

**Schädigungsmodell für die Hydroabrasionsbeanspruchung
zur probabilistischen Lebensdauerprognose
von Betonoberflächen im Wasserbau**

Zur Erlangung des akademischen Grades eines

DOKTOR-INGENIEURS

von der Fakultät für

Bauingenieur-, Geo- und Umweltwissenschaften
des Karlsruher Instituts für Technologie (KIT)

genehmigte

DISSERTATION

von

Dipl.-Ing. Michael Vogel
aus Wolfhagen

Tag der mündlichen Prüfung:

14.04.2011

Hauptreferent:

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Harald S. Müller

Korreferent:

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Ulrich Diederichs

Karlsruhe 2011

Kurzfassung

Wasserbauliche Anlagen unterliegen vielfältigen last- und umweltbedingten Einwirkungen. Besonders die mechanische Einwirkung auf Betonoberflächen infolge der mit Feststoffen befrachteten Wasserströmung stellt eine maßgebende dauerhaftigkeitsrelevante Beanspruchung dar. Die Folge dieser Beanspruchung ist ein kontinuierlicher Abtrag der Betonoberfläche, der letztendlich die Dauerhaftigkeit und somit auch die Gebrauchstauglichkeit wasserbaulicher Anlagen stark beeinträchtigen kann. Hiermit verbunden sind wiederum hohe Investitionen aufgrund logistisch und materialtechnisch aufwändiger Instandsetzungsmaßnahmen einschließlich der damit anfallenden Betriebsausfallzeiten.

Die Behandlung der Dauerhaftigkeit von Beton vor dem Hintergrund hydroabrasiver Beanspruchungen erfolgte bisher nur ansatzweise. So existierten u. a. Kenntnislücken beim Einsatz wirklichkeitsnaher Prüfverfahren zur Nachahmung des Hydroabrasionsverschleißes, bei der Erfassung der maßgebenden verschleißbestimmenden Festbetonkennwerte sowie bei der Nutzung von Modellen zur Beschreibung des zeitabhängigen Schädigungsfortschritts. Im Rahmen dieser Arbeit wurden diese Fragen aufgegriffen und hierzu Lösungen erarbeitet.

Zur wirklichkeitsnahen Simulation des Hydroabrasionsverschleißes wurde eine Prüfvorrichtung entwickelt, mit der es möglich ist, unter Laborbedingungen mit einem vergleichsweise geringen Zeit- und Materialaufwand statistisch belastbare Versuchsergebnisse zu erzielen. Unter Verwendung dieser Prüfvorrichtung wurden an ausgewählten Betonen umfangreiche Untersuchungen zur Identifikation der verschleißbestimmenden Materialkennwerte durchgeführt. Die Betondruckfestigkeit in Verbindung mit dem dynamischen Elastizitätsmodul stellen geeignete Kennwerte zur Beurteilung des Hydroabrasionsverschleißes dar.

Im Rahmen kennwertabhängiger Verschleißversuche wurde eine solide Datenbasis geschaffen, die dazu diente, ein empirisches Schädigungsmodell herzuleiten. Mit Hilfe dieses Ingenieurmodells kann der zeitabhängige Betonabtrag für verschleißbeanspruchte Betonrandzonen bestimmt werden. Die Implementierung des Schädigungsmodells in ein wahrscheinlichkeitstheoretisches Konzept erlaubt schließlich die ingenieurmäßige Quantifizierung der Bauwerksdauerhaftigkeit. Hierdurch kann mittels einer probabilistischen Lebensdauerprognose die zeitabhängige grenzzustandsbezogene Schädigungswahrscheinlichkeit für verschleißbelastete Betonoberflächen im Wasserbau ermittelt werden. Auf der Grundlage derartiger Prognoseergebnisse ist es nun möglich, eine wirtschaftliche Instandhaltungsplanung für diese Bauwerke zu realisieren.

Abstract

Regarding the durability of hydraulic structures, the mechanical wear of the concrete edge zones represents a key exposure. The solids carried by the water can cause considerable damages, resulting in a progressive destruction of concrete by a continuous material removal. Therefore abrasive wear of concrete in hydraulic structures generally causes a reduction in service life as well as high costs due to necessary repair work and corresponding production downtimes.

In general, the knowledge about abrasive mechanisms of concrete and its time-development is still insufficient. So far, no standardised test method for the realistic verification of the abrasion resistance of concrete exists. Furthermore, the relevant material parameter, which affect the abrasion resistance of concrete are still unknown and there exist no degradation model to forecast the potential abrasive wear damages. Finally, no method for service life design against the background of abrasive wear of concrete is available. These gaps in knowledge have now been closed within the framework of extensive experiments and analytic examinations carried out in this thesis.

In a first step, an appropriate method for testing the abrasion resistance of concrete under realistic conditions was developed and its effectiveness and efficiency was verified in detail. In order to identify the relevant material parameters, which affect the abrasion resistance of concrete, typical hydraulic engineering concretes were investigated in view of their abrasion behaviour. Thereafter the time depended abrasion of concrete has been experimentally analysed in detail including statistical procedures. These results formed the basis for the derivation of a sophisticated degradation model to predict the abrasion resistance of concrete subjected to till-burdened waters. Subsequently the new model was validated applying the results of wear studies performed on real hydraulic structures. With the help of the developed model and the use of elaborated statistical tools, it is now possible to predict quantitatively the service life of hydraulic structures subjected to abrasion loads.

Vorwort

„Alle Modelle sind falsch, aber einige erweisen sich als nützlich“

George Edward Pelham Box

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Massivbau und Baustofftechnologie (IMB) des Karlsruher Instituts für Technologie (KIT). Das Promotionsthema ergab sich zum großen Teil aus der Bearbeitung des vom Bundesministerium für Bildung und Forschung (BMBF) geförderten deutsch-russischen Wolga-Rhein Verbundprojektes.

Mein besonderer Dank gilt Herrn Prof. Dr.-Ing. Harald S. Müller für die fachliche Betreuung der vorliegenden Arbeit. Durch seine wohlwollende Unterstützung, seine wertvollen Ratschläge und seine kritischen Anmerkungen hat er wesentlich zum Gelingen dieser Arbeit beigetragen.

Besonderer Dank gilt auch Herrn Prof. Dr.-Ing. Ulrich Diederichs für die Übernahme des Korreferates und der damit verbundenen Zeit sowie für das entgegengebrachte Interesse an meiner Arbeit.

Herrn Prof. rer. nat. Oliver Kraft sowie Herrn Prof. Dr.-Ing. Dr. h.c. mult. Franz Nestmann und Herrn Prof. Dr.-Ing. Karl Schweizerhof danke ich für die Mitarbeit im Rahmen der Prüfungskommission und die damit einhergehenden Umstände.

Frau Dr. Haroske danke ich für die intensiven fachlichen Diskussionen. Ihre Sachkenntnisse bezüglich der Thematik des Hydroabrasionsverschleißes waren mir eine wertvolle Hilfe. Ebenso bedanke ich mich bei Herrn Dr. Klar vom Institut für Stochastik für die hilfreichen Diskussionen in Bezug auf die statistischen Modellierungen.

Mein Dank gilt nicht zuletzt auch meinen Kolleginnen und Kollegen für die intensiven fachlichen Diskussionen und Hilfestellungen. Für das Engagement bei den zahlreichen experimentellen Untersuchungen bedanke ich mich herzlich bei den Mitarbeiterinnen und Mitarbeitern der Abteilung Baustofftechnologie sowie der Materialprüfungs- und Forschungsanstalt.

Bei meiner Frau Birgit und meinen Kindern Anton, Peter und Anna bedanke ich mich besonders herzlich für die liebevolle Nachsicht und grenzenlose Geduld.

Karlsruhe, Januar 2011

Michael Vogel

Inhaltsverzeichnis

1	Einführung	1
1.1	Problemstellung	1
1.2	Zielsetzung und Vorgehensweise	1
1.3	Aufbau der Arbeit	2
2	Stand der Kenntnisse	3
2.1	Terminologie	3
2.1.1	Tribologie	3
2.1.2	Reibung	3
2.1.3	Verschleiß	3
2.1.4	Gliederung des Verschleißgebietes	4
2.2	Systemanalyse von Verschleißvorgängen	4
2.2.1	Tribologisches System und Struktur	4
2.2.2	Beanspruchungskollektiv	5
2.2.3	Verschleißkennwerte	5
2.3	Tribologische Beanspruchungen im Wasserbau	6
2.3.1	Allgemeines	6
2.3.2	Hydroabrasionsverschleiß im Wasserbau	6
2.3.3	Schäden infolge von Hydroabrasionsverschleiß	7
2.3.4	Beanspruchungsmechanismus	7
2.4	Einflüsse auf Verschleißvorgänge	9
2.4.1	Einfluss des Beanspruchungskollektivs	9
2.4.1.1	Fließgeschwindigkeit	9
2.4.1.2	Beanspruchungsdauer	10
2.4.1.3	Verschleißgut	11
2.4.1.4	Feststoffkonzentration	13
2.4.1.5	Anprallwinkel	14
2.4.1.6	Temperatur	15
2.4.1.7	Konstruktive Einflüsse	15
2.4.2	Betontechnologische Einflüsse	15
2.4.2.1	Gesteinskörnung	16
2.4.2.2	Zementgehalt und -art	18
2.4.2.3	Verbundfestigkeit	19
2.4.2.4	Wasserzementwert	21
2.4.2.5	Zusatzmittel/Zusatzstoffe	22
2.4.2.6	Nachbehandlung/Oberflächenbearbeitung	22
2.4.2.7	Festbetonkennwerte	24
2.4.3	Überblick und Bewertung der Einflüsse	25

2.5	Verschleißprüfmethodik	28
2.5.1	Allgemeines	28
2.5.2	Vorhandene Prüfvorrichtungen	29
2.5.3	Überblick und Bewertung der Prüfvorrichtungen	29
2.6	Erfassung, Beurteilung und Prognose des Betonverschleißes	33
2.6.1	Normen und Regelwerke	33
2.6.2	Ingenieurkonzepte	36
2.6.3	Prognosemodelle	38
2.6.4	Überblick und Bewertung der Methoden	40
2.7	Zusammenfassung	42
2.8	Statistische Methoden	44
2.8.1	Varianzanalyse (ANOVA)	44
2.8.2	Regressionsanalyse	49
2.8.3	Zuverlässigkeitsanalyse	54
2.8.3.1	Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit	54
2.8.3.2	Strenge Lösung	55
2.8.3.3	Momentenmethode	60
2.8.3.4	Zuverlässigkeit 1. Ordnung (FORM)	61
2.8.3.5	Zuverlässigkeit 2. Ordnung (SORM)	63
2.8.3.6	Monte-Carlo-Methode (MCM)	63
3	Experimentelle und statistische Untersuchungen	65
3.1	Überblick	65
3.2	Verschleißprüfvorrichtung	66
3.2.1	Anforderungen an die Prüfvorrichtung	66
3.2.2	Modifizierte Verschleißtrommel	67
3.2.3	Auswahl und Festlegung der Prüfparameter	69
3.3	Vorversuche	72
3.3.1	Ziel der Vorversuche	72
3.3.2	Betonzusammensetzung und Kennwerte	73
3.3.3	Herstellung und Lagerung der Prüfkörper	74
3.3.4	Versuchsumfang der Vorversuche	74
3.3.5	Durchführung der Vorversuche	76
3.3.6	Auswertung und Ergebnisse der Vorversuche	77
3.3.6.1	Variabilität der Messergebnisse	77
3.3.6.2	Einfluss der Versuchswiederholung	84
3.3.6.3	Einfluss der Prüfkörperanordnung	88
3.3.6.4	Folgerungen für die Hauptversuche	90
3.4	Kennwertidentifizierung (Hauptversuche I)	91
3.4.1	Ziel der Hauptversuche I	91
3.4.2	Betonzusammensetzung und Kennwerte	91
3.4.3	Herstellung und Lagerung der Prüfkörper	94
3.4.4	Versuchsumfang der Hauptversuche I	95
3.4.5	Durchführung der Hauptversuche I	96

3.4.6	Auswertung und Ergebnisse der Hauptversuche I	99
3.4.6.1	Variabilität der Kennwerte	99
3.4.6.2	Grafische Analysen	100
3.4.6.3	Regressionsanalysen	104
3.4.6.4	Multivariate statistische Analysen	106
3.4.6.5	Zusammenfassung und Beurteilung der Analysen	114
3.4.6.6	Die verschleißrelevanten Kennwerte	115
3.5	Kennwertabhängiges Verschleißverhalten (Hauptversuche II)	119
3.5.1	Ziel der Hauptversuche II	119
3.5.2	Betonzusammensetzung und Kennwerte	119
3.5.3	Herstellung und Lagerung der Prüfkörper	121
3.5.4	Versuchsumfang der Hauptversuche II	121
3.5.5	Durchführung der Hauptversuche II	124
3.5.6	Auswertung und Ergebnisse der Hauptversuche II	125
3.5.6.1	Verschleiß-Zeit-Verläufe	125
3.5.6.2	Verschleiß-Winkel-Beziehung	129
3.5.6.3	Temperaturverhalten	131
3.6	Zusammenfassung	132
4	Modellierung des Schädigungsfortschritts	133
4.1	Vorgehensweise	133
4.2	Modellentwicklung	134
4.2.1	Beurteilung der Datenbasis	134
4.2.2	Einfluss der Beanspruchungsdauer	135
4.2.3	Einfluss des Materialkennwerts	139
4.2.4	Einfluss der Beanspruchungsenergie	140
4.2.5	Modelloptimierung	143
4.2.6	Einfluss des Anprallwinkels	145
4.2.7	Schädigungsmodell	149
4.3	Modellvalidierung	150
4.3.1	Plausibilitätskontrolle	150
4.3.2	Parameterstudie/Sensitivitätsanalyse	152
4.3.3	Anwendungsgrenzen	153
4.3.4	Alterungseinflüsse	153
4.4	Zusammenfassung	155
5	Probabilistische Lebensdauerprognose	157
5.1	Allgemeines	157
5.2	Deskriptive Verfahren	157
5.3	Probabilistische Verfahren	159
5.3.1	Modelle zur Beschreibung des Schadensverlaufes	161
5.3.2	Statistische Quantifizierung der Modellparameter	161
5.3.3	Schädigungsprozesse und Grenzzustände	161
5.3.4	Zuverlässigkeitskonzept	162

5.3.5	Nutzungsdauer und Zuverlässigkeitsniveau	162
5.3.6	Lebensdauerbemessung	163
5.3.7	Bayessches Updating	164
5.4	Beispiele probabilistischer Lebensdauerprognosen	164
5.4.1	Allgemeines	164
5.4.2	Grenzzustand und Zuverlässigkeitsniveau	165
5.4.3	Statistische Kennwerte	167
5.4.4	Berechnung der zeitabhängigen Bauteilzuverlässigkeit	169
5.4.5	Sensitivitätsanalyse	171
5.4.6	Parameterstudie	171
	5.4.6.1 Betondeckung	171
	5.4.6.2 Fließgeschwindigkeit	173
	5.4.6.3 Feststoffgehalt	175
5.4.7	Bayessches Updating	177
5.5	Zusammenfassung	179
6	Zusammenfassung und Ausblick	181
	Literaturverzeichnis	185
	Anhang	199

Notationsverzeichnis ¹

Lateinische Großbuchstaben

A	Fläche [m ²]
A _c	Fläche des Probenquerschnitts [mm ²]
A _Z	Zementeinflussfaktor [-]
B	Betaverteilung
C _L	Korrekturfaktor [-]
D _i	Cook-Distanz [-]
D _g	Deformationszahl [-]
E	Energie [J/m ³]
E _b	statischer Elastizitätsmodul [N/mm ²]
E _L	dynamischer Elastizitätsmodul (dyn E _L) [N/mm ²]
E _R	Verschleißrate [g/s]
E _{H exp}	Erosionsbetrag [M.-%]
F	Kraft [N]
F ₁	Zementsteinmatrix beschreibende Kenngröße [-]
F _R (x)	Verteilungsfunktion
\hat{F}	Testgröße des F-Tests [-]
G	Grenzzustand
G _F	Bruchenergie [N/m]
H	mittlere Dicke der abgetragenen Betonschicht [cm]
H ₀	Nullhypothese
I	Inspektionsinformationen
K	Betonserie des Kennwertversuches
L	Länge der Kontaktlinie beim Probekörper [mm]
M _k	Materialkennwert 10 ⁶ [N ² /mm ⁴]
N	Gesamtzahl der Realisationen
P	Porosität [%]
P _f	Versagenswahrscheinlichkeit [%]
P _{fU}	Wahrscheinlichkeit des Erreichens des Grenzzustandes [%]
P _{ziel}	Zielversagenswahrscheinlichkeit [%]
R	Korrelationskoeffizient [-]
R ²	Bestimmtheitsmaß [-]
R _m	Rückprallwert (arithmetisches Mittel) [-]
S	Betonabtrag [g/dm ²]
S _m	mittlerer Materialabtrag [dm]
SQ _I	Summe der Abweichungsquadrate der Einzelwerte vom jeweiligen Gruppenmittel
SQ _T	Summe der Abweichungsquadrate aller Einzelwerte vom Gesamtmittel

¹ Eine Mehrfachbedeutung einzelner Symbole wird im Text an den entsprechenden Stellen erläutert

SQ_Z	Summe der Abweichungsquadrate der Gruppenmittel vom Gesamtmittel
MQ_I	Varianz innerhalb der Gruppe
MQ_T	Gesamtvarianz
MQ_Z	Varianz zwischen den Gruppen
T	Zeit [a]
V	Volumen [m ³]
V_F	Strömungsgeschwindigkeit [m/s]
V_R	Volumen der Probe einschließlich Porenraum [cm ³]
V_0	Volumen der Probe ausschließlich etwa vorhandenen Porenraumes [cm ³]
W	Wasservolumen pro m ³ Beton [dm ³ /m ³]
W_{ak}	flächenbezogene kapillare Wasseraufnahme [kg/m ²]
X	Kovariable
Y	Zielvariable

Lateinische Kleinbuchstaben

c	Betondeckung [mm]
d	Beanspruchungstage pro Jahr [d]
d_1, d_2	Seitenmaße eines Querschnitts [mm]
d_s	Durchmesser des Prüfstempels [mm]
e^x	Exponentialfunktion
f_c	Druckfestigkeit [N/mm ²]
f_{cm}	mittlere Druckfestigkeit [N/mm ²]
$f_{cm, cube}$	mittlere Würfeldruckfestigkeit [N/mm ²]
$f_{ct, n}$	Zugfestigkeit [N/mm ²]
$f_{ct, sp}$	Spaltzugfestigkeit [N/mm ²]
$f_{ct, fl}$	Biegezugfestigkeit [N/mm ²]
f_x	Dichtefunktion
$g(x)$	Grenzzustandsgleichung
∇g	Differenzialoperator (Nabla-Operator)
h	Höhe [m]
h_i	Hebelwert der Beobachtung i [-]
i	Anzahl
k	Körnungsziffer [-]
l	Länge [m]
m	Masse [kg]
m_0	Ausgangsmasse des Versuchkörpers [kg]
m_{wak}	Masse des Probekörpers zum jeweiligen Messzeitpunkt [kg]
m_{kd}	Masse der Probekörper nach der Trocknung [kg]
n	Umdrehungszahl [U/min]
p	Gesamtporosität [Vol.-%]
q	Feststoffgehalt im Wasser [kg/m ³]
r	Radius [m]
s	Standardabweichung

$s^2_{y,x}$	Residualvarianz
$s_{y,x}$	Standardschätzfehler
$se(\hat{\beta}_i)$	Standardfehler des Regressionskoeffizienten β_i
t	Zeit [a]
t_G	Bemessungszeitpunkt [a]
\hat{t}	Testgröße des F-Tests [-]
v	Geschwindigkeit [m/s]
w_{24}	Wasseraufnahmekoeffizient nach 24 h [kg/m ² h ^{0,5}]
x	unabhängige Variable
\bar{x}	Mittelwert der unabhängigen Variablen
y	abhängige Variable
\bar{y}	Mittelwert der abhängigen Variablen
\hat{y}	Schätzwert für y
y_i	i-te Beobachtung
y^*	Bemessungspunkt
z	Zementmenge [kg/m ³]

Griechische Buchstaben

α	Anprallwinkel [°]
α_i	Wichtungsfaktor [-]
β	Zuverlässigkeitsindex [-]
β_{HL}	Zuverlässigkeitsindex nach Hasofer und Lind [-]
β_c	Zuverlässigkeitsindex nach Cornell [-]
β_i	i-ter Regressionskoeffizient
$\hat{\beta}$	Schätzwert des Regressionskoeffizienten
β_{oz}	Oberflächenzugfestigkeit [N/mm ²]
$\beta_{Wm28/56}$	mittlere Würfeldruckfestigkeit nach 28/56 Tagen [N/mm ²]
$cal \beta_{W200}$	die durch die Regressionsgerade der Schallgeschwindigkeit zugeordnete, auf den Würfel mit 200 mm Kantenlänge bezogene Druckfestigkeit in [N/mm ²]
Γ	Regressionskoeffizient [-]
Δp	Druckdifferenz [Pa]
Δc	Vorhaltemaß [mm]
Δm	Masseverlust [g]
δ	partiell
$\dot{\delta}$	Verformungsgeschwindigkeit [mm/s]
ε	Dehnung [-]
$\hat{\varepsilon}$	Residue (Schätzung für ε)
η	normierter Betonabtrag [g/dm ²]
θ	Randwinkel [°]
θ_i	i-te Regressionskoeffizient [-]
λ	Versuchstechnisch ermittelter Materialparameter
μ	Koeffizient zur Berücksichtigung der Zeit des Abreibens von Beton- elementen [-]

v	Querkontraktionszahl [-]
ρ	Dichte [kg/m ³]
ρ_0	Reindichte der Probe [kg/m ³]
ρ_B	Rohdichte des Betons [g/cm ³]
ρ_R	Trockendichte der Probe [kg/m ³]
σ	Standardabweichung
$\hat{\sigma}$	Schätzwert der Standardabweichung
σ^2	Varianz
$\hat{\sigma}^2$	Schätzwert der Varianz
σ_0	Oberflächenspannung des Quecksilbers [N/m]
φ	bezogener Winkel [°]
τ	Faktor zur Berücksichtigung des Anprallwinkels α [-]
$\Phi(\cdot)$	Verteilungsfunktion der Standardnormalverteilung

Indizes

α	Bezugswinkel α
a	adjusted
B	Beton
ber	berechneter Wert
dyn	dynamisch
eff	effektiv
el	elastisch
exp	Exponential
f	failure
HG	Quecksilber
i	i-ter Wert
L	Longitudinalwelle
min	Minimalwert
max	Maximalwert
o	oben
OZ	Oberflächenzug
p	prediction
R	Regressionsanalyse
T	Tiefe
tr	Trocken
u	unten
update	Aktualisierung
V	Varianzanalyse
vorh	vorhandener Wert
0	Ausgangszeitpunkt
24	nach 24 Stunden
28	im Alter von 28 Tagen
90°	Bezugswinkel 90°

+	Summiert
zp	Zementpaste

Abkürzungen

ACI	American Concrete Institute
ADCP	Acoustic Doppler Current Profiler
AIC	Akaike's Informationskriterium
ANOVA	Analysis of Variance
ASTM C	American Society for Testing and Materials – Concrete
BAW	Bundesanstalt für Wasserbau
BMBF	Bundesministerium für Bildung und Forschung
BVV	Beton für die Vorversuche
CIF	Capillary Suction – Internal damage and Freeze thaw Test
D	Deterministische Verteilung
DAfStb	Deutscher Ausschuss für Stahlbeton
DIN	Deutsches Institut für Normung
DVWK	Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau e.V.
fib	fédération internationale du béton
FORM	First Order Reliability Method
gg	Gesteinskörnungsgemisch
GfT	Gesellschaft für Tribologie
HOZ	Hochofenzement
HS	hoher Sulfatwiderstand
IMB	Institut für Massivbau und Baustofftechnologie
KQ	kleinste Quadrate
KIT	Karlsruher Institut für Technologie
L	Lage (in der Trommel)
LN	Lognormalverteilung
LP	Luftporen
MCM	Monte-Carlo-Methode
MPA	Materialprüfungs- und Forschungsanstalt
MQ	Mittlere Quadratische Abweichung
MSS	erklärte Streuung
NH	niedrige Hydratationswärme
N	Normalverteilung
PZ	Portlandzement
RSS	nicht erklärte Streuung
SSY	Gesamtstreuung
sa	sandarm
Fa.	Firma
r. F.	relative Luftfeuchte
SORM	Second Order Reliability Method
SR	Schwellenradius

sr	sandreich
Var	Varianz
VF	Verteilungsfunktion
W	Wiederholung
XM	Expositionsklasse „Verschleiß“
XF	Expositionsklasse „Frostangriff“
w/z-Wert	Wassorzementwert [-]
za	Zementart
Zem.	Zementgehalt
ZTV-W	Zusätzliche technische Vorschriften – Wasserbau

Kapitel 1

Einführung

1.1 Problemstellung

Im Bereich des Wasserbaus stellt der Hydroabrasionsverschleiß eine wesentliche dauerhaftigkeitsrelevante Beanspruchung dar. Insbesondere bei Wasserbauwerken ist die Problematik der Schäden an Betonoberflächen infolge von Verschleißbeanspruchungen seit langem bekannt. Dort verursachen im Wasser mitgeführte Feststoffe einen hohen Betonabtrag und sorgen damit für einen zunehmenden Instandhaltungsaufwand.

Der Kenntnisstand über den zeitabhängigen Schädigungsfortschritt verschleißbeanspruchter Betonoberflächen und die ihn bestimmenden Parameter ist bis heute ungenügend. Ebenso existiert derzeit noch kein genormtes Prüfverfahren, mit dem es möglich ist, die komplexen Vorgänge beim Hydroabrasionsverschleiß, so wie sie in der Wasserbaupraxis vorzufinden sind, wirklichkeitsnah abzubilden. Des Weiteren liegt kein geeignetes Schädigungsmodell vor, mit dessen Hilfe eine Abschätzung des Schädigungsfortschrittes an verschleißbeanspruchten Betonoberflächen vorgenommen werden kann.

Vor dem Hintergrund zukünftig notwendiger Instandsetzungsmaßnahmen an Wasserbauwerken wäre gerade solch ein Modell besonders hilfreich. Die Wirtschaftlichkeit von Instandsetzungsmaßnahmen bei Betonbauwerken wird maßgebend vom gewählten Instandsetzungszeitpunkt und der ausgewählten Instandsetzungsart bestimmt. Durch die Nutzung wirklichkeitsnaher Schädigungsmodelle in Kombination mit der Anwendung wahrscheinlichkeitstheoretischer Methoden ist es möglich, den Zeitpunkt und den Aufwand für Instandsetzungsmaßnahmen unter Beachtung der geplanten Nutzungsdauer zu optimieren. Ferner besteht die Möglichkeit, Wasserbaubetone optimal zusammenzusetzen und die Lebensdauer bzw. Restlebensdauer verschleißgefährdeter Betonbauteile bestehender Anlagen der wasserwirtschaftlichen Nutzung realitätsnah abzuschätzen.

1.2 Zielsetzung und Vorgehensweise

Die wesentlichen Ziele dieser Arbeit sind die Entwicklung einer Prüfvorrichtung zur wirklichkeitsnahen Nachahmung des Hydroabrasionsverschleißes an Betonoberflächen, die Identifizierung der maßgebenden verschleißrelevanten Materialkennwerte sowie die darauf aufbauende Herleitung eines Schädigungsmodells. Dieses Modell bildet die wesentliche Grundlage zur probabilistischen Lebensdauerprognose verschleißbeanspruchter Betonbauteile im Wasserbau.

Im Rahmen dieser Arbeit wurde zunächst die Herstellung einer geeigneten Prüfvorrichtung zur Nachahmung des Hydroabrasionsverschleißes im Wasserbau vorgenommen. Anschlie-

ßend wurde innerhalb der Voruntersuchungen die Funktionstüchtigkeit dieser Vorrichtung mittels statistischer Methoden eingehend überprüft. Unter Verwendung der entwickelten Verschleißprüfvorrichtung konnten an typischen Wasserbaubetonen systematisch abgestimmte Versuche zur zielsicheren Identifikation der verschleißdominierenden Materialkennwerte durchgeführt werden. Unter der Variation der nunmehr bekannten Materialkennwerte sowie der Beanspruchungsenergie konnte im Rahmen weiterer Versuche der kennwertabhängige Betonverschleiß systematisch erfasst werden. Die dabei gewonnenen Ergebnisse bildeten die Datenbasis zur Herleitung eines geeigneten Schädigungsmodells, dessen Einflussgrößen statistisch modelliert wurden. Die Validierung des entwickelten Schädigungsmodells erfolgte in einem ersten Ansatz anhand von Literaturdaten. Abschließend wurden unter Verwendung des Modells probabilistische Lebensdauerprognosen verschleißbeanspruchter Betonoberflächen im Wasserbau exemplarisch durchgeführt.

