an der Unterlage, Korrosion an den Stahleinlagen und damit einhergehenden Schadensentwicklungen an der Fahrbahn. Die Anwesenheit von Verschmutzungen durch Feinteile im Fugenbereich behindert die freie Bewegungsmöglichkeit der Platten. Durch die regelmäßige Fugenpflege können Schäden wie Eckabbrüche, Risse im Querfugenbereich, Pumperscheinungen oder „blow up“ Schäden vermieden werden (Abb.9–11).

Ersatz von Fugenfüllungen und Fugenprofilen

Wenn die Fugen in den Betonfahrbahnen ihre abdichtende Wirkung nicht mehr erfüllen können, sind diese zu ersetzen (ca. alle 10–15 Jahre). Anzeichen dafür sind fehlende Fugenfüllung, fehlende Haftung zwischen Fugenfüllung und Fugenwänden oder Verschmutzung der Fugenfüllung mit festen Teilchen. Die günstigste Jahreszeit zur Durchführung dieser Maßnahme ist im Frühjahr oder im Herbst bei gemäßigten Temperaturen, da in dieser Zeit ungünstige Temperaturspannungen nur begrenzt auftreten. Grundsätzlich sollten die Fugen

bereits vor dem Erreichen eines kritischen Zustands und in Kombination mit anderen baulichen Maßnahmen wie z. B. dem Ersatz von Platten oder Plattenteilen bzw. dem Schleifen der Oberfläche saniert werden.

Der Ersatz der Fugen sollte dabei systematisch in zusammenhängenden Abschnitten über die gesamte Fahrbahnbreite erfolgen, um Unstetigkeitsstellen bzw. ungünstige Spannungsumlagerungen zu vermeiden.

Der Arbeitsvorgang bei der Erneuerung von Fugenprofilen erfolgt im Allgemeinen wie bei der Erneuerung im Heißvergussverfahren. Die Fugen werden nochmals nachgeschnitten, die Fugenkanten beidseitig um 45° abgefast und gesäubert. Nach dem Trocknen kann die Fuge vergossen oder das Fugenprofil maschinell eingelegt werden (Abb.9–12). Bei Anwesenheit von Kantschäden müssen diese zuvor mit Kunstharzmörtel saniert werden. Wenn es viele kleine Ausbrüche gibt, sollte der Fugenspalt so erweitert werden, dass diese keinen negativen Einfluss mehr ausüben können.

Aufweiten und Verfüllen von Rissen

Bei Rissen in Betondecken ist zwischen oberflächennahen und durchgehenden Rissen zu unterscheiden. Das Erscheinungsbild und das Schadensausmaß der einzelnen Risstypen hängt von der ursprünglichen Rissursache ab. Sind diese oberflächennah (Haarrisie, Schwindrisse und Risse bis 1 mm Breite), ist zuerst zu prüfen, ob eine Behandlung erforderlich ist. Derartige Risse können in der Regel unbehandelt bleiben, vorausgesetzt ihre Entwicklung wird weiter beobachtet.



Abb.9–12: Arbeitsschritte bei der Fugenerneuerung mit Heißvergussmasse

Risse bis zu einer Breite von 2 mm sind abzudichten, indem ihre Oberfläche mit niederviskosem Reaktionsharz behandelt wird. Das Harz wird mit Hilfe von Packern in den Riss gepresst, bis er gefüllt ist. Offene durchgehende Risse sind unbedingt zu verschließen, um das Eindringen von Wasser und Tausalzlösungen aus dem Winterdienst in darunterliegende Schichten zu verhindern. Durchgehende Risse mit Rissbreitenveränderung müssen im Fall von Längsrissen zudem verankert bzw. im Fall von Querrissen verdübelt werden. Querrisse sind dann zu verankern, wenn die benachbarten Quertugen arbeiten. Durch das Verankern der durchgehenden Quer- und Längsrisse wird eine Verbesserung des kraftschlüssigen Verbundes erzeugt. Weiters ist darauf zu achten, wie lang der Abstand zwischen zwei durchgehenden Rissen ist. Wenn dieser weniger als 1 m beträgt, muss gegebenenfalls die ganze Platte ersetzt werden.

Das Aufweiten und Verfüllen von Rissen ist eine Instandhaltungsmaßnahme, bei der eine geeignete Vergussmasse in den offenen Riss eingebracht wird. Der Arbeitsprozess darf nur bei trockenem Wetter stattfinden. Zuerst sind die Risse mittels eines Aufstammgeräts oder mittels Trennscheibe auf eine Tiefe von ca. 3 mm und eine Breite von 8 mm zu erweitern. Nach gründlicher Reinigung und Abtrocknung kann der aufgeweitete Riss mit einer bituminösen Heißvergussmasse oder einem Reaktionsharzmörtel geschlossen werden.

Verdübeln und Verankern

Das nachträgliche Verdübeln und Verankern ist als Instandhaltungsmaßnahme durch-

zuführen, wenn Vertikalbewegungen im Quertugenbereich erkennbar sind, oder ein Abwandern bzw. Absacken von Platten und die damit verbundene Stufenbildung bei Längs- und Querrissen deutlich wahrnehmbar sind. In Abhängigkeit von der Rissbreite, der Lage des Risses und dem Rissverlauf ist eine geeignete Maßnahme zu wählen. Eine Aufschiebung der Instandhaltungsmaßnahme bei ständiger Beobachtung der Rissentwicklung kann dann erfolgen, wenn die Rissbreiten relativ gering sind (bis 2 mm) und es noch zu keinem wahrnehmbaren Höhenversatz gekommen ist. Werden Rissbreiten bzw. Höhenunterschiede größer als 2 mm festgestellt, sind Erhaltungsmaßnahmen jedenfalls erforderlich. Bei Ankern ist der Korrosionsschutz immer über die gesamte Länge notwendig. Das nachträgliche Verdübeln und Verankern dient zudem dem Ersatz von schadhafte Dübeln und Ankern (Abb.9–13).

Nachträgliches Verdübeln

Durch nachträglich eingesetzte Dübel kann die Stufenbildung bei Querrissen sowie bei Fugen, an denen die bestehende Verdübelung unwirksam ist, verhindert werden. Je Radspur sind mindestens 3 Dübel Durchmesser 25 mm in Abständen von 25 cm vorzusehen. Dazu wird senkrecht zum Riss bzw. zur Fuge ein Schlitz eingefräst, anschließend gesäubert und getrocknet. Der Schlitzboden ist mit Reaktionsmörtel auszugleichen, wobei das Eindringen des Mörtels in den Riss bzw. in die Fuge vermieden werden muss. Anschließend erfolgt die Einlage des Dübels parallel zur Betonoberfläche und das Ausgießen des Schlitzes mit Reaktionsharzmörtel. Der Dübel muss mit dem



Abb.9–13: Arbeitsschritte Nachträgliches Verdübeln und Verankern

Mörtel voll umhüllt sein, darf durch seine Beschichtung aber keinen Haftverbund mit dem Mörtel eingehen. Bei Raumfugen und bei offenen Scheinfugen bzw. offenen Querrissen müssen die Dübel zusätzlich mit Endhülsen versehen werden. Zum Schluss sind die Fugen bzw. Risse nach Erhärten des Mörtels nachzuschneiden und zu verschließen. In Abb.9–14 ist eine nachträgliche Verdübelung schematisch dargestellt.

Nachträgliches Verankern

Ein nachträgliches Verankern von Betonplatten ist bei fehlender Verankerung der Längspressfugen und Längsscheinfugen erforderlich. Es dient auch zur Erhaltung der lastübertragenden Wirkung der Rissverzahnung bei Längsrissen und Längsscheinfugen, zur Verhinderung des Abwanderns von Platten und zur Sanierung von durchgehenden Längs- und Querrissen ohne Rissbreitenveränderung. Die Verankerung erfolgt entweder mit profiliertem Rundstahl Durchmesser 16mm $l_g = 70$ cm oder mit Schrägankerpaaren mit profiliertem Rundstahl. Die Anker müssen gegen Korrosion mit einer Beschichtung geschützt werden. (Länge 20cm? RVS 08.17.04). Je Platte sind zumindest drei Anker erforderlich, wobei diese in gleichen Abständen vorzusehen sind. Auch bei durchgehenden Querrissen ohne Rissbreitenveränderung und benachbarten gerissenen Scheinfugen sind zumindest drei Anker je Rollspur vorzusehen. Bei der Ausführung in Schlitzbauweise ist die Vorgehensweise analog wie beim nachträglichem Verdübeln. Die Risse sind nach der Verankerung als Fugen auszubilden. Abb.9–15 zeigt die Ausführungsvariante mit profiliertem Rundstahl mit geraden Enden. Anstelle der Schlitzbauweise kann auch eine Variante mit Schrägankerpaaren zur Aus-

führung kommen (Abb.9–16). Ein Ankerpaar sind zwei Anker, Durchmesser 16 mm $l_g = 43$ cm, im Abstand von 50 cm zueinander. Schräganker erfordern den geringsten Aufwand und weisen die kürzesten Sperrzeiten für den Verkehr auf. Bei Längsrissen, die in der Radspur verlaufen, sind fünf Schrägankerpaare je Platte vorzusehen, bei Längsrissen außerhalb der Radspur drei Schrägankerpaare. Durchgehende Querrisse, welche die Funktion der Querrissen nicht übernommen haben, können an Stelle von nachträglichem Dübeln ebenfalls Anker erhalten. Je Platte sind dazu fünf Schrägankerpaare im Abstand von 50 cm, davon je zwei in den Radspuren, vorzusehen.

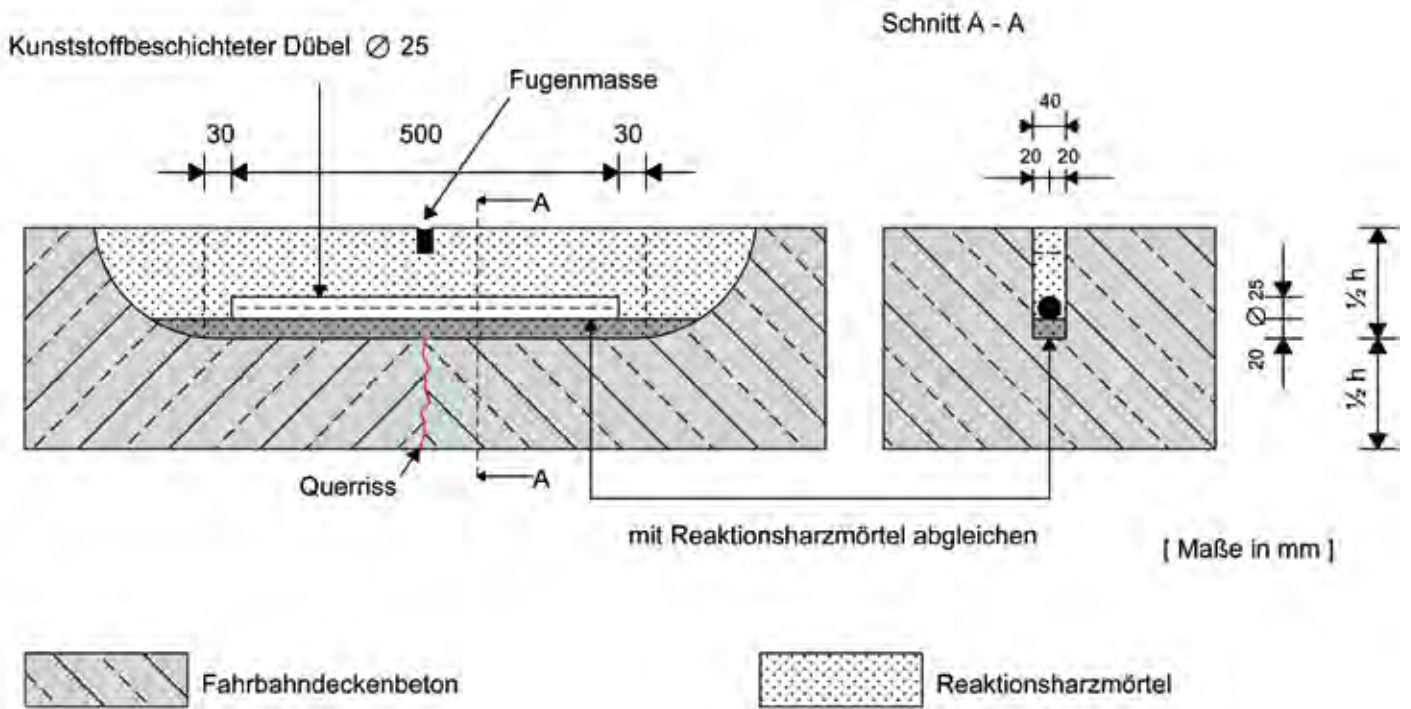
Sanierung von Kanten- und Eckschäden

Abplatzungen am Plattenrand, die nicht durch die gesamte Platte gehen, werden als Kantschäden bezeichnet. Ursachen von Kantschäden können in der mechanischen Beanspruchung oder im zu frühen Schneiden der Betondecke liegen. Werden solche Schäden nicht rechtzeitig beseitigt, kann es zu einer unkontrollierten Rissbildung kommen. Eckausbrüche sind Kantschäden, die in den Eckbereichen einer Betondecke auftreten. Erkennbar sind diese als Risse mit kleineren, zusätzlichen Abplatzungen, die geradlinig oder schräg durch die gesamte Platte durchgehen.

Eck- und Kantenabbrüchen werden saniert, um den Eintritt von Wasser zu verhindern und die Verkehrssicherheit zu gewährleisten. Diese Instandhaltungsmaßnahme kann auch mit anderen Instandhaltungsmaßnahmen wie z. B. dem Ausbessern von Fugenfüllungen kombiniert werden, darf aber nur auf festliegenden Platten und bei wirksamen, unbeschädigten Fugen ausgeführt werden.

Abb.9-14: Nachträgliche Verdübelung, nach [9.2]

PRESSFUGE



RAUMFUGE

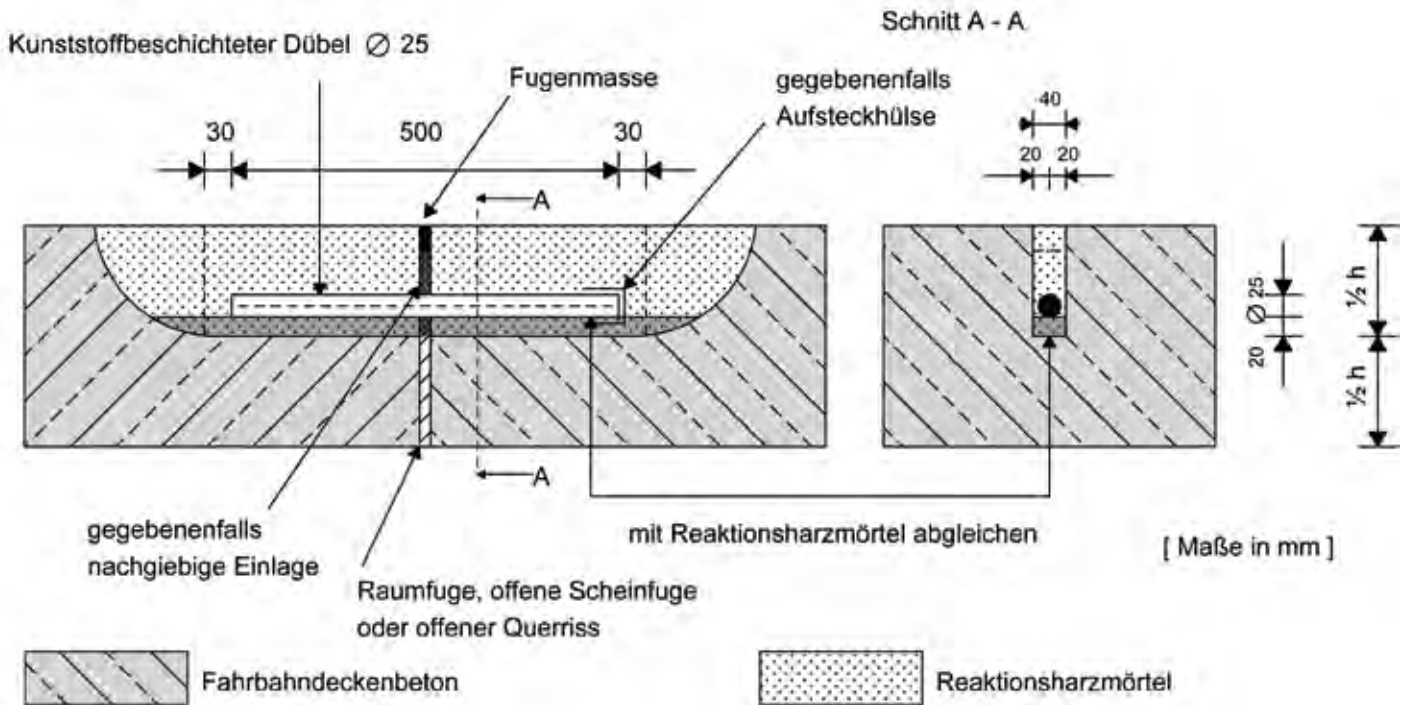


Abb.9-15: Verankerung mit profiliertem Rundstahl in Querrichtung, nach [9.2]

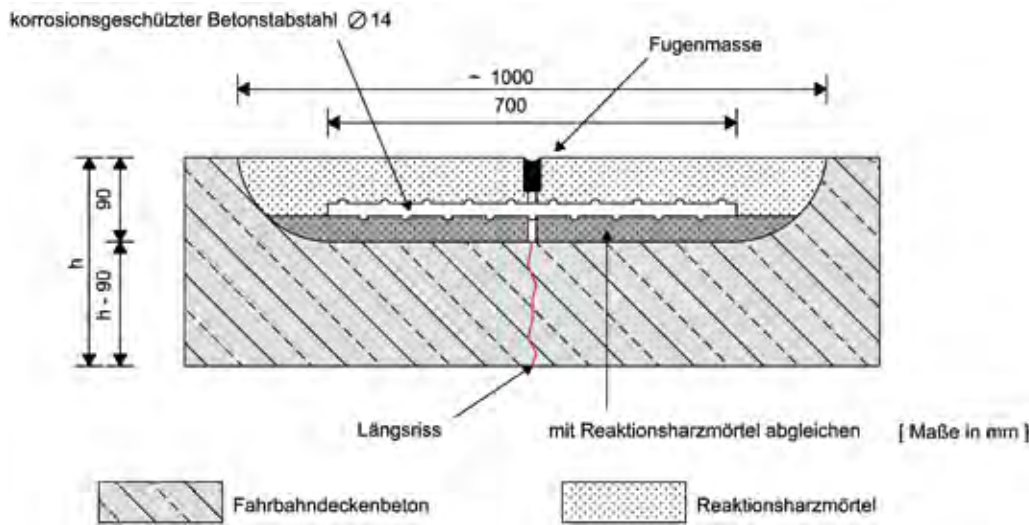
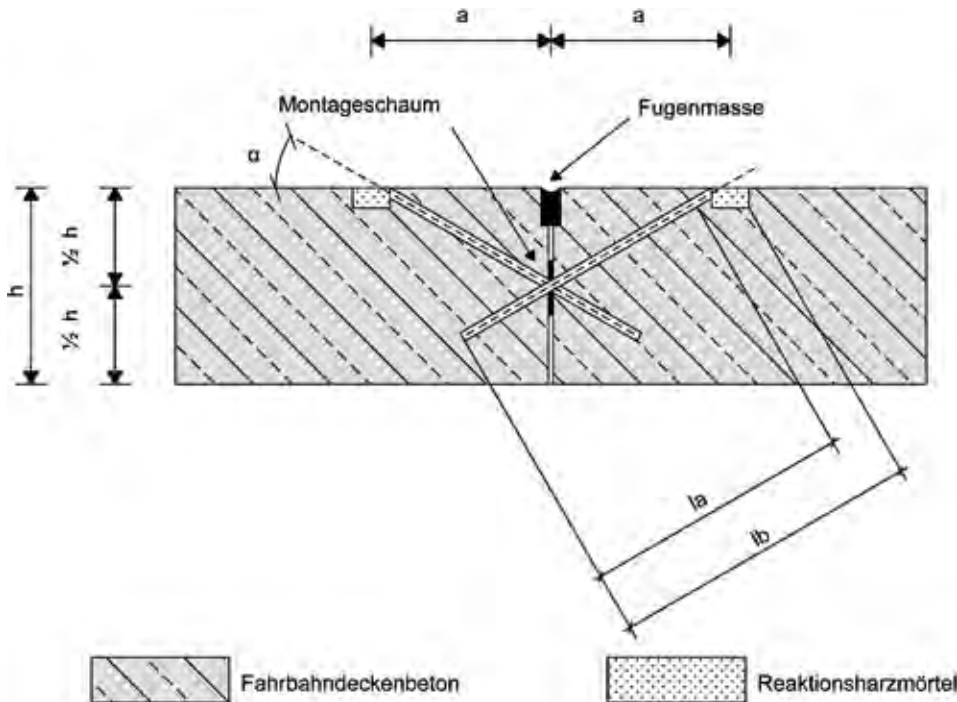


Abb.9-16: Verankerung mit Schrägankerpaaren, nach [9.2]



Zur Ausbesserung von Kanten- und Eckausbrüchen werden Betonerersatzsysteme herangezogen, die entweder aus Kunstharzmörtel (für Flächen $< 1 \text{ m}^2$), Zementmörtel oder schnell erhärtendem, kunststoffmodifizierten Zementmörtel bestehen. Schäden mit größerem Ausmaß (Dicken $> 50 \text{ mm}$) können auch mit frühhochfestem Reparaturbeton behandelt werden. Die Harzkomponenten und die Zuschlagszusammensetzung haben einen unmittelbaren Einfluss auf die Wirkdauer der Maßnahme. Ein guter Verbund

zwischen dem Reaktionsharzmörtel und dem Unterbeton muss durch eine einwandfreie Betonunterlage sichergestellt werden.

Bei kleinen Kantenschäden genügt es, nur den Oberbeton zu ersetzen, wenn aber die Zerstörungen an den Plattenecken ein größeres Ausmaß aufweisen, ist es erforderlich, den Beton auf der gesamten Deckendicke zu ersetzen. Bei größeren Schäden ist die Verwendung von Ortbetonmischgut (schnell erhärtender Beton) zu empfehlen. Bei der Wahl

der Sanierungsmethode müssen die Größe der Abbruchstellen sowie Alter und Art des Betons zusammen mit den Vorschriften des Kunststoffherstellers berücksichtigt werden.

Als erster Schritt bei den Ausbesserungsarbeiten von Kanten- und Eckschäden müssen die schadhaften Bereiche durch gerade Schnitte parallel zu den Fugen begrenzt und entfernt werden. Dabei sollte eine Trapezform hergestellt werden. Die Ausbruchflächen bzw. insbesondere die Schnittflächen werden durch Strahlen aufgeraut und getrocknet, um eine Verbundwirkung mit dem Altbeton zu erreichen. Gegebenenfalls ist es zweckmäßig, zusätzlich eine Haftbrücke aufzutragen. Anschließend kann der Mörtel eingebracht, verdichtet und abgeglichen werden. Nach dem Aushärten müssen vorher vorhandene Fugen wiederhergestellt werden, wobei das Haften des Ausbesserungsmörtels am Beton des benachbarten Deckenfeldes im Allgemeinen durch einen bituminösen Anstrich oder eine geeignete Einlage verhindert werden kann (Abb.9–17).

Bearbeitung der Betonoberfläche

Eine Bearbeitung der Betonoberfläche (Abtragen von Beton) erfolgt dann, wenn bei der Zustandserfassung Zustandsmerkmale wie Unebenheiten, Oberflächenschäden an Einzelfeldern, Abflussbehinderungen von

Oberflächenwasser, Stufenbildung an Fugen und Rissen oder Griffigkeitsmängel festgestellt wurden. Angewandt werden einerseits Verfahren, die für das Abtragen von Beton, als Vorbehandlung für das Aufbringen von Beschichtungen, Oberflächenschutzschichten bzw. Fahrbahnmarkierungen geeignet sind und andererseits Verfahren, die als abschließende Maßnahme zur Herstellung verbesserter Oberflächeneigenschaften dienen.

Fräsen

Fräsen zum Abtragen der Betonoberfläche kann zur Erhöhung der Griffigkeit, Verbesserung der Wasserabflussverhältnisse, Vorbereitung der Betonoberflächen sowie der Beseitigung von Unebenheiten und Stufenbildung angewendet werden. Da aber an gefrästen Betonoberflächen in der Regel höhere Reifen-Fahrbahn-Geräusche entstehen, wird die Instandsetzungsmaßnahme selten und nur als Sofortmaßnahme zum provisorischen Abtrag plötzlich auftretender Aufwölbungen (Gefahrstellen) eingesetzt. Fräsgeräte (mit starr angeordneten Werkzeugen aus Hartmetall) erzeugen Schäden an den Fugenkanten und eine raue Oberfläche mit vielen gelockerten Teilchen. Die geeignete Fräsmaschine sollte daher mit schnelldrehenden Wellen und beweglich angeordneten Werkzeugen ausgestattet sein. Wenn das Fräsen mit langsam drehenden Wellen und feststehenden Werk-

Abb.9–17: Arbeitsschritte Sanierung Kantenschaden



zeugen erfolgt, werden größere Abtragtiefen (> 3 mm) erreicht. Zum Einsatz kommen dafür sowohl Standardfräsen (Abtragtiefe > 10 mm), als auch Feinfräsen (Abtragtiefe ≈ 5 mm) sein.