1.3 Aufbau der Arbeit

Das **Kapitel 1** beinhaltet eine kurze Einführung in die Thematik und die Zielsetzung der Arbeit und erläutert kurz die gewählte Vorgehensweise. Im **2. Kapitel** wird eine umfassende Literatursichtung vorgenommen. Hierbei wird die Terminologie des Forschungsgebiets aufgezeigt und die wesentlichen systembedingten und materialtechnologischen Einflussparameter des Betonverschleißes herausgearbeitet und bewertet. Ferner findet eine umfangreiche Darstellung und kritische Bewertung der wichtigsten Prüfmethode zur wirklichkeitsnahen Simulation hydroabrasiver Verschleißbeanspruchung von Betonoberflächen statt. Schließlich werden Methoden und Berechnungsansätze zur Beurteilung des Hydroabrasionsverschleißes von Beton beleuchtet. Zusammenfassend kann eine Formulierung der noch offenen wissenschaftlichen Fragen vorgenommen werden. Zusätzlich werden in diesem Kapitel die statistischen Methoden aufgezeigt, die innerhalb dieser Arbeit angewandt wurden. **Kapitel 3** umfasst die Entwicklung und den Bau einer geeigneten Prüfvorrichtung zur wirklichkeitsnahen Simulation des Hydroabrasionsverschleißes, sowie die statistischen Untersuchungen zur Sicherstellung der Funktionsfähigkeit der Prüfvorrichtung. Ebenso wird innerhalb dieses Kapitels die Identifizierung der maßgebenden verschleißrelevanten Materialkennwerte vorgenommen und die Datenbasis hinsichtlich des kennwertabhängigen Verschleißverhaltens des Betons erstellt. Auf der Grundlage dieser Datenbasis wird im **4. Kapitel** ein empirische Schädigungsmodell hergeleitet und verifiziert. Abschließend werden im **5. Kapitel** mit Hilfe des entwickelten Modells probabilistische Lebensdauerprognosen für den Fall eines verschleißgefährdeten Betonbauteils exemplarisch durchgeführt. Dabei finden die baupraktischen Randbedingungen, die im Bereich des Wasserbaus und der Betontechnologie vorzufinden sind, entsprechend Berücksichtigung. Die **Zusammenfassung** sowie der **Ausblick** für weiterführende Forschungstätigkeiten beschließen diese Arbeit. Das **Literaturverzeichnis** und der **Anhang** bieten die Möglichkeit vertiefender Betrachtungen zu den einzelnen Themen dieser Arbeit.

Kapitel 2

Stand der Kenntnisse

2.1 Terminologie

2.1.1 Tribologie

Die Tribologie beschäftigt sich mit der wissenschaftlichen Beschreibung von Reibung, Verschleiß, Schmierung und der Entwicklung von Technologien zur Optimierung von Reibungsvorgängen. Gemäß dem Arbeitsblatt 7 der Gesellschaft für Tribologie [78] ist *„Tribologie die Wissenschaft und Technik von aufeinander einwirkenden Oberflächen in Relativbewegung. Sie umfasst das Gesamtgebiet von Reibung und Verschleiß, einschließlich Schmierung und schließt entsprechende Grenzflächenwechselwirkungen sowohl zwischen Festkörpern als auch zwischen Festkörpern und Flüssigkeiten oder Gasen ein.“*

2.1.2 Reibung

Gemäß [78] wird Reibung als eine Wechselwirkung zwischen sich berührenden Stoffbereichen von Körpern definiert, die einer Relativbewegung sich berührender Oberflächen entgegenwirkt. Aufgrund der Wechselwirkung ist zur Aufrechterhaltung der Bewegung eine Energie erforderlich. Diese Energie wird zwischen den Elementen übertragen und von kinetischer Energie in andere Energieformen umgewandelt. Eine der Auswirkungen dieser Energieumwandlung ist der Verschleiß.

2.1.3 Verschleiß

Die Definition des Begriffs Verschleiß lautet [78]: *„Verschleiß ist der fortschreitende Materialverlust aus der Oberfläche eines festen Körpers, hervorgerufen durch mechanische Ursachen, d. h. Kontakt und Relativbewegung eines festen, flüssigen oder gasförmigen Gegenkörpers.“* Der Begriff Verschleiß wird sowohl für den Vorgang des Verschleißes als auch für das Ergebnis verwendet. Die Verschleißmechanismen beinhalten die beim Verschleißvorgang ablaufenden physikalischen und chemischen Prozesse. Die sich durch Verschleiß ergebenden Veränderungen der Oberfläche eines Körpers und die Art und Form der entstandenen Verschleißpartikel werden als Verschleißerscheinungsformen bezeichnet, siehe Tabelle 2.1.

Tabelle 2.1: Verschleißmechanismen und Verschleißerscheinungsformen [78]

Verschleißmechanismus	Verschleißerscheinungsform
Adhäsion	Fresser, Löcher, Kuppen, Schuppen, Materialübertrag
Abrasion	Kratzer, Riefen, Mulden, Wellen
Oberflächenzerrüttung	Risse, Grübchen
Tribochemische Reaktion	Reaktionsprodukte (Schichten, Partikel)

Zu beachten ist, dass bei jedem Verschleißvorgang verschiedene Verschleißmechanismen wirksam werden können. Somit können sich bei ein und derselben Verschleißart unterschiedliche Verschleißerscheinungsformen ergeben.

2.1.4 Gliederung des Verschleißgebietes

Die Verschleißvorgänge werden üblicherweise nach der Art der tribologischen Beanspruchung und der beteiligten Stoffe der Systemstruktur in verschiedene Verschleißarten unterteilt. In der Regel treten mehrere Verschleißarten und -mechanismen in Kombination auf. Die Gliederung des Verschleißgebietes nach Art der tribologischen Beanspruchung ist in der Tabelle A-2.1 im Anhang zusammengestellt.

2.2 Systemanalyse von Verschleißvorgängen

Reibung und Verschleiß sind Systemeigenschaften [36, 121]. Im Gegensatz zu den Werkstoffkennwerten, wie z. B. die Druckfestigkeit, resultiert der unter tribologischen Beanspruchungen auftretende Verschleiß aus dem Zusammenwirken sämtlicher am Verschleißvorgang beteiligten Elemente. Verschleißvorgänge können somit nur durch systembezogene Verschleißkennwerte beschrieben werden [78]. Zur genauen Erfassung der tribologischen Beanspruchung eines technischen Systems ist eine detaillierte Systemanalyse des vorliegenden Verschleißvorganges unabdingbar. Zur Systemanalyse eines Verschleißvorganges gehören die nachfolgend aufgeführten Arbeitsschritte:

- I. Kennzeichnung der technischen Funktion des Tribosystems
- II. Angabe des Belastungskollektivs
- III. Kennzeichnung der Struktur eines Tribosystems durch
 - die am Verschleiß beteiligten Elemente
 - die relevanten Eigenschaften der Elemente
 - die Wechselwirkung der Elemente
- IV. Angabe der Verschleißkennwerte

Es ist empfehlenswert eine Systemanalyse für verschiedene Beanspruchungszeitpunkte vorzunehmen, da Verschleißvorgänge prinzipiell dynamische, zeitabhängige Vorgänge darstellen.

2.2.1 Tribologisches System und Struktur

Tribologische Systeme werden anhand ihrer Funktion und Struktur vollständig charakterisiert. Die hauptsächliche Funktion tribologischer Systeme besteht in der Umsetzung von mechanischer Energie und Stoffen, wobei diese Umsetzung über die Systemstruktur des Tribosystems erfolgt [32, 78]. Die grundlegenden Bestandteile eines Tribosystems sind der Grundkörper (1), der Gegenkörper (2), der Zwischenstoff (3) und das Umgebungsmedium (4), siehe Bild 2.1. Während Grund- und Gegenkörper in jedem tribologischen System zu finden sind, kann der Zwischenstoff fehlen und im Vakuum sogar das Umgebungsmedium. Festkörper oder Partikel können als Gegenkörper und damit als zweiter Verschleißpartner auftreten. Der Zwi-

schenstoff und das Umgebungsmedium befinden sich zwischen oder um den Grund- und Gegenkörper und können verschleißmindernde bzw. -steigernde Wirkungen ausüben.

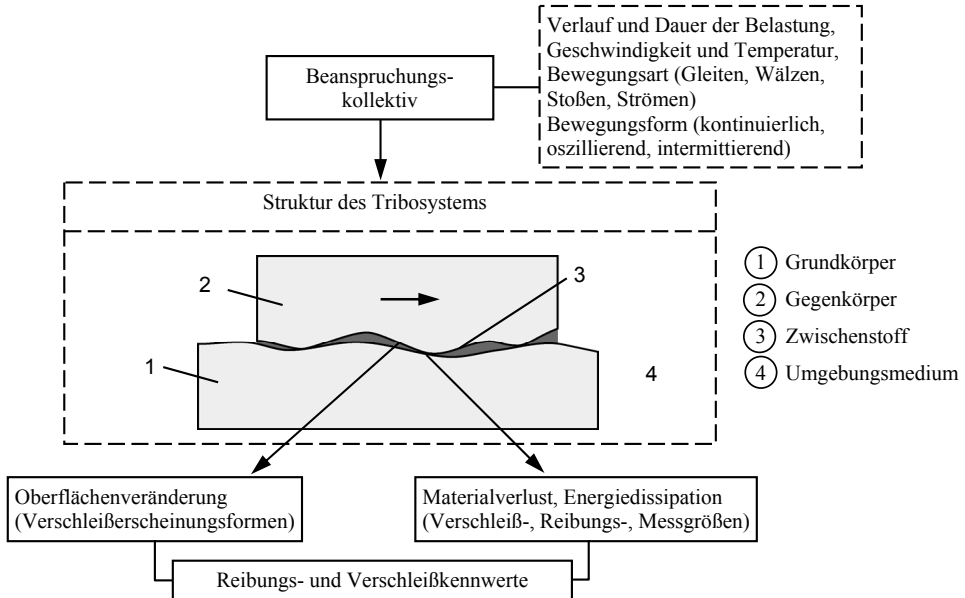


Bild 2.1: Schema eines tribologischen Systems [78]

Die Wechselwirkungen zwischen den Elementen Grund- und Gegenkörper werden durch den Zustand des Kontaktes, der Reibung und der Verschleißmechanismen beschrieben. Inwieweit die Fläche zur Zeit der Verschleißbeanspruchung ausgebildet ist, d. h. ob diese trocken, rau oder geschmiert ist, beeinflusst im großen Maße die Wechselwirkung der Elemente.

2.2.2 Beanspruchungskollektiv

Das Beanspruchungskollektiv umfasst die Bewegungsform und den zeitlichen Bewegungsablauf sowie die technisch-physikalischen Beanspruchungsparameter. Die elementaren Bewegungsformen, die beim Verschleißvorgang auftreten können, sind Gleiten, Rollen, Stoßen, Strömen und deren Überlagerungen. Der zeitliche Bewegungsablauf dieser Bewegungsformen kann kontinuierlich, oszillierend und/oder intermittierend sein. Die beim Verschleißvorgang vorhandenen physikalisch-technischen Parameter sind durch die Größen Normalkraft, Geschwindigkeit, Temperatur und Beanspruchungsdauer gegeben.

2.2.3 Verschleißkennwerte

Der in einem tribologischen System auftretende Verschleiß wird durch das Einwirken des Beanspruchungskollektivs auf die Struktur des Tribosystems bestimmt und ist somit durch systemspezifische Verschleißkennwerte auszudrücken. Die Verschleißkennwerte unterteilen sich in Verschleißerscheinungsformen und Verschleißmessgrößen. Die Änderung der Gestalt oder Masse eines verschleißbeanspruchten Körpers wird mittels Verschleißmessgrößen beschrieben, die in direkte, bezogene und indirekte Verschleißmessgrößen unterschieden werden.

Während die direkten Verschleißmessgrößen die Gestalt- oder Masseänderung eines verschleißenden Körpers angeben, kennzeichnen die indirekten Messgrößen die Dauer, innerhalb der ein verschleißender Körper seine Funktionsfähigkeit verliert. Bezogene Verschleißmessgrößen werden aus den direkten Messgrößen abgeleitet, indem sie auf geeignete Größen bezogen werden.

2.3 Tribologische Beanspruchungen im Wasserbau

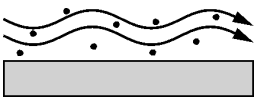

2.3.1 Allgemeines

Die wesentlichen an wasserbaulichen Anlagen vorzufindenden tribologischen Beanspruchungen sind Flüssigkeitserosion, Tropfenschlagerosion, Kavitationserosion und Hydroabrasionsverschleiß [93, 111]. Unter Erosion (auch Strömungsverleiß) werden Verschleißarten verstanden, bei denen der Grundkörper mit Flüssigkeiten oder Gasen, in denen auch Feststoffe vorhanden sein können, beansprucht wird. Tribologische Beanspruchungen im Wasserbau vermindern generell die Funktionsfähigkeit von wasserbaulichen Anlagen aus Beton [85, 86, 106, 142]. Betroffene Betonbauwerke sind u. a. befestigte Gerinne, Schleusen, Wehre, Tosbecken, Zu- und Ableitungen im Wasserkraftbau, Brückenpfeiler und Rohrleitungen [1, 26, 66, 110]. Insbesondere bei Hochwasserereignissen kann die mechanische Beanspruchung eines Betonbauteils innerhalb kürzester Zeit so erheblich sein, dass die Betriebssicherheit des Bauwerks nicht mehr gewährleistet werden kann [12, 19, 112].

2.3.2 Hydroabrasionsverschleiß im Wasserbau

Erfolgt der Verschleiß an Oberflächen durch harte Körper oder Partikel, die in einer strömenden Flüssigkeit mitgeführt werden, wird von Hydroabrasionsverschleiß oder Hydroabrasivverschleiß gesprochen [32, 51, 78]. Beim Hydroabrasionsverschleiß kann ein schleifender/rollender oder ein stoßender/prallender Verschleiß oder eine Mischung aus beiden Verschleißarten vorliegen, siehe Tabelle 2.2.

Tabelle 2.2: Verschleißarten im Wasserbau [184], modifiziert

Systemstruktur	Tribologische Beanspruchung		Verschleißart	Beispiel
Festkörper, Flüssigkeit, Feststoffe	Strömen		Hydro- abrasionsverschleiß	befestigte Gerinne, Wehre, Tosbecken
	Strömen, Stoßen	$\alpha = \text{Anstrahlwinkel}$ $0^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ 		

Die Beurteilung, in welchem Umfang ein Bauteil verschleißgefährdet ist, erfordert die Kenntnis über die wesentlichen Einflussfaktoren aus der Umweltbeanspruchung, die auf das Wasserbauwerk einwirkt. Dazu zählen u. a. der Abfluss und die Fließgeschwindigkeit, die Art, Größe und Menge der im Wasser mitgeführten Feststoffe sowie die strömungstechnischen Randbedingungen, die sich aus den konstruktiven Details der wasserbaulichen Anlage ergeben [111, 145, 189, 190].

2.3.3 Schäden infolge von Hydroabrasionsverschleiß

Die aus der Verschleißbeanspruchung im Wasserbau resultierenden Schäden bzw. Schadensbilder sind sehr vielfältig und lassen nach genauer Schadensanalyse i. d. R. auf die wesentlichen Mechanismen der Beanspruchung schließen. Die durch Hydroabrasionsverschleiß verursachten Schäden reichen vom oberflächlichen Verschleiß der Betonrandzone über Freilegung bzw. Zerstörung der Bewehrung bis hin zum Abtrag des Betons in Tiefen von mehreren Dezimetern [131, 151]. Insbesondere Flussbauwerke, Wildbachverbauungen, Geschiebeumleitstollen, Grundablässe, Wehranlagen und Wasserfassungen unterliegen hohen mechanischen Belastungen [111]. An diesen Bauwerken ist z. T. mit hohen Strömungsgeschwindigkeiten des Wassers in Kombination mit erheblichem Feststofftransport zu rechnen. Die Bilder A-2.1 bis A-2.9 im Anhang zeigen exemplarisch typische verschleißbedingte Schäden bei wasserbaulichen Anlagen.

2.3.4 Beanspruchungsmechanismus

Hydroabrasionsverschleiß bei Betonoberflächen im Wasserbau tritt als Kombination schleifender/rollender und stoßender Beanspruchung auf [64, 82, 91, 111]. Hierbei umfasst der Hydroabrasionsverschleiß bei Betonoberflächen mehrere Schädigungsphasen [127, 149]. Ein Erklärungsmuster für den Beanspruchungsmechanismus beim Hydroabrasionsverschleiß im Flusswasserbau liefern Jacobs et al. [111] am Beispiel einer mit Feststoffen umströmten Betonsohle. Im Moment des Aufpralls des Feststoffes auf die Betonsohle erfolgt eine mechanische Energieeinleitung in die Betonoberfläche, die einen in die Tiefe fortschreitenden Betonabtrag zur Folge hat, siehe Bild 2.2, Schädigungsphasen Nr. 1), 2) und 3).

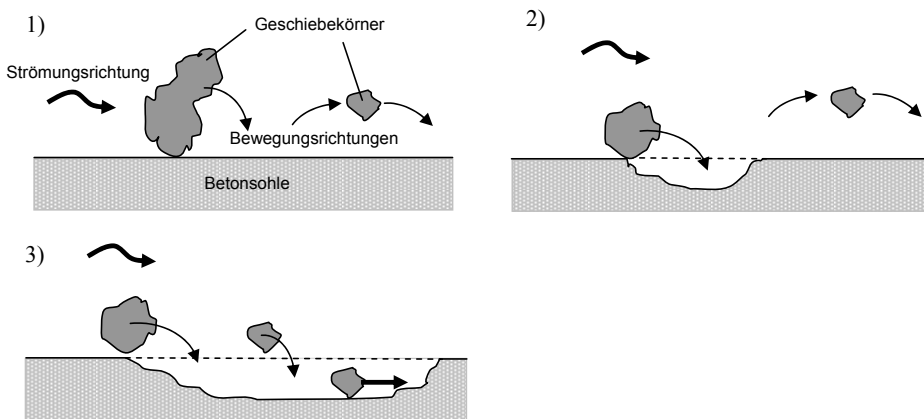


Bild 2.2: Initial- und Folgeschäden an einer Betonsohle durch Geschiebekörner [111]

Die genaue Bestimmung der Partikelbewegung im Wasser, d. h. die Beschreibung der Partikelbahn und des Anprallwinkels auf einen Grundkörper, ist praktisch nicht durchführbar, so dass hierüber statistische Aussagen getroffen werden müssen [184].

Das Modell von Huovinen [107] liefert einen weiteren Ansatz zur Verdeutlichung des Beanspruchungsmechanismus bei hydroabrasiver Beanspruchung des Betons, siehe Bild 2.3. Die Grundlage für dieses Modell bildet das Belastungskollektiv bei Meeresbauwerken in arktischen Regionen. Bei dieser Art des Erosionsverschleißes wird der Beton durch das im Wasser befindliche Eis beansprucht, wobei auch hier mit schleifenden und prallenden Verschleiß gerechnet werden muss.

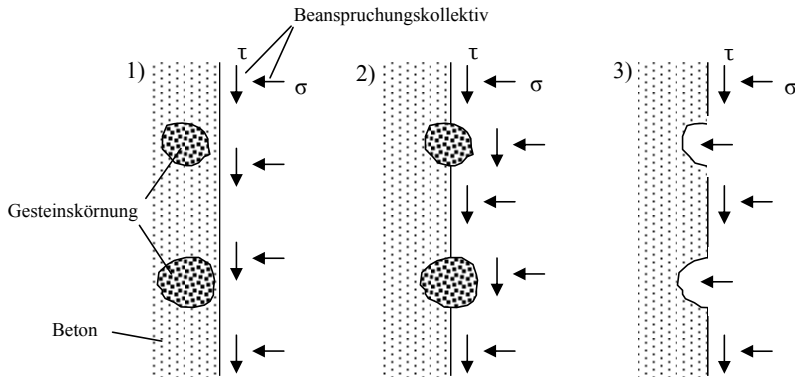


Bild 2.3: Beanspruchungsmechanismus am Beton infolge von Eisbeanspruchung [107]

Wie in Bild 2.3 zu sehen ist, kann der Beanspruchungsmechanismus in drei Phasen unterteilt werden. Innerhalb der ersten Schädigungsphase wird die Betonoberfläche infolge der auftretenden Normal- und Tangentialspannungen aus Schleif- und Prallbeanspruchung belastet, wobei die Zementmatrix in der Randzone abgetragen wird. Hier spielt die Widerstandsfähigkeit der oberflächennahen Bereiche der Betonbauteile eine entscheidende Rolle. Die kombinierte Belastung der Zementsteinmatrix und der freigelegten größeren Gesteinskörner findet in der zweiten Schädigungsphase statt. Hier werden die Gesteinskörner insbesondere durch die prallende Belastung aus ihrem Verbund gelöst. Aber auch die Entmörtelung des die Gesteinskörner umschließenden Zementsteins führt zu einem Herauslösen der groben Körner. In der dritten Phase bieten die kraterartigen Vertiefungen weitere Angriffsfläche, so dass die Zementsteinmatrix bis zu den nächsten groben Körnungen relativ schnell abgetragen wird. Ab diesem Zeitpunkt findet ein Wechsel bzw. eine Überlagerung aus zweiter und dritter Schädigungsphase statt, wobei der Betonverschleiß bis in tiefer liegende Schichten fortschreitet.

Insbesondere im Beton vorhandene Risse, Ansätze oder Fugen bieten dem Verschleißgut eine optimale Angriffsfläche, so dass im Gegensatz zu einer intakten Betonoberfläche der Schädigungsprozess deutlich schneller voranschreiten kann [110, 111, 128].

2.4 Einflüsse auf Verschleißvorgänge

2.4.1 Einfluss des Beanspruchungskollektivs

Der Verschleiß von Betonoberflächen wird maßgeblich von der Fließ- bzw. Strömungsgeschwindigkeit, der Feststoffmenge im Wasser, dem Anprallwinkel des Feststoffes und der Feststoffhärte und -form bestimmt. Nachfolgend wird auf diese systembedingten Einflüsse eingegangen.

2.4.1.1 Fließgeschwindigkeit

Die Fließgeschwindigkeit des Wassers ist ein wesentlicher Parameter der Verschleißbelastung des Betons im Wasserbau. Generell nimmt bei zunehmender Fließgeschwindigkeit des feststoffbefrachteten Wassers die Verschleißbelastung des Betons zu [83, 94, 112, 192]. Mit der Änderung der Fließgeschwindigkeit und damit auch der Geschwindigkeit des Verschleißgutes ändert sich zudem die Art der Beanspruchung (Schleif/Roll- bzw. Prallverschleiß). Die Änderung der Fließgeschwindigkeit des Wassers verändert die Menge der im Wasser mitgeführten Feststoffe [1, 91, 110]. Erhöht sich die Wassergeschwindigkeit, werden innerhalb des Geschiebeguts größere Körner transportiert, siehe Bild 2.4. Die Angaben aus Bild 2.4 sind lediglich als Anhaltswerte zu sehen, da weitere Einflussgrößen (z. B. Wassertiefe, Sohlenebenheit) hierbei nicht berücksichtigt werden.

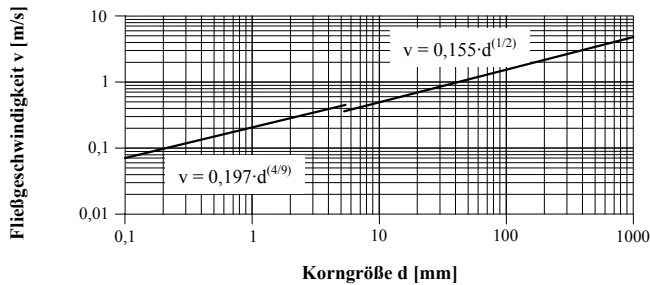


Bild 2.4: Einfluss zwischen Fließgeschwindigkeit und Partikelgröße des transportierten Feststoffes [1, 91]

Grundsätzlich besteht ein Unterschied zwischen der Fließgeschwindigkeit der Feststoffanteile und der Geschwindigkeit des strömenden Wassers [16]. Aufgrund der nur sehr schwer zu ermittelnden Verschleißgutgeschwindigkeit kann als erste Näherung die Fließgeschwindigkeit des Wassers mit der Geschwindigkeit der Feststoffe im Wasser gleichgesetzt werden [111]. Die Ermittlung der Fließgeschwindigkeit erfolgt u. a. über hydrometrische Messflügel oder mittels ADCP-Verfahren (Acoustic Doppler Current Profiler) und wird von einer Vielzahl von Faktoren beeinflusst [130, 146, 166, 178].

Röhnisch & Vollmer [158] untersuchten experimentell den Hydroabrasionsverschleiß des Betons und kamen zu dem Ergebnis, dass die Fließgeschwindigkeit einen maßgebenden Verschleißparameter darstellt. Unter Verwendung eines Rotationstellers, auf dem sich ein Feststoff-Wasser-Gemisch befand, konnte über die Regelung der Umlaufgeschwindigkeit (von 0,6

bis 10,0 m/s) sowohl eine rollende bzw. gleitende als auch eine stoßende bzw. prallende Beanspruchung nachgeahmt werden. Bei Geschwindigkeiten bis 1,0 m/s wurde vorwiegend eine rollende bzw. gleitende Verschleißbeanspruchung erzeugt. Ab Geschwindigkeiten von 1,0 m/s wird die rollende bzw. gleitende Beanspruchung durch eine stoßende bzw. prallende ergänzt. Bei Geschwindigkeiten über 2,50 m/s überwiegt der Stoß- bzw. Prallverschleiß.

Die Untersuchungen von Helbig & Horlacher [94, 95] zeigten, dass der Energiegehalt eines Feststoff transportierenden Wasserkörpers eine Potenzfunktion höheren Grades der auftretenden Fließgeschwindigkeit ist. Hierbei wird die kinetische Energie des sich bewegenden und mit Feststoffen befrachteten Wasserkörpers betrachtet. Hennig [96] führte an ebenen Plattenwerkstoffen umfangreiche Prallverschleißversuche unter Verwendung einer Druckstrahlanlage durch. Beim Bestrahlen der Platten aus Glas, Aluminium, Gummi und Plexiglas zeigte sich, dass bei einer Zunahme der Verschleißstoffgeschwindigkeit um eine Zehnerpotenz der Materialverschleiß um etwa drei Zehnerpotenzen ansteigt.

Eine signifikante Abhängigkeit der Verschleißrate von der Strömungs- bzw. Feststoffgeschwindigkeit ist von Hu et al. [108] bei der Untersuchung des Verschleißverhaltens eines mit Stahlfasern verstärkten Betons festgestellt worden. Die Verschleißbeanspruchung des Betons wurde mit Hilfe eines modifizierten Hochdruckwasserstrahlgerätes mit Feststoffzugabe erzeugt. Der Einfluss der Strömungsgeschwindigkeit V_F auf die Verschleißrate \dot{E}_R wird mit dem Ansatz nach Gleichung 2.1 abgebildet. Der Geschwindigkeitskoeffizient n weist Werte größer als 2 auf.

$$\dot{E}_R \sim V_F^n \quad (2.1)$$

Die umfangreichen Verschleißversuche von Bania [14] und Horszczaruk [102] an Betonwürfel und -zylindern ergaben, dass der Masseverlust der beanspruchten Betonkörper mit Zunahme der Geschwindigkeit, mit der die Probekörper durch ein Wasser/Feststoff-Gemisch bewegt wurden, deutlich anstieg.

Gutacker [84] und Schröder [165] führten Verschleißuntersuchungen an verschiedenen metallischen und nichtmetallischen Werkstoffen durch. Dabei zeigte sich eine starke Abhängigkeit der Verschleißwerte von der Geschwindigkeit. Gutackers [84] Verschleißversuche an Stahlrohren ergaben zudem, dass der Materialverschleiß stärker ansteigt als es dem Quadrat der Geschwindigkeit entspricht. Die Ergebnisse der Strahlversuche mit Feststoff/Wasser-Suspensionen an Stahl- bzw. Aluminiumwerkstoffen belegen ebenfalls den Einfluss der Geschwindigkeit der Verschleißpartikel auf den Materialverschleiß [184].

2.4.1.2 Beanspruchungsdauer

Die Stärke des Materialverschleißes ändert sich mit der Dauer der Beanspruchung. Insbesondere beim Verschleiß von Betonoberflächen lassen sich in Abhängigkeit von der Belastungszeit verschiedene Verschleißphasen detailliert feststellen. Im Verschleiß-Zeit Diagramm gemäß Bild 2.5 werden prinzipiell drei charakteristische Bereiche unterschieden: Erstens der Einlaufverschleiß, mit abnehmender Verschleißgeschwindigkeit, zweitens der Verschleiß im

Beharrungszustand, mit konstanter Verschleißgeschwindigkeit und drittens der progressive Verschleißverlauf, mit zunehmender Verschleißgeschwindigkeit bis zum Ausfall des beanspruchten Bauteils.

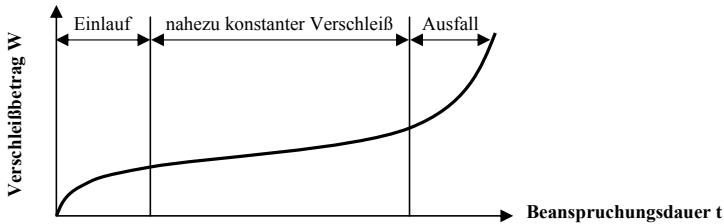


Bild 2.5: Verschleißbetrag in Abhängigkeit von der Beanspruchungsdauer [32, 36]

Bania [14], Ghafoori [79, 80], Haroske [90, 91], Pat & Reinhardt [145], Röhnisch & Vollmer [158] und Sadegzadeh [161] machten bei ihren Verschleißversuchen an Betonprüfkörpern unabhängig voneinander ähnliche Beobachtungen: Der anfängliche Anstieg des Betonverschleißes (Einlaufverschleiß) wird geringer und ist in der folgenden Verschleißzeit annähernd konstant (Verschleiß im Beharrungszustand), siehe Bild 2.6.

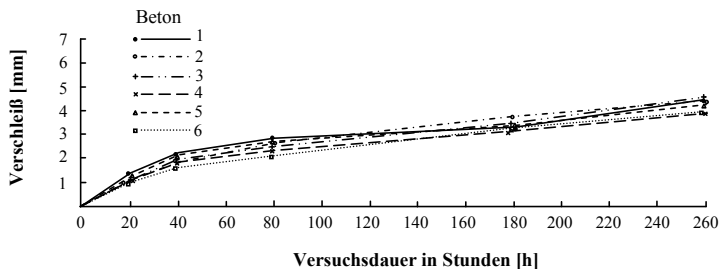


Bild 2.6: Verschleiß-Zeit-Verläufe für verschiedene Betone [145]

Dieses zeitabhängige Verschleißverhalten des Betons ist darauf zurückzuführen, dass innerhalb der ersten Phase der Verschleiß von der äußeren Betonschicht, d. h. vornehmlich von der Zementsteinmatrix, bestimmt wird. Ist diese Schicht abgerieben, werden sukzessive die widerstandsfähigeren Gesteinskörner im Beton beansprucht, so dass ein relativ gleichmäßiger Betonabtrag mit verminderter Abtragsrate stattfindet.

2.4.1.3 Verschleißgut

Der Verschleiß einer beanspruchten Werkstoffoberfläche (Grundkörper) wird im Wesentlichen von der Verschleißkornart und -durchmesser, Kornhärte und Scharfkantigkeit des Verschleißguts beeinflusst [150]. Natürlicher Verschleißgut bzw. Geschiebegut im fließenden Gewässer besteht vorwiegend aus Granit, Gneis, Basalt, Diabas und Quarz [90, 91]. Beim Verschleißvorgang unterliegt das Verschleißgut selbst einer Zerstörung, was eine fortschrei-

tende Zerkleinerung des abgerundeten Geschiebes zur Folge hat. Somit kann auch im Unterstrom eines Fließgewässers mit scharfkantigem Verschleißgut gerechnet werden.

Die Untersuchungsergebnisse von Kunterding [121] mit dem Verschleißtopf-Verfahren verdeutlichen, dass insbesondere die Kornform den Verschleiß der Betonoberfläche maßgebend beeinflusst. Je eckiger und scharfkantiger das Verschleißgut ist, desto stärker wirkt sich der Verschleiß auf die Betonoberfläche aus. Bei der Verwendung von scharfkantigem Verschleißgut (Splitt) konnte im Gegensatz zu runden Körnern (Kies) eine Verschleißerhöhung auf mehr als das Doppelte festgestellt werden.

In der Arbeit von Wellinger & Uetz [193] wurden Gleit-, Spül- und Strahlverschleißversuche durchgeführt, die im Ergebnis auf eine deutliche Abhängigkeit zwischen Kornhärte und Materialverschleiß schließen lassen. Darüber hinaus wurde der Einfluss der Korngröße und -form des Verschleißgutes auf den Materialverschleiß nachgewiesen.

Hennig [96] zeigte im Rahmen seiner Prallverschleißversuche mittels Strahlverfahren an Plattenwerkstoffen aus Glas, Aluminium und Gummi, dass sowohl die Kornform als auch die Korngröße maßgeblich den Materialverschleiß beeinflussen. Der relative Einfluss der Kornform und -größe wird wiederum vom Anstrahlwinkel beeinflusst. Während bei geringen Anstrahlwinkeln der Materialverschleiß bei kantigen und kugelförmigen Körnern annähernd gleich verläuft, dominiert der Verschleiß durch kugelförmige Körner im Bereich großer Winkel. Dies ist auf die stärkere Ausbreitung einer Kontaktfläche beim Aufprall des kugelförmigen Verschleißgutes auf den Grundkörper zurückzuführen. Hierdurch lassen sich leichter Verschleißfragmente durch Spröbruch herauslösen. Demgegenüber wird der Verschleiß durch den Korndurchmesser bei geringem Anstrahlwinkel stärker beeinflusst als bei senkrechter Beanspruchung. Hierfür sind die durch große Körner beanspruchten Gleitflächen und der damit verbundenen Zunahme der erzeugten Schubspannungen im Material verantwortlich.

Haroske [91] untersuchte unter Verwendung einer Verschleißtrommel den Einfluss verschiedener Verschleißgutarten und -größen auf den Hydroabrasionsverschleiß bei Betonen, die unterschiedliche Festigkeit aufwiesen, siehe Bild 2.7.

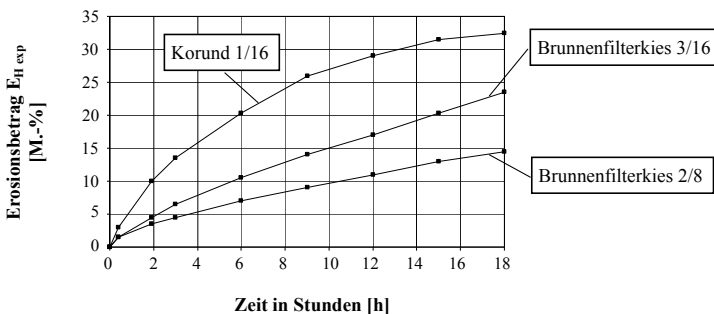


Bild 2.7: Erosionsbeträge eines Betons mit der Druckfestigkeit von 50 N/mm^2 in Abhängigkeit verschiedener Verschleißgutarten und -größen [91]

Im Rahmen dieser Versuche wurden die Betonprüfkörper durch Verschleißgut aus Brunnenfilterkies (Härte 7 nach Mohs) und Korund (Härte 9 nach Mohs) beansprucht, wobei die Korngröße innerhalb der Brunnenfilterkiese variierte, siehe Bild 2.7. Während der scharfkantige und besonders harte Korund eine rasche Zerstörung der Betonproben verursachte, war das Verschleißgut aus Brunnenfilterkies der Fraktion 2/8 mm kaum in der Lage, die freigelegten größeren Gesteinskörner aus ihrer Einbettung in der Zementsteinmatrix herauszulösen.

2.4.1.4 Feststoffkonzentration

Ein verstärkter Werkstoffverschleiß ist mit zunehmendem Wasser/Feststoff-Verhältnis zu erwarten. Somit ist auch die Feststoffkonzentration im Fließgewässer ein maßgebender Parameter zur Beurteilung der Stärke einer hydroabrasiven Beanspruchung.

Hu et al. [108] untersuchten u. a. den Einfluss des Feststoffgehaltes im Wasser auf die Beständigkeit verschleißbelasteter Betone, siehe Bild 2.8. Hierbei wurden Betone mittels eines Hochdruckwasserstrahlgeräts, das ein Wasser/Sand-Gemisch mit unterschiedlichen Feststoffgehalten (von 5 % bis 25 %) ausströmte, unter verschiedenen Anprallwinkel beansprucht. Wie aus Bild 2.8 zu erkennen ist, ist eine deutliche Abhängigkeit zwischen Wasser/Feststoff-Gehalt und Verschleißrate festzustellen.

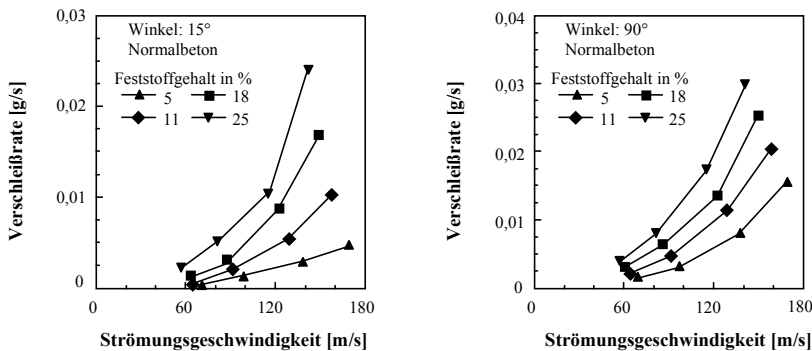


Bild 2.8: Beziehung zwischen Strömungsgeschwindigkeit, Feststoffgehalt, Anprallwinkel und Verschleißrate [108]

Beim Einsatz des Sandstrahl-Verfahrens machte Kunterding [121] die Beobachtung, dass bei Erhöhung der Strahlgutmenge von 600 g/min auf 900 g/min eine Verschleißzunahme des Betons von etwa 20 % zu verzeichnen ist. Bei weiterer Erhöhung der Strahlgutmenge auf 1200 g/min ist wiederum eine Verschleißabnahme zu beobachten, die darauf zurückzuführen ist, dass eine gegenseitige Behinderung der Strahlgutpartikel eintritt. Die Untersuchungsergebnisse von Schröder [165] mit einer Quarzsand/Wasser-Suspension zeigen ebenfalls signifikante Abhängigkeiten zwischen der Partikelkonzentration im Wasser und den gemessenen Verschleißgrößen an den beanspruchten nichtmetallischen Werkstoffen.

2.4.1.5 Anprallwinkel

Die Verschleißbeanspruchung von Werkstoffen wird vom Anprallwinkel beeinflusst, unter welchem das Verschleißgut auf den beanspruchten Werkstoff auftrifft. Bei einem geringen Anprallwinkel erfolgt vorwiegend schleifender Verschleiß, mit zunehmendem Winkel tritt eine Kombination aus Schleif- und Prallverschleiß auf, bis der Prallverschleiß bei einem Winkel von nahezu 90° überwiegt. Die Stärke des Einflusses des Anprallwinkels ist vom jeweiligen verschleißbelasteten Werkstoff abhängig [193]. Während ein harter Werkstoff bei kleinen Beanspruchungswinkeln (vorwiegend Schleifverschleiß) widerstandsfähiger ist als weiches Material, erweist sich bei vorwiegender Prallbelastung ein duktiler Werkstoff als verschleißbeständiger [32].

Kunderding [121] beleuchtete den Einfluss des Anprallwinkels bei Portlandzement- und Hochofenzementbetonen mit und ohne Faserbewehrung unter Anwendung des Sandstrahl-Verfahrens. Für die dabei verwendeten Betone konnte der maximale Betonverschleiß bei einem Anprallwinkel von ca. 75° festgestellt werden, siehe Bild 2.9.

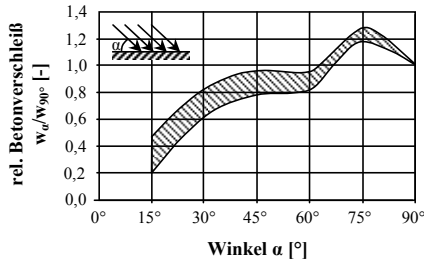


Bild 2.9: Einfluss des Anprallwinkels auf den Betonverschleiß [121]

Den Einfluss des Winkels in Bezug auf die Verschleißintensität elastischer und spröder Werkstoffe überprüften Wellinger & Uetz [193] ebenfalls mit dem Sandstrahlverfahren. Hierbei konnte gezeigt werden, dass bei zunehmender Werkstoffhärte das ermittelte Verschleißmaximum mit größeren Anstrahlwinkeln verbunden ist.

Die Ergebnisse der Verschleißversuche von Wahl [191] an harten metallischen Körpern mit dem Sandstrahlverfahren zeigen, dass ein Verschleißmaximum bei einem Anprallwinkel von etwa 40° bis 50° zu verzeichnen ist. Die Ergebnisse der Untersuchungen von Hennig [96] an vorwiegend nichtmetallischen Werkstoffen bestätigen diesen werkstoffabhängigen Einfluss des Anprallwinkels des Verschleißgutes auf den Materialverschleiß. Für spröde Werkstoffe ist der Verschleiß bei einem Winkel von 90° am größten und nimmt mit kleiner werdendem Winkel ab. Bei einem Winkel von 90° ist beim elastischen Werkstoff Gummi der verursachte Verschleiß gering. Er steigt mit kleiner werdendem Anstrahlwinkel und erfährt sein Maximum bei ca. 17°.

Bei reiner Stoßbelastung war ebenfalls der Einfluss des Stoßwinkels auf den Betonverschleiß nachweisbar, wie Höcker [100] im Rahmen seiner Verschleißversuche an Normalbetonen und

faserbewehrten Betonen ermitteln konnte. Hierbei wurde festgestellt, dass bei faserbewehrten Betonen der Winkeleinfluss deutlich ausgeprägter als bei den Normalbetonen war.

Bania [14] bestätigte im Rahmen seiner umfangreichen Verschleißversuche ebenfalls den Einfluss des Anprallwinkels auf den Betonverschleiß. Seine Versuche an Betonwürfeln ergaben, dass der größte Verschleiß dann auftritt, wenn die Betonoberflächen mit einem Winkel von etwa 50° zum Feststoff/Wasser-Gemisch ausgerichtet wurden.

2.4.1.6 Temperatur

Ein Temperatureinfluss auf den Materialverschleiß ist im Wesentlichen bei metallischen Werkstoffen und bei Kunststoffen vorzufinden [184]. Im Gegensatz dazu ist das Verschleißverhalten des Betons im Bereich witterungsbedingter Temperaturschwankungen nahezu temperaturunabhängig [111].

Die temperaturabhängigen Verschleißversuche (bis 200°C) von Kunterding [121] zeigten einzeln einen Einfluss der Umgebungstemperatur auf das Verschleißverhalten des Betons. Während bei dem Verschleißtopf-Verfahren bei Temperaturzunahme stellenweise eine Verschleißabnahme des beanspruchten Betons zu erkennen war, ergaben die Sandstrahlversuche bei einer Temperaturzunahme von 20°C auf 100°C eine Verschleißsteigerung um etwa 20%, die sich bei zusätzlicher Erhöhung der Temperatur auf 200°C kaum noch änderte.

2.4.1.7 Konstruktive Einflüsse

Ergänzend zu den bisher genannten Einflussfaktoren auf den Beton bzw. Werkstoffverschleiß ist an dieser Stelle die konstruktive Ausbildung wasserbaulicher Anlagen zu nennen, die einen Einfluss auf den Hydroabrasionsverschleiß des Betons ausübt [111, 124, 131, 169]. Im Zuge eingehender Schadensanalysen an verschleißbeanspruchten Tosbecken wurde offensichtlich, dass ein Teil der Schäden auf die konstruktive Gestaltung der Tosbecken zurückzuführen war [86]. Beispielsweise führte die Anordnung einer zu hohen Endschwelle dazu, dass im Wasser vorhandenes Geschiebe nicht abgeführt werden konnte und infolge der daraus resultierenden rotierenden Bewegung des Verschleißstoffes die Betonoberfläche im Tosbecken massiv abgetragen wurde.

Generell ist zur Abminderung hydroabrasiver Belastung von Betonoberflächen bei Wasserbauwerken eine strömungstechnisch günstige Formgestaltung anzustreben [158, 169]. So sind beispielsweise eckige oder konkave Konstruktionen sowie Sprünge und Versätze im umströmten Bauwerksbereichen zu vermeiden. Eine weitere Möglichkeit stark verschleißbeanspruchten Beton zu schützen, liegt in der Auskleidung der Betonoberflächen mit z. B. Schmelzbasaltplatten, Natursteinen, Stahlplatten oder Sonderwerkstoffen (Faserverbundwerkstoffe), [106, 111, 131].

2.4.2 Betontechnologische Einflüsse

Hinsichtlich betontechnologischer Einflüsse hängt der Widerstand des Betons gegenüber einer hydroabrasiven Beanspruchung im Wesentlichen von der Art, Form und Festigkeit der

Gesteinskörnung, der Sieblinie, der Art und Festigkeit der Zementsteinmatrix, dem Verbund zwischen Gesteinskörnung und Zementsteinmatrix sowie von der Nach- und Oberflächenbehandlung des Betons ab. Zu beachten ist, dass der Einfluss der betontechnologischen Einflussparameter auf den Betonverschleiß stark von der Art der tribologischen Beanspruchung abhängt. Bei kombinierter Schleif-/Prallbeanspruchung kann prinzipiell keine einzelne Werkstoffeigenschaft isoliert benannt werden, die primär für den Verschleißwiderstand verantwortlich ist [165].

2.4.2.1 Gesteinskörnung

Bei Normalbetonen ist der Verschleißwiderstand des Zementsteins i. d. R. geringer als der des Gesteinskorns. Dementsprechend beeinflusst die Gesteinskörnung die Verschleißbeständigkeit des Betons im besonderen Maß. Zur Herstellung verschleißbeständiger Betone werden insbesondere sand- und hohlraumarme Kornzusammensetzungen empfohlen [66, 82, 86, 87].

Generell nimmt mit zunehmendem Gesteinsgrößtkorn im Beton der Widerstand gegenüber einem schleifenden Verschleiß zu [1, 91, 111, 143]. Bei stoßender bzw. prallender Beanspruchung nimmt die Verschleißbeständigkeit des Betons mit zunehmendem Größtkorn ab. Die genannten Eigenschaften überlagern sich bei kombinierter schleifender und stoßender Beanspruchung des Betons. Mit zunehmendem Größtkorn der Gesteinskörnung häufen sich die gesteintechnischen Fehlstellen und die spezifische Oberfläche des Gesteinskörnungsgemischs sinkt. Dies hat eine Störung des Verbundes zwischen Gesteinskörnung und Zementstein zur Folge [111, 157]. Aus diesem Grund wird empfohlen, das Größtkorn der Gesteinskörnung auf 32 mm bzw. 16 mm zu begrenzen [82, 91, 157, 196].

Bei den Untersuchungen von Dhir et al. [38] erwiesen sich die hergestellten Betone bei einer Kombination aus schleifender bzw. stoßender Beanspruchung, sowohl bei der Verwendung kleiner (5 mm) als auch großer (40 mm) Gesteinskörner, als nicht ausreichend verschleißwiderstandsfähig. Lediglich im Bereich mittlerer Körnungen zwischen 10 bis 20 mm Korngröße wurde ein relativ geringer Verschleiß erzielt. Die Verschleißversuche mit der Unterwasseremethode von Liu [126] ergaben, dass die untersuchten Betone mit einem Größtkorn > 13 mm geringeren Verschleiß aufweisen als vergleichbare Betone mit einem Größtkorn ≤ 5 mm.

Soll das Verschleißverhalten des Betons verbessert werden, wird generell die Verwendung gebrochener Gesteinskörnung empfohlen [196]. Im Vergleich zwischen Betonen mit und ohne gebrochenem Sand erwiesen sich bei Versuchen mit schleifender Belastung die Betone mit dem gebrochenen Material als widerstandsfähiger [81]. Die Stoßverschleißversuche von Höcker [100] zeigten, dass bei stoßendem Belastungskollektiv die Verwendung gebrochener Gesteinskörnung den Verschleißwiderstand des Betons deutlich erhöht.

Die Gesteinskörnung im Beton sollte möglichst hart bzw. hart und zäh sein [2, 196]. Ist das Gestein zu hart, besteht die Gefahr eines Sprödbruches bei einer prallenden Beanspruchung. Kann demnach nicht von einer ausschließlich schleifenden Belastung ausgegangen werden, ist die Zähigkeit der Gesteinskörnung im beanspruchten Beton ein entscheidender verschleißrelevanter Faktor [143]. Überwiegt sogar die stoßende bzw. prallende Belastungskomponente,

ist der Einsatz schlagfester Gesteinskörnung mit einem geringen Elastizitätsmodul vorteilhaft [82, 100].

Ein verschleißbeständiger Beton wird erzielt, wenn das Gestein mindestens die Härte 6 (nach Mohs) besitzt und eine Mindestfestigkeit von 150 N/mm^2 aufweist. Hierbei ist die Abriebfestigkeit der groben Gesteinskörnung ausschlaggebend. Zur Erhöhung des Verschleißwiderstandes im Mörtelbereich sollte die Gesteinskörnung bis 4 mm Korngröße aus Quarz oder aus Stoffen gleicher Härte bestehen [82, 157, 196].

Die Ergebnisse der Untersuchungen von Haroske [91] deuten darauf hin, dass harte Gesteinskörnung prinzipiell die Widerstandsfähigkeit gegenüber Hydroabrasionsverschleiß erhöht. Allerdings ist die Verwendung von Hartstoffen im Beton nur dann zu empfehlen, wenn die Festigkeit der Zementsteinmatrix auch entsprechend erhöht wird.

Untersuchungen von Kiliç et al. [117] an unterschiedlichen Gesteinen (Gabbro, Basalt, Quarz, Kalk- und Sandstein) lassen darauf schließen, dass insbesondere die Gesteinhärte den Betonverschleißwiderstand beeinflussen. Die jeweilige Gesteinhärte hängt wiederum maßgeblich von der Gesteinsart ab [121, 122, 126, 173]. Die Verwendung natürlicher (Basalt/Diabas) und synthetischer Gesteinskörnung (Fayalit/Spinnelle) ermöglicht die Entwicklung von hochverschleißfestem Beton, der beim österreichischen Wasserkraftwerk Langkampfen (Tirol) zum Einsatz kam [194]. Anhand umfangreicher Verschleißversuche konnte Liu [126] nachweisen, dass der Erosionsbetrag bei Betonproben unmittelbar von der Art bzw. der Härte der verwendeten Gesteinskörnung abhängig ist. Aus Bild 2.10 ist ersichtlich, dass mit zunehmender Gesteinhärte – ausgehend von Kalkstein bis zum Flint – der Verschleißwiderstand zunimmt.

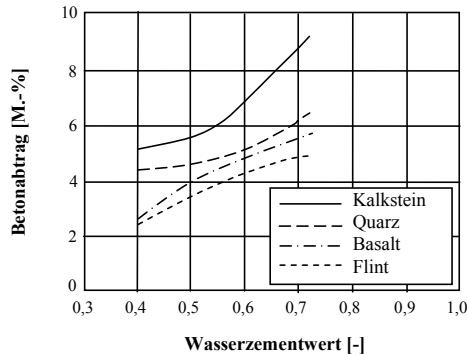


Bild 2.10: Zusammenhang zwischen Wasserzementwert und Betonabtrag bei unterschiedlichen Gesteinskörnungsarten [126]

Bezüglich der Kornzusammensetzung zur Erzielung verschleißbeständiger Betone ist eine Sieblinie im Bereich A bzw. bei Ausfallkörnungen zwischen Sieblinie U und B zu wählen [82, 157, 196]. Gemäß DIN 1045-2 [42] soll das Gesteinskörnungsgemisch möglichst grobkörnig sein. Des Weiteren sollen die Gesteinskörner eine gedrungene Form aufweisen und eine mäßig raue Oberfläche besitzen. Bei vorwiegend stoßender Beanspruchung erweisen sich

Betone mit stetiger Sieblinie als Verschleißwiderstandsfähiger als Betone mit Ausfallkörnungen.

Bei Kunterding [121] ergaben die Verschleißuntersuchungen, dass sich sandärmere Betone als verschleißresistenter erwiesen als Betone mit sandreicher Zusammensetzung. Verantwortlich hierfür ist die volumenmäßige Zunahme der Mörtelmatrix bei Erhöhung der Feinstoffanteile im Beton. Generell ist zwischen sandarmen bzw. sandreichen Betonen ein unterschiedliches Verschleißverhalten festzustellen. Die grobe Gesteinskörnungsgemische sandarmer Betone weisen einen geringeren Abstand auf als es bei sandreichen Betonen der Fall ist. Sandreiche Betone bieten einer hydroabrasiven Belastung größere Angriffsflächen, die aus der verschleißschwächeren Mörtelmatrix bestehen.

Haroske [91] beleuchtete ebenfalls den Einfluss der Kornzusammensetzung auf den Hydroabrasionsverschleiß von Betonoberflächen. Im Ergebnis dieser Untersuchungen wurde der geringste Verschleiß bei Betonen mit Sieblinien A, AB und U mit einem Größtkorn ≥ 16 mm erzielt. Betone mit den Sieblinien B und C mit einem Größtkorn < 8 mm zeigten demgegenüber die größten Erosionsbeträge. Des Weiteren konnten Haroske [91] sowie Pat & Reinhardt [145] einen wesentlichen Einfluss auf die Verschleißbeständigkeit des Betons hinsichtlich des Verhältnisses der volumenbezogenen Komponenten Zement und Gesteinskörnung feststellen. Ebenso ist die Relation aus Zement- und Gesteinskörnungsfestigkeit für den Verschleißwiderstand verantwortlich.

2.4.2.2 Zementgehalt und -art

Gemäß DIN EN 206-1 [55] und DIN 1045-2 [42] werden Mindestzementgehalte zur Herstellung verschleißbeständiger Betone vorgeschrieben, damit eine ausreichende Festigkeit und Dichtigkeit des Zementsteins sichergestellt wird. Ergänzend zu diesen Bestimmungen werden in den ZTV-W LB 219 [205] zusätzliche Anforderungen an den erforderlichen Mindestzementgehalt gestellt.

Für die Expositionsklasse XM1 und XM2 werden Mindestzementgehalte von 300 kg/m^3 , bei der Exposition XM2 und XM3 Zementgehalte von 320 kg/m^3 gefordert. Gemäß [82, 157] soll der Zementgehalt bei einem Größtkorn von 32 mm mindestens 300 kg/m^3 oder 320 kg/m^3 betragen. Andererseits muss der Zementstein, der i. d. R. als die verschleißempfindliche Komponente im Beton angesehen werden kann, möglichst gering gehalten werden, so dass bei einem Größtkorn von 32 mm der Zementgehalt nicht größer als 350 kg/m^3 sein sollte [196].

Die Ergebnisse der umfangreichen Verschleißversuche von Haroske [90, 91] zeigten keinen signifikanten Zusammenhang zwischen Zementmenge und Verschleißbeständigkeit des Betons, siehe Bild 2.11. Hierbei erwiesen sich Betone mit Zementmengen kleiner als 300 kg/m^3 und größer als 320 kg/m^3 als hoch verschleißbeständig, was im Gegensatz zu den normativen Empfehlungen steht. Anzumerken ist, dass bei diesen Versuchen der Zementleimgehalt und der Wasserzementwert variiert wurden. Bezüglich der Kornverteilung wurden zudem unterschiedliche Sieblinien angewandt.

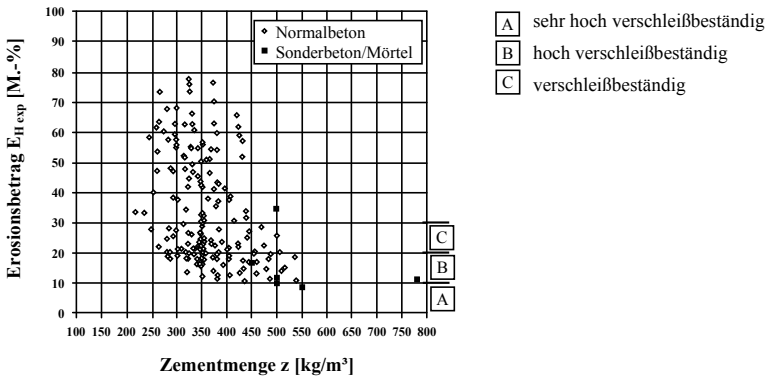


Bild 2.11: Zusammenhang zwischen Erosionsbetrag $E_{H,exp}$ und der Zementmenge z [91]

Bei der Anwendung des Verschleißtopf- und Sandstrahl-Verfahrens identifizierte Kunterding [121] einen deutlichen Einfluss der Zementart auf den Verschleißwiderstand des Betons. Gegenüber Betonen aus Hochofenzement zeigten sich Portlandzementbetone als deutlich widerstandsfähiger gegenüber einer Verschleißbeanspruchung. Dagegen erwies sich der Einfluss der Zementart auf den Betonverschleiß bei Verwendung der Schleifscheibe nach Böhme [50] als nicht signifikant.

Die von Haroske [90, 91] bei den Verschleißversuchen mit der Verschleißtrommel eingesetzten Portlandzementbetone erzielten im Gegensatz zu den Hochofenzementbetonen geringere Erosionsbeträge. Der Grund hierfür liegt vermutlich in der besseren Haftung zwischen Zementsteinmatrix und Gesteinskornoberfläche im Fall der Portlandzementbetone.