Hochdruckwasserstrahlen

Hochdruckwasserstrahlen sind für die Oberflächenreinigung der Betondecke, zum Abtrag von Beschichtungen und Gummiabrieb sowie Entfernung von Farbmarkierungen und Zementschlämmen geeignet. Das anfallende Wasser ist von den unter Verkehr liegenden Flächen sicher abzuleiten. Am häufigsten werden Hochdruckwasserstrahlen zur Nachbehandlung lokaler Mängel an Waschbetonoberflächen auf neuen Betondeckenfeldern eingesetzt. (Abb.9–18)

Abstemmen

Das Abstemmen eignet sich zur Auflockerung von Betonschichten auf kleineren Flächen. Diese Maßnahme wird insbesondere bei Kanten- und Eckschäden eingesetzt. Da die Auflockerung der Oberfläche eine Verminderung der Festigkeit verursacht, kann gegebenenfalls auch eine Nachbehandlung erforderlich sein. Zur Vermeidung der Schädigung des umliegenden Betongefüges empfiehlt es sich, senkrechte Trennschnitte von ca. 5 cm Tiefe um die zu bearbeitende Stelle herzustellen.

Maschinelles Stocken

Beim maschinellen Stocken werden mit einem Meißelgerät mit senkrecht schlagendem Werkzeug die Ebenheit und Griffigkeit kleiner Flächen verbessert oder Betonschichten geringer Festigkeit gelöst. Das

Betongefüge wird dadurch an der Oberfläche gelockert, wobei auch die Festigkeit gemindert wird.

Rotationsfräsen

Betondecken werden durch Rotationsfräsen behandelt, um Oberflächenschäden an Einzelfeldern, Stufenbildungen an Fugen und Rissen zu beseitigen, polierte und ausgemagerte Oberflächen zu verbessern und eine ausreichende Oberflächenentwässerung sowie Griffigkeit zu gewährleisten. Dazu werden selbstfahrende Arbeitsmaschinen mit schnell rotierenden Fräswalzen, auf denen Fräswerkzeuge aus Hartmetall beweglich angeordnet sind, eingesetzt. Wenn Rotationsfräsen in einem Arbeitsvorgang zur Verbesserung der Griffigkeit eingesetzt werden, wird mit geringen Frästiefen gearbeitet, wobei das Gerät vor Quertiefen anzuheben ist (Abb.9–19 links).

Schleifen (Grinding)

Durch Schleifen mit einer Vielzahl auf einer horizontalen Welle nebeneinander angeordneter Diamantschneidscheiben kann Beton mit hoher Genauigkeit abgetragen und feingerillt werden. Dabei ändert sich die Festigkeit der bearbeiteten Oberfläche nicht. Ausgehärtete Reparaturstellen und Fugenkanten werden ebenfalls nicht beschädigt. Dieses Verfahren eignet sich zur Verbesserung der Ebenheit und der Griffigkeit sowie zur Verringerung der Rollgeräusche. Die Bearbeitungstiefe beträgt mindestens 2–3 mm zur Verbesserung der Griffigkeit und kann für den Abtrag von einzelnen Schichten bis etwa 10 mm z. B. zur Verbesserung der Ebenheit erreichen (Abb.9–19 Mitte).

Abb.9–18: Oberflächenbearbeitung Kugelstrahlen, Hochdruckwasserstrahlen





Abb.9–19:Oberflächenbearbeitung: Fräsen, Grinding und Grooving (v.l.n.r) und Resultate (untere Reihe)

Rillenschneiden (Grooving)

Durch Rillenschneiden mittels Diamantscheiben, die auf einer horizontalen Welle rotieren, kann für Flächen mit unzureichender Neigung oder Rautiefe die Gefahr des Aquaplaning vermindert werden. Zur Minimierung des Rollgeräusches werden Quer- oder Schrägrillen unter 45° zur Fahrbahnachse angeordnet und mit einer Breite zwischen 3 bis 6 mm bei einer Tiefe von 6 mm und einem Rillenabstand von 100 bis 150 mm ausgeführt. Die Längsrillen sollten eine Breite von 4 mm, eine Tiefe von 6 mm und einen Mittenabstand von 25 mm aufweisen (Abb.9–19 rechts).

Stahlkugelstrahlen

Das Stahlkugelstrahlenverfahren dient zur Beseitigung von Verschmutzungen der Fahrbahnoberfläche. Des Weiteren ist dieses Verfahren zur Verbesserung der Mikrorauheit (Aufrauen) geeignet, ohne dass dadurch die Oberflächenfestigkeit beeinträchtigt wird. Je nach Einsatzgebiet bzw. behördlichen Vorschriften ist eine Staubabsaugung anzuwenden, um die Staubentwicklung zu minimieren.

9.4.2 Instandsetzung und Erneuerung von Betondecken

Die für eine Instandsetzung vorgesehenen Flächen bzw. Straßenabschnitte werden auf Basis der Zustandserfassung nach technischen und wirtschaftlichen Kriterien ausgewählt. Bei Instandsetzungsarbeiten im selben Streckenabschnitt sind nach Möglichkeit gleichartige Bauverfahren zu wählen, um nicht zu unterschiedliche Oberflächentexturen mit unterschiedlichen Fahreigenschaften sowie Lebensdauern zu erhalten. Tab.9.10 zeigt eine Zuordnung grundsätzlich geeigneter Instandsetzungsmaßnahmen zu den jeweiligen Zustandsmerkmalen bzw. Schadenstypen aus der Zustandserfassung.

Heben und Festlegen von Platten

Hohlräume zwischen Unterlage und Betonplatte können durch eindringendes Wasser und den daraus resultierenden Kornumlagerungen, Ausspülungen und Aufflockerungen oder durch bauliche Mängel der Unterlage entstehen und unter Verkehrslast zu deutlich wahrnehmbaren, vertikalen Plattenbewegungen führen. Durch die wechselnde Be- und Entlastung und die hieraus resultierenden Pumpwirkung wird die Hohlraumlage verstärkt.

Tab.9.10: Zuordnung von Schäden an Betondecken zu geeigneten Instandsetzungsmaßnahmen

Maßnahmen vs Schäden		Kantenschäden					Ebenheitsschäden				Risse, Brüche und Fugenschäden				Reparaturstellen		Wasserstau im Oberbau		
		Unzureichende Griffigkeit	Unzureichende Rautiefe	Ablosungen, Abplatzungen und Kornausbrüche von Beton	Ablosungen und Abplatzungen von Überzügen	Kantenschäden	Längsebenheit - Stufenbildung	Längsebenheit - Aufschüsselungen	Querebenheit - Spurrinnen in Beton	Querebenheit - Spurrinnen in Asphaltüberzügen	Querebenheit - Stufenbildung	Risse	Eckabbrüche	Reflexionsrisse in Überzügen	Fugenschäden	Aufstauchungen	Schadhafte Reparaturstellen aus Beton	Schadhafte Reparaturstellen aus Asphalt	Wasserstau im Oberbau
Bauliche Instandhaltung und Neubau	Heben und Festlegen von Platten					X				X					X				
	Ersatz von Platten und Plattenteilen			X		X				X	X	X		X	X	X	X		
	Ersatz von Fahrstreifen/Plattenreihen	X		X		X	X			X	X	X				X	X		
	Oberflächenbehandlung mit Reaktionsharzmörtel			X							X								
	Verbesserung der Wasserableitung																	X	
	Überbauung mit bituminösen Schichten	X	X	X	X				X	X		X	X	X					X
	Neubau von Betondecken			X			X	X	X		X	X			X	X	X		X

Bleiben die Schadenserscheinungen unbehandelt, führt dies zu weiteren Folgeschäden wie z. B. Rissbildung, Stufenbildung und anschließend Zerstörung der Platte im Randbereich. Die Maßnahmen sind möglichst frühzeitig und vollflächig vorzunehmen. Das Heben und Festlegen von Platten kann eine frühzeitige Zerstörung der Betonoberfläche verhindern. Da die verschiedenen Fahrspuren unterschiedlichen Verkehrsbelastungen unterliegen, kommt es selten dazu, dass sich die Platten auf der ganzen Fahrbahnbreite gleichzeitig heben. Die Ausnahme bilden Fälle mit hohen Verkehrsbelastungen sowohl auf die Hauptspur, als auch auf die Überholspur.

Eine Lageberichtigung der Platten ist dann erforderlich, wenn ein Versatz an Fugen und Rissen im Längs- und Querprofil zu beseitigen ist. Die Platten sollte zusätzlich zum

Festlegen auch gehoben werden, wenn ein fahrdynamisch wirksamer Versatz (Stufenbildung) vorhanden ist, da ansonsten aufgrund des entstehenden dynamischen, vertikalen Lasteintrags mit einem schnellen Fortschritt der Schädigung zu rechnen ist. Ein Versatz von 10 mm sollte daher aus Sicht der weiteren Schädigungsentwicklung und einer präventiven Erhaltung auf keinen Fall überschritten werden.

Beim herkömmlichen Verfahren wird als Material Unterpressmörtel mit hydraulischen Bindemitteln verwendet. Alternativ dazu kommen auch Silikatharze und Expansionsharze zum Einsatz. Die Entscheidung, welches System gewählt wird, muss anhand von Eignung, Wirtschaftlichkeit und unter Berücksichtigung der zulässigen Sperrzeiten und angestrebten Restnutzungsdauer erfolgen.



Abb.9-20: Heben und Festlegung von Platten

Durch die österreichische Bauweise von Betondecken auf bituminösen Tragschichten bei höheren Verkehrsbelastungen (Lastklasse S bis III) sind Hohllagen von Platten im Gegensatz zu anderen Bauweisen allerdings großteils unbekannt, weshalb diese Instandsetzungsmethode hierzulande nur selten Anwendung findet.

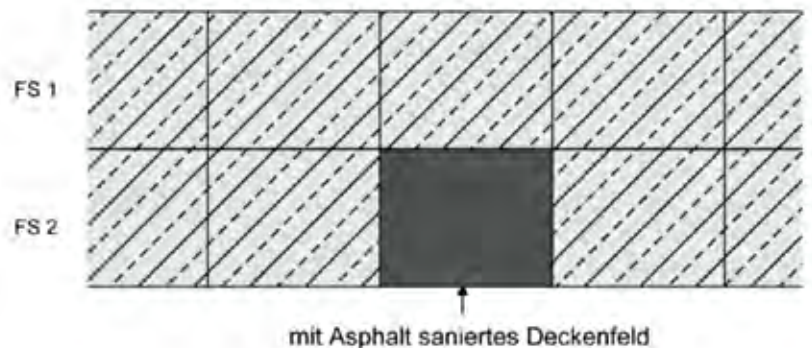
Ersatz von Platten und Plattenteilen

Falls Betondeckenfelder durch verschiedene Schadenserscheinungen wie z. B. Risse, deutlich wahrnehmbare vertikale Plattenbewegungen, Eckabbrüche oder Kantschäden etc. strukturell bereits stark beeinträchtigt sind, müssen je nach Schadensausmaß ganze Deckenfelder oder gegebenenfalls nur die geschädigten Plattenteile in ganzer Tiefe ersetzt werden. Der Ersatz erfolgt aus Beton in der Dicke der vorhandenen Betonplatten und ist gemäß den allgemeinen Anforderungen an die Betondeckenherstellung (RVS 08.17.02^[9.3]) auszuführen.

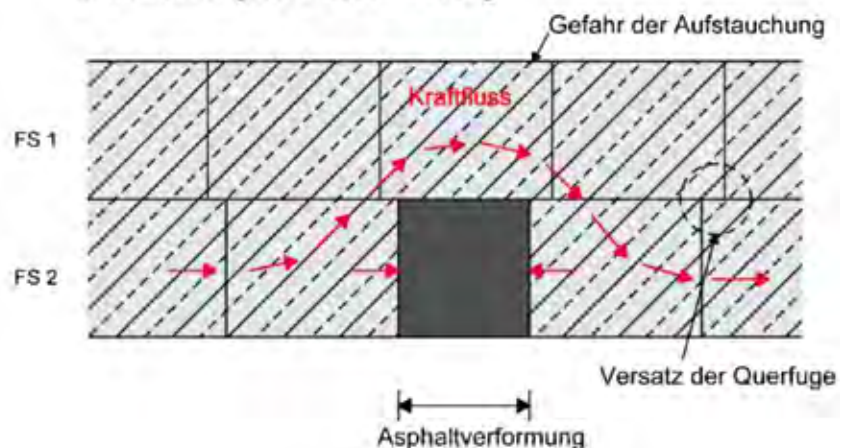
Wird die Betondecke über einen Fahrstreifen oder den gesamten Fahrbahnquerschnitt durch ein Asphaltfeld unterbrochen, so ist der Zusammenhalt der Betondecke gestört. Es besteht die Gefahr, dass die Betonfelder auseinanderwandern und sich die Fugen öffnen. Aus diesen Gründen sollte die Instandsetzung einer Betondecke grundsätzlich nur mit dem Baustoff Beton erfolgen. Durch die Sanierung nur eines Deckenfelds mit Asphalt kommt es zur Schwächung des Betonquerschnitts. Bei Hitzeeinwirkung wird das Asphaltfeld durch die Längsdehnung der Betondecke aufgrund seiner bei höheren Temperaturen teilweise plastischen Materialeigenschaften zusammengedrückt (Abb.9-21).