Ist mit Hydroabrasionsverschleiß und dem damit verbundenen kombinierten Schleif- und Prallverschleiß zu rechnen, sollte der Einsatz von Portlandzementen dem der Hochofenzemente vorgezogen werden [142]. Bei massigen Betonbauteilen, wie sie im Wasserbau vorzufinden sind, ist es möglich, den verschleißbeanspruchten Randbeton entsprechend mit Zementen CEM I oder CEM II herzustellen und CEM III-Zemente beim Kernbeton einzusetzen. Hierbei wird der Einsatz unterschiedlicher Betone innerhalb eines Bauteils als „zonierte Bauweise“ bezeichnet [74, 197].

2.4.2.3 Verbundfestigkeit

Wie bereits im Kapitel 2.3.4 beschrieben wurde, spielt beim Hydroabrasionsverschleiß, insbesondere bei prallender bzw. stoßender Beanspruchung des Betons, die Verbundfestigkeit zwischen Gesteinskörnung und Zementsteinmatrix eine wesentliche Rolle. Beim Hydroabrasionsverschleiß entstehen in der Verbundzone zwischen Gesteinskörnung und Zementsteinmatrix Haftzug- und Scherspannungen. Infolge dieser Spannungszustände entstehen Mikrorisse in der Verbundzone, die zu einem Versagen des Haftverbundes führen [91, 127, 149].

Der Haftverbund zwischen Gesteinskörnung und Zementstein wird im Wesentlichen durch die Übergangszone zwischen Gesteinskorn und Zementsteinmatrix bestimmt [143, 201, 202]. Die Kontakt- bzw. Übergangszone zwischen Zementstein und Gesteinskörnung weist im Gegensatz zur intakten Zementsteinmatrix größere Hydratationsprodukte, größere Porenräume und eine höhere Porosität auf [157, 201], siehe Bild 2.12. An der Oberfläche des Gesteinskornes befindet sich eine 2 bis 3 μm dicke Kontaktschicht, die aus senkrecht zum Korn stehenden Kalziumhydroxidkristallen besteht. Diese grenzt an eine ca. 20 μm starke Zwischenschicht an, die ihrerseits den Übergang zum dichteren Zementstein bildet. Bei gleichem Hydratationsgrad ist die Permeabilität der Übergangszone wesentlich größer als die des angrenzenden Zementsteins [157].

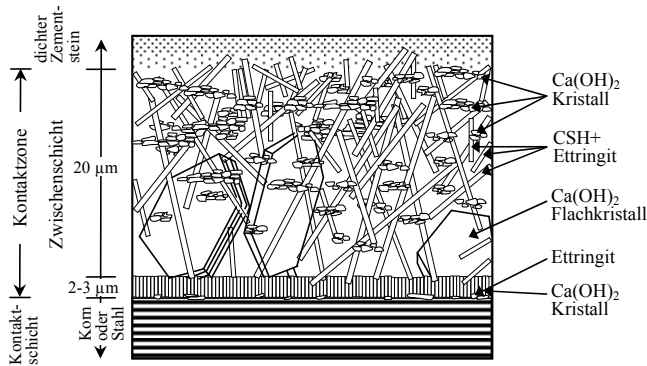


Bild 2.12: Schematische Darstellung des Aufbaus der Übergangszone zwischen Zementstein und Gesteinskörnung [201]

Untersuchungen ergaben, dass Betone mit höheren Wasserzementwerten porösere Zwischenschichten aufwiesen, sich jedoch keine strukturellen Veränderungen innerhalb der Kontaktschicht ergaben. Weiterhin zeigten sich bei der Verwendung von Portlandzement- und Hochofenzementbetonen keine Unterschiede in der Struktur der Kontaktzone. Allerdings weist die Kontaktschicht beim Hochofenzementbeton eine geringere Dicke als bei Portlandzementbeton auf [201]. Die Verbundfestigkeit innerhalb der Kontakt- bzw. Übergangszone kann durch die Zugabe puzzolanisch reagierender Stoffe (z. B. Silikastaub) erheblich verbessert werden [157, 196].

Desov [35] und Sasse [163] entwickelten Modelle zur Berechnung der Haftzugfestigkeit zwischen Gesteinskorn und Zementsteinmatrix. Wesentliche Einflussgrößen bei diesen Modellen sind die Zugfestigkeit der Matrix, die Spaltzugfestigkeit der Gesteinskörnung sowie die Elastizitätsmoduln von Matrix und Gesteinskörnung. Gemäß [143, 196] wird die Verbundfestigkeit zwischen Matrix und Gesteinskörnung maßgeblich von der Oberflächenbeschaffenheit des Gesteins, der Kornform und -größe sowie von der Gesteinstextur bestimmt. Darüber hinaus wird die Haftfestigkeit auch von der mineralogischen Zusammensetzung des Gesteinskorns beeinflusst.

2.4.2.4 Wasserzementwert

Der Einfluss des Wasserzementwertes auf die Verschleißbeständigkeit des Betons zählt zu den wichtigsten verschleißrelevanten Faktoren. Aus diesem Grund ist bei der Betonherstellung ein entsprechend geringer Wasserzementwert anzustreben, da hierdurch eine geringe Porosität des Zementsteins zu erwarten ist und ein besserer Verbund zwischen Zementstein und Gesteinskörnung erzielt werden kann [82, 176, 196]. In Bezug auf die Sicherstellung der Verschleißbeständigkeit des Betons werden in der DIN EN 206-1 [55] bzw. DIN 1045-2 [42] Maximalwerte für den zulässigen Wasserzementwert in Abhängigkeit von der entsprechenden Expositionsklasse (XM) angegeben. Bei einer mäßigen Verschleißbeanspruchung (XM1 bis XM2) wird ein Wasserzementwert von 0,55, bei sehr starkem Verschleiß (XM2 bis XM3) ein Wert von 0,45 vorgeschrieben [42]. Betone mit besonders hoher Stoßbeanspruchung sollten Wasserzementwerte $\leq 0,45$ aufweisen [100].

Haroske [91] ermittelte lediglich eine tendenzielle Abhängigkeit zwischen Erosionsbetrag und Wasserzementwert. Bei diesen Verschleißversuchen wurden neben dem Wasserzementwert auch der Zementgehalt sowie die Art der Sieblinie variiert.

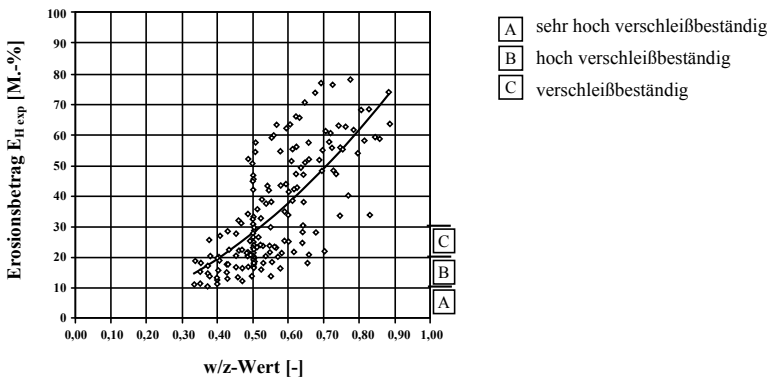


Bild 2.13: Zusammenhang zwischen Wasserzementwert und Erosionsbetrag $E_{H,exp}$ [91]

Wie auf Bild 2.13 zu sehen ist, sind auch Betone mit Wasserzementwerten von 0,6 bis 0,7 als verschleißbeständig einzustufen. Andererseits sind Betone mit Wasserzementwerten von 0,5 als nicht ausreichend verschleißwiderstandsfähig identifiziert worden [91]. Diese Versuchsergebnisse zeigen einen Widerspruch zu den normativen Vorgaben bezüglich der Erstellung von Betonen mit einem hohen Verschleißwiderstand.

Kunderding [121] stellte bei seinen Verschleißversuchen eine signifikante Abhängigkeit zwischen Betonverschleiß und Wasserzementwert fest. Die Stärke dieser Abhängigkeit ist im Wesentlichen mit der Anwendung der jeweiligen Prüfmethodik verknüpft. Besonders hervorzuheben ist die hohe Abhängigkeit der Verschleißbeständigkeit vom Wasserzementwert bei der Prüfmethode des Sandstrahl-Verfahrens an Betonplatten, bei dem vorwiegend Prallverschleiß nachgeahmt wird.

Die Ergebnisse der Untersuchungen von Liu [126] zeigen deutliche Abhängigkeiten zwischen Betonverschleiß und Wasserzementwert. Eine Reduktion des Wasserzementwertes von 0,72 auf 0,40 ergab eine Verbesserung des Verschleißwiderstandes von ca. 40 %. Auch Liu et al. [127] stellten eine starke Abhängigkeit zwischen Verschleiß und Wasserzementwert bei ihren Verschleißversuchen mit der Sandstrahlmethode fest. Eine Erhöhung des Wasserzementwertes der untersuchten Betone von 0,36 auf 0,50 resultierte in einer Steigerung der Verschleißrate von ca. 80 %.

Der Einfluss des Wasserzementwertes auf den Betonverschleiß von Betonböden wurde ebenfalls von Laplante et al. [122] nachgewiesen. Eine Erhöhung des Wasserzementwertes von 0,27 auf 0,41 ergab etwa eine Verdoppelung des ermittelten Betonverschleißes. Eine Reduzierung des Wasserzementwertes von 0,70 auf 0,40 bei den verschleißbeanspruchten Betonproben von Dhir et al. [38] ergab eine Verschleißreduzierung von ca. 50 %.

2.4.2.5 Zusatzmittel/Zusatzstoffe

Der günstige Einfluss von Zusatzmitteln bzw. -stoffen auf den Verschleißwiderstand von Beton ist vielfach nachgewiesen worden [118, 138, 139, 144]. Durch den Einsatz geeigneter Zusatzmittel werden gezielt die Frisch- und Festbetoneigenschaften verändert. Die Folge der Anwendung dieser Mittel ist eine verbesserte Verarbeitbarkeit des Frischbetons bei gleichzeitiger Wassereinsparung und eine daraus resultierende höhere Dichtigkeit und Festigkeit der Festbetone. Hierdurch ist generell eine Erhöhung der Verschleißbeständigkeit des betreffenden Betons zu erwarten [80, 143, 195, 196]. Die Verwendung von Luftporenbildnern reduziert den Verschleißwiderstand erheblich und ist daher nicht wünschenswert [82]. Dieser Aussage steht die Empfehlung der DIN 1045-2 [42] für verschleißbelastete Betonbauteile gegenüber, bei der die Anwendung von Luftporenbildnern – bei gleichzeitiger Anforderung aus der Expositionsklasse XF (Frostangriff) – vorgesehen ist.

Durch die Zugabe von Zusatzstoffen, insbesondere Flugasche und Silikastaub, wird der Verbund zwischen Gesteinskörnung und Zementsteinmatrix erhöht, so dass bei Hydroabrasionsverschleiß ein Herauslösen der Körner aus der Matrix erschwert wird [89, 91, 143, 172]. Des Weiteren trägt die Verwendung von Stahl- oder Kunststofffasern zu einer erhöhten Duktilität der damit hergestellten Betone bei, was besonders bei reiner Prall- bzw. Stoßbeanspruchung von Vorteil ist [93, 100, 108, 142]. Auch die Zugabe von Nanopartikeln (nano-TiO₂ und nano-SiO₂) in den Frischbeton erhöht die Verschleißbeständigkeit des Festbetons [123].

2.4.2.6 Nachbehandlung/Oberflächenbearbeitung

Am Beginn einer Verschleißbeanspruchung wird, ausgehend von der Oberfläche, der Beton angegriffen. Daher ist die Materialqualität in den oberflächennahen Bereichen des Betons ein maßgebender Verschleißwiderstandsfaktor, der durch entsprechende Nachbehandlung sichergestellt werden muss [116, 143, 157, 196]. Unzureichende Nachbehandlung führt zu einer erhöhten Porosität der Betonrandzone. Generell nimmt der Verschleiß von Beton bei zunehmender Nachbehandlungsdauer ab.

Kunterding [121] untersuchte den Einfluss der Nachbehandlungsart (feuchte Lagerung bzw. Aufbringen eines Nachbehandlungsfilmes) und der Nachbehandlungsdauer (0, 1, 3, 7 und 28 Tage) auf den Verschleißwiderstand von Portland- und Hochofenzementbetonen. Hierbei verringerte sich der Verschleiß der untersuchten Betone mit zunehmender Nachbehandlungsdauer. Bereits nach drei Tagen feuchter Nachbehandlung war – im Vergleich zu den unbehandelten Proben – eine deutliche Verschleißabnahme zu beobachten.

Pat & Reinhardt [145] sowie von Dhir et al. [38] kommen zu dem Ergebnis, dass sich der positive Einfluss der Nachbehandlung auf den Verschleißwiderstand von Betonen geringer Festigkeit besonders stark auswirkt.

Den Einfluss verschiedener Nachbehandlungsarten auf den Materialwiderstand des Betons bei vorwiegend schleifender (trockener) Belastung untersuchte Sadegzadeh [161]. Im Vergleich zu unbehandelten Betonen konnte beim Einsatz unterschiedlicher Nachbehandlungsmethoden (nasses Leinen, Kunststoffolie und Aufsprühen eines Schutzfilms) der Schleifverschleiß ungefähr halbiert werden, siehe Bild 2.14 (weiße Balken). Die relative Stärke der Verschleißreduzierung durch entsprechende Nachbehandlung nahm ab, wenn zusätzlich eine intensive Oberflächenbehandlung (Vakuumbehandlung bzw. maschinelles Glätten) des Betons erfolgte.

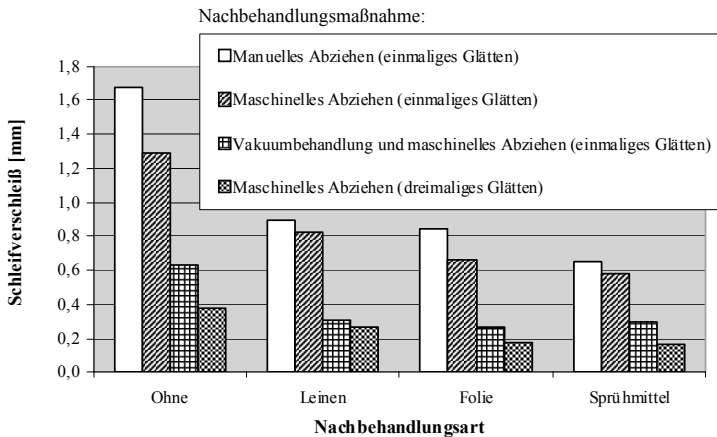


Bild 2.14: Mittlerer Schleifverschleiß von Normalbeton (Wassercementwert = 0,65) bei unterschiedlicher Nachbehandlung und Oberflächenbearbeitung [161]

Neben den Nachbehandlungsarten erwiesen sich auch diverse Oberflächenbehandlungen des Betons als verschleißreduzierend. Die Verwendung von Oberflächenhärtter auf Silikatbasis zeigte ebenfalls eine signifikante Verschleißverminderung des untersuchten Betons [161]. Wird von einer besonders starken Verschleißbeanspruchung des Betons ausgegangen, sollten Hartstoffe gemäß DIN 1100 [48] in die frische Betonoberfläche eingebracht werden.

2.4.2.7 Festbetonkennwerte

Die Betondruckfestigkeit wird in der einschlägigen Fachliteratur oftmals als der wesentliche verschleißrelevante Kennwert benannt. Den Einfluss der Druckfestigkeit auf die Verschleißbeständigkeit des Betons bei hydroabrasiver Belastung untersuchten Pat & Reinhardt [145]. Hierfür verwendeten sie ein kreisförmiges Gerinne, in dem ein Wasser-Feststoff-Gemisch durch Paddel über Betonproben geführt wurde. Die Versuchsergebnisse ergaben im Wesentlichen, dass die Verschleißbeständigkeit maßgeblich durch die Betondruckfestigkeit gesteuert wird.

Die Druckfestigkeit spielte ebenfalls bei den Versuchen von Liu [126] eine maßgebende Rolle. Hierbei konnte der Verschleißwiderstand des Betons, je nach verwendeter Gesteinskörnung, bei Erhöhung der Druckfestigkeit deutlich verbessert werden. Höcker [100] identifizierte bei seinen Stoßversuchen die Druckfestigkeit als einen wesentlichen verschleißrelevanten Materialkennwert.

Bania [14] entschied sich, die Betondruckfestigkeit als den maßgebenden Kennwert zur Beurteilung verschleißbeanspruchter Betone heranzuziehen und legte seine Verschleißversuche nach diesem Kennwert aus. Haroske [91] betont, dass beim Hydroabrasionsverschleiß von Betonoberflächen die Betondruckfestigkeit zwar einen wichtigen Kennwert darstellt, jedoch zur vollständigen Charakterisierung des Betonverschleißes offensichtlich nicht ausreicht. Hier zeigt sich wieder, dass Betone, die in Bezug auf die erforderliche Druckfestigkeit den normativen Anforderungen der DIN 1045-2 [42] genügen, nicht notwendigerweise einen ausreichenden Widerstand gegenüber einer hydroabrasiven Belastung aufweisen, siehe Bild 2.15.

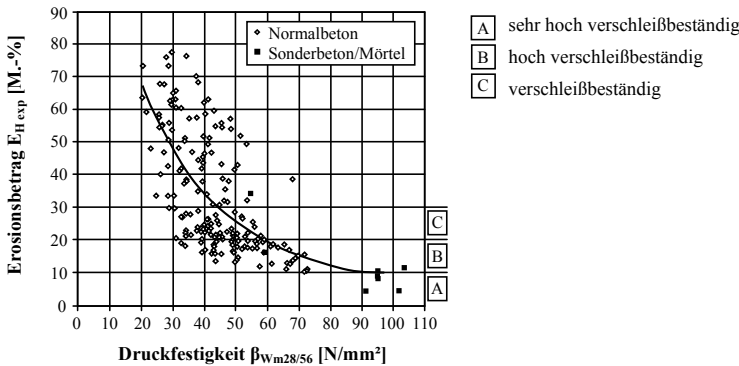


Bild 2.15: Zusammenhang zwischen Druckfestigkeit $\beta_{Wm28/56}$ und Erosionsbetrag $E_{H,exp}$ [91]

Sadegzadeh [161] prüfte den Einfluss der Mikrostruktur und Makrostruktur des Betons bezüglich der Verschleißbeständigkeit von Betonböden. Weiterhin untersuchte er den Zusammenhang zwischen den Messergebnissen zerstörungsfreier Prüfmethode und dem Betonverschleiß. Seine Analysen zum Mikrostruktureinfluss auf den Betonverschleiß ergaben, dass die Porosität und Mikrohärtigkeit der Zementsteinmatrix wesentliche, den Verschleiß bestimmende

Einflussparameter darstellen. Dhir et al. [38] sowie Vassou et al. [186] konnten die von Sa-degzadeh [161] erzielten Ergebnisse im Wesentlichen bestätigen.

Atiř [9] stellte fest, dass die Abrasionsbeständigkeit des Betons nur durch die gemeinsame Betrachtung der Materialkennwerte „Druckfestigkeit“ und „Porosität“ hinreichend genau beschrieben werden kann, siehe Gleichung 2.2.

$$A = 1,526 + 2,121 \left(\frac{P}{S} \right) \quad (2.2)$$

mit: A Abrasion [cm^3]
 P Porosität [%]
 S Druckfestigkeit [N/mm^2]

Liu et al. [127] untersuchten den Verschleißwiderstand unterschiedlicher Betone unter Anwendung einer Prüfvorrichtung, mit der ein Sand-Wassergemisch durch eine Düse auf unterschiedlich geneigte Betonplatten gestrahlt wurde. Bei diesen Versuchen wurden neben dem Verschleißabtrag auch die Druck-, Spalt- und Biegezugfestigkeit sowie die Permeabilität des Betons ermittelt. Hinsichtlich der untersuchten Festigkeitskennwerte wurde die Spaltzugfestigkeit als maßgebender Kennwert zur Beurteilung des Verschleißwiderstandes von Betonoberflächen identifiziert.

Jacobs et al. [111] zeigten, dass die Biegezugfestigkeit und die Bruchenergie den Abrasionswiderstand des Betons weitaus stärker beeinflussen als die Druckfestigkeit. Der ausgeprägte Einfluss der Biegezugfestigkeit gegenüber der Druckfestigkeit wurde von Atiř und Çelik [8] experimentell bestätigt. Des Weiteren wurde der Elastizitätsmodul als wesentlicher Kennwert zur Beurteilung des Hydroabrasionsverschleiß von Beton erkannt [111].

Bei der Untersuchung hochfester Betone fand Horszczaruk [103] heraus, dass die Druckfestigkeit i. d. R. ein wichtiger Materialkennwert zur Beurteilung des Verschleißwiderstandes des Betons darstellt, diese Feststellung jedoch nicht für alle Betone zutrifft.

2.4.3 Überblick und Bewertung der Einflüsse

Die in den vorherigen Kapiteln aufgeführten Einflüsse steuern mehr oder weniger den Verschleiß von Betonoberflächen. Vor dem Hintergrund einer angestrebten Modellbildung ist es notwendig, die im Rahmen der Literatursichtung identifizierten Einflüsse auf den Betonverschleiß systematisch darzustellen, ihre relativen Auswirkungen auf den Verschleißvorgang aufzuzeigen und mögliche Interaktionen zwischen diesen Einwirkungen zu benennen.

Zur übersichtlichen Darstellung der wichtigsten Einflüsse auf den Hydroabrasionsverschleiß von Beton sowie die Benennung der dazugehörigen Auswirkungen und Empfehlungen zur Herstellung verschleißbeständiger Betone dienen die nachfolgenden Ausführungen in Tabelle 2.3 und 2.4.

Tabelle 2.3: Einflüsse und Auswirkungen auf den Betonverschleiß – Einwirkungsseite

Einflussgröße	Auswirkungen
Fließgeschwindigkeit	Je höher die Fließgeschwindigkeit des mit Feststoff befrachteten Wassers ist, desto höher ist der Betonverschleiß.
	Mit der Änderung der Fließgeschwindigkeit ändert sich auch die Art der Beanspruchung (schleifend, schleifend/ prallend, prallend) und somit die Stärke des Betonverschleißes.
Beanspruchungsdauer	Je länger die Beanspruchung andauert, desto höher ist der Betonverschleiß.
	Es ist zwischen dem Einlaufverschleiß, dem Verschleiß im Beharrungszustand und dem progressiven Verschleiß zu unterscheiden.
Verschleißgut	Je eckiger und scharfkantiger das Verschleißgut ist, desto höher ist der Betonverschleiß. Je größer das Verschleißgut ist, desto höher ist der Betonverschleiß. Je härter das Verschleißgut ist, desto höher ist der Betonverschleiß.
Feststoffkonzentration	Mit zunehmender Konzentration der Feststoffe im Wasser ist mit einem erhöhten Betonverschleiß zu rechnen.
Anprallwinkel	Der Anprallwinkel, der auf den Beton einwirkenden Feststoffe beeinflusst die Stärke des Betonverschleißes. Kleine Winkel verursachen hauptsächlich Schleifverschleiß, große Winkel erzeugen hauptsächlich Prallverschleiß. Bei kleinen Anprallwinkel erweisen sich harte Betone als widerstandsfähig, bei großen Winkel sind duktile Betone geeignet.
Temperatur	Die Temperatur spielt beim Hydroabrazionsverschleiß lediglich eine untergeordnete Rolle.
Konstruktion	Eine strömungstechnisch günstige Gestaltung der Bauteile ist anzustreben.

Tabelle 2.4: Einflüsse und Auswirkungen auf den Betonverschleiß – Widerstandsseite

Einflussgröße	Auswirkungen
Gesteinskörnung	Die Gesteine im Beton stellen im Gegensatz zum Zementstein die widerstandsfähigere Phase dar. Das Gesteinskorn sollte hart und zäh sein. Eine gebrochene Gesteinskörnung ist empfehlenswert. Ein geeignetes Verhältnis von Gesteins- zu Zementsteinhärte muss beachtet werden; gleiche Kornhärten innerhalb einer Gesteinskörnung sind anzustreben. Eine stetige Kornverteilung nahe der Sieblinie A ist vorteilhaft. Ausfallkörnung kann u. U. verwendet werden. Sandreicher Beton ist zu vermeiden.
Zementgehalt	Der Zementgehalt im Beton muss begrenzt werden, da der Zementstein die verschleißempfindliche Komponente im Beton darstellt.
Zementart	Die Zementart beeinflusst die Verbundfestigkeit zwischen Zementsteinmatrix und Gesteinskörnung.
Verbundfestigkeit	Die Verbundfestigkeit zwischen Zementsteinmatrix und Gesteinskörnung steuert maßgebend das verschleißbedingte Herauslösen der Gesteinskörner. Eine dichte Zementsteinmatrix, die zudem eine gute Verzahnung zum Gestein aufweist, erhöht die Verschleißwiderstandsfähigkeit.
Wasserzementwert	Je höher der Wasserzementwert, desto höher ist i. d. R. der Betonverschleiß.
Zusatzmittel	Durch die verbesserte Verarbeitung und Verdichtung aufgrund von Zusatzmittel ist mit einer Senkung des Betonverschleißes zu rechnen.
Zusatzstoffe	Generell senkt die Zugabe von Zusatzstoffen (z. B. Flugasche), aufgrund der dadurch verbesserten Dichtigkeit und verbessertem Verbund zwischen Zementstein und Gesteinskörnung, den Betonverschleiß.
Nachbehandlung	Eine geeignete Nachbehandlung erhöht die Dichtigkeit und Festigkeit der Betonrand-schicht und senkt damit den Betonverschleiß.
Oberflächenbehandlung	Eine glatte und dichte Oberfläche bietet weniger Fehlstellen im Beton, die einen Betonverschleiß initiieren bzw. fördern könnten.

Die in der Literatur aufgeführten Festbetoneigenschaften, die den Betonverschleiß beeinflussen, bedürfen einer gesonderten Betrachtung. Die maßgebenden Festbetonkennwerte sind in der Tabelle 2.5 aufgeführt und erläutert. Diese Kennwerte lassen sich in Festigkeitskennwerte, Formänderungskennwerte und Gefügekennwerte unterteilen.

Tabelle 2.5: Einflüsse und Auswirkungen der Festbetonkennwerte auf den Betonverschleiß

Art des Kennwerts	Einflussgröße	Auswirkungen
Festigkeitskennwerte	Druckfestigkeit	Je nach Verschleißart (schleifend, prallend oder eine Kombination daraus) ist eine geeignete Festigkeit des Betons zu wählen. Bei ausschließlich schleifender Beanspruchung ist eine hohe Festigkeit anzustreben. Bei reinem Prallverschleiß sollte die Festigkeit des Betons, im Vergleich zum reinen Schleifverschleiß, geringere Werte aufweisen. Mögliche Auswirkungen diesbezüglich wurden bisher nur ansatzweise untersucht.
	Spaltzugfestigkeit	
	Biegezugfestigkeit	
	Bruchenergie	
Formänderungskennwerte	Elastizitätsmodul	Je nach Verschleißart (schleifend, prallend oder eine Kombination daraus) ist ein geeigneter Elastizitätsmodul des Betons zu wählen. Bei ausschließlich schleifender Beanspruchung ist ein hoher Elastizitätsmodul anzustreben. Bei reinem Prallverschleiß sollte der Elastizitätsmodul, im Vergleich zum Schleifverschleiß, geringere Werte aufweisen.
Gefügekennwerte	Porosität	Generell ist bei hoher Porosität des Zementsteins mit einem hohen Betonverschleiß zu rechnen. Die Porosität wirkt sich auf sämtliche Festigkeitskennwerte aus.

Die in Tabelle 2.5 aufgeführten Kennwerte wurden im Rahmen von Labor- und Felduntersuchungen vorwiegend isoliert voneinander betrachtet und ausgewertet. Mögliche vorhandene Interaktionen der verschiedenen Festbetonkennwerte wurden nur teilweise beleuchtet. Lediglich von Haroske [90, 91] und von Atiş [9] wurden erste Ansätze einer Betrachtung kombinierter Kennwerte vorgenommen. Naturgemäß interagieren jedoch die aufgezeigten verschleißrelevanten Kennwerte miteinander. Gerade die Untersuchungen von Atiş [9] zeigten, dass eine Kombination aus Festigkeits- und Gefügekennwerten einen Zugewinn an Informationsgehalt hinsichtlich der Beschreibung des Verschleißvorganges des Betons liefert. Die nachfolgende Interaktionsmatrix soll daher als mögliche Planungshilfe für weitere Verschleißversuche an Beton zur Identifizierung der maßgebenden Einflussgrößen in Kombination dienen, siehe Tabelle 2.6.

Tabelle 2.6: Interaktionsmatrix bezüglich der untersuchten Festbetonkennwerte

	Festigkeitskennwert	Gefügekennwert	Formänderungskennwert
Festigkeitskennwert	-	A	B
Gefügekennwert	A	-	C
Formänderungskennwert	B	C	-

Im Folgenden werden die in Tabelle 2.6 aufgeführten Interaktionen zwischen den einzelnen Festbetonkennwerten kurz erläutert.

Zu A)

Festigkeits- und Gefügekennwerte bedingen sich gegenseitig: Mit steigendem Porenraum nehmen die Werte sämtlicher Festigkeitskennwerte ab [82, 175, 196]. Der Einfluss einzelner Festigkeits- und Gefügekennwerte auf den Betonverschleiß wurde bereits nachgewiesen [111, 127, 161]. Darüber hinaus lässt sich auch anhand einer Kombination aus diesen Kennwerten der Betonverschleiß zielsicher abbilden [9]. Die Bruchenergie wird insbesondere vom Wasserzementwert, vom Größtkorndurchmesser und vom Zementstein-Gesteinskörnungs-Verbund beeinflusst [132]. Diese betontechnologischen Parameter steuern auch maßgeblich die Porosität des Betons [82, 195].

Zu B)

Festigkeits- und Formänderungskennwerte bedingen sich gegenseitig: Betone höherer Festigkeit besitzen i. d. R. auch einen höheren Elastizitätsmodul [82, 175, 196]. Untersuchungen bezüglich des Einflusses des Elastizitätsmoduls auf den Betonverschleiß erfolgten bisher nur ansatzweise. Aus der Literatursichtung geht allerdings hervor, dass neben der Festigkeit insbesondere der Elastizitätsmodul eine wichtige Steuergröße zur Beschreibung des Betonverschleißes darstellt. Für den Fall der bruchmechanischen Kennwerte – in diesem Zusammenhang ist die Bruchenergie zu nennen [82] – liegen nur vereinzelt Ergebnisse vor. Von Jacobs et al. [111] wurden im Rahmen von Verschleißuntersuchungen die Betondruckfestigkeit, die Bruchenergie und der Elastizitätsmodul von Beton getrennt voneinander als verschleißrelevante Kennwerte identifiziert.

Zu C)

Gefüge- und Formänderungskennwerte bedingen sich gegenseitig: Der Elastizitätsmodul des Betons wird von den Elastizitätsmoduln seiner Komponenten bestimmt. Der Elastizitätsmodul von Zementstein wiederum hängt maßgebend von dessen Porosität ab [82]. Aufgrund dieser Feststellungen könnte eine ähnliche Beziehung, wie sie von Atiş [9] für die Gefüge- und Festigkeitskennwerte formuliert wurde, auch für die Gefüge- und Formänderungskennwerte gelten.

Zusammenfassend geht aus der Literaturstudie hervor, dass der maßgebende Materialkennwert oder auch eine Kombination verschiedener Kennwerte, die den Hydroabrasionsverschleißwiderstand von Beton steuern, derzeit noch nicht eindeutig identifiziert wurde. In diesem Zusammenhang sollte sich weiterführende Forschung auf diesem Gebiet mit der Thematik der Kombination verschleißrelevanter Kennwerte befassen.

2.5 Verschleißprüfmethodik

2.5.1 Allgemeines

Wie bereits angesprochen wurde, müssen bei Verschleißprüfmethoden aufgrund der Komplexität der in tribologischen Systemen vorliegenden Bedingungen zahlreiche Prüfparameter berücksichtigt werden. Die bei der Systemanalyse identifizierte Beanspruchungsart ist von entscheidender Bedeutung für die einzusetzende Prüftechnik. Weiterhin ist bei der Wahl der

Prüfmethodik zu beachten, dass zwischen Modellkomplexität und praktischer Umsetzbarkeit ein sinnvoller Kompromiss gefunden werden muss. Insbesondere die nachfolgend aufgeführten Anforderungen an Prüfverfahren zur Nachahmung des Hydroabrasionsverschleißes sollten berücksichtigt werden:

- Die Art des Modellverschleißes bei der Prüfvorrichtung soll dem in der Praxis vorkommenden Verschleiß weitestgehend entsprechen.
- Ein Wasser/Verschleißgut-Gemisch, wie es in der Praxis vorzufinden ist, sollte verwendet werden.
- Die wesentlichen Verschleißparameter müssen mit der gewählten Vorrichtung prüfbar sein.
- Der Anprallwinkel zwischen zu prüfender Oberfläche und Verschleißgut muss variierbar sein.
- Die Verschleißversuche sollen eine kurze Prüfzeit sowie eine einfache Handhabung aufweisen.
- Eine problemlose Reproduzierbarkeit der Verschleißmessungen muss sichergestellt sein.

Nachfolgend werden die in der Literatur vorgefundenen Verschleißprüfmethoden vor dem Hintergrund der oben aufgeführten Anforderungen eingehend beleuchtet.

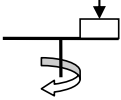
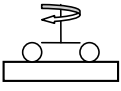
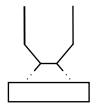
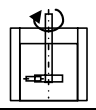
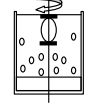
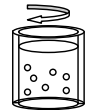
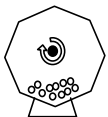
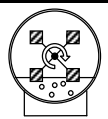
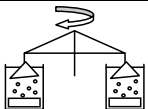
2.5.2 Vorhandene Prüfvorrichtungen

Die wirklichkeitsnahe Simulation des Hydroabrasionsverschleißes an Betonoberflächen gestaltet sich als schwierig. Bisher hat sich auf nationaler Ebene noch kein allgemein gültiges Prüfverfahren durchgesetzt [91, 108, 142]. Im Anhang (siehe Bild A-2.10 bis Bild A-2.17) werden die aktuellen Prüfmethoden aufgeführt, die zur Nachahmung des Hydroabrasionsverschleißes von Betonoberflächen auf nationaler und internationaler Ebene eingesetzt werden. Die Vor- und Nachteile der jeweiligen Prüfvorrichtungen wurden kritisch diskutiert. Die Bilder A-2.18 bis A-2.21 im Anhang zeigen weitere Prüfverfahren, auf die im Rahmen dieser Arbeit nicht weiter eingegangen wird.

2.5.3 Überblick und Bewertung der Prüfvorrichtungen

Eine übersichtliche Kurzdarstellung der oben aufgeführten Prüfverfahren zur Nachahmung des Hydroabrasionsverschleißes einschließlich der zusammengefassten Beurteilung in Bezug auf die Anforderungen gemäß Kapitel 2.5.1 ist in der Tabelle 2.7 aufgeführt.

Tabelle 2.7: Bewertete Verschleißprüfverfahren

Norm / Richtlinie	Tribosystem	Prüfverfahren	Handhabung	Einhalt der Prüfbedingungen			
				1	2	3	4
Verfahren nach Böhme (DIN 52108)		Labor	einfach	Nein	Nein	Nein	Ja
Verfahren nach ASTM C 779		Labor / In-situ	einfach	Ja	Nein	Ja	Nein
Verfahren nach ASTM C 418		Labor	einfach	Nein	Nein	Ja	Nein
Verschleißtopf-Verfahren		Labor	relativ einfach	Nein	Ja	Ja	Nein
Verfahren nach ASTM C 1138		Labor	einfach	Nein	Nein	Ja	Ja
Österreichische Geschiebetrommel		Labor	mittelschwer	Ja	Nein	Ja	Ja
Dresdner Verschleißtrommel		Labor	aufwändig	Ja	Ja	Nein	Nein
Verfahren nach Bania		Labor	relativ einfach	Ja	Ja	Ja	Ja
Kreisförmiges Gerinne		Labor	aufwändig	Ja	Ja	Nein	Ja

Im Nachfolgenden wird die Bewertung der im Rahmen der Literatursichtung untersuchten Prüfvorrichtungen vor dem Hintergrund der wirklichkeitsnahen Nachahmung des Hydroabrasionsverschleißes vorgenommen.

Verfahren nach Böhme

Mit dem Verschleißverfahren nach Böhme [50] – siehe Bild A-2.10 im Anhang – wird die Betonoberfläche unter definiertem Anpressdruck im trockenen Zustand abgeschmirgelt. Ein Wasser/Feststoff-Gemisch als Verschleißstoff ist bei dieser Prüfung nicht vorgesehen. Der Beanspruchungswinkel zur Betonoberfläche ist nicht einstellbar. Im Gegensatz zum Hydroabrasionsverschleiß, bei dem ein kombinierter Schleif- und Prallverschleiß stattfindet, wird mit dem Böhme-Verfahren lediglich reiner Kornscheifverschleiß nachgeahmt. Ebenso entspricht das Verschleißgut nicht annähernd dem in der Praxis vorzufindenden Geschiebe.

Verfahren nach ASTM C 779

Eine wirklichkeitsnahe Simulation des Hydroabrasionsverschleißes ist auch mit dem Verfahren gemäß der ASTM C 779 [7] nicht möglich – siehe Bild A-2.11 im Anhang. Alexander [2] empfiehlt zwar dieses Verschleißverfahren (Methode A) zur Prüfung von Betonbauteilen wasserbaulicher Anlagen zu nutzen, allerdings sprechen verschiedene Gründe dagegen. Es wird keine zufriedenstellende Kombination aus Schleif- und Prallverschleiß nachgeahmt. Diese Vorrichtung erlaubt lediglich die Prüfung feuchter Betonproben unter schwach prallender bzw. stoßender Belastung. Weiterhin wird nur ein künstliches Verschleißgut in kleiner Größe verwendet, das das natürliche Beanspruchungskollektiv aus Geschiebe nicht wirklichkeitsnah abbildet. Auch ist der Beanspruchungswinkel nicht einstellbar. Dieses Verfahren, das als Erweiterung zur Prüfmethodik der Böhmschen Schleifscheibe betrachtet werden kann, eignet sich eher dazu, Verkehrsbelastungen bei Industrieböden oder Fahrbahnplatten zu simulieren.

Verfahren nach ASTM C 418

Die Beanspruchung des Betons mittels Strahlverfahren gemäß der ASTM C 418 [6] – siehe Bild A-2.12 im Anhang – führt zu einer Dominanz des Prall- bzw. Stoßverschleißes. Dieser Effekt wird auch nicht durch Veränderung des Anstrahlwinkels verhindert. Die Beanspruchung der Oberfläche wird nur im trockenen Zustand durchgeführt. Zudem wird kein natürlicher Verschleißstoff, so wie in Fließgewässern vorzufinden ist, eingesetzt. Die sehr starke und kurzzeitige Belastung des Betons geht bereits über die Grenzen eines zeitgerafften Versuches hinaus, so dass die Übertragbarkeit der Prüfergebnisse auf die Verhältnisse in der Realität kaum noch gegeben ist.

Verschleißtopf-Verfahren

Das Verschleißgut beim Verschleißtopf-Verfahren [121, 184] – siehe Bild A-2.13 im Anhang – entspricht nicht annähernd dem in der Realität vorzufindenden Geschiebe. Eine Simulation des Hydroabrasionsverschleißes gestaltet sich hierbei als schwierig. Zwar könnte hier ein Wasser/Feststoff-Gemisch eingesetzt werden, allerdings würde sich die Versuchsmimik im Verschleißtopf zur Nachahmung einer kombinierten Schleif- und Prallbeanspruchung nicht eignen. Weiterhin ist mit dem Verschleißtopf, bei einem angemessenen Zeitaufwand, nur eine begrenzte Anzahl von Probekörpern prüfbar.

Verfahren nach ASTM C 1138

Mit der so genannten Unterwassermethode gemäß der ASTM C 1138 [5, 126] – siehe Bild A-2.14 im Anhang – wird trotz der (mäßige) rollenden bzw. springenden Stahlkugeln über der

Betonoberfläche vorwiegend schleifender Verschleiß verursacht. Weiterhin werden aufgrund der durch den Paddelantrieb im Verschleißzylinderinneren verursachten Zentrifugalkräfte hauptsächlich die Randbereiche der Betonproben beansprucht, so dass nur ein Teil der Probenfläche systematisch geprüft werden kann. Das Verschleißgut aus Stahlkugeln entspricht nicht dem in der Praxis vorzufindenden Geschiebe. Weiterhin kann innerhalb der Prüfdauer immer nur ein Betonzylinder getestet werden. Dies erfordert bei der Untersuchung verschiedener Betone entweder den Einsatz mehrerer Verschleißgeräte oder die Hinnahme sehr langer Prüfzeiten.

Österreichische Geschiebetrommel

Mit der Österreichischen Geschiebetrommel [106] kann bereits ein verhältnismäßig realitätsnaher Hydroabrasionsverschleiß simuliert werden. Trotzdem sind einige wesentliche Schwächen bei dieser Verschleißeinrichtung erkennbar. Die Prüfvorrichtung erlaubt nur begrenzte Dicken der Prüfplatten, was einen begrenzten Größtkorndurchmesser bedeutet. Zudem sind diese großen Platten relativ schwer zu handhaben, beispielsweise beim Ein- und Ausbau in die Prüfvorrichtung. Weiterhin besteht die Gefahr eines Plattenbruchs bei größerer Stoßbeanspruchung, was einen hohen Unsicherheitsfaktor innerhalb des Versuchsablaufs darstellt. Auch das Verschleißgut entspricht nicht in ausreichendem Maße dem in der Praxis vorkommenden Geschiebe. Eine Variation des Beanspruchungswinkels ist hier nicht vorgesehen.

Dresdner Verschleißtrommel

Die Dresdner Verschleißtrommel [93] – siehe Bild A-2.15 im Anhang – weist neben den Nachteilen, die bereits bei der Österreichischen Geschiebetrommel beschrieben worden sind – begrenzte Prüfkörperdicke, Gefahr des Plattenbruchs, umständlicher Einbau der Plattenprüfkörper, fehlende Variation des Belastungswinkels –, zusätzlich den Nachteil der Simulation eines reinen Trockenverschleißes auf. Hierdurch ist eine realitätsnahe Simulation des Hydroabrasionsverschleißes nicht möglich, da zwischen Trocken- und Nassverschleiß grundlegende Unterschiede hinsichtlich der Verschleißmechanismen bestehen. Des Weiteren entspricht der Einsatz von Stahlkugeln nicht dem in der Praxis vorkommenden Verschleißgut.

Verfahren nach Bania

Das Verschleißprüfverfahren nach Bania [14] – siehe Bild A-2.16 im Anhang – erfüllt sämtliche in Kapitel 2.5.1 angeführten Kriterien zur Bewerkstelligung einer wirklichkeitsnahen Simulation des Hydroabrasionsverschleißes. Lediglich in Bezug auf die zu prüfende Betonfläche müssen gewisse Nachteile hingenommen werden, da es sich um verhältnismäßig kleine Geometrien handelt. Anzumerken ist, dass diese Verschleißvorrichtung von Haroske [90, 91] – in modifizierter Bauweise – für ihre Verschleißuntersuchungen verwendet wurde.

Kreisförmiges Gerinne

Die Betonprüfkörper erfahren durch die Bewegung des Verschleißguts innerhalb des kreisförmigen Gerinnes [145] – siehe Bild A-2.17 im Anhang – eine Beanspruchung, die dem Hydroabrasionsverschleiß sehr nahe kommt. Allerdings ist die konstante Prüfgeschwindigkeit zu gering, um den in der Praxis vorkommenden Prallverschleiß entsprechend zu simulieren. Weiterhin werden die Betonplatten durch die Kreisbewegung vorwiegend im Randbereich be-

anspricht, so dass unterschiedliche Abtragsraten innerhalb derselben Prüfkörperoberfläche vorhanden sind (vgl. auch das Verfahren nach Liu [126]). Zudem sind die großen Betonprüfkörper schwer zu handhaben und die Prüfzeiten sind zu lang. Auch ist keine Variation des Beanspruchungswinkels möglich.

Die eingehende Sichtung, Analyse und Bewertung der vorhandenen Prüfverfahren führt zu dem Ergebnis, dass sich insbesondere das Verfahren nach Bania [14] für eine realistische Nachahmung des Hydroabrasionsverschleißes im Flusswasserbau eignet.

Allerdings ist auch bei dieser Prüfvorrichtung noch Optimierungspotenzial erkennbar. Bei der Prüfvorrichtung nach Bania [14] fehlen zwischen den Prüfkörperhaltearmen zusätzliche Haltearme zur Aufnahme der Stahlpaddeln, die die Aufgabe haben, das Verschleißgut in Schwebe zu halten, damit der Prallverschleiß bei der Simulation des Hydroabrasionsverschleißvorgangs verstärkt zum Tragen kommt. Weiterhin wird die Verschleißtrommel von Bania [14] mit einem Elektromotor mit Riemenscheibe und die Trommel von Haroske [90, 91] mit einem Getriebemotor angetrieben. Dabei erfolgt die Drehzahlsteuerung im ersten Fall über den Austausch einer Riemenscheibe an der Motorachse und im zweiten Fall durch die Nutzung eines Frequenzumrichters. Der Austausch der Riemenscheibe ist umständlich und birgt zudem die Gefahr, Ungenauigkeiten hinsichtlich der Drehgeschwindigkeit in Kauf nehmen zu müssen. Die Drehzahlsteuerung des Getriebemotors mittels Frequenzumrichter verursacht unakzeptable Drehzahlschwankungen im Bereich niedriger Drehgeschwindigkeiten.

Die oben aufgeführten Schwachpunkte wurden aufgegriffen und bei der Herstellung der eigenen Prüfvorrichtung überwunden, siehe Kapitel 3.1.

2.6 Erfassung, Beurteilung und Prognose des Betonverschleißes

2.6.1 Normen und Regelwerke

Die Schäden an Betonbauwerken im Wasserbau infolge einer hydroabrasiven Beanspruchung sind seit langem bekannt und werden daher in Normen und Regelwerken entsprechend berücksichtigt. Für Verschleißbeanspruchungen im Wasserbau sind die Expositionsklassen XM1, XM2 und XM3 zu unterscheiden, siehe Tabelle 2.8.

Tabelle 2.8: Expositionsklassen mit wasserbauspezifischen Beispielen [205]

Betonkorrosion durch Verschleißbeanspruchung		
XM1	mäßige Verschleißbeanspruchung	Flächen mit Beanspruchung durch Schiffsreibung (z. B. Schleusenkammertorwände oberhalb UW-1,0 m); Flächen mit mäßiger Geschiebefracht und mäßiger Strömungsgeschwindigkeit; häufig befahrene horizontale Verkehrsflächen (z. B. bei Güterumschlag); Eisgang
XM2	starke Verschleißbeanspruchung	Wehrrücken und Tosbecken mit mäßiger Geschiebefracht und hoher Strömungsgeschwindigkeit
XM3	sehr starke Verschleißbeanspruchung	Tosbecken mit starker Geschiebefracht und hoher Strömungsgeschwindigkeit

Nach DIN 1045-1 [41] wird i. d. R. die Dauerhaftigkeit eines Tragwerks als sichergestellt angesehen, wenn u. a. die Anforderungen an die Zusammensetzung und die Eigenschaften des Betons gemäß DIN EN 206-1 [55] und DIN 1045-2 [42] sowie den Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen für Wasserbauwerke aus Beton und Stahlbeton (ZTV-W LB 219) [205] eingehalten sind. Dabei werden den erwarteten Umgebungsbedingungen eines Bauteils die jeweils entsprechenden Expositionsklassen zugewiesen. Entsprechend der jeweiligen Expositionsklasse werden Anforderungen an die Betonzusammensetzung formuliert, die als Grenzwerte eingehalten werden müssen, siehe Tabelle 2.9.

Tabelle 2.9: Grenzwerte für die Zusammensetzung und Eigenschaften von Beton [42]; (Auszug)

Expositionsklasse	XM1	XM2		XM3
Höchstzulässiger w/z-Wert	0,55	0,55	0,45	0,45
Mindestdruckfestigkeitsklasse	C30/37	C30/37	C35/45	C35/45
Mindestzementgehalt in kg/m ³	300	300	320	320
Mindestzementgehalt bei Anrechnung von Zusatzstoffen in kg/m ³	270	270	270	270
Andere Anforderungen	-	Oberflächenbehandlung des Betons	-	Hartstoffe nach DIN 1100 [48]

Bei der Definition der Expositionsklassen nach DIN EN 206-1 [55] und DIN 1045-2 [42] wird die im Wasserbau vorzufindende Verschleißbeanspruchung nur ungenügend berücksichtigt [27]. Das heißt, der kombinierte Prall- und Schleifverschleiß, wie er z. B. beim Güterumschlag, Schiffsanfahrt oder Geschiebetransport vorzufinden ist, wird in den genannten Normen [42, 55] nicht explizit behandelt. Demgegenüber wird die Intensität der Verschleißbelastung durch geschiebeführende Wässer in den ZTV-W im Hinblick auf die Stärke des Angriffs den entsprechenden Expositionsklassen XM1 bis XM3 vollständig zugeordnet, siehe ZTV-W

215 [203]. Beispiele hierzu sind auch im Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau Nr. 89 [27] zu finden.

Neben den betontechnologischen Anforderungen werden in der DIN 1045, Teile 1 bis 3 [41, 42, 43] Mindestnachbehandlungszeiten sowie konstruktive Maßnahmen zur Sicherstellung der Verschleißbeständigkeit von Beton aufgeführt. Eine ausreichend lange Nachbehandlungsdauer in Verbindung mit Oberflächenbehandlungen soll für einen entsprechend festen und dichten Randbeton sorgen. Durch die Vergrößerung der Betondeckung (Opferbeton) soll ebenfalls der Widerstand verschleißbeanspruchter Beton erhöht werden. In Analogie zu den Expositionsclassen XC (karbonatisierungsinduzierte Bewehrungskorrosion) und XD sowie XS (chloridinduzierte Bewehrungskorrosion) soll in erster Linie der Bewehrungsstahl im Beton vor einer Zerstörung geschützt werden. Hierbei wird, ausgehend von der Mindestbetondeckung gemäß DIN 1045-1, Tabelle 4 [41], für die Expositionsklasse XM1 5 mm, für XM2 10 mm und für XM3 15 mm Betondeckungserhöhung gefordert.

Die Oberflächenbehandlung des verschleißbeanspruchten Betons umfasst z. B. das Vakuumieren oder das Flügelglätten. Ebenfalls trägt die entsprechende Nachbehandlung gemäß DIN 1045-3 [43] zur Erhöhung des Verschleißwiderstandes des Betons bei. Betone, die einer Verschleißbeanspruchung gemäß den Expositionsclassen XM nach DIN 1045-2 [42] ausgesetzt sind, müssen so lange nachbehandelt werden, bis die Festigkeit des Randbetons 70 % der charakteristischen Festigkeit des verwendeten Betons erreicht hat. Soll kein genauer Nachweis geführt werden, sind die Werte für die Mindestdauer der Nachbehandlung gemäß Tabelle 2 der DIN 1045-3 [43] zu verdoppeln. Eine Zusammenstellung der vom Bundesverband der Deutschen Zementindustrie [17] empfohlenen Betondeckungen für verschiedene verschleißbeanspruchte Betonbauteile im Wasserbau ist der Tabelle A-2.2 im Anhang zu entnehmen.

Ergänzend zu den Anforderungen der DIN EN 206-1 [55] und DIN 1045-2 [42] hinsichtlich der Sicherstellung der Dauerhaftigkeit werden in den ZTV-W weiterführende Anforderungen gestellt. Entsprechend der ZTV-W LB 215 [203] beträgt c_{\min} unabhängig von der Expositionsclassenklasse 50 mm und das Vorhaltemaß Δc beträgt 10 mm. Weiterhin beträgt der Höchstzementgehalt bei der Expositionsclassenklasse XM1 bei Größtkorn ≤ 16 mm 380 kg/m^3 und bei Größtkorn ≤ 8 mm 400 kg/m^3 , vgl. auch DIN 1045-2 [42]. Weiterhin ist bei Bauteilen der Expositionsclassenklasse XM2 der höchstzulässige Wasserzementwert auf 0,45 begrenzt [203]. Zu beachten sind auch die Anforderungen an den Beton für massige Bauteile bei der Exposition XM1 [203]. In den nicht mehr gültigen ZTV-W LB 219 [205] wurden zudem Anforderungen an die Sieblinie gestellt. Dabei sollte ein Beton, der einer Verschleißbelastung ausgesetzt ist, eine Sieblinie im Bereich zwischen A und B aufweisen; eine Sieblinie nahe A sollte angestrebt werden.

Eine übersichtliche Darstellung der Normen und Regelwerke sowie Maßnahmen zur Behandlung des Betonverschleißes liefert die nachfolgende Tabelle 2.10.

Tabelle 2.10: Behandlung des Betonverschleißes in Bezug auf verfügbare Regelwerke

Behandlung des Betonverschleißes	DIN 1045-1 [41]	DIN 1045-2 [42]	DIN 1045-3 [43]	DIN EN 206-1 [55]	DIN-Fachbericht 100 [40]	Mitteilungsblatt Nr. 89 ³⁾ [27]	ZTV-W 215 ²⁾ [203]	ZTV-W 219 ²⁾ [205]
Erfassung und Klassifizierung	X	X			X	X		
Wassermenge		X		X	X			
Festigkeit		X		X	X			
Zementgehalt		X		X	X			
Betondeckung	X							
Gesteinskörnung				X	X			
Sieblinie								X ³⁾
Nachbehandlung			X					
Nutzungsdauer ¹⁾		X					X	X

¹⁾ Die Nutzungsdauer gemäß DIN-Normen wird für 50 Jahre, gemäß den ZTV-W für 100 Jahre festgelegt

²⁾ Neben den DIN-Anforderungen werden in den BAW-Vorschriften zusätzliche Anforderungen definiert

³⁾ Bezieht sich auf die ZTV-W 219 von 1997 [204]

Festzustellen ist, dass der Betonverschleiß als dauerhaftigkeitsrelevante Beanspruchung innerhalb der gültigen Normen, Regelwerke und Empfehlungen ungenügend bzw. nur in Teilbereichen behandelt wird. Lückenhafte Angaben zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit verschleißbeanspruchter Betonkonstruktionen führen zu uneinheitlichen Vorgehensweisen bezüglich der Herstellung ausreichend widerstandsfähiger Betone.

2.6.2 Ingenieurkonzepte

Die nachfolgend aufgeführten Ingenieurkonzepte zur Erfassung, Beurteilung und Prognose des Betonverschleißes im Wasserbau basieren im Wesentlichen auf der Zusammenführung der Ergebnisse aus Laborversuchen und entsprechenden Praxiserfahrungen, die im Zuge von Felduntersuchungen gewonnen wurden. Diesbezüglich wurden bereits Vorschläge unterbreitet, verschleißbelastete Wasserbauwerke hinsichtlich der zu erwartenden Beanspruchungen und den daraus resultierenden möglichen Schäden zu klassifizieren, um somit die Bauteillebensdauer bzw. -restlebensdauer wirklichkeitsnah abschätzen zu können.

Mit den Ergebnissen seiner umfangreichen Untersuchungen an verschleißgeschädigten Wasserbauwerken erarbeitete Jacobs [110, 111] unter Einbindung der Laborversuche an der TH Wismar sowie unter Verwendung des Verschleißmodells von Bania [14] ein Nomogramm, mit dem es in einem ersten Ansatz möglich ist, den Betonverschleiß bei gegebener Belastung und bekannter Betondruckfestigkeit abzuschätzen, siehe Bild 2.16. Wie in Bild 2.16 zu erkennen ist, kann in Abhängigkeit von der wasserbaulichen Anlage (Bereich A: Flussbauwerke; Bereich B: Wildbachverbauungen; Bereich C: Umleitstollen), der Fließgeschwindigkeit (in m/s) und dem Feststoffgehalt (in kg/m³; bis 16 mm Größtkorn) sowie der Würfeldruckfestigkeit (in N/mm²) die Abriebsdauer des Betons in Jahren je Zentimeter Materialverlust ermittelt werden. Zusätzlich wird bei der Anwendung des Modells von Bania [14] zwischen senkrechter (s) und oberflächenparalleler (p) Anströmung des Betons unterschieden.

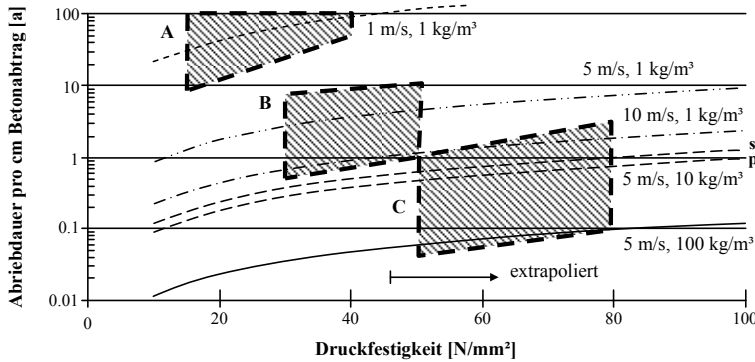


Bild 2.16: Betonverschleiß in Abhängigkeit von der Druckfestigkeit, des Feststoffgehaltes und der Fließgeschwindigkeit [110]; Bereich A: Flussbauwerke, Bereich B: Wildbachverbauungen, Bereich C: Umleitstollen; s: senkrecht, p: oberflächenparallel

Haroske [90, 91] entwickelte in Anlehnung an Jacobs [110] und auf der Basis ihrer eigenen Untersuchungsergebnisse ein erweitertes Schema zur Beurteilung verschleißbeanspruchter Betonoberflächen im Wasserbau, siehe Tabelle 2.11.