Abb.9-21: Schadensursache von Kantschäden und „blow up“ durch Ersatz eines Betondeckenfeldes mit Asphalt^[9.6]

1. Ausgangszustand



2. Verformung bei Hitzeeinwirkung



Dadurch können sich die Betonfelder benachbarter Fahrstreifen ungleich zueinander verschieben. Ein Versatz der Querfugen ist die Folge. Des Weiteren muss das Betonfeld des benachbarten Fahrstreifens durch die geringere Steifigkeit des Asphaltfeldes zur Kraftübertragung herangezogen werden. Es besteht die Gefahr des Überschreitens der Betondruckfestigkeit in diesem Betonfeld. Die dauerhafte und nur über Teile des Fahrbahnquerschnitts ausgeführte Instandsetzung schadhafter Betonplatten mittels Asphalt ist daher häufige Ursache für Kantenausbrüche und „blow up“ Schäden.

Für die Instandsetzungsmaßnahme müssen die zu ersetzenden Platten auf ihre ganze Tiefe ausgebaut werden, wobei sowohl die benachbarten Felder, als auch die Unterlage unbeschädigt bleiben sollen. Dazu müssen Trennschnitte parallel zu den Längs- und Querfugen gemacht und die beschädigten Platten oder Plattenteile von den unbeschädigten abgetrennt und schonend herausgehoben werden. Schadhafte Unterlagen sind gegebenenfalls zu erneuern. Die ursprünglich vorhandenen Dübel und Anker sind zu ersetzen, wobei die erforderlichen Dübellöcher achsparallel z. B. mit einer Bohrlaffette gebohrt werden. In die Restplatten werden Klebeanker oder Bohranker mit Ø16 mm eingesetzt. Die Verwendung von Spreizankern ist nicht zulässig. Um eine Verbindung mit dem Bestand zu verhindern, sind vor Betonierbeginn die Quer- und Längsfugen des Altbetons gegebenenfalls mit einem bituminösen Anstrich zu versehen. Zudem muss die schadlose Ableitung von eventuell unter die erneuerte Betonplatte bzw. den Plattenteil eindringendem Wasser gewährleistet sein (z. B.: Anordnung von Flachdrains, Durchbohren der bituminösen Tragschicht an Tiefpunkten). Beim anschließenden Betonieren ist das Eindringen von Frischbeton in die Querfugen und Risse der angrenzenden Platten zu vermeiden.

Für die Erneuerung von Platten und Plattenteilen bietet sich die Verwendung von Fließbeton an, da die Vorteile eines geringeren Verdichtungsaufwandes, dem Einsatz leichterer Einbaugeräte, einer besseren Anpassung des Betons in den Ecken und die Vermeidung unerwünschter Feinmörtelan-

reicherung im Bereich der Oberfläche infolge hoher Verdichtung genutzt werden können (Abb.9–22). Deutlich geringere Verkehrshinderungen und kürzere Sperrzeiten sind zudem mit Schnellbeton erreichbar. Bereits nach 3 bis 10 Stunden Liegezeit können in Abhängigkeit von den Umgebungstemperaturen und der Festigkeitsentwicklung mit Schnellbeton ersetzte Platten oder Plattenteile wieder voll genutzt werden. Die Erhaltungsmaßnahme ist jedenfalls auf das vorhandene Schadensbild abzustimmen. Sind gemäß Abb.9–23 die Rissbilder Nr.1 oder 2 wie Risshäufungen, größere Stufen oder Absackungen von Platten und Plattenteilen vorhanden, sind die ganzen Platten auszuwechseln. Bei Rissbildern Nr. 3 bis 6 müssen nur die geschädigten Plattenteile ersetzt werden. In den Fällen Nr. 7 bis 10 genügt es, nur Maßnahmen zur nachträglichen Verdübelung und Verankerung zu treffen.

Verbesserung der Wasserableitung

Bestehende Entwässerungsanlagen sind daraufhin zu untersuchen, ob sie den Bestimmungen der RVS 03.08.65^[9,3] entsprechen. Bei gegebenenfalls zu ergreifenden Maßnahmen sollten insbesondere den Ursachen des bestehenden Zustandes und der Ausführbarkeit von Verbesserungsmaßnahmen Rechnung getragen werden. Im Grundsatz gilt es, neue bzw. zusätzliche Abflussmöglichkeiten zu schaffen und festgestellte Wasserstaus zu beseitigen oder zu durchstoßen. Möglichkeiten zur Verbesserung bestehen beispielweise darin:

- zusätzliche Sickerleitungen entlang des Fahrbahnrandes anzuordnen
- zusätzliche Entwässerungsanlagen (Flachdrains, Anordnung von Entwässerungsbohrungen durch die bituminöse Tragschicht) im Bereich von Deckenfeldererneuerungen bzw. Fahrstreifenerneuerungen herzustellen,
- Wasser- und Feinteilzutritt aus dem oben liegenden Mittelstreifen bzw. Bankettbereich unter die Betondecke zu verhindern (z. B. mittels Asphaltkeil),
- die Oberflächenwasserableitung durch Einschneiden von Rillen quer zur Fahrtrichtung zu verbessern.

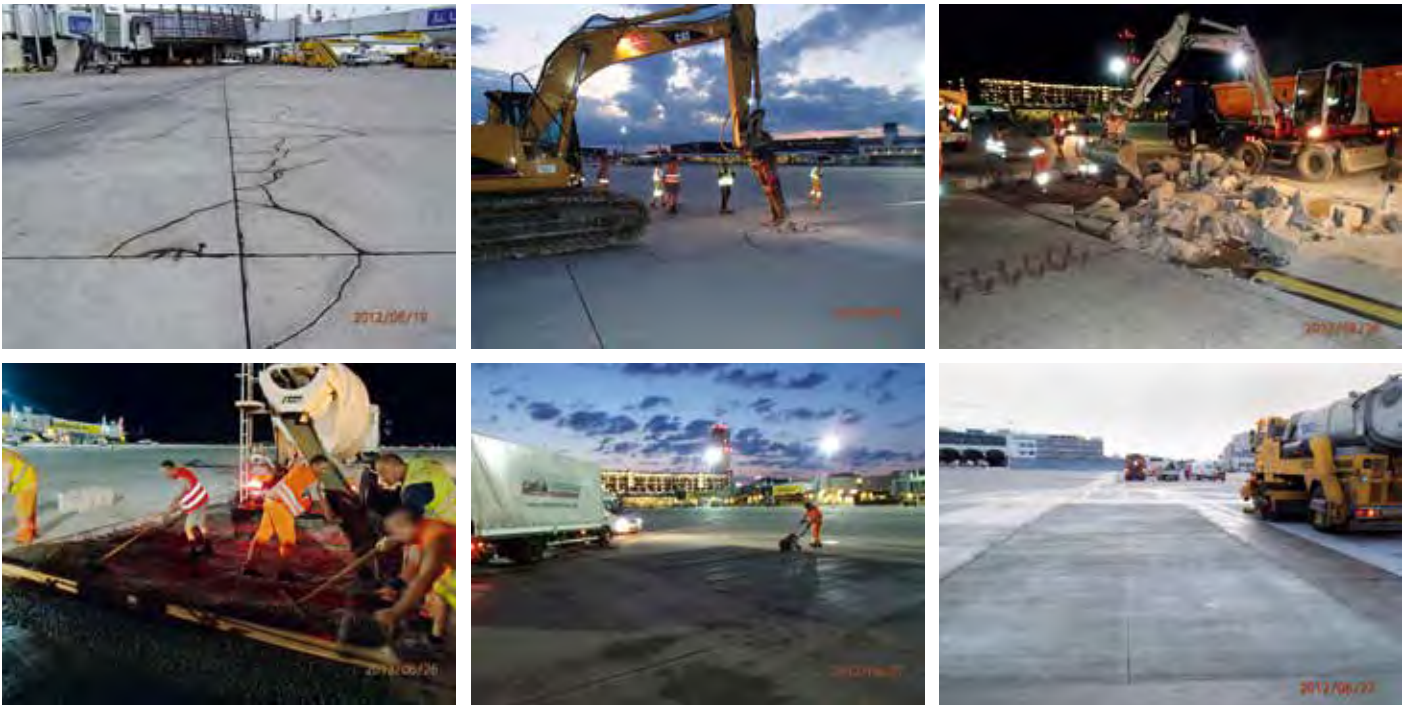


Abb.9–22: Ersatz von Platten und Plattenteilen

Oberflächenbehandlung mit Reaktionsharzmörtel

Fahrbahnoberflächen werden mit Reaktionsharzmörtel behandelt, um eine großflächige Verbesserung der Griffigkeit und des Lärmverhaltens der Fahrbahn zu erreichen. Dadurch wird auch ein mögliches Aquaplaning vermieden, und die Verschleißfestigkeit und Nutzungsdauer werden erhöht. Diese Maßnahme wird weiters zur großflächigen Substanzerhaltung bei Verlust des Oberflächenmörtels oder bei Kornausbrüchen sowie der Beseitigung von mechanischen Schäden durch Unfälle, Brandereignisse etc. eingesetzt.

Diese Instandsetzungsmaßnahme ist grundsätzlich in trockenen und wärmeren Jahreszeiten durchzuführen. Zunächst sind alle übrigen Schäden auf der Betonfahrbahn, die nicht durch die Oberflächenbeschichtung mit Reaktionsharzmörtel behandelbar sind, zu sanieren. Als Vorbereitung zur Oberflächenbehandlung ist die Betonoberfläche durch Hochdruckwasserstrahlen oder Stahlkugelstrahlen von Verschmutzungen und Fahrbahnmarkierungen zu reinigen. Damit die nachfolgende Beschichtung gut haftet, muss zudem auf eine niedrige Betonfeuchte geachtet werden. Im nächsten Arbeitsschritt

wird eine Grundierung gleichmäßig aufgetragen. Erst dann kann der Reaktionsharzmörtel maschinell aufgebracht werden und ist abschließend mit Mineralstoffen zur Erzielung einer entsprechenden Griffigkeit abzustreuen. Nach der Erhärtung des Reaktionsharzmörtels sind überschüssige Materialien aus dem Abstreuvorgang abzukehren und die Fugen zu säubern.

Abb.9–23: Rissbilder und Instandsetzungsmaßnahmen, nach [9,2]

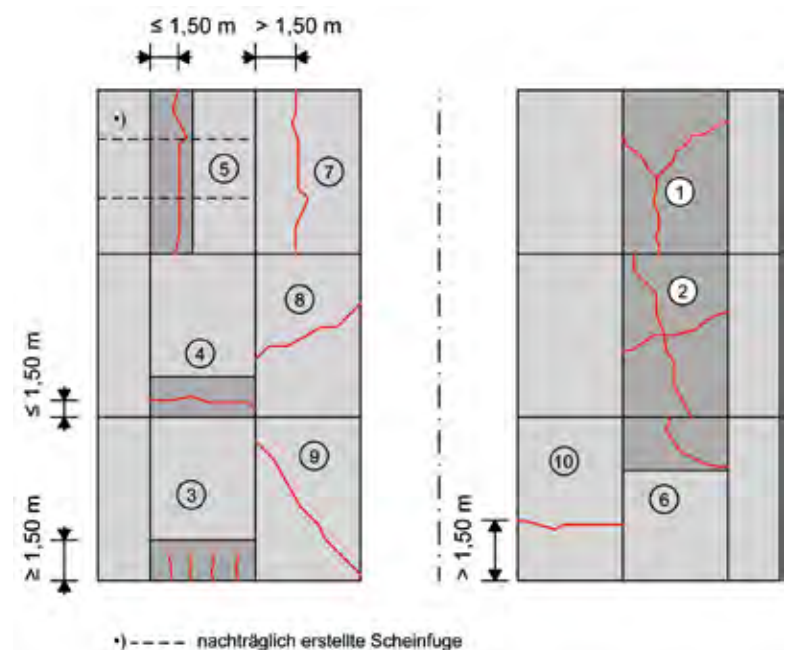




Abb.9–24: Oberflächenbehandlungen von Betondecken (Epigrip)

Überbauung mit einer Asphaltdeckschichte

Bei ungünstigen Oberflächeneigenschaften der bestehenden Betondecke (Griffigkeit, Längsebenheit) kann diese durch Überbauung mit einer Asphaltdeckschichte in standgesetzt werden. Dies setzt allerdings eine ausreichende, strukturelle Tragfähigkeit der Betondecke voraus. Schadhafte Bereiche wie Risse, Eck- und Randbrüche sind vor der Überbauung zu sanieren und offene Fugen in der bestehenden Betondecke zu verschließen.

Die bestehende Betondecke sollte vor der Überbauung leicht angefräst oder durch Hochdruckwasserstrahlung oder Stahlkugelstrahlen vorbehandelt und gereinigt werden. Die aufgeraute Oberflächenstruktur ist wesentlich für den guten Verbund zwischen den beiden Schichten und maßgebend für das Gebrauchsverhalten und damit die Wirkdauer dieser Instandsetzungsmaßnahme. Die Betondecke wird nach dem Vorspritzen der gereinigten Oberfläche mit bituminösem Bindemittel mit einer 30 mm bis maximal 40 mm dicken Asphaltdeckschichte aus Asphaltbeton oder Splittmastixasphalt überbaut. Gegebenenfalls kann auch eine Überbauung mit einem 15 bis 25 cm dicken Dünnschichtbelag erfolgen. Der verwendete Asphalt muss jedenfalls ausreichend standfest konzipiert sein. Nach der Herstellung der Asphaltdeckschichte werden die Fugen der Betondecke durch die Asphaltschicht hindurchgeführt, wobei der Fugenschnitt genau über den Fugen der Betondecke erfolgen muss. Die Fugen sind abschließend mit bituminöser Fugenmasse zur verschließen. Bei der Überbauung mit einer dünnen Asphaltdeckschichte besteht allerdings durch die begrenzte Möglichkeit einer

sauberen Fugenausbildung im Asphalt die Gefahr von Reflexionsrissbildung und frühzeitigen Schäden an den Fugenrändern.

Erneuerung von Fahrstreifen und Fahrbahnen

Erneuerungsmaßnahmen sind am Ende der strukturellen Lebensdauer von Betondecken erforderlich. Dabei wird eine vollständige Wiederherstellung des Gebrauchs- und Substanzwertes der Betondecke erzielt. Eine Erneuerung von Betondecken ist dann notwendig, wenn festgestellt wird, dass sich die vorhandenen Schäden und deren Ursachen durch die vorher genannten herkömmlichen Instandhaltungs- und Instandsetzungsmaßnahmen nicht wirtschaftlich sanieren lassen. Dies ist insbesondere dann der Fall, wenn die Ursache für verschiedene Mängelarten in einer unzureichenden Tragfähigkeit der Oberbaukonstruktion liegt und die Schäden schon weit fortgeschritten sind.

Mit der Planung einer Erneuerungsmaßnahme sollte stets eine Überprüfung der Linienführung in Lage- und Höhenplan sowie den Querschnitten einhergehen. Die Wahl der Erneuerungsmaßnahme ist von technischen und wirtschaftlichen Gesichtspunkten abhängig. Wichtige Entscheidungskriterien sind mit der Wiederverwendung von Baustoffen und den örtlichen Gegebenheiten wie z. B. der Verkehrsführung während der Bauzeit, der Dauer von Bauarbeiten, der Länge der Erneuerungsabschnitte und Anzahl von Über- und Unterführungsbauwerken, Einmündung und Kreuzungen verbunden. Bei den Bauverfahren sind folgende Methoden der Erneuerung von Fahrstreifen (Abb. 9–25) bzw. der Fahrbahnen (Abb.9–26) zu unterscheiden:

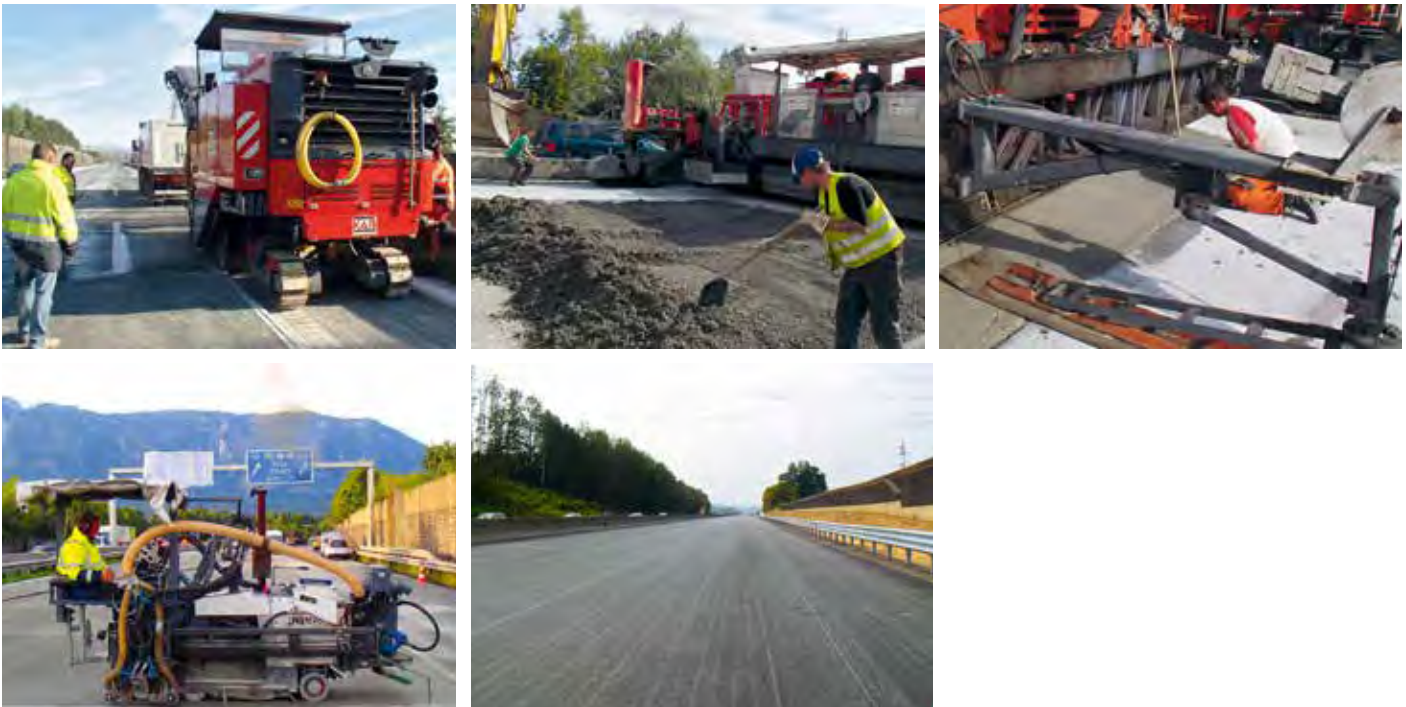


Abb.9–25: Erneuerung von Fahrstreifen an Betonfahrbahnen

Erneuerung im Hocheinbau

Bei diesem Verfahren wird die vorhandene, schadhafte Befestigung nicht entfernt, sondern bleibt als Unterlage der einzubauenden neuen Betondecke erhalten. Als Vorbereitung für diese Erneuerungsmaßnahme ist die alte Betondecke z. B. mit Hilfe eines Fallschwerts zu entspannen um eine gleichmäßige Rissbildung und Plattengröße mit einer Kantenlänge bis zu 50 cm zu erreichen. Die so bearbeitete alte Betondecke dient als Tragschicht der neuen Konstruktion und muss daher über eine ausreichende Tragfähigkeit, Entwässerung und Frostsicherheit sowie Dauerhaftigkeit verfügen. Im nächsten Arbeitsgang wird auf die alte Betondecke eine Ausgleichsschicht aus Asphalt zur Erzielung einer profilgerechten Lage und Ebenheit und anschließend die neue Betondecke eingebaut. Es ist darauf zu achten, die neue Oberbaukonstruktion mit der entspannten alten Betondecke als Tragschicht entsprechend zu dimensionieren.

Erneuerung im Tiefeinbau

Dieses Verfahren bietet sich dann an, wenn die alte Betondecke infolge verschiedener

Struktur- oder Gefügeschäden z. B. infolge Alkalizuschlagreaktionen, Unterdimensionierung, Schäden infolge Frost-/Tausalzwirkung keine ausreichende Stabilität mehr aufweist. Weitere Gründe für den Tiefeinbau können in Beschränkungen der Bauhöhe oder anderen Randbedingungen gefunden werden. In diesen Fällen ist die alte Betondecke vollständig auszubauen und durch eine neue Betondecke zu ersetzen. Aus Umweltgründen und zur Vermeidung von Entsorgungskosten ist zu untersuchen, ob die alte Betondecke nach dem Abbruch aufbereitet und als Recyclingzuschlag im Unterbeton der neuen Betondecke verwendet werden kann (siehe dazu auch Kapitel 6).

Erneuerung in Kombination von Hoch- und Tiefeinbau

Hoch- und Tiefeinbauweisen lassen sich dann kombinieren, wenn die vorhandene Tragschicht grundsätzlich erhaltenswert ist, aber abschnittsweise nicht ausreichend tragfähig oder kontaminiert ist. Das Prinzip besteht in einer Erneuerung im Hocheinbau, wobei aber die vorhandene, alte Decke in den kritischen Abschnitten ausgebaut und ersetzt wird.

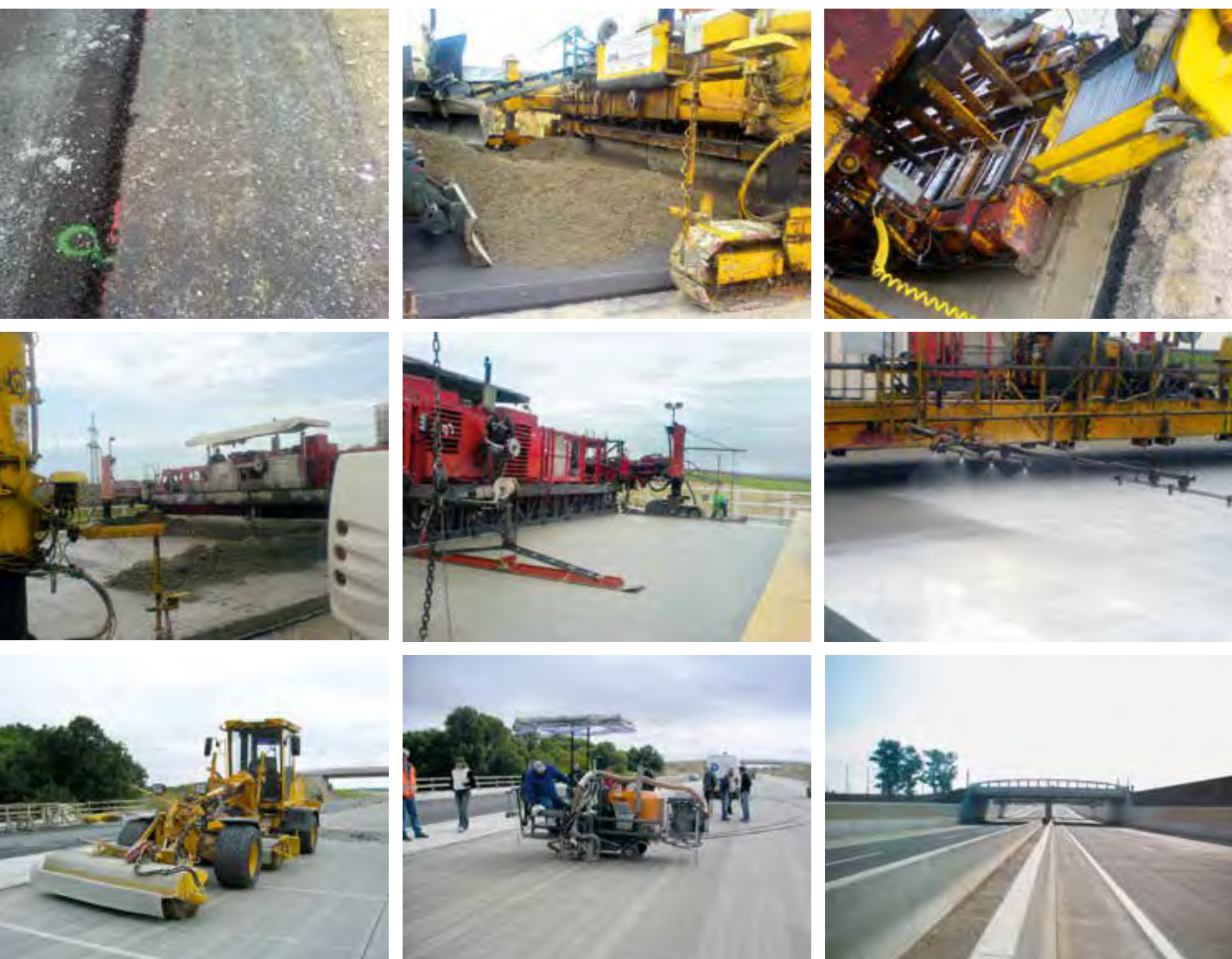


Abb.9–26: Erneuerung bzw. Neubau einer Betondecke

9.5 Grundlagen Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen

Wie bereits im Kapitel 2 kurz beschrieben, spielen Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen in der Bewertung technisch geeigneter Erhaltungsmaßnahmen eine wesentliche Rolle. Im Erhaltungsmanagement auf Netzebene erfolgt in der Regel eine Vorauswahl der geeigneten Maßnahmen, die dann auf Projektebene noch verfeinert bzw. optimiert werden können. Soll eine wirtschaftlich optimale und umfassende Erhaltungsstrategie gefunden werden, so wird heute in der Regel die Lebenszykluskostenanalyse (LCCA) angewendet.