Tabelle 2.11: Klassifikation der untersuchten Betone anhand von Verschleißkriterien und Zeitdauer je 1 cm Oberflächenabtrag in Abhängigkeit von der jeweiligen Beanspruchungsgruppe [90, 91]; modifiziert

Beanspruchung am Bauwerk		Zeitdauer in Jahren je 1 cm Oberflächenabtrag am Bauwerk für Betone mit Erosionsbeträgen E_H [M.-%]		
Gruppe	Fließgeschwindigkeit [m/s] Geschiebegutmenge [kg/m ³]	bis 10	10 bis 20	20 bis 30
		Gruppe A	Gruppe B	Gruppe C
gering	≈ bis 5 m/s ≈ bis 1 kg/m ³	≈ 50 Jahre bis > 100 Jahre	≈ 20 Jahre bis > 100 Jahre	≈ 10 Jahre bis > 100 Jahre
mittel	≈ 5 m/s bis 10 m/s ≈ bis 1 kg/m ³	≈ 1 Jahr bis > 50 Jahre	≈ 0,5 Jahre bis > 10 Jahre	Beton nicht einsetzbar
groß	≈ 5 m/s bis 10 m/s ≈ 1 kg/m ³ bis 100 kg/m ³	≈ 0,1 Jahr bis > 2 Jahre	Beton nicht einsetzbar	Beton nicht einsetzbar

Die Gruppierung (A, B und C) der Betone erfolgt in Anlehnung an die von Jacobs [110] durchgeführte Klassifikation der untersuchten verschleißbeanspruchten Bauwerkstypen (A: z. B. Flussbauwerke, B: z. B. Wildbachverbauungen, C: z. B. Umleitstollen). Beispielsweise sind für die Gruppe C hochfeste Betone (hier: 70 N/mm²) einzusetzen. Gemäß dieser Tabelle erreichen lediglich Sonderbetone Erosionsbeträge von unter 10 M.-% (Gruppe A, sehr hoch verschleißbeständig). Die Tabelle 2.11 eignet sich insbesondere zur Unterstützung bei der Projektierung von Neubaumaßnahmen zur Beurteilung potentiell verschleißbeanspruchter Betonbauteile. Für diese Projektierung werden nachfolgend aufgeführte Arbeitsschritte vorgeschlagen [91]:

1. Analyse der Beanspruchung bezüglich der Fließgeschwindigkeit und der Geschiebemenge am Bauwerk (Zuordnung zur Beanspruchungsgruppe gering, mittel oder groß);
2. Bestimmung der maximal möglichen Abtragsdauer und Betonauswahl (Zuordnung des Betons zur Gruppe A, B oder C), je stärker die Verschleißbeanspruchung ist, desto höher muss die Betonqualität sein;
3. Optimierung der Betonzusammensetzung über die Zielgröße „Erosionsbetrag“, Ziel: Betonrezepturerstellung (u. a. inklusive Berücksichtigung der Dicke von Verschleißschichten für die Einhaltung der Mindestbetondeckung);
4. Experimentelle Überprüfung des Erosionsbetrages mit dem Prüfverfahren nach Bania [14], (Eignungsprüfung).

Die oben aufgezeigten Methoden zur Beurteilung des zu erwartenden Hydroabrasionsverschleißes von Betonoberflächen bei wasserbaulichen Anlagen sind Ansätze, die über die normativen Regelungen zur Sicherstellung verschleißbeständiger Betone im Wasserbau hinausgehen und gemäß dem derzeitigen Stand der Forschung erste ingenieurmäßige Abschätzungen des Materialverschleißes erlauben.

2.6.3 Prognosemodelle

Hu et al. [108], Pat & Reinhardt [145] sowie Röhnisch & Vollmer [158] haben erste Ansätze zur Beschreibung der fortschreitenden Schädigung verschleißbeanspruchter Betone unter Verwendung von System- und Materialkennwerten erarbeitet. Allerdings basieren diese Modelle auf Untersuchungen mit Prüfvorrichtungen zur Verschleißsimulation, die größtenteils das in der Realität vorzufindende Belastungskollektiv nur ungenügend abbilden, vgl. Kapitel 2.5. Zudem werden innerhalb dieser Verschleißmodelle die wesentlichen verschleißrelevanten Parameter bezüglich der Einwirkungs- und Widerstandsseite nur lückenhaft berücksichtigt.

Bania [14] hat ein erstes praxistaugliches Schädigungsmodell aufgestellt, mit dem unter Verwendung der Einwirkungs- und Widerstandsparametern der zeitliche Schädigungsverlauf zu bestimmen ist, siehe Gleichung 2.3.

$$H = \frac{a + 8770 \cdot b \cdot T \cdot \mu - a \cdot e^{-c} \cdot \sqrt[3]{8770 \cdot T \cdot \mu}}{14,19 \cdot R \cdot \rho_B} \cdot \alpha \quad (2.3)$$

mit:	H	mittlere Dicke der abgetragenen Betonschicht [cm]
	a, b, c	Koeffizienten, die von der Druckfestigkeit, der Geschwindigkeit des Verschleißgutes und vom Feststoffgehalt im Wasser abhängen [-]
	T	Zeit des Abreibens unter Praxisbedingungen in Jahren [a], hier wird die Zeit T [a] in Abgrenzung zur Verschleißzeit t [h] in Stunden definiert
	μ	Koeffizient zur Berücksichtigung der Zeit des Abreibens von Betonelementen [-]
	R	Betondruckfestigkeit [N/mm ²]
	ρ_B	Rohdichte des Betons [g/cm ³]
	α	Koeffizient zur Berücksichtigung des Anprallwinkels [-]

Anhand ausgewählter Berechnungsbeispiele zeigt Bania [14] die Anwendung des von ihm entwickelten Schädigungsmodelles. Bei gegebener Gesteinsstoffkonzentration und -geschwindigkeit im Wasser sowie Rohdichte und Druckfestigkeit des beanspruchten Betons kann bei Vorgabe eines maximal zulässigen Betonabriebs in Zentimetern die zu erwartende Nutzungsdauer bzw. Restlebensdauer von Betonbauteilen ermittelt werden. Darauf aufbauend besteht die Möglichkeit, bei vorgegebener zulässiger Verschleißtiefe im Beton, das Betonbauteil so zu bemessen, dass die angestrebte Nutzungsdauer rechnerisch erreicht wird.

Helbig & Horlacher [94, 95] greifen das Modell von Bania [14] auf und erweitern dieses in Bezug auf eine detaillierte Modellierung der Einwirkungsgrößen. Diese Erweiterung umfasst die differenzierte Betrachtung der einwirkenden kinetischen Energie, d. h. des Energiegehalts des mit Feststoffen befrachteten Wasserkörpers. Während Bania [14] hinsichtlich der Betrachtung der Einwirkungsenergie mit einem konstanten Feststoffgehalt im Wasserkörper rechnet, bei welcher der Energiezuwachs nur von der Änderung der Fließgeschwindigkeit abhängt (Hydroabrasion II. Ordnung), wird bei der erweiterten Annahme von Helbig & Horlacher [94, 95] die Änderung des Energiegehaltes im Wasserkörper in Abhängigkeit von der Änderung der Fließgeschwindigkeit und des Feststoffgehaltes im Wasser berechnet (Hydroabrasion I. Ordnung).

Auf der Grundlage umfangreicher Untersuchungen mit der modifizierten Prüfvorrichtung nach Bania [14] wurde von Haroske [90, 91] ein Modell entwickelt, mit denen die Berechnung des Erosionsbetrags verschleißbeanspruchter Betone im Wasserbau möglich ist, siehe Gleichungen 2.4 und 2.5. Weiterhin wurde von Haroske [90, 91] eine Spezifikation dieses Modells für sandreiche und sandarme Betone durchgeführt.

$$E_{H0} = \frac{\left[7,5 + \frac{F_l}{D_g} \cdot \left(9 - 0,3 \cdot \frac{F_l}{D_g} \right) \right]}{A_z} \quad (2.4)$$

$$F_l = \frac{W^2}{V_{zp}^{1,5}} \quad (2.5)$$

mit:	E_{H0}	Erosionsbetrag [M.-%]
	F_l	Zementmatrix beschreibende Einflussgröße [-]
	W	Wasservolumen in 1 m ³ Beton [dm ³ /m ³]
	V_{zp}	Zementpastevolumen in 1 m ³ Beton, Zementleim der Normsteife [dm ³ /m ³]
	D_g	Kennwert zur Charakterisierung des Festigkeitsverhaltens und der Packungsdichte von Beton [-]; (Deformationszahl nach Vala [185])
	A_z	Zementeinflussfaktor [-]

Mit Hilfe des Modells gemäß Gleichung 2.4 und 2.5 kann die quantitative Vorausbestimmung der Erosionsverschleißbeständigkeit von Betonen durchgeführt werden [90, 91]. Eine bevorzugte Anwendung findet dieses Modell für die Betonprojektierung, die im Zuge einer Bauplanung durchgeführt wird.

Horszczaruk [102] hat weitere Untersuchungen mit der Verschleißtrommel nach Bania [14] durchgeführt. Auf der Basis von Energiebetrachtungen wurde ein Schädigungsmodell zur Beschreibung des zeitabhängigen Schädigungsfortschritts aufgestellt, siehe Gleichung 2.6. Die Bestimmung der Materialparameter für verschiedene Beanspruchungsenergien erfolgte u. a. in Abhängigkeit vom Wasserzementwert, der Gesteinskörnungsart und -zusammensetzung sowie der Zementart.

$$W(t) = \frac{\Delta m}{m_0} = \left[1 - \left(\frac{\lambda}{\lambda + t} \right)^\alpha \right] \quad (2.6)$$

mit: $W(t)$ Hydroabrasionsverschleiß in Anhängigkeit von der Zeit t [-]
 t Zeit [h]
 Δm Massenänderung des Versuchskörpers in Anhängigkeit von der Zeit t [g]
 m_0 Ausgangsmasse des Versuchskörpers [g]
 λ, α Versuchstechnisch ermittelte Materialparameter [-]

Ein weiteres Modell zur Beschreibung des zeitlichen Schädigungsfortschritts bei verschleißbelasteten Betonoberflächen im Wasserbau haben Chen et al. [30] entwickelt. Bei diesem Modell wird, in Analogie zu den oben aufgezeigten Schädigungsmodellen, auf der Einwirkungsseite der Energiegehalt des mit Feststoffen befrachteten Wasserkörpers und auf der Widerstandsseite die Betonfestigkeit angesetzt. Die Gegenüberstellung von Einwirkung und Widerstand liefert schließlich den Abrieb an der betrachteten Betonoberfläche in Zentimeter.

2.6.4 Überblick und Bewertung der Methoden

Unter Punkt 2.6 wurden die derzeit vorhandenen Normen und Regelwerke, Ingenieurkonzepte und Prognosemodelle zur Erfassung, Beurteilung und Beschreibung der zeitlichen Schädigungsentwicklung des Betonverschleißes aufgezeigt und eingehend beleuchtet. Die nachfolgende Tabelle 2.12 gibt diesbezüglich einen Überblick.

Anhand der gültigen **Normen und Regelwerke** wird der Betonverschleiß lediglich sehr grob über Expositionsklassen in deskriptiver Art und Weise erfasst und bewertet. Werden die den Expositionsklassen zugehörigen betontechnologischen, konstruktiven und fertigungstechnischen Maßnahmen eingehalten, können Nutzungsdauern von 50 oder 100 Jahren anvisiert werden. Durch diese Vorgehensweise werden weder die am Bauwerk vorliegenden Verhältnisse wirklichkeitsnah abgebildet, noch die sich im Laufe der Zeit veränderbaren Randbedingungen (z. B. die klimatischen Bedingungen) berücksichtigt. Zudem eignet sich dieses deskriptive Konzept zur Sicherstellung der Bauwerksdauerhaftigkeit hauptsächlich für die Planungs- und Ausführungsphase im Rahmen der Bauwerkserstellung. Eine dauerhaftigkeitsrelevante Beurteilung von Bauwerken im Bestand gestaltet sich mit diesem Konzept als sehr schwierig.

Die Verwendung der **Ingenieurkonzepte** zur Erfassung, Beurteilung und Prognose des Betonverschleißes erlauben bereits den Einbezug der wesentlichen verschleißrelevanten Kennwerte, wie beispielsweise die Fließgeschwindigkeit, den Feststoffgehalt und die Betongüte.

Diese Größen lassen sich am Bauwerk ermitteln oder können aus entsprechenden Bauwerksunterlagen entnommen werden. Aus der Gegenüberstellung von Einwirkung und Widerstand kann in einem ersten Ansatz der jährlich zu erwartende Betonabtrag ermittelt werden. Diese Konzepte liefern lediglich eine grobe Abschätzung bezüglich des zu erwartenden Verschleißverhaltens der betrachteten Betone.

Ebenso ist noch kein zufriedenstellendes **Schädigungsmodell** zur Beschreibung des Schadensfortschrittes verschleißbeanspruchter Wasserbauwerke vorhanden. Lediglich das Modell von Bania [14] liefert einen ersten Ansatz zur zeitabhängigen Beschreibung des Betonverschleißes. Allerdings sind die Schwächen dieses Modells offensichtlich, da nur die Betondruckfestigkeit als verschleißdominierender Materialkennwert herangezogen wird. Aus der umfangreichen Literaturstudie geht hervor, dass die zielsichere Beschreibung des Betonverschleißes nur gelingen kann, wenn die verschleißrelevanten Materialkennwerte in Kombination miteinander berücksichtigt werden. Auch wurden von Bania die streuenden Eigenschaften der Modellparameter nicht in ausreichendem Maße erfasst.

Tabelle 2.12: Normen und Regelwerke, Ingenieurkonzepte und Prognosemodelle zur Erfassung, Beurteilung und Beschreibung der zeitlichen Schädigungsentwicklung des Betonverschleißes

Methoden / Verfahren / Modelle		Behandlung des Betonverschleißes		
		Erfassung mittels	Beurteilung mittels	Betrachtungs- zeitraum
Normen und Regelwerke	DIN-Normen [42, 55]	Beschreibung der Umgebungsbedingungen	Expositionsklassen	50 Jahre
	ZTV-W [203, 205]	Beschreibung der Umgebungsbedingungen	Expositionsklassen	100 Jahre
Ingenieur- konzepte	Verfahren nach Jacobs et al. [111]	Bauwerksuntersuchungen	Nomogramm	bis 100 Jahre
	Verfahren nach Haroske [90, 91]	Bauwerksuntersuchungen	Tabelle	festgelegte Zeiträume
Prognosemodelle	Modell von Bania [14]	Ermittlung von Kennwerten	Modell	beliebige Zeiträume
	Modell von Helbig & Horlacher [94, 95]	Ermittlung von Kennwerten	Modell	beliebige Zeiträume
	Modell von Horczaruk [102]	Ermittlung von Kennwerten	Modell	beliebige Zeiträume
	Modell von Chen et al. [30]	Ermittlung von Kennwerten	Modell	beliebige Zeiträume

In Bezug auf die vorgestellten Ansätze zur Beschreibung des zeitabhängigen Verschleißverhaltens des Betons ist weiterhin zu bemerken, dass unter Verwendung geeigneter Schädigungsmodelle die Chance besteht, gemäß der probabilistischen Vorgehensweise nach dem *fib* Model Code for Service Life Design [72] grenzzustandsbezogene Lebensdauerbemessungen bei dauerhaftigkeitsbeanspruchten Betonbauteilen durchzuführen. Mit der Methodik der

probabilistischen Lebensdauerbemessung ist eine ingenieurmäßige Dauerhaftigkeitsbemessung von Betonkonstruktionen vor dem Hintergrund der Quantifizierung der Einwirkungs- und Widerstandskennwerte durchführbar. Diese Thematik wird im Kapitel 5 wieder aufgegriffen und vertieft.

2.7 Zusammenfassung

Als Zusammenfassung in Bezug auf die vorliegende Literatursichtung können die nachfolgend aufgeführten Gesichtspunkte festgehalten werden, die ihrerseits als Agenda zur Formulierung eigener experimenteller und theoretischer Untersuchungen dienen sollen.

- Der Hydroabrasionsverschleiß von Beton ist ein komplexer Vorgang, der unter Anwendung der Methodik der Systemanalyse von Verschleißvorgängen in seinen Grundzügen beschrieben werden kann, siehe Kapitel 2.2.
- Der Hydroabrasionsverschleiß im Wasserbau ist unter Anwendung handhabbarer Laborprüfeinrichtungen schwierig nachzubilden. Lediglich mit der Prüfvorrichtung von Bania ist es derzeit möglich, eine hydroabrasive Beanspruchung auf Betonoberflächen – wie sie bei wasserbaulichen Anlagen vorzufinden ist – wirklichkeitsnah abzubilden. Allerdings hat diese Prüfvorrichtung noch Schwächen, die überwunden werden müssen, siehe Kapitel 2.5.3.
- Die wesentlichen systembedingten bzw. tribosystembedingten Einflussgrößen (Einwirkungsseite) beim Hydroabrasionsverschleiß sind die Beanspruchungsenergie – zusammengesetzt aus Fließgeschwindigkeit und Feststoffkonzentration im Wasser – sowie der Anprallwinkel, siehe Kapitel 2.4.1.
- Die maßgebenden betontechnologischen Einflussgrößen (Widerstandsseite) beim Hydroabrasionsverschleiß umfassen die Art, Form, Größe und Zusammensetzung der Gesteinskörnung, den Wasserzementwert, Zementart und -gehalt sowie die Nachbehandlung und Oberflächenbeschaffenheit des Betons, siehe Kapitel 2.4.2.
- Zu den wichtigsten, den Betonverschleiß beeinflussenden Festbetonkennwerte gehören Druck-, Biegezug-, Spaltzug- und Oberflächenzugfestigkeit, der Elastizitätsmodul, Porenstrukturkennwerte sowie die Bruchenergie. Bisher konnten die maßgebenden, den Betonverschleiß beeinflussenden Festbetonkennwerte nicht eindeutig identifiziert werden, siehe Kapitel 2.4.2.7.
- Weiterhin existiert noch keine geeignete Methode zur ingenieurmäßigen Quantifizierung der Bauwerksdauerhaftigkeit bei Verschleißbeanspruchung, d. h. Bemessung des Betonverschleißes im Wasserbau. Lediglich das in der DIN 1045-2 [42] und DIN EN 206-1 [55] vorzufindende deskriptive Bemessungskonzept ist derzeit zur Sicherstellung der Betondauerhaftigkeit vorgesehen. Dieses Konzept beruht lediglich auf Erfah-

rungswerten und gewährleistet zudem nur eine Sicherstellung der Dauerhaftigkeit für einen Nutzungszeitraum von 50 Jahren, siehe Kapitel 2.6. Die Ergänzungen der ZTV-W LB 215 [203] und der ZTV W LB 219 [205] bezüglich der deskriptiven Vorgehensweise umfassen zwar einen Bemessungszeitraum von 100 Jahren, genügen dennoch nicht den Vorgaben einer ingenieurmäßigen Dauerhaftigkeitsbemessung, da die Leistungsfähigkeit der verschleißrelevanten Wasserbaubetone bisher nicht prüfbar ist (z. B. unter Anwendung geeigneter Verschleißprüfvorrichtungen als direkte Prüfung).

- Eine ingenieurmäßige Dauerhaftigkeitsbemessung unter Anwendung wahrscheinlichkeitstheoretischer Methoden bei dauerhaftigkeitsrelevanten Betonbeanspruchungen kann jedoch mittels der Methodik gemäß dem *fib* Model Code for Service Life Design [72] bewerkstelligt werden. Hierzu wird im Wesentlichen ein geeignetes Modell zur Beschreibung des Schädigungsverlaufs bei verschleißbelasteten Betonoberflächen im Wasserbau benötigt, bei dem die entsprechenden Modellparameter statistisch modelliert werden, so dass unter Verwendung einer geeigneten Software die zeitabhängige Bauteilzuverlässigkeit berechnet werden kann.

Als wesentliches Ergebnis der Literaturstudie konnten die noch offenen wissenschaftlichen Fragestellungen herausgearbeitet werden. Hieraus können vier wesentliche Schwerpunkte genannt werden, die in Tabelle 2.13 aufgeführt sind.

Tabelle 2.13: Defizite hinsichtlich des aktuellen Kenntnisstands in Bezug auf die Thematik des Hydroabrasionsverschleißes (Ziele der Arbeit)

Schwerpunkt	Forschungsgebiet / -bereich	angestrebte Lösungen / Ziele
I	Prüftechnik	Entwicklung bzw. Weiterentwicklung eines Prüfverfahrens zur wirklichkeitsnahen Abbildung des Hydroabrasionsverschleißes.
II	Materialuntersuchung	Identifikation der maßgebenden verschleißrelevanten Materialkennwerte.
III	Modellbildung	Herleitung eines Modells zur Beschreibung des Schädigungsfortschritts.
IV	Lebensdauerprognose	Erarbeitung einer Methodik zur probabilistischen Lebensdauerprognose verschleißbelasteter Betonbauteile im Wasserbau.

Das Ziel dieser Arbeit besteht in der Lösung der herausgearbeiteten offenen Fragen auf dem Gebiet der Dauerhaftigkeit verschleißbeanspruchter Betonkonstruktionen im Wasserbau. Die Bearbeitung der Schwerpunkte I und II erfolgt im Kapitel 3 „Experimentelle und statistische Untersuchungen“. Im Kapitel 4 „Modellierung des Schädigungsfortschritts“ wird der Schwerpunkt III behandelt. Kapitel 5 „Probabilistische Lebensdauerprognose“ widmet sich einem Teilgebiet des Lebenszyklusmanagements.

2.8 Statistische Methoden

2.8.1 Varianzanalyse (ANOVA)

Die Aufgabe der Varianzanalyse besteht darin, Mittelwertunterschiede zu identifizieren, wobei mehr als zwei Stichproben untersucht werden. Die Frage hierbei lautet, ob die gemessenen Differenzen der Mittelwerte signifikant sind. Das heißt, hat ein Versuchsparameter einen Einfluss auf diese gemessenen Mittelwertunterschiede oder sind die Unterschiede lediglich auf natürliche Streuungen zurückzuführen.

Speziell diese Fragestellung wird im Kapitel 3 im Rahmen der Versuche mit der entwickelten Verschleißprüfvorrichtung behandelt. Dort wird eingehend untersucht, ob die vorhandenen Mittelwertunterschiede, die sich aus den unterschiedlichen Messwerten des Betonabtrags ergeben, signifikant sind oder durch natürliche Streuungen zu erklären sind.

Die in der Varianzanalyse verwendeten mathematischen Modelle sind spezielle lineare Regressionsmodelle, die den Einfluss (Effekt) der Faktoren (Kovariablen) auf eine stetige Zielvariable untersuchen [11, 13, 159, 177]. Konkret wird mittels einer Varianzanalyse der Unterschied mehrerer Mittelwerte gleichzeitig auf Signifikanz geprüft und somit der Einfluss eines qualitativen Merkmals – des Faktors – auf ein messbares Merkmal untersucht. Demnach muss die abhängige Variable ein metrisches Skalenniveau aufweisen, wohingegen bei der unabhängigen Variablen nur eine Nominalskalierung vorausgesetzt wird.

Weiterhin wird bei den Modellen nach der Anzahl der vorhandenen Faktoren unterschieden. Hieraus ergibt sich die Terminologie der ein- oder mehrfaktoriellen Varianzanalyse. Im Rahmen der nachstehenden Untersuchungen wird eine einfaktorielle Varianzanalyse mit festen Effekten angewandt. Bei den Verschleißversuchen „Quarz 16 W“ stellt der zu untersuchende Faktor die Wiederholung des Verschleißversuches dar. Der Effekt des Faktors „Versuchswiederholung“ wird hierbei durch den gemessenen Abtrag an den Betonprüfkörpern repräsentiert und umfasst drei Faktorstufen (1., 2. und 3. Versuch).

Zur Durchführung der einfaktoriellen Varianzanalyse werden folgende Modellannahmen getroffen: Es werden n Messwerte (hier: $n = 6$ Betonprüfkörpern) eines messbaren Merkmals X (hier: Betonabtrag) betrachtet. Die Messwerte werden in k ($k \geq 2$) Gruppen mit je n_1, \dots, n_k Elementen angeordnet. Hierbei wirkt der Faktor „Versuchswiederholung“ in drei Stufen (1., 2. und 3. Versuch) auf das Merkmal „Betonabtrag“. Hinsichtlich der Realisierungen x_{ij} der Zufallsvariablen X_{ij} wird das lineare Modell nach Gleichung 2.7 angenommen.

$$x_{ij} = \mu + \alpha_i + \varepsilon_{ij}, \quad (i = 1, \dots, k; j = 1, \dots, n_i) \quad (2.7)$$

Darin ist μ das Gesamtmittel, α_i der Effekt der i -ten Stufe des untersuchten Faktors, d. h. die durch die i -te Stufe verursachte Abweichung vom Gesamtmittel ($\alpha_i = \mu_i - \mu$) und ε_{ij} ist ein zufälliger Fehler (des j -ten Messwertes in der i -ten Stichprobe), d. h. Zufallsabweichungen von

μ und α_i . Des Weiteren wird ε_{ij} als unabhängig und identisch normalverteilt angenommen. Die Tabelle 2.14 zeigt den Versuchsplan für die einfaktorielle Varianzanalyse.

Tabelle 2.14: Versuchsplan für die einfaktorielle Varianzanalyse

Anzahl n der Messwerte je Gruppe	Gruppen x (Stufen) des Faktors „Versuchswiederholung“			
	1	2	k	
1	x_{11}	x_{21}	x_{k1}	
2	x_{12}	x_{22}	x_{k2}	
.	.	.	.	
.	.	.	.	
n_i	x_{1n_i}	x_{2n_i}	x_{kn_i}	
Summen	S_{1+}	S_{2+}	S_{k+}	S_{++}
Mittelwerte	\bar{x}_{1+}	\bar{x}_{2+}	\bar{x}_{k+}	\bar{x}_{++}

Ein „+“ als Index weist darauf hin, dass über diesen Index summiert wurde. Zur Berechnung der Tabellenwerte werden die Beziehungen 2.8, 2.9, 2.10 und 2.11 angewandt.

$$S_{i+} = \sum_{j=1}^{n_i} x_{ij} \tag{2.8}$$

$$S_{++} = \sum_{i=1}^k \sum_{j=1}^{n_i} x_{ij} \tag{2.9}$$

$$\bar{x}_{i+} = \frac{S_{i+}}{n_i} \quad (i = 1, \dots, k) \tag{2.10}$$

$$\bar{x}_{++} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^k \sum_{j=1}^{n_i} x_{ij} \tag{2.11}$$

Die Streuung der i-ten Gruppe wird durch Gleichung 2.12 die Gesamtstreuung mittels Gleichung 2.13 beschrieben.

$$s_{i+}^2 = \frac{1}{n_i - 1} \sum_{j=1}^{n_i} (x_{ij} - \bar{x}_{i+})^2 \tag{2.12}$$

$$s_{++}^2 = \frac{1}{n - 1} \sum_{i=1}^k \sum_{j=1}^{n_i} (x_{ij} - \bar{x}_{++})^2 \tag{2.13}$$

Die Zerlegung des Zählers der Gesamtstreuung in additive Komponenten bildet die Basis zur Durchführung der Varianzanalyse. Hierdurch wird die Beziehung nach Gleichung 2.14 erzeugt.

$$SQ_T = SQ_I + SQ_Z \tag{2.14}$$

Darin bedeutet SQ_T die Summe der Abweichungsquadrate aller Einzelwerte vom Gesamtmit-
tel, SQ_I ist die Summe der Abweichungsquadrate der Einzelwerte vom jeweiligen Gruppen-
mittel und SQ_Z beinhaltet die Summe der Abweichungsquadrate der Gruppenmittel vom Ge-
samtmittel, siehe Gleichungen 2.15, 2.16 und 2.17.

$$SQ_T = \sum_{i=1}^k \sum_{j=1}^{n_i} (x_{ij} - \bar{x}_{++})^2 \quad (2.15)$$

$$SQ_I = \sum_{i=1}^k \sum_{j=1}^{n_i} (x_{ij} - \bar{x}_{i+})^2 \quad (2.16)$$

$$SQ_Z = \sum_{i=1}^k \sum_{j=1}^{n_i} (\bar{x}_{i+} - \bar{x}_{++})^2 \quad (2.17)$$

Die mittlere quadratische Abweichung wird anhand der Division der Summen der Abwei-
chungsquadrate durch die zugehörigen Freiheitsgrade bestimmt, siehe Gleichung 2.18, 2.19
und 2.20.

$$MQ_T = \frac{SQ_T}{n - 1} \quad (2.18)$$

$$MQ_I = \frac{SQ_I}{n - k} \quad (2.19)$$

$$MQ_Z = \frac{SQ_Z}{k - 1} \quad (2.20)$$

Somit kann die Prüfgröße \hat{F} – eine Größe, die der F-Verteilung (nach R. A. Fischer) folgt –
gemäß Gleichung 2.21 formuliert werden. Hierbei wird MQ_Z als Stichprobenfehler und MQ_I
als Versuchsfehler bezeichnet.

$$\hat{F}_v = \frac{MQ_Z}{MQ_I} \quad (2.21)$$

Mit der oben aufgeführten Vorgehensweise wird geprüft, ob die Varianz zwischen den Grup-
pen größer als die Varianz innerhalb der Gruppen ist. Existieren signifikante Unterschiede
zwischen diesen Gruppen, kann gefolgert werden, dass innerhalb der Gruppen unterschiedli-
che Gesetzmäßigkeiten wirken, d. h. ein Einfluss des untersuchten Faktors gegeben ist. Getes-
tet wird die Hypothese gemäß Gleichung 2.22 gegenüber der Alternativhypothese gemäß
Gleichung 2.23.

$$H_0: \mu_1 = \mu_2 = \mu_3 = \dots = \mu_k \text{ „gleiche Grundgesamtheiten“} \quad (2.22)$$

$$H_1: \text{„mindestens zwei Mittelwerte sind verschieden“} \quad (2.23)$$

Die oben formulierte Hypothese wird unter Anwendung des F-Tests geprüft. Die Nullhypothese H_0 wird mit einer Irrtumswahrscheinlichkeit α abgelehnt, wenn die nachfolgende Bedingung 2.24 gilt:

$$\hat{F}_Y > F_{m, \alpha} \quad (2.24)$$

Der F-Wert (auch kritischer Wert genannt) ist abhängig von den festgelegten Freiheitsgraden m sowie dem gewählten Signifikanzniveau α . Er kann aus den Tabellenwerten gängiger Fachliteratur zur Statistik entnommen werden, z. B. Sachs & Hedderich [160] oder Storm [177].