Die Lebenszykluskostenanalyse (LCCA) ist ein generell anwendbares Verfahren für die wirtschaftliche Bewertung von Vorhaben und erlaubt einen Vergleich verschiedener Erhaltungsmethoden unter vorgegebenen Randbedingungen zur Ermittlung der technisch und wirtschaftlich optimalen Vorgehensweise auf Basis des Kapitalwertes bzw. Annuität in der betrachteten Lebensdauer der Anlage. Die Randbedingungen für die Optimierung können z. B. das vorhandene Budget, festgelegte Grenzen für einzelne sicherheitsrelevante Schadensmerkmale oder auch Anforderungen an einen Gebrauchs- oder Substanzwert bzw. Gesamtzustand der Verkehrsfläche sein.

Der Lebenszyklus einer Straße bzw. des Straßenoberbaus lässt sich nur bedingt generalisiert darstellen, da jede Erhaltungsmaßnahme (z. B. eine strukturelle Verstärkung) zu einer Verlängerung der Lebensdauer bis hin zu einem Neustart eines Lebenszyklus führen kann, und sich daraus eine Vielzahl an Möglichkeiten ergeben. Zudem sind der Schadensverlauf, die Kombination der jeweils auftretenden Schäden und die sich daraus ergebenden Restlebensdauer ohne bzw. mit Maßnahmen grundsätzlich in jedem Straßenabschnitt unterschiedlich. Daher ist die Lebenszykluskostenanalyse auch auf Basis des jeweiligen tatsächlichen Schadensausmaßes und Schadensschwere sowie Zustandsprognose im einzelnen Streckenabschnitt durchzuführen. Der theoretische Lebenszyklus des Straßenoberbaus ohne Instandsetzung ergibt sich grundsätzlich aus der Bemessungslebensdauer mit 30 Jahren für Betondecken in Österreich gemäß RVS 03.08.63^[9.3]. Können der Betondecke in typischen Zeitintervallen Erhaltungsmaßnahmen zugeordnet werden, die zu einer substantziellen Verlängerung der Lebensdauer führen, verlängert sich der theoretische Lebenszyklus entsprechend. Der Lebenszyklus des Straßenoberbaus endet dann jeweils in der Regel mit dem vollständigen Abbruch und Ersatz. Darüber hinaus deckt sich ein deterministisch gerechneter Lebenszyklus nur begrenzt mit dem tatsächlichen Lebenszyklus aufgrund der stochastischen Natur der Eingangsparameter, die zudem durch die effektiven Beanspruchungen und die durchgeführten Erhaltungsmaßnahmen nachhaltig beeinflusst werden^[9.7].

In der Lebenszykluskostenanalyse ist die erwartete Abfolge von Instandsetzungsmaßnahmen je nach Erhaltungsstrategie mit allen resultierenden Zahlungsströmen auf den Entscheidungszeitpunkt zu diskontieren (Barwert). Mit der sich für die jeweilige Erhaltungsstrategie in jedem Fall ergebenden Lebensdauer kann in einem zweiten Schritt die Annuität als Reihe gleichmäßiger Zahlungen während der Lebensdauer errechnet werden. Die Erhaltungsstrategie mit der geringsten Annuität im Lebenszyklus bzw. dem Analysezeitraum ist dann als wirtschaftlichste Variante zu wählen, sofern dieser nicht andere Gründe entgegenstehen (Tab. 9.11).

Die zeitliche Abgrenzung der Analyse hat mindestens die Dauer des jeweiligen Lebenszyklus im Fall von Neuinvestitionen bzw. dem Restlebenszyklus im Fall von Instandsetzungen zu umfassen, wobei ein allfällig vorhandener Restwert am Ende der Betrachtungsdauer zu berücksichtigen ist. Alternativ dazu kann der Analysezeitraum so weit ausgedehnt werden, bis die Zahlungen in der Zukunft durch die Abzinsung keinen Einfluss mehr auf die aktuelle Entscheidung haben. Je nach Erhaltungszielsetzungen können nur die Zahlungsströme des Straßenbetreibers im Rahmen der definierten Zustandsgrenzen, oder zusätzlich die Auswirkungen auf Nutzer und Dritte bzw. Umwelt mitbetrachtet werden (Abb.9–27).

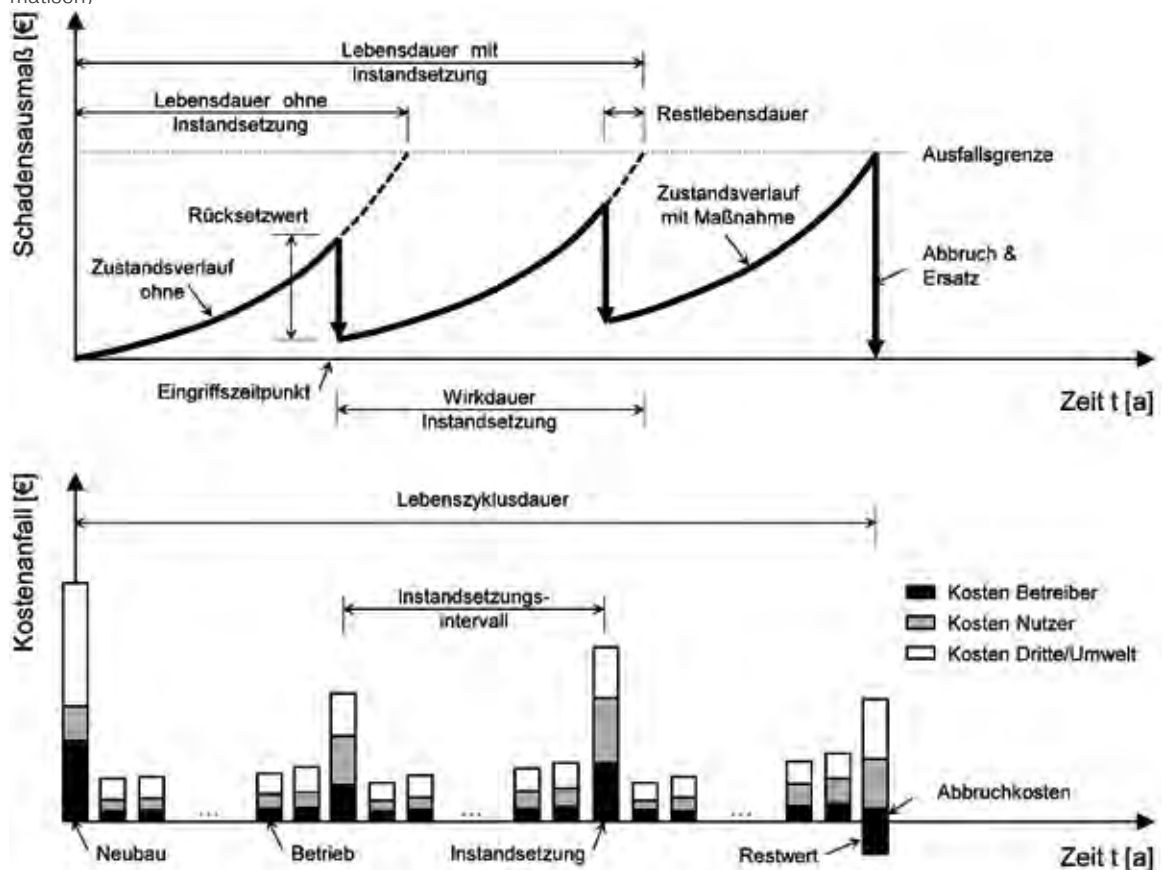
Die Wirtschaftlichkeit von Erhaltungsmaßnahmen bzw. -strategien wird i. A. durch Kenngrößen beschrieben, die das Verhältnis zwischen dem Nutzen und den Kosten darstellen. Positive Effekte auf den Straßenzustand oder einzusparende Kosten werden als Nutzen der Erhaltungsmaßnahme bezeichnet, im Vergleich zu den negativen Auswirkungen, die in erster Linie in Form von Maßnahmenkosten und Folgekosten aufscheinen. Im Zuge der LCCA werden daher alle diskontierten Kostenäquivalente der aus den verglichenen Optionen zu erwartenden monetär bewertbaren Nutzen und Kosten aufsummiert und einander gegenübergestellt. Als optimale Entscheidung ergibt sich aus der LCCA jene Investition mit dem maximalen (betriebs-)wirtschaftlichen Gewinn. Bei Berücksichtigung von externen Kosten und Nutzerkosten können auch volkswirtschaftliche Kosten und Nutzen einfließen. Für Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen für Oberbaukonstruktionen umfasst die LCCA in der Regel folgende Kostenbestandteile:

- Baulastträgerkosten zur Herstellung, zur baulichen und betrieblichen Erhaltung und zum Abbruch;
- Nutzerkosten beinhalten Reisezeit-, Fahrzeugbetriebs- und Unfallkosten;
- Externe Kosten oder Umweltkosten umfassen die Umweltwirkungen und den Energiebedarf für Baustoffgewinnung und -produktion, sowie Bauherstellung,

Tab.9.11: Ermittlung von Barwert und Annuität von Investitionen in der Lebenszykluskostenanalyse

Beschreibung	Formeln	Ergebnisse
<p>Preis Anpassung und Indexsteigerungen:</p> <p>Preisindizes geben Auskunft über die zeitliche Veränderung des Preises eines fiktiven Warenkorbes unter den gegebenen Marktbedingungen und können in Form eines Preisindex eines beliebigen Zeitpunktes zu einem Basisjahr oder als jährliche Preissteigerungen angegeben werden (vgl. Zinssatz)</p> <p>Einheit: Währungseinheit [€]</p>	$i_t = I_t^t - 1$ $i_e = \left(1 + \frac{i}{x_{SL}}\right)^t - 1$ $I_t = \frac{\sum_{j=1}^n p_{j,t} * q_{j,0}}{\sum_{j=1}^n p_{j,0} * q_{j,0}}$ <p><i>I</i>_t... Preisindex Warenkorb im Berichtsjahr <i>p</i>_{j,t}... Preis der Ware j im Berichtsjahr <i>p</i>_{j,0}... Preis der Ware j im Basisjahr <i>q</i>_{j,0}... Anteil bzw. Verbrauch Ware j Basisjahr <i>i</i>_e... Nominale jährliche Wertsteigerung <i>i</i>_e... Effektive jährliche Wertsteigerung</p>	
<p>Barwert Einmalzahlungen (LCC):</p> <p>Der Barwert (Single Present Value) einer Summe von Einmalzahlungen im Lebenszyklus ist der Wert aller künftigen Zahlungen während der Lebensdauer des Projektes zu einem Bezugszeitpunkt am Anfang der Betrachtungsperiode bei konstantem Zinssatz.</p> <p>Einheit: Währungseinheit [€]</p>	$C_0 = \sum_{t=0}^{t=x_{SL}} C_t * (1+i)^{-t} = \sum_{t=0}^{t=x_{SL}} C_t * q^{-t}$ <p><i>C</i>₀... Barwert der Einmalzahlungen im Lebenszyklus zu t=0 <i>C</i>_t... Zahlungen zu t <i>x</i>_{SL}... Lebensdauer des Projektes <i>i</i>... (Real-)Zinssatz i.a. 2-4% <i>q</i>... Faktor aus q=1+i</p>	
<p>Barwert gleichförmiger Zahlungsreihen (LCC):</p> <p>Der Barwert (Single Present Value) von laufenden jährlich gleichen Zahlungen im Lebenszyklus ist der Wert aller künftigen Zahlungen während der Lebensdauer zu einem Bezugszeitpunkt am Anfang der Betrachtungsperiode bei konstantem Zinssatz.</p> <p>Einheit: Währungseinheit [€]</p>	$C_0 = \sum_{t=0}^{t=x_{SL}} C_A * q^{-t} = C_A * \frac{q^{-x_{SL}} - 1}{i * q^{-x_{SL}}}$ <p><i>C</i>₀... Barwert der Zahlungsreihe im Lebenszyklus zu t=0 <i>C</i>_A... Jährlicher Zahlungsbetrag (Real-)Zinssatz i.a. 2-4% <i>q</i>... Faktor aus q=1+i</p>	
<p>Barwert einer ewigen Rente (LCC):</p> <p>Der Barwert (Single Present Value) von laufenden jährlich gleichen Zahlungen für einen unbegrenzten Zeitraum (z.B. Grundstück) entspricht der jährlichen Verzinsung eines Anlagebetrags in der Höhe der jährlichen Zahlungen bei konstantem Zinssatz.</p> <p>Einheit: Währungseinheit [€]</p>	$C_0 = \sum_{t=0}^{t=\infty} C_A * q^{-t} = \frac{C_A}{i}$ <p><i>C</i>₀... Barwert der unendlichen Zahlungsreihe im Lebenszyklus zu t=0 <i>C</i>_A... Jährlicher Zahlungsbetrag (Real-)Zinssatz i.a. 2-4% <i>q</i>... Faktor aus q=1+i</p>	
<p>Annuität und Tilgung von Annuitätendarlehen (LCC):</p> <p>Die (nachsüssliche) Annuität ist der konstante Betrag jeweils am Ende des Jahres zur Rückzahlung eines Kredites (Barwert LCC) bei gegebenem Zinssatz und Laufzeit (Lebensdauer LCC).</p> <p>Einheit: Währungseinheit [€/a]</p>	$C_a = C_0 * \frac{i * q^{x_{SL}}}{(q^{x_{SL}} - 1)}$ $x_{SL} = -\frac{\ln \left[1 - \left(\frac{i * C_0}{C_a} \right) \right]}{\ln(1+i)}$ $i = \left(\sqrt[x_{SL}]{\frac{C_a}{C_0}} - 1 \right)$ <p><i>C</i>₀... Kreditsumme (=Barwert der Zahlungsreihe im Lebenszyklus zu t=0) <i>C</i>_A... Jährlicher Tilgungsbetrag <i>i</i>... (Real-)Zinssatz i.a. 2 bis 4% <i>x</i>_{SL}... Tilgungsdauer (=Lebensdauer aus LCC)</p>	