Die in der Teststatistik üblicherweise angesetzte Irrtumswahrscheinlichkeit α beträgt 0,05 bzw. 0,01 [160, 177]. Wird im Zuge des statistischen Testverfahrens die Nullhypothese H_0 abgelehnt, gilt die Alternativhypothese als statistisch signifikant mit einer Irrtumswahrscheinlichkeit von höchstens $\alpha \cdot 100$ in Prozent, d. h. in z. B. 5% aller Fälle wird die richtige Nullhypothese fälschlicherweise abgelehnt (Fehler 1. Art).

Oftmals wird bei der Durchführung statistischer Tests unter Verwendung einer Statistik-Software der so genannte P-Wert (Überschreitungswahrscheinlichkeiten) – d. h. der Flächeninhalt unter einer entsprechenden Wahrscheinlichkeitsverteilung, der vom jeweiligen Quantilwert (hier: F-Wert) begrenzt wird – als Prüfgröße angegeben [160].

Die zu prüfenden Modellannahmen im Rahmen einer Varianzanalyse umfassen im Wesentlichen die Homogenität der Varianzen, die Normalverteilungsannahme bezüglich der Stichprobenwerte x_{ij} sowie die Annahme der Normalverteilung hinsichtlich der Fehler ε_{ij} .

Eine erste Beurteilung der Streuungen und Symmetrie der Daten – d. h., Lage und Streuverhalten der Verteilungen – erlauben die so genannten Box-Whisker-Plots (kurz Boxplots) [31, 160]. Zudem werden anhand dieser grafischen Analysen Ausreißer rasch identifiziert. Zum Vergleich mehrerer Messserien sind Box-Plots besonders geeignet. Das Bild 2.17 zeigt einen Boxplot der im Rahmen der Varianzanalyse untersuchten Messwerte für die drei identischen Wiederholungsversuche zum Zeitpunkt der 16. Versuchsstunde (V1.16, V2.16 und V3.16).

Der Median (Zentralwert) einer Datenreihe ist durch einen fetten waagrechten Strich gekennzeichnet. Der Strich teilt die im Diagramm dargestellten Messdaten in zwei Hälften, in denen jeweils 50 % der Daten liegen. Das obere und untere Ende des Rechtecks (Box) geben den oberen sowie unteren Quartilwert an. Demnach sind hier die zentralen 50 % der Daten enthalten. Die Länge eines „Whiskers“ (gestrichelte Linie) beträgt maximal das 1,5-fache des Abstandes zwischen den Quartilen und zeigt Extremwerte an, jedoch keine Ausreißer. Dargestellte Punkte sollten als ausreißerverdächtig behandelt werden (Punkt im Bild 2.17).

Darüber hinaus ist die grafische Überprüfung der Messwerte, insbesondere zur Beurteilung, ob die Stichprobe aus einer normalverteilten Grundgesamtheit stammt, mittels Q-Q-Plots (Quantil-Quantil-Plot) und/oder als Darstellung in Histogrammen sinnvoll, siehe Bild 2.18.

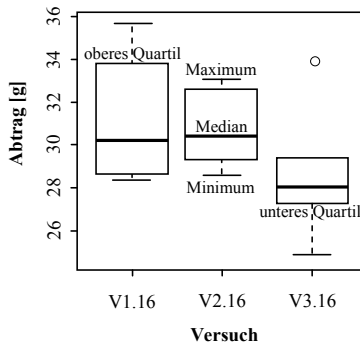


Bild 2.17: Darstellung der Messwerte der Wiederholungsversuche „Quarz 16 W“ nach der 16. Versuchsstunde in Form von Box-Whisker-Plots

Die Darstellung der Stichprobendaten in Form von Q-Q-Plots entspricht der Vorgehensweise zur Überprüfung von Stichprobenverteilungen mit dem Wahrscheinlichkeitsnetz, siehe hierzu [177]. Die Achsen im Q-Q-Plot (normal plot) sind so skaliert, dass die Verteilungsfunktion einer normalverteilten Zufallsgröße als diagonale Gerade erscheint.

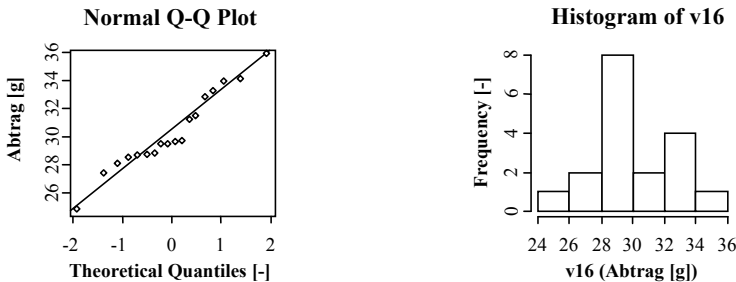


Bild 2.18: Ergebnis der grafischen Auswertung zur Überprüfung der Normalverteilungsannahme der Messwerte (hier: „Quarz 16 W“ nach der 16. Versuchsstunde)

Zusätzlich zu den visuellen Prüfungen wurden formale statistische Tests zur Überprüfung der Normalverteilungshypothese angewandt. Ein geeigneter statistischer Test hierfür ist der Shapiro-Wilk Test [31, 160]. Des Weiteren wird die Prüfung der Gleichheit mehrerer Varianzen mit dem Fligner-Killeen-Test durchgeführt. Bei diesem Test lautet die Nullhypothese H_0 : „alle k Gruppen besitzen die gleiche Varianz“ [31].

Die Untersuchung der Fehler ϵ_{ij} ist Aufgabe der Residualanalyse. Entsprechende grafische Analyseverfahren sind in [13, 31, 69, 70] eingehend beschrieben. Das Bild 2.19 zeigt ein Beispiel einer solchen grafischen Auswertung (diagnostisches Diagramme: Residuenplots).

Der Plot oben links im Bild 2.19 zeigt die Residuen gegen die berechneten Gruppenmittelwerte (fitted values) zur visuellen Analyse der Gleichheit der Varianzen (Varianzhomogenität).

Hier sollte kein Trend oder Muster in den Residuen erkennbar sein. Bild 2.19, oben rechts zeigt ein Normal-Q-Q-Plot der standardisierten Residuen. Hierbei ist die Annahme der Normalverteilung der Residuen zu prüfen. Die Messpunkte sollten sich im Idealfall exakt auf der diagonalen, gepunkteten Linie befinden. Mit dem Scale-Location-Plot (unten links im Bild 2.19) wird die Residuen-Varianzhomogenität bzw. -heterogenität analysiert. Damit wird ein erster Aufschluss über die unterschiedlichen Streuungen innerhalb der Daten aufgezeigt. Weisen die Fehler ε_{ij} nicht die gleiche Varianz auf, ist dies in einem Trend oder Muster in den Daten ersichtlich. Bild 2.19 unten rechts (Residuals vs Factor Levels) zeigt kritische Messwerte, die einen negativen Einfluss auf die Parameterschätzung ausüben können.

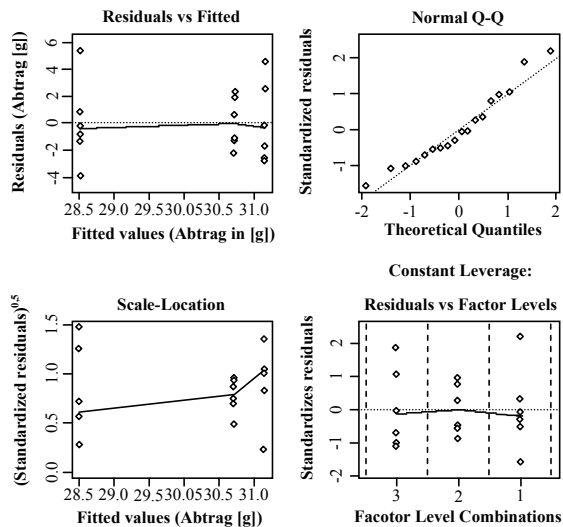


Bild 2.19: Ergebnis der grafischen Auswertung innerhalb einer Residualanalyse (hier: Versuch „Quarz 16 W“ nach der 16. Versuchsstunde)

Bei allen vier Diagrammen in Bild 2.19 werden Beobachtungen, die als potenzielle Ausreißer identifiziert wurden, mittels Indexnummer gekennzeichnet.

2.8.2 Regressionsanalyse

Die Vorgehensweise bei einer Regressionsanalyse wird in die nachfolgenden Arbeitsschritte unterteilt:

1. Modellformulierung
2. Schätzung der Regressionsfunktion
3. Prüfung der Regressionsfunktion
4. Prüfung der Regressionskoeffizienten
5. Prüfung der Modellprämissen

Die Gültigkeit und Güte des Regressionsmodells wird einerseits anhand einer Residuenanalyse untersucht und andererseits werden die geschätzten Koeffizienten mit den Methoden der

Interferenzstatistik bewertet [69, 70, 160, 177]. Die nachfolgenden Arbeitsschritte werden vor dem Hintergrund der Aufgabenstellung dieser Arbeit kurz beschrieben.

Arbeitsschritt 1: Modellformulierung

Die vermutete Ursache-Wirkungs-Beziehung hinsichtlich der untersuchten Betonkennwerte auf den Betonverschleiß wurde im Rahmen der Literaturstudie bereits festgestellt. Die vorangegangenen Untersuchungen, die zunächst anhand grafischer Analysen vorgenommen wurden, bestätigten in einem ersten Ansatz die vermuteten Zusammenhänge zwischen Kennwert und Betonabtrag. Im Nachfolgenden soll die Stärke dieser Zusammenhänge untersucht werden, wobei der funktionale Zusammenhang zwischen den betrachteten Größen ermittelt wird. Hierzu wird zunächst ein linearer Zusammenhang unterstellt.

Arbeitsschritt 2: Schätzen der Regressionsfunktion

Mit Hilfe der vorliegenden Messpaare $(x_1, y_1), \dots(x_n, y_n)$ aus dem Betonabtrag und dem jeweiligen Festbetonkennwert werden statistische Maßzahlen sowie lineare Regressionsmodelle zur Beurteilung der stochastischen Abhängigkeit herangezogen. Das messbare Merkmal „Betonabtrag“ (Zielvariable Y) wird durch das ebenfalls messbare Merkmal „Festbetonkennwert“ (Kovariable X) mittels einer linearen Funktion beschrieben. Mit dem Modell der einfachen linearen Regression können die Beobachtungen y_i durch die Werte einer Einflussgröße x_i sowie durch eine stochastische Komponente ε_i mit der nachfolgenden Gleichung 2.25 in Matrixschreibweise 2.26 dargestellt werden.

$$Y = X\beta + \varepsilon \tag{2.25}$$

$$Y = \begin{bmatrix} Y_1 \\ \vdots \\ Y_n \end{bmatrix} \quad X = \begin{bmatrix} 1 & x_1 \\ \vdots & \vdots \\ 1 & x_n \end{bmatrix} \quad \beta = \begin{bmatrix} \beta_0 \\ \beta_1 \end{bmatrix} \quad \varepsilon = \begin{bmatrix} \varepsilon_1 \\ \vdots \\ \varepsilon_n \end{bmatrix} \tag{2.26}$$

Es wird angenommen, dass die Störgrößen ε – Schätzungen für ε_i werden Residuen $\hat{\varepsilon}_i$ genannt – normalverteilt sind. Die Schätzung der Koeffizienten $\hat{\beta}$ erfolgt unter der Bedingung, dass der Fehler ε minimiert wird, siehe Bedingung 2.27. Die Koeffizienten des Modells werden anhand der Gleichungen 2.28 und 2.29 aus der Stichprobe des Umfangs n geschätzt.

$$(Y - E(Y))^T(Y - E(Y)) = (Y - X\beta)^T(Y - X\beta) = \varepsilon^T\varepsilon = \text{minimal} \tag{2.27}$$

$$\hat{\beta} = (X^T X)^{-1} X^T y \tag{2.28}$$

$$\hat{\varepsilon} = y - \hat{y} = y - X\hat{\beta} \tag{2.29}$$

Der Zusammenhang zwischen Kovariablen und Zielvariablen wird durch das lineare Modell nicht vollständig beschrieben, sondern ist durch zufällige Störungen überlagert. Die Störgröße ε dient der Erfassung der zufälligen, nicht erklärten Abweichungen.

Arbeitsschritt 3: Prüfung der Regressionsfunktion

Nach der Schätzung der Regressionsfunktion wird zunächst die Güte des Modells überprüft. Hierzu werden im Wesentlichen das Bestimmtheitsmaß sowie die so genannte F-Statistik herangezogen.

Die Stärke des Zusammenhangs der Merkmale X und Y wird anhand des Bestimmtheitsmaßes R^2 beurteilt, siehe Gleichungen 2.30 bis 2.32.

$$R^2 = 1 - \frac{RSS \text{ (nicht erklärte Streuung)}}{SSY \text{ (Gesamtstreuung)}} \tag{2.30}$$

$$RSS = \hat{\boldsymbol{\epsilon}}^T \hat{\boldsymbol{\epsilon}} \tag{2.31}$$

$$SSY = \mathbf{y}^T \mathbf{y} - n\bar{y}^2 \tag{2.32}$$

Das Bestimmtheitsmaß R^2 (auch Determinationskoeffizient) drückt den Anteil der erklärten Varianz ($SSY - RSS$) an der Gesamtvarianz (SSY) aus. Es gilt $0 \leq R^2 \leq 1$. Mit dem F-Test wird geprüft, inwieweit sich die erklärte Varianz von der nicht erklärten Varianz unterscheidet, siehe Gleichung 2.33 und 2.34. In diesen Gleichungen umfasst n die Anzahl der Beobachtungen.

$$\hat{F}_r = \frac{MSS \text{ (erklärte Streuung)}}{RSS \text{ (nicht erklärte Streuung)} / (n - 2)} \tag{2.33}$$

$$MSS = \hat{\boldsymbol{\beta}}^T \mathbf{X}^T \hat{\mathbf{y}} - n\bar{y}^2 \tag{2.34}$$

In Analogie zur Varianzanalyse wird die Nullhypothese H_0 („sämtliche Regressionskoeffizienten sind Null“) mit einer Irrtumswahrscheinlichkeit α abgelehnt, wenn die nachfolgende Bedingung (2.35) gilt (mit p für $\beta_1, \beta_2, \dots, \beta_p$). Der F-Wert ist aus dem Tabellenwerk gängiger statistischer Fachliteratur in Abhängigkeit vom Freiheitsgrad m und der Irrtumswahrscheinlichkeit α zu entnehmen.

$$\hat{F}_r > F_{m, \alpha} \tag{2.35}$$

Arbeitsschritt 4: Prüfung der Regressionskoeffizienten

Innerhalb der Prüfung der Regressionskoeffizienten werden die einzelnen Koeffizienten untersucht. Bei diesem Test wird geprüft, ob die einzelnen Koeffizienten signifikant von Null verschieden sind. Die hierfür einzusetzende Methode ist die t-Statistik, siehe Gleichung 2.36.

$$\hat{t} = \frac{\hat{\beta}_i}{se(\hat{\beta}_i)} \tag{2.36}$$

Darin ist $se(\hat{\beta}_i)$ der Standardfehler der geschätzten Regressionskoeffizienten β_i , siehe Gleichungen 2.37 und 2.38.

$$se(\hat{\beta}_0) = \sqrt{s_{y,x}^2 \left\{ (X^T X)^{-1} \right\}_{11}} \quad (2.37)$$

$$se(\hat{\beta}_1) = \sqrt{s_{y,x}^2 \left\{ (X^T X)^{-1} \right\}_{22}} \quad (2.38)$$

In Gleichung 2.37 und 2.38 ist $s_{y,x}^2$ die Residualvarianz ($s_{y,x}$ = Standardschätzfehler), die den mittleren Schätzfehler im Modell kennzeichnet, siehe Gleichung 2.39.

$$s_{y,x}^2 = \frac{\hat{\boldsymbol{\varepsilon}}^T \hat{\boldsymbol{\varepsilon}}}{n - 2} \quad (2.39)$$

Wiederum wird die Nullhypothese H_0 – die Regressionskoeffizienten β_i sind Null – abgelehnt, wenn die nachfolgende Ungleichung 2.40 gilt. Der t-Wert ist aus gängiger Fachliteratur in Abhängigkeit vom Freiheitsgrad m und der Irrtumswahrscheinlichkeit α zu entnehmen.

$$\hat{t} > t_{m, \alpha} \quad (2.40)$$

Wird die Nullhypothese H_0 verworfen, ist davon auszugehen, dass die Kovariable einen signifikanten Einfluss auf die Zielvariable ausübt.

Arbeitsschritt 5: Prüfung der Modellprämissen

Die Schätzungen der Modellparameter sowie die Durchführung der oben beschriebenen statistischen Tests zur Güteüberprüfung sind von bestimmten Annahmen abhängig, die innerhalb der Modellprämissen formuliert werden. Diese umfassen die Annahmen, dass

- a) der Erwartungswert der Störgrößen Null ist ($E(\varepsilon_i) = 0$) – **Annahme der Linearität**,
- b) die Störgrößen unkorreliert sind ($\text{Cov}(\varepsilon_i, \varepsilon_j) = 0$) – **Annahme der Randomisierung**,
- c) die Varianz der Störgrößen für alle Beobachtungen gleich ist ($\text{Var}(\varepsilon_i) = \sigma^2$) – **Annahme der Varianzgleichheit**,
- d) die Störgrößen normalverteilt sind ($\varepsilon \sim (N(0, \sigma^2))$) – **Normalverteilungsannahme**,
- e) die Störgrößen weitestgehend ausreißerfrei sind – **Annahme der Homogenität**.

In Bezug auf Voraussetzung a) wird im Hinblick auf das verwendete Regressionsmodell unterstellt, dass der Erwartungswert der Störvariablen null ist und sich somit die Schwankungen im Mittel ausgleichen. Eine Abweichung von dieser Annahme deutet auf ein möglicherweise falsch spezifiziertes Modell hin, was bedeutet, dass u. U. eine verzerrte Schätzung der Regressionsparameter vorliegt. Die Überprüfung der Bedingung a) erfolgt im Allgemeinen mittels Residuenplot, bei dem die Residuen gegen die vom Modell vorhergesagten Werte aufgetragen werden (Residuals vs Fitted Plot), vgl. Bild 2.19. Bei der Voraussetzung b) wird davon ausgegangen, dass die Residuen in der Grundgesamtheit unkorreliert sind. Die Abweichungen von der Regressionsgeraden sind somit zufälliger Natur und nicht von den vorangegangenen Beobachtungen abhängig. Die Voraussetzung b) wird ebenfalls mittels Residuenplots visuell überprüft. Die Annahme der Varianzgleichheit – Voraussetzung c) – verlangt eine gleiche Streuung der Residuen im gesamten Wertebereich (Homoskedastizität). Eine Überprüfung der

Bedingung c) mittels Residuenplot mit standardisierten Residuen wird empfohlen (Scale Location Plot). Die Voraussetzungen für die im Rahmen der Regressionsanalyse durchzuführenden statistischen Hypothesentests bedingen normalverteilte Residuen. Daher ist es erforderlich die Bedingung d) anhand von Q-Q-Plots zu verifizieren (Normal Q-Q Plot).

Aufgrund der für die Regressionsrechnung quadrierten Residuen werden die Regressionskoeffizienten durch Ausreißer stark beeinflusst. Daher ist es notwendig, eine Bewertung möglicher Ausreißer vorzunehmen. Die einflussreichsten Datenpunkte können mittels Hebelwerte (Residuals vs Leverage Plot) und Distanzbetrachtungen (Cook-Distanz Plot) charakterisiert werden. Die nachfolgende Gleichung 2.41 definiert den Hebelwert wie folgt [31, 69, 70]:

$$h_i = \frac{1}{n} + \frac{x_i - \bar{x}}{\sum_j (x_j - \bar{x})^2} \quad (2.41)$$

Je größer die Beobachtung vom Durchschnitt entfernt ist, desto größer wird der Hebelwert. Beobachtungen mit großem h_i werden Hebelpunkte genannt. Als einflussreiche Datenpunkte gelten Werte h_i die größer als $2p/n$ sind. Dabei ist p die Anzahl der Parameter im Modell und n die Anzahl der Beobachtungen. Ein weiterer statistischer Kennwert zur Beurteilung einflussreicher Beobachtungen ist die so genannte Cook-Distanz D_i für die i -te Beobachtung, siehe Gleichung (2.42).

$$D_i = \frac{(\hat{y}_{(i)} - \hat{y})^T (\hat{y}_{(i)} - \hat{y})}{p \cdot \hat{\sigma}^2} \quad (2.42)$$

Hierbei bedeutet $\hat{y}_{(i)}$ die Schätzung dieses Kennwertes ohne die i -te Beobachtung. Beobachtungen mit $D_i > 0,5$ gelten als auffällig, Werte mit $D_i > 1$ als kritisch [68, 69]. Hinsichtlich der auffälligen Werte wird im Rahmen der eigenen Untersuchungen ein Grenzwert der Cook-Distanz von 0,5 angenommen.

Weitere statistische Kennwerte zur Beurteilung der Güte der linearen Regression – d. h. die Bewertung der Unsicherheit der Schätzung – umfassen die Prädiktionsintervalle. Das Prädiktionsintervall für den Erwartungswert von Y an der Stelle $X = x$ errechnet sich gemäß Gleichung 2.43. Üblicherweise werden die 95 % Vertrauensbereiche angegeben.

$$\hat{y}_0 \pm t_{n-p-1, 1-\alpha/2} \cdot \hat{\sigma} \sqrt{\mathbf{x}_0^T (X^T X)^{-1} \mathbf{x}_0} \quad (2.43)$$

Das Prädiktionsintervall für eine zukünftige Beobachtung Y an der Stelle $X = x$ wird entsprechen den nachfolgenden Gleichung 2.44 ermittelt.

$$\hat{y}_0 \pm t_{n-p-1, 1-\alpha/2} \cdot \hat{\sigma} \sqrt{1 + \mathbf{x}_0^T (X^T X)^{-1} \mathbf{x}_0} \quad (2.44)$$

2.8.3 Zuverlässigkeitsanalyse

In diesem Kapitel soll die Anwendung der wichtigsten wahrscheinlichkeitstheoretischen Verfahren im Hinblick auf Zuverlässigkeitsanalysen, die im Kapitel 5 thematisiert werden, kurz vorgestellt werden. Zur Vertiefung dieser Thematik wird folgende Literatur empfohlen [3, 4, 141, 167, 174].

2.8.3.1 Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit

Zur Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit von Betonkonstruktionen, die bestimmten (dauerhaftigkeitsrelevanten) Beanspruchungen ausgesetzt sind, ist es erforderlich einen Grenzzustand (ungewollter Bauwerks- oder Bauteilzustand) zu definieren und eine dazugehörige Grenzzustandsgleichung zu formulieren.

Die Variablen der Grenzzustandsgleichung, die streuende Werte darstellen, werden als Basisvariablen X_i bezeichnet. Sie werden in dem Zufallsvektor \mathbf{X} als Komponenten zusammengefasst, siehe 2.45.

$$\mathbf{X} = \begin{pmatrix} X_1 \\ \vdots \\ X_m \end{pmatrix} \quad (2.45)$$

Werden mehrere Basisvariablen betrachtet, wird von einem m -dimensionalen Raum ausgegangen, in dem jeder Punkt \mathbf{x} mit den Koordinaten x_1, x_2, \dots, x_m als Realisierung des Zufallsvektors \mathbf{X} vorliegt, siehe 2.46.

$$\mathbf{x} = \begin{pmatrix} x_1 \\ \vdots \\ x_m \end{pmatrix} \quad (2.46)$$

Die Grenzzustandsgleichung $g(\mathbf{x})$ bildet den Raum der Basisvariablen und wird allgemein gemäß 2.47 geschrieben.

$$g(\mathbf{x}) = g(x_1, x_2, \dots, x_m) = 0 \quad (2.47)$$

Die Definition des Grenzzustands im Raum der Basisvariablen veranschaulicht Bild 2.20. Dieser Raum wird durch die Funktion $g(\mathbf{x})$ in zwei Bereiche geteilt. Einerseits in den unsicheren Bereich bzw. den Versagensbereich V – siehe Gleichung 2.48 – und andererseits in den sicheren Bereich S – siehe Gleichung 2.49.

$$V = \{ \mathbf{x} \mid g(\mathbf{x}) < 0 \} \quad (2.48)$$

$$S = \{ \mathbf{x} \mid g(\mathbf{x}) \geq 0 \} \quad (2.49)$$

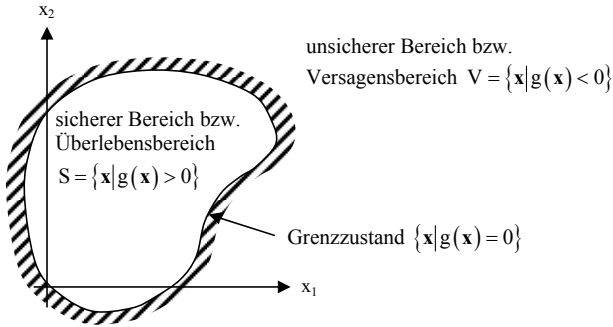


Bild 2.20: Zur Definition des Grenzzustandes im Raum der Basisvariablen [174]

Die Differenz aus Widerstand R und Einwirkung E gemäß Gleichung 2.50 wird Sicherheitsabstand G genannt [47]. Wird $G = 0$, ist der Grenzzustand gerade erreicht. Wird $G < 0$, tritt ein Versagen ein.

$$G = R - E \tag{2.50}$$

Werden die Basisvariablen in Hinblick auf ihre Funktion innerhalb der Grenzzustandsgleichung in Widerstände R und Einwirkungen E getrennt, folgen die Gleichungen 2.51 und 2.52.

$$R = g_R(X_{R1}, X_{R2}, \dots, X_{Rm}) \tag{2.51}$$

$$E = g_E(X_{E1}, X_{E2}, \dots, X_{Em}) \tag{2.52}$$

In den obigen Gleichungen sind die Basisvariablen X_{Ri} der Widerstandsseite und die Basisvariablen X_{Ei} der Einwirkungs- bzw. Beanspruchungsseite zuzuordnen. Im Allgemeinen ist diese eindeutige Trennung jedoch nicht immer möglich, da die Zuordnung zur einen oder anderen Seite vom Vektor \mathbf{x} abhängt. Gilt 2.53, wird die entsprechende Basisvariable zur Widerstandsseite zugeordnet, gilt 2.54, kann die Basisvariable zur Einwirkungsseite gezählt werden.

$$\left. \frac{\delta g(\mathbf{x})}{x_i} \right|_{\mathbf{x}} > 0 \tag{2.53}$$

$$\left. \frac{\delta g(\mathbf{x})}{x_i} \right|_{\mathbf{x}} < 0 \tag{2.54}$$

2.8.3.2 Strenge Lösung

Im m -dimensionalen Raum der Basisvariablen ist jedem \mathbf{x} eine Dichtefunktion $f_{\mathbf{x}}(\mathbf{x})$ zugeordnet, siehe Gleichung 2.55.

$$f_{\mathbf{x}}(x_1, x_2, \dots, x_m) = f_{\mathbf{x}}(\mathbf{x}) \tag{2.55}$$

Wie bereits erläutert, wird dieser m-dimensionale Raum durch die Grenzzustandsfunktion bzw. -gleichung $g(\mathbf{x}) = 0$ in zwei Bereiche – den sicheren (Nichtversagen) und den unsicheren Bereich (Versagen) – unterteilt. Die Versagenswahrscheinlichkeit P_f ist gemäß Gleichung 2.56 folgendermaßen definiert:

$$P_f = P(g(\mathbf{x}) < 0) \tag{2.56}$$

Die Versagenswahrscheinlichkeit P_f ist gleich dem Faltungsintegral der Dichtefunktion $f_{\mathbf{x}}(\mathbf{x})$ über den Versagensbereich der Grenzzustandsfunktion 2.57.

$$P_f = \int_{\underbrace{\dots}_{\substack{m \\ \{x|g(x)<0\}}}} f_{\mathbf{x}}(x_1, x_2, \dots, x_m) dx_1 \cdot dx_2 \cdot \dots \cdot dx_m \tag{2.57}$$

Sind Einwirkung E und Widerstand R voneinander stochastisch unabhängig, lässt sich das Faltungsintegral vereinfacht formulieren.