Abb.9–27: Bsp. Oberbauvariante mit resultierendem Zustands- und Kostenanfall (schematisch)



die Umweltwirkungen während Bau- und Instandsetzung sowie die Lärm und Luftverschmutzung etc. durch Betrieb und Nutzung.

Die praktische Durchführung des Erhaltungsmanagements des Straßenoberbaus mit der technischen und wirtschaftlichen Optimierung der Erhaltungsmaßnahmen erfolgt heute im Rahmen von „Pavement Management Systemen“ (PMS). Diese ermöglichen die Verwaltung umfangreicher Datenmengen und erlauben eine weitgehend automatisierte Auswahl geeigneter Erhaltungsstrategien für alle Straßenabschnitte auf Netzebene, die dann ingenieurmäßig auf Projektebene an die lokalen Verhältnisse angepasst werden. Das Pavement Management System der österreichischen Autobahn- und Schnellstraßenfinanzierungsaktengesellschaft ASFINAG beruht auf den im Handbuch Pavement Management in Österreich ^[9.7] zusammengefassten Grundlagen. Die in dem PMS der ASFINAG verwendete Methodik der Wirtschaftlichkeitsbeurteilung basiert auf

einer Nutzen – Kosten- Untersuchung, bei der den Kosten des Straßenbetreibers als „Nutzen“ die Flächendifferenz zwischen den Erhaltungsstrategien „Nichts tun“ und „Setzen von Erhaltungsmaßnahmen“ gegenübergestellt werden. Es wird dann jene Strategie gewählt, welche den höchsten „Nutzen“ im Verhältnis zu den Kosten pro Jahr aufweist.

Folgende Parameter sind nach dem Handbuch Pavement Management in Österreich ^[9.7] für eine Wirtschaftlichkeitsuntersuchung von Straßenoberbauten erforderlich:

- Zustandsdaten, die sowohl die Oberbauweise und -eigenschaften, als auch den jeweiligen Straßenzustand nach einer Straßenzustandserfassung beinhalten
- Analyseperiode
- Zustandsprognosemodelle, zur Beschreibung des Zustandsverlaufs des Straßenabschnittes
- Kennwerte von baulichen Erhaltungsmaßnahmen (Maßnahmenkatalog)

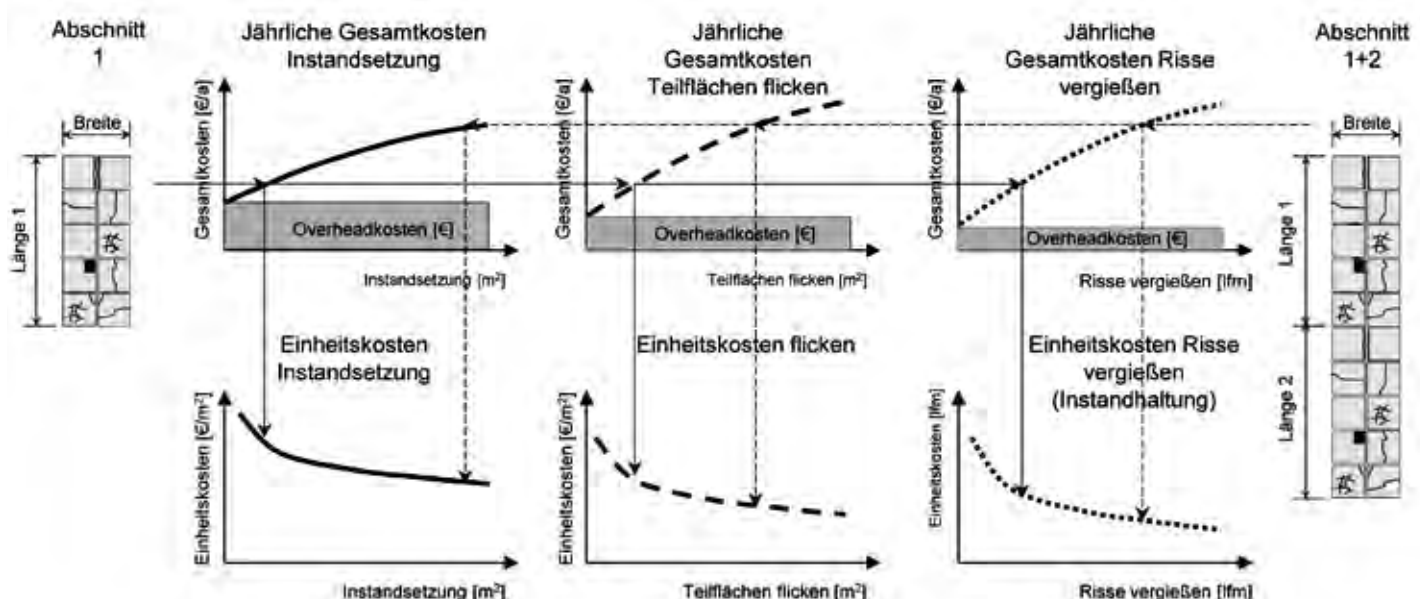
- Wirtschaftlichkeitsparameter zu Beurteilung der Wirtschaftlichkeit der Erhaltungsstrategien
- Optimierungsparameter zur Festlegung der Zielfunktionen und der Restriktionen

Im Zuge der Wirtschaftlichkeitsuntersuchung werden dabei Maßnahmen- bzw. Investitionskombinationen festgelegt, die ihrerseits einen Einfluss auf die Lebensdauer und den Lebenszyklus haben. Dabei sind neben Art und Umfang der geplanten bzw. notwendigen Erhaltungsmaßnahmen, wie bauliche Instandsetzung und strukturelle Erneuerung der Konstruktion, auch deren zeitliche Abfolge von wesentlicher Relevanz (Abb.9–27). Erhaltungsmaßnahmen führen dabei zu einer Veränderung, die sich beispielsweise in einem flacheren Verlauf der Verhaltensfunktion einzelner oder auch mehrerer Zustandsmerkmale ausdrückt. Berücksichtigt wird dies in der Regel durch Einführung eines Rücksetzwertes, der von der Maßnahmenart abhängig ist. Dazu werden zuerst die standardisierten und bewährten Erhaltungsmaßnahmen mit ihren mittleren Kosten und ihrer Wirkdauer bei optimalem Einsatz erfasst [9.4].

Ist eine schnelle und einfache Ermittlung der optimalen Maßnahmenkombination auf

Basis der spezifischen Schäden aus Sicht des Straßenbetreibers z. B. auf Projektebene gefragt, so bietet sich das in Abb.9–28 dargestellte Verfahren an. Es basiert auf einer Auswertung der Maßnahmenkosten nach deren Ausmaß, woraus der Verlauf der Einheitskosten unter Berücksichtigung der Baustellengemeinkosten (Overhead) bestimmt werden kann. Werden diese Einheitskosten nach Maßnahmenausmaß aufaddiert, können die jährlichen Gesamtkosten der Maßnahmen (Annuität) nach tatsächlichem Maßnahmenausmaß auf Basis der ermittelten oder geschätzten Wirkdauer berechnet werden. Für einen einzelnen Streckenabschnitt sind dann die jährlichen Gesamtkosten einer Maßnahme direkt aus dem erfassten Schadensausmaß ablesbar. Die optimale Erhaltungsstrategie aus Sicht des Straßenbetreibers ergibt sich dann aus jener Maßnahme bzw. Maßnahmenkombination, bei der alle Schäden beseitigt werden können und die jährlichen Gesamtkosten ein Minimum werden. Soll zudem die Bauloslänge optimiert werden, so ist diese Vorgehensweise einmal getrennt für die Nachbarabschnitte und einmal gemeinsam mit den Nachbarabschnitten durchzuführen und die sich jeweils daraus in Summe bzw. gemeinsam ergebenden jährlichen Gesamtkosten zu minimieren. Für die Optimierung des Ein-

Abb.9–28: Bsp. Wirtschaftliche Optimierung von Erhaltungsmaßnahmen und Bauabschnittslängen auf Projektebene mit Hilfe von Kostenfunktionen und Annuitäten aus Sicht des Straßenbetreibers (schematisch)



griffszeitpunktes kann die Vorgehensweise auf dieselbe Art, jedoch auf Basis der Zustandsprognosen erfolgen [9.5].

In der Regel ergeben sich bei Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen für Fahrbahnkonstruktionen mit Betondecken für hoch belastete Straßen trotz etwas höherer Herstellungskosten unter Berücksichtigung der laufenden Instandhaltungs- und Instandsetzungskosten über den Lebenszyklus geringere Baulastträgerkosten, da bei ordnungsgemäßer Herstellung aufwändige, bauliche Instandsetzungs- und Erneuerungsmaßnahmen in der Regel nicht notwendig sind. Bei Betondecken zählen zu den wesentlichen baulichen Instandhaltungsarbeiten die Fugenpflege, die Behandlung von Rissen oder die Reparatur von Kantenschäden.

Wesentliche Bedeutung erhält bei der Einbeziehung der Nutzerkosten in die Wirtschaftlichkeitsbetrachtung einerseits die zeitliche Dauer und Anzahl von Baustellen (Neubau und Instandsetzung) im Analysezeitraum, wobei sich durch den langen Nutzungszeitraum von Betondecken ohne notwendige, bauliche Instandsetzung für die starre Bauweise ein Kostenvorteil im Vergleich anderen Konstruktionen mit regelmäßig notwendigen Deckeninstandsetzungsarbeiten ergibt.

Bei einer gesamtwirtschaftlichen Betrachtungsweise sollten neben den Baulastträger- und Nutzerkosten auch umweltrelevante Auswirkungen bei der Entscheidungsfindung berücksichtigt werden. Diese beziehen sich insbesondere auf Umweltaspekte bei der Gewinnung bzw. Herstellung der verwendeten Baustoffe, auf die angewandten Bauverfahren und Methoden beim Neubau, Instandsetzung und Erneuerung und auf mögliche Umweltkosten bedingt durch Änderung der Gebrauchseigenschaften während des Betriebs.

Die Wiederverwendung von alten Betondecken im Zuge von Erneuerungsbaulosen stellt dabei in Österreich eine Standardbauweise dar. Die ökologischen Vorteile wiederverwendeter, alter Betondecken liegen im Wesentlichen in der Schonung von natürlichen Rohstoffen, in der Einsparung wert-

vollen Deponieraums und einer deutlichen Reduktion des Transportaufkommens bei der Baumaßnahme durch ortsnahe Wiederverwendung des Betonaufbruchs. Aus ökonomischer Sicht ergeben sich dadurch preisgünstigere Baustoffe, geringere Aufwendungen für Transporte sowie der Entfall von Deponiegebühren. Die Berücksichtigung von Umweltkosten im Zuge einer Life Cycle Cost Analyse (LCCA) kann somit ein wesentliches, wirtschaftliches Argument für die Ausführung einer Oberbaukonstruktion aus Beton liefern.

Literatur

- [9.1] Blab R.: Wirtschaftlichkeitsuntersuchung von Oberbaukonstruktionen mit Betondecken, Studie im Auftrag der Vereinigung der Österreichischen Zementindustrie, Wien, 2009.
- [9.2] FGSV – Deutsche Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen. Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für die bauliche Erhaltung von Verkehrsflächen – Betonbauweisen, Ausgabe 2002 (ZTV BEBStB02)
- [9.3] FSV – Forschungsgesellschaft Straße – Schiene – Verkehr, Wien.
RVS 03.08.65 (2010): Bautechnische Details, Entwässerungsarbeiten.
RVS 08.17.02 (2011): Technische Vertragsbestimmungen – Betondecken – Deckenherstellung.
RVS 13.01.15 (2006): Bauliche Straßenerhaltung, Pavement Management, Beurteilungskriterien für messtechnische Zustandserfassung mit dem System RoadStar.
RVS 13.01.51 (2010): Straßenerhaltung, Straßeninstandsetzung, Betondecken.
- [9.4] Hoffmann M.: Instandsetzung von Straßen. Dissertation, Fakultät für Bauingenieurwesen, Technische Universität Graz, Graz, 2006.
- [9.5] Hoffmann M., Blab R.: A standardized life cycle costing framework for flexible and rigid pavements in Austria, IALCCE Konferenz Wien, 2012.
- [9.6] Steigenberger J., Pichler R., Wistuba M., Litzka J.: Sonderuntersuchung Fugen in Betonstraßen im Freilandbereich. Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie, Straßenforschung, Heft 536, Wien, 2003.
- [9.7] Weninger-Vycudil A., Simanek P., Rohringer T., und Haberl J.: Handbuch Pavement Management in Österreich 2009. Straßenforschung im Auftrag des BMVIT und der ASFINAG, Straßenforschung, Heft 584, Wien, 2009.

Bilder: © TU-Wien, ÖBA, Fa. Possehl und diverse

ANHANG



Abkürzungsverzeichnis

α	Wärmedehnzahl [1/K]	a	Radius der kreisrunden Belastungsfläche
α_s	Albedo der Straßenoberfläche	α	Temperaturleitzahl
$\alpha_{\text{ü}}$	Wärmeübergangszahl [W/(m ² K)]	a_1	Abstand der Plattenecke zum Mittelpunkt der Einzelradlast [mm]
γ	Wichte des Betons [N/mm ³]	Ä	mittlerer Äquivalenzwert des DTLV-Kollektives für die entsprechende Straßenkategorie gemäß Tab.4.12
γ_C	Teilsicherheitsbeiwert für den Widerstand	Ä _i	mittlerer Äquivalenzwert der jeweiligen Fahrzeugkategorie i gemäß den Tabellenwerten der Tab.4.11
γ_d	dynamischer Sicherheitsbeiwert gemäß Tab.4.14	AKR	Alkali-Kieselsäure Reaktion
γ_Q	Teilsicherheitsbeiwert für die Einwirkung		
Δ_{FDVK}	Verdichtungszuwachs		
Δl	Längenänderung	b	Breite der äquivalenten Rechtecklast, wobei b = 0,25 m (Standardreifen) bzw. 0,35 m (SuperSingle)
ΔT	Temperaturgradient [K/mm]	B	Plattenbreite
ε_s	Schwindmaß, im Freien zwischen 15 · 10 ⁻⁵ – 30 · 10 ⁻⁵	B'	Auflagerlänge (Spannweite) in Querrichtung [mm]
ε_{sz}	Bruchdehnung	BMV	Baumischverfahren
$\varepsilon_x, \varepsilon_y$ und ε_{xy}	Verzerrungen	BNLW	Bemessungsnormlastwechsel
η	Wirksamkeitsindex		
λ	Wärmeleitfähigkeit [W/(mK)]	c	Spezifische Wärmekapazität [J/(kg·K)]
λ_g	die Wärmeleitfähigkeit des Zuschlags [W/(mK)]	C	Auflagerbreite der Platte 200 für eine schmale Platte (L/B > 1,2 oder L/B < 0,8) und 228 für eine quadratische Platte (0,8 ≤ L/B ≤ 1,2)
μ	Querdehnzahl	CBR-Wert	California Bearing Ratio
μ_R	Reibungsbeiwert [-] erstmalige Bewegung: 1,6–2,0 [4.4] wiederholte Bewegung: 0,8–1,0 [4.4]	C _i	gewichtete Schädigungsrate
ρ	Rohdichte [kg/m ³]	C _{i1}	Schädigungsrate bei $\sigma_p + \sigma_w$ (5 %)
ρ_D	Trockendichte [kg/m ³]	C _{i2}	Schädigungsrate bei σ_p (95 %)
ρ_f	Feuchtdichte [kg/m ³]		
ρ_{Pr}	Proctordichte [kg/m ³]	d	1 Tag
σ	Biegezugspannungen [N/mm ²]	D	Mittlerer Durchmesser des erzeugten Kreises [mm]
σ_m	Mittelspannung aus Ober- und Unterspannung [N/mm ²]	D _{Pr}	Verdichtungsgrad [%]
σ_p	Oberspannung, überlagerte Verkehrslast [N/mm ²]		
σ_w	ungestörte Wölbspansung [N/mm ²]	e	Euler-Konstante (=0,5772156649)
σ_w'	gestörte Wölbspansung [N/mm ²]	E	der ohne Teilsicherheitsbeiwerte ermittelte Grenzwert gemäß den Ermüdungsgesetzen
σ_w''	reduzierte Wölbspansung [N/mm ²]	E _B	E-Modul des Betons [N/mm ²]
$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$	Spannungen [N/mm ²]	EMS	systematisches Erhaltungsmanagementsystem
τ_{xy}, τ_{xz}	Schubspannungen [N/mm ²]	E _T	E-Modul der Tragschichte [N/mm ²]

E_U	E-Modul des Untergrundes [N/mm ²]		übergabe; ermittelt aus Zählungen bzw. aufgrund von Abschätzungen über DTV-Wert und Lastverkehrsanteil
E_{v1}, E_{v2}	Verformungsmodul		
E_{vd}	Dynamischer Verformungsmodul	JDTLV _i	jährlich durchschnittlicher täglicher Verkehr der Fahrzeugkategorie i
f_c	Druckfestigkeit [N/mm ²]		
$f_{ct(BZ)}$	Biegezugfestigkeit [N/mm ²]	k	Bettungsmodul [N/mm ³]
$f_{ct(ZZ)}$	Zugfestigkeit [N/mm ²]	k_0	Bettungsmodul des Untergrundes [N/mm ³]
$f_{max, Plattenrand}$	Maximalwert der Abhebung eines freien Plattenrandes		
$f_{max, Plattenmitte}$	Maximalwert der Abhebung der Plattenmitte	l	Länge der äquivalenten Rechtecklast, wobei b = 0,25 m (Standardreifen) bzw. 0,35 m (SuperSingle)
$f_{sz(SZ)}$	Spaltzugfestigkeit [N/mm ²]	l	Länge der Betondecke
FDVK	flächendeckende Verdichtungskontrolle	l	Plattenlänge [mm], wobei $l < 0,9 l_{krit}$
FEU	Forty-foot Equivalent Unit	l_{krit}	kritische Plattenlänge
FI	Frostindex	L	Plattenlänge
FWD	Falling Weight Deflectometer; Dynamisches Fallgewichtsgerät	L'	Auflagerlänge (Spannweite) in Längsrichtung [mm]
		LCA	Life Cycle Assessment
GI	Gebrauchswert	LCCA	Life Cycle Cost Analyse
GK	Größtkorn		
GPW	global warming potential	m_x, m_y	Biegemomente
GW	Gesamtwert	m_{xy}	Torsionsmoment
GZG	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	M	Anzahl der Räder an der Vorderachse (in der Regel 2 bzw. 4)
GZT	Grenzzustand der Tragfähigkeit	MDT	Mittler Oberflächentexturtiefe [mm]
h	Dicke der Betondecke [mm]		
h, h_B^*, h_T^*	Ersatzschichtdicken [mm]	n	Bemessungsperiode in Jahren (im Regelfall 30 Jahre für Betondecken)
h_B	Schichtstärke der Betondecke [mm]	N	ertragbare Lastwechsel
h_T	Schichtdicke der Tragschichte [mm]	NLW _{tägl}	durchschnittlich tägliche Normlastwechsel (Übergänge der Normachslast von 100 kN) für den gesamten Querschnitt zum Zeitpunkt der Verkehrsübergabe.
l	Radius der Biegesteifigkeit der Platte		
IRI	International Roughness Index	OB	Straßenoberbeton
JDTLV	jährlich durchschnittlich täglicher Lastverkehr	p_i	Kontaktdruck [N/mm ²]
JDTLV _{ges}	jährlich durchschnittlicher täglicher Lastverkehr (LKW, LKW-ähnliche Fahrzeuge und Busse je 24 Std., alle Tage) für den gesamten Querschnitt zum Zeitpunkt der Verkehrs-	p	Zuwachsrate (%)
		P	Einzelradlast [N]
		PMS	Pavement Management Systemen

q	Sohldruckverteilung	UP	Unterbauplanum
q_x, q_y	Querkräfte		
Q_1	vordere Radlast [kg]	V	Faktor zur Berücksichtigung der Verteilung des Lastverkehrs auf mehrere Richtungsfahstreifen ($V= 1,0$ bei 1 bzw. 2 Richtungsfahstreifen, $V = 0,9$ bei 3 oder mehr Richtungsfahstreifen)
Q_2	hintere Radlast [kg]		
R	Reduktionsfaktoren für Längs- und Querrand		
R	Richtungsfaktor für die Aufteilung des Lastverkehrs auf die Fahrtrichtungen (0,5 bei gleichmäßiger Aufteilung des Lastverkehrs auf beide Fahrtrichtungen)	w	Einsenkung [mm]
r	Radius der äquivalenten Topflast	$w_{i,max}$	maximale Einsenkung des belasteten (Quer-)Fugenrandes [mm]
R_d	der um den Teilsicherheitsbeiwert γ_C gemäß Tab.4.24 verringerte Bemessungswert des Widerstandes	w_{opt}	Optimaler Wassergehalt
		$w_{u,max}$	maximale Einsenkung des unbelasteten (Quer-)Fugenrandes [mm]
		W_C	Ladungsgewicht [kg]
		W_T	Eigengewicht Stapler [kg]
S	Faktor zur Berücksichtigung der Fahrspurverteilung innerhalb des Fahstreifens gemäß den Werten der Tab.4.13	x	Abstand des Betrachtungspunktes am Längsrand zum nächsten Querrand abzüglich 1/3 der Auflagerbreite C
S	der ohne Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen ermittelter Bemessungswert der Schnittgrößen	x_1	Abstand der Plattenecke zur maximalen Spannung [mm]
S_d	der um den Teilsicherheitsbeiwert γ_Q gemäß Tab.4.23 für Einwirkungen vergrößerte Bemessungswert der Schnittgrößen	X_1, X_2, X_T	Abstände [m] gemäß Abb.4-33
SD_{FDVK}	Standardabweichung Verdichtungszuwachs	y	Abstand des Betrachtungspunktes am Querrand zum nächsten Längsrand abzüglich 1/3 der Auflagerbreite C
ST	Stabilisierte Schicht		
ST-Z	mit Zement stabilisierte Tragschichten	z	Zuwachsfaktor unter Berücksichtigung einer jährlichen Zuwachsrate p (%)
ST-T	mit Tragschichtbinder stabilisierte Tragschichten	z_F	Frosteindringtiefe
ST-B	mit Bitumen stabilisierte Tragschichten	ZMV	Zentralmischverfahren
ST-BZ	mit Bitumen und Zement stabilisierte Tragschichten	ZG_{XY}	Zustandsgrößen
SI	Substanzwert	ZW_{XY}	Zustandswerte
t	Schwindtiefe, wird zwischen 40 bis 60 [mm] angesetzt		
TEU	Twenty-foot Equivalent Unit		
T_m	mittlere Tageslufttemperatur in [°C] aus $(T_{max} - T_{min})/2$		
T_o	Temperatur an der Plattenoberseite [°C]		
T_u	Temperatur an der Plattenunterseite [°C]		