Ein Versagen tritt ein, wenn die bedingte Wahrscheinlichkeit gemäß Beziehung 2.58 erfüllt ist, siehe hierzu auch Bild 2.21.

$$P_f [(R \leq x_i) \cap (x_i < E \leq x_i + dx)] \tag{2.58}$$

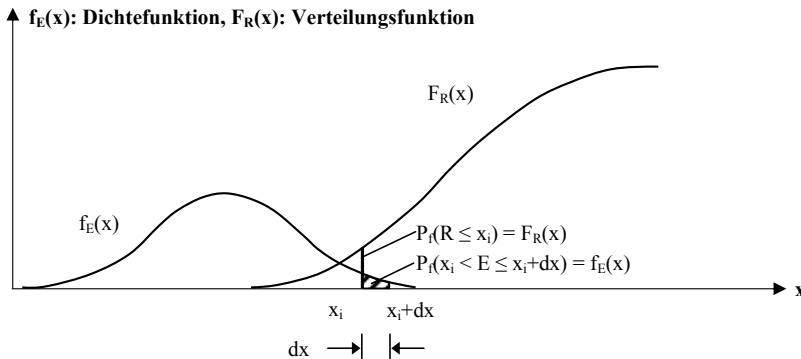


Bild 2.21: Grafische Darstellung der Beziehung 2.58 [168]

Da hier eine bedingte Wahrscheinlichkeit vorliegt, kann demnach die Versagenswahrscheinlichkeit P_f mit nachfolgendem Integral ausgedrückt werden, siehe 2.59.

$$P_f = \int_0^{\infty} P(E > x) \cdot P(R = x) dx = \int_0^{\infty} [1 - F_E(x)] f_R(x) dx \tag{2.59}$$

Mit 2.59 ist das Problem der Berechnung einer Versagenswahrscheinlichkeit P_f mathematisch formal gelöst. Probleme treten aber bei dem Versuch auf, analytisch oder numerisch Lösungen zu finden, da geschlossene Integrationen auf Sonderfälle beschränkt bleiben. Einen Son-

derfall bilden Modelle, deren Zufallsgrößen voneinander unabhängig und normalverteilt sind sowie eine lineare Grenzzustandsgleichung besitzen. In diesem Fall lässt sich die Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit in geschlossener Form durchführen. Für die m-dimensionale Verteilungsdichte gilt Beziehung 2.60.

$$\begin{aligned}
 f_X(x_1, x_2, \dots, x_m) &= f_{X_1}(x_1) \cdot f_{X_2}(x_2) \cdot \dots \cdot f_{X_m}(x_m) \\
 &= \frac{1}{(2\pi)^{m/2} \prod_{i=1}^m \sigma_{X_i}} \exp\left(-\frac{1}{2} \sum_{i=1}^m \left(\frac{x_i - m_{X_i}}{\sigma_{X_i}}\right)^2\right)
 \end{aligned}
 \tag{2.60}$$

Darin sind $m_{X_i} = E(X_i)$ der Erwartungswert und $\sigma_{X_i} = (\text{Var}[X_i])^{1/2}$ die Standardabweichung der Zufallsgröße X_i . Die lineare Grenzzustandsgleichung gemäß 2.61 liegt in folgender Form vor:

$$g(x) = c_0 + c_1 \cdot x_1 + c_2 \cdot x_2 + \dots + c_m \cdot x_m = c_0 + \sum_{i=1}^m c_i \cdot x_i
 \tag{2.61}$$

Dabei stellen die c_i nichtzufällige Konstanten dar, die von der Struktur des zu untersuchenden Problems abhängen. Die Basisvariablen werden nun vom Originalraum in einen standardisierten Raum transformiert, siehe Gleichung 2.62:

$$Y_i = \frac{X_i - m_{X_i}}{\sigma_{X_i}}
 \tag{2.62}$$

Die neuen Variablen Y_i haben den Vorteil, dass sie nun alle standardnormalverteilt sind, d. h. der Mittelwert ist 0, die Standardabweichung ist 1. Die Verteilungsdichte der standardisierten Größen wird gemäß 2.63 formuliert:

$$f_Y(y_1, y_2, \dots, y_m) = \frac{1}{(2\pi)^{m/2}} \exp\left(-\frac{1}{2} \sum_{i=1}^m y_i^2\right)
 \tag{2.63}$$

Die Dichtefunktion gemäß 2.63 ist im y-Raum zum Koordinatenursprung kugelsymmetrisch. Die Grenzzustandsgleichung wird schließlich in den Standardraum transformiert und $h(y)$ genannt, siehe 2.64.

$$h(y) = c_0 + \sum_{i=1}^m c_i \cdot m_{X_i} + \sum_{i=1}^m c_i \cdot \sigma_{X_i} \cdot y_i = 0
 \tag{2.64}$$

Somit ist auch die Grenzzustandsgleichung im Standardraum linear. Sie wird nun in die Hessesche Normalform überführt, siehe 2.65. Hierbei ist der Zuverlässigkeitsindex β und die Wichtungsfaktoren α_i wie folgt definiert, siehe Beziehungen 2.66 und 2.67 mit $i = 1, 2, \dots, m$.

$$h(y) = \beta - \sum_{i=1}^m \alpha_i \cdot y_i = 0
 \tag{2.65}$$

$$\beta = \frac{c_0 + \sum_{i=1}^m c_i \cdot m_{X_i}}{\sqrt{\sum_{i=1}^m (c_i \cdot \sigma_{X_i})^2}} \quad (2.66)$$

$$\alpha_i = \frac{-c_i \sigma_{X_i}}{\sqrt{\sum_{i=1}^m (c_i \cdot \sigma_{X_i})^2}} \quad (2.67)$$

Anschaulich betrachtet stellt der Zuverlässigkeitsindex β den kürzesten Abstand zwischen dem Koordinatenursprung $y = 0$ und der Grenzzustandsfunktion $h(\mathbf{y}) = 0$ im standardisierten Raum dar, siehe Bild 2.22. Hierfür wird ein neues Koordinatensystem (u -Achse) eingeführt. Die Wichtungsfaktoren sind die geometrischen negativen Richtungscosini des Lotes vom Koordinatenursprung auf $h(\mathbf{y})$. Anhand der Wichtungsfaktoren kann der Einfluss der jeweiligen Zufallsvariablen auf die Zuverlässigkeitsbemessung abgeschätzt werden.

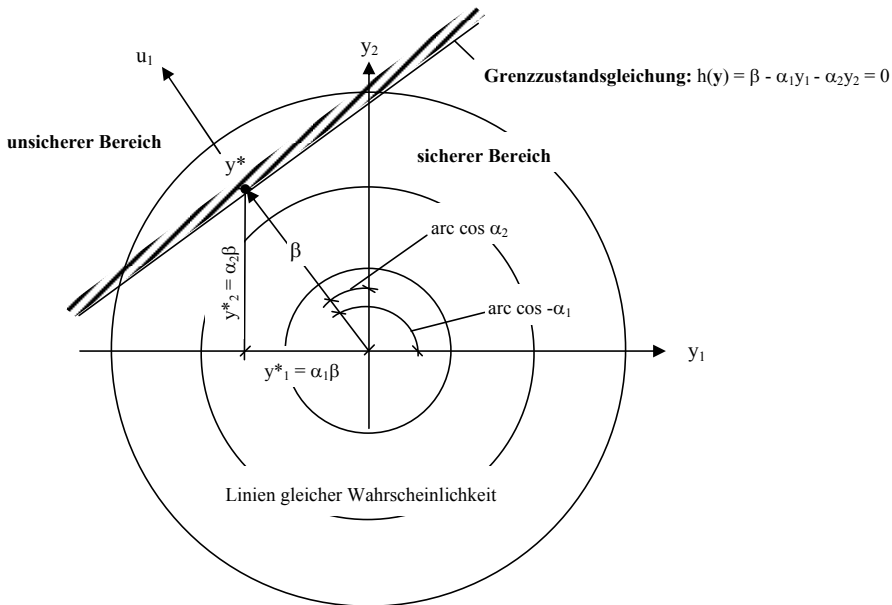


Bild 2.22: Verteilungsdichten und Gleichung des Grenzzustandes im Raum der standardisierten Zufallsgrößen im zweidimensionalen Fall [174]

Die Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit erfolgt somit gemäß 2.68 im standardisierten Raum.

$$P_f = \frac{I}{(2\pi)^{m/2}} \int_{\{y|h(y)<0\}} \prod_{i=1}^n \exp\left(-\frac{y_i^2}{2}\right) dy_i \quad (2.68)$$

Aufgrund der Rotationssymmetrie ist diese Gleichung gegenüber beliebigen Drehungen des Koordinatensystems invariant. Nun wird ein neues Koordinatensystem mit den Achsen u_1, u_2, \dots, u_n eingeführt, dessen u_1 -Achse in Richtung von β zeigt. Dadurch nimmt die Versagensbedingung eine besonders einfache Form an, siehe 2.69 und 2.70.

$$\beta - u < 0 \tag{2.69}$$

$$P_f = \frac{1}{(2\pi)^{m/2}} \int_{-\infty}^{+\infty} \dots \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{\infty} \prod_{i=1}^m \exp\left(-\frac{u_i^2}{2}\right) du_i \tag{2.70}$$

Aus den beiden folgenden Bedingungen gemäß 2.71 und gemäß 2.72 wird für die Versagenswahrscheinlichkeit P_f nach Gleichung 2.73 formuliert.

$$\frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{+\infty} \exp\left(-\frac{u^2}{2}\right) du = 1 \tag{2.71}$$

$$\frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{\beta}^{+\infty} \exp\left(-\frac{u^2}{2}\right) du = 1 - \Phi(\beta) = \Phi(-\beta) \tag{2.72}$$

$$P_f = \Phi(-\beta) \tag{2.73}$$

Der zahlenmäßige Zusammenhang zwischen dem Zuverlässigkeitsindex β und der Versagenswahrscheinlichkeit P_f ist der nachfolgend gegebenen Tabelle 2.15 zu entnehmen.

Tabelle 2.15: Beziehung zwischen β und P_f [47]

P_f	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}
β	1,28	2,32	3,09	3,72	4,27	4,75	5,20

Für die genaue Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit sind besonders die Enden der Verteilungsfunktionen der Basisvariablen von großer Bedeutung. Um diese Enden einem Verteilungstyp zuordnen zu können, wird eine Vielzahl von Stichproben benötigt, die in der Regel nicht vorhanden ist. Außerdem stellt die oben aufgezeigte strenge Lösung häufig ein Problem dar, das weder analytisch noch numerisch einfach zu lösen ist. Üblicherweise werden zur Berechnung von grenzzustandsbezogenen Versagenswahrscheinlichkeiten numerische Näherungsverfahren herangezogen, die für die Aufgabenstellungen im Bauwesen hinreichend genau sind [73, 167, 174]. Aus diesem Grund wird im Nachfolgenden auf die wichtigsten numerischen Näherungsverfahren kurz eingegangen.

2.8.3.3 Momentenmethode

Der Name „Momentenmethode“ bezieht sich darauf, dass bei diesem Verfahren ausschließlich die ersten beiden Momente (Mittelwert μ und Standardabweichung σ) der Basisvariablen für die näherungsweise Lösung des Faltungsintegrals herangezogen werden. Die Kenntnis der Verteilungsfunktionen der einzelnen Basisvariablen, bzw. die Verteilungsfunktion der Grenzzustandsfunktion ist nicht notwendig.

Nach Cornell [167] wird der Sicherheitsindex β_C als das Verhältnis von Mittelwert zu Standardabweichung definiert, siehe 2.74.

$$\beta_C = \frac{m_G}{\sigma_G} = \frac{E[G]}{\sqrt{Var[G]}} \quad (2.74)$$

Eine nichtlineare Grenzzustandsgleichung wird durch eine Taylorreihenentwicklung linearisiert. Dabei wird die Reihenentwicklung im Erwartungswert vorgenommen, siehe 2.75, 2.76 und 2.77.

$$g(x_1, x_2, \dots, x_m) = g(m_{x_1}, m_{x_2}, \dots, m_{x_m}) + \sum_{i=1}^m (x_i - m_{x_i}) \left. \frac{\partial g}{\partial x_i} \right|_{x=m} \quad (2.75)$$

$$E[G] = g(m_{x_1}, m_{x_2}, \dots, m_{x_m}) \quad (2.76)$$

$$Var[G] = \sum_{i=1}^m \left(\left. \frac{\partial g}{\partial x_i} \right|_{x=m} \right)^2 Var[X_i] + \sum_{i=1}^m \sum_{\substack{j=1 \\ i \neq j}}^m \left. \frac{\partial g}{\partial x_i} \right|_{x=m} \left. \frac{\partial g}{\partial x_j} \right|_{x=m} Cov[X_i, X_j] \quad (2.77)$$

Die Ableitungen sind wiederum an den Stellen der Erwartungswerte durchzuführen. Mit der Definition des Gradientenvektors der Differentialquotienten der Grenzzustandsgleichung an der Stelle des Erwartungswertes $\mathbf{m} = E[\mathbf{X}]$ – siehe Beziehung 2.78 –, lässt sich der Sicherheitsindex β_C auch mittels Beziehung 2.79 darstellen.

$$\nabla g(\mathbf{m}) = \begin{pmatrix} \left. \frac{\partial g}{\partial x_1} \right|_{x=m} \\ \vdots \\ \left. \frac{\partial g}{\partial x_m} \right|_{x=m} \end{pmatrix} \quad (2.78)$$

$$\beta_C = \frac{E[G]}{\sqrt{Var[G]}} = \frac{g(\mathbf{m})}{\sqrt{\nabla g^T(\mathbf{m}) \mathbf{C}_X \nabla g(\mathbf{m})}} \quad (2.79)$$

Die Definition nach Cornell [167] hat den Nachteil, dass die Größe des Sicherheitsindex β_C von der Formulierung der Grenzzustandsfunktion abhängt („Invarianzproblem“). Überwunden wurde das Invarianzproblem durch die Formulierung von Hasofer und Lind [167, 174],

wonach die Taylorreihenentwicklung nicht am Erwartungswert, sondern an einem Punkt auf der Grenzzustandsfunktion vorzunehmen ist. Dabei tritt das Problem auf, dass zunächst unklar ist, welcher Punkt auf der Grenzzustandsfunktion zu wählen ist. Nahe liegend ist, denjenigen Punkt zu wählen, der im standardisierten Raum den kürzesten Abstand zum Koordinatenursprung hat. Dieser Punkt heißt Bemessungspunkt. Von einer nichtlinearen Grenzzustandsgleichung werden die Basisvariablen zunächst in standardisierte Größen Y_i transformiert, so dass sie alle den Mittelwert $m_{Y_i} = 0$ und die Standardabweichung $\sigma_{Y_i} = 1$ besitzen. Für voneinander unabhängige Größen X_i gilt 2.80.

$$y_i = \frac{x_i - m_{X_i}}{\sigma_{X_i}} \quad , \quad x_i = m_{X_i} + \sigma_{X_i} y_i \quad (2.80)$$

Der Sicherheitsindex nach Hasofer und Lind [167, 174] β_{HL} , der den kürzesten Abstand von $y = 0$ und $h(y) = 0$ darstellt, ergibt sich dann gemäß der Beziehung 2.81:

$$\beta_{HL} = \min \left\{ \sqrt{\sum_{i=1}^m y_i^2} \mid h(y_1, y_2, \dots, y_m) = 0 \right\} \quad (2.81)$$

Damit wird die Bestimmung des Sicherheitsindex auf eine Extremwertaufgabe mit Nebenbedingung zurückgeführt. Der Sicherheitsindex nach Hasofer und Lind β_{HL} ist der kürzeste Abstand zwischen Koordinatenursprung und Grenzzustandsfunktion im standardisierten Raum. Er wird in der Literatur auch als „First Order Second Moment“ Methode bezeichnet [167].

2.8.3.4 Zuverlässigkeit 1. Ordnung (FORM)

Der Vorteil der Momentenmethode, dass lediglich Informationen über die ersten beiden Momente der Basisvariablen notwendig sind und keinerlei Informationen über die Verteilungsfunktionen vorliegen, kann u. U. auch von Nachteil sein. Sind Informationen über die Verteilungsfunktionen vorhanden, empfiehlt es sich, eine genauere Methode zu wählen. Speziell für diese Fälle wird die „FORM-Methode“ (First Order Reliability Method) angewandt. Mit dieser Methode können sowohl für nicht normalverteilte Basisvariablen als auch für nichtlineare Grenzzustandsfunktionen Lösungen gefunden werden. Allgemeine Probleme werden hierbei auf die Lösungsmöglichkeiten bereits bekannter Probleme mit standardisierten normalverteilten Basisvariablen und linearer Grenzzustandsgleichung zurückgeführt. Dazu ist eine Transformation gemäß 2.82 bzw. 2.83 nötig, die die Basisvariablen X_i in normalverteilte, unkorrelierte Basisvariablen Y_i überführt:

$$x_i = F_{X_i}^{-1}(\Phi(y_i)) \quad i = 1, 2, \dots, m \quad (2.82)$$

$$y_i = \Phi^{-1}(F_{X_i}(x_i)) \quad i = 1, 2, \dots, m \quad (2.83)$$

Zur Lösung dieses Problems sind mehrere Transformationen, wie z. B. die Rosenblatt-Transformation entwickelt worden, die bei unterschiedlichen Bedingungen verschieden gute Ergebnisse liefern. Für ausführlichere Beschreibungen der Transformationen sei auf die Lite-

ratur [133, 167, 174] verwiesen. Durch diese Transformation in den standardisierten Raum wird die Grenzzustandsfunktion 2.84 bzw. 2.85 in 2.86 überführt.

$$g(\mathbf{x}) = g(x_1, x_2, \dots, x_m) = 0 \tag{2.84}$$

$$g[F_{x_1}^{-1}(\Phi(y_1)), \dots, F_{x_m}^{-1}(\Phi(y_m))] = 0 \tag{2.85}$$

$$h(\mathbf{y}) = h(y_1, y_2, \dots, y_m) = 0 \tag{2.86}$$

Dabei stellt die Grenzzustandsfunktion 2.86 eine Hyperfläche dar, die den n-dimensionalen standardisierten Raum in den sicheren und den unsicheren Bereich abgrenzt. Das Prinzip der FORM-Methode besteht darin, an die transformierte Grenzzustandsfunktion im standardisierten Raum eine (n-1)-dimensionale Tangentialebene $H(\mathbf{y})$ im Bemessungspunkt \mathbf{y}^* zu legen, siehe 2.87.

$$H(\mathbf{y}) = h(\mathbf{y}^*) + (\mathbf{y} - \mathbf{y}^*)^T \nabla h(\mathbf{y}^*) \tag{2.87}$$

Voraussetzung dafür ist, dass die Grenzzustandsgleichung $h(\mathbf{y})$ im Bemessungspunkt \mathbf{y}^* stetig und mindestens einmal differenzierbar ist. Gl. 2.87 stellt die Taylorreihenentwicklung der Grenzzustandsfunktion unter Vernachlässigung aller Terme zweiter oder höherer Ordnung dar. Der Bemessungspunkt \mathbf{y}^* ist dabei wiederum derjenige Punkt auf der Grenzzustandsfunktion, der im standardisierten Raum den kürzesten Abstand zum Koordinatenursprung, siehe Bild 2.23.

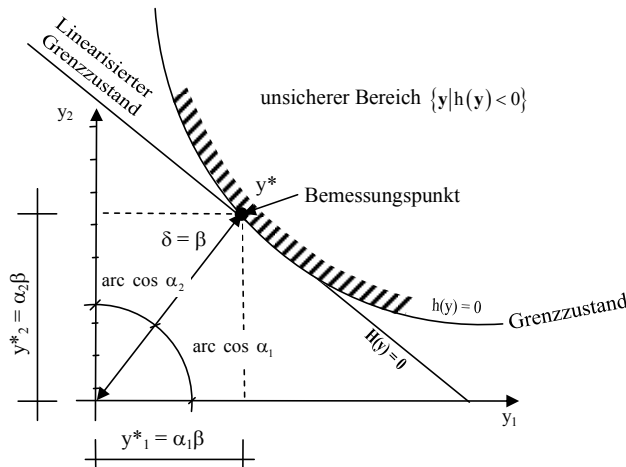


Bild 2.23: Linearisierung der Grenzzustandsfunktion im Bemessungspunkt [174]

Da der Sicherheitsindex β einen Abstand darstellt, wird 2.87 zunächst in die Hessesche Normalform umgewandelt, siehe 2.88, 2.89 und 2.90.

$$H(\mathbf{y}) = \delta - \boldsymbol{\alpha}^T \mathbf{y} = 0 \quad (2.88)$$

$$\boldsymbol{\alpha} = \frac{-\nabla h(\mathbf{y}^*)}{(\nabla h^T(\mathbf{y}^*) \nabla h(\mathbf{y}^*))^{1/2}} \quad (2.89)$$

$$\delta = \frac{h(\mathbf{y}^*) - \mathbf{y}^{*T} \nabla h(\mathbf{y}^*)}{(\nabla h^T(\mathbf{y}^*) \nabla h(\mathbf{y}^*))^{1/2}} \quad (2.90)$$

Der Sicherheitsindex β ist demnach definiert als Abstand zwischen dem Bemessungspunkt \mathbf{y}^* und dem Koordinatenursprung, siehe 2.91 und 2.92.

$$\mathbf{y}^* = \boldsymbol{\alpha} \delta \quad (2.91)$$

$$\beta = \sqrt{\mathbf{y}^{*T} \cdot \mathbf{y}^*} \quad (2.92)$$

Zur Bestimmung des Sicherheitsindex β und der Koordinaten des Bemessungspunktes \mathbf{y}^* sind verschiedene Algorithmen entwickelt worden. Am bekanntesten ist der unter dem Namen Rackwitz-Fiebler bekannt gewordene Algorithmus, welcher auch als Normal-Tail-Approximation bezeichnet wird [133, 167, 174].

2.8.3.5 Zuverlässigkeit 2. Ordnung (SORM)

Im Zuge probabilistischer Zuverlässigkeitsanalysen kann es vorkommen, dass die Methode erster Ordnung in ihrer Genauigkeit nicht ausreichend ist. Dies ist beispielsweise bei starker Krümmung der Grenzzustandsfunktion $g(\mathbf{x})$ oder bei stark von der Normalverteilung abweichenden Verteilungsfunktionen der Fall. Für diese Fälle kann die FORM-Methode erweitert werden, indem nicht nur die Glieder erster Ordnung der Taylorreihenentwicklung berücksichtigt werden, sondern auch diejenigen zweiter Ordnung. Man spricht hierbei von der SORM-Methode („Second Order Reliability Method“). Die Beziehung 2.88 erweitert sich dann zu Gleichung 2.93:

$$H(\mathbf{y}) = h(\mathbf{y}^*) + (\mathbf{y} - \mathbf{y}^*)^T \nabla h(\mathbf{y}^*) + \frac{1}{2} (\mathbf{y} - \mathbf{y}^*)^T \nabla^2 h(\mathbf{y}^*) (\mathbf{y} - \mathbf{y}^*) = 0 \quad (2.93)$$

Hierbei ist $\nabla^2 h(\mathbf{y}^*)$ die Matrix der zweiten und gemischten Ableitungen von $h(\mathbf{y})$ im standardisierten Raum an der Stelle des Bemessungspunktes \mathbf{y}^* . Voraussetzung für die SORM-Methode ist, dass $g(\mathbf{x})$ im Bemessungspunkt \mathbf{y}^* stetig und mindestens zweimal differenzierbar ist.

2.8.3.6 Monte-Carlo-Methode (MCM)

Im Gegensatz zu den bisher besprochenen Methoden, die Versagenswahrscheinlichkeiten auf analytischer Basis berechnen, besteht auch die Möglichkeit, auf der Basis von Simulations-

verfahren entsprechende Wahrscheinlichkeiten zu ermitteln. Zu nennen ist hierbei die Monte-Carlo-Simulation [11, 133, 167].

Zur Lösung einer definierten Grenzzustandsgleichung wird eine Zufallsgröße G gesucht, die eine Funktion vorgegebener Zufallsgrößen X_1, \dots, X_m mit Verteilungsfunktionen F_{X_1}, \dots, F_{X_m} ist. Die einer bekannten Verteilung F_{X_i} folgenden Zufallszahlen x_i , die Realisierungen der Zufallsgröße X darstellen müssen, bilden eine wichtige Grundlage der Monte-Carlo-Methode.

Wird eine ausreichend große Stichprobe der Zufallszahlen erzeugt, muss die daraus resultierende Häufigkeitsverteilung gegen die vorgegebene Wahrscheinlichkeitsverteilung F_{X_i} konvergieren, wobei die stochastische Unabhängigkeit der Folge der Zufallszahlen x_i vorausgesetzt wird. Wird mittels Zufallszahlengenerator ein Satz Zufallszahlen x_1, \dots, x_m generiert und dieser in die Grenzzustandsgleichung G eingesetzt, so wird eine Zufallszahl g der gesuchten Zufallsgröße G erzeugt. Eine ausreichende Wiederholung dieses Vorgehens liefert wiederum eine Stichprobe von G . Alle Realisationen der Stichprobe werden entsprechend der Methoden der Statistik modelliert, d.h. Mittelwert, Standardabweichung und Häufigkeitsverteilung werden berechnet.

Bei einer großen Stichprobe sind die berechneten Werte Näherungswerte für die tatsächlichen Wahrscheinlichkeiten. Nach Einführung der nachfolgenden Indikatorfunktion 2.94 kann die Beziehung 2.95 formuliert werden:

$$I(x) = \begin{cases} 1 & \text{für } g(x) < 0 \\ 0 & \text{für } g(x) \geq 0 \end{cases} \quad (2.94)$$

$$P_f = \int_{g(x) < 0} I(x) f(x) dx \quad (2.95)$$

Zur Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit mit der Monte-Carlo-Methode werden zunächst Zufallszahlen der Basisvariablen erzeugt, die durch Einsetzen in die Grenzzustandsgleichung das Ergebnis liefern, wie viele Versagensfälle $g(x) < 0$ eingetreten sind. Diese Fälle werden auf die Gesamtzahl der Realisationen N bezogen. Daraus ergibt sich folgende Versagenswahrscheinlichkeit, siehe 2.96:

$$P_f = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N I(x_i) \quad (2.96)$$

Es wird also bestimmt, ob ein zufällig gewählter Punkt im Versagensraum liegt, oder nicht. Die Versagenswahrscheinlichkeit ergibt sich aus dem Verhältnis der Punkte im Versagensraum zu sämtlichen erzeugten Punkten. Die Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit ist mit der Monte-Carlo-Methode verhältnismäßig einfach, allerdings ist bei der Ermittlung kleiner Versagenswahrscheinlichkeiten ein entsprechender Rechenaufwand notwendig, um hinreichend genaue Ergebnisse zu erhalten [174].

Kapitel 3

Experimentelle und statistische Untersuchungen

3.1 Überblick

Wie in Bild 3.1 ersichtlich ist, bilden die Ergebnisse der Vorversuche sowie der Hauptversuche I und II die wesentliche Datenbasis für die im Kapitel 4 aufgezeigte Modellierung des Schädigungsfortschritts verschleißbeanspruchter Betonoberflächen im Wasserbau. Grundlage hierzu war die **Entwicklung und Herstellung** einer geeigneten Verschleißprüfvorrichtung.

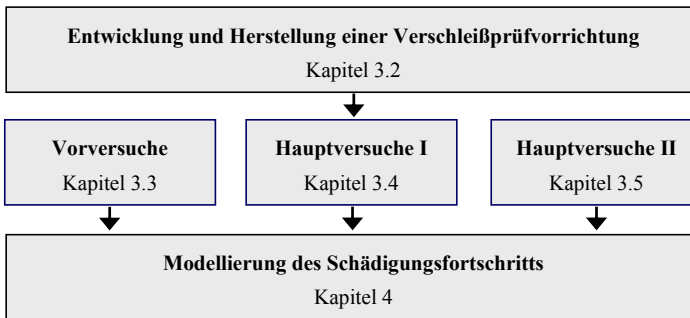


Bild 3.1: Überblick über die durchgeführten Untersuchungen

Im Rahmen der **Vorversuche** sollte sichergestellt werden, dass unter Verwendung der entwickelten Prüfvorrichtung mit den ausgewählten Prüfbedingungen (Verschleißgut, Füllmenge usw.) der Betonabtrag zielsicher ermittelt werden kann. Weiterhin musste untersucht werden, ob das gewählte Vorgehen bei der Verschleißprüfung sowie die spezielle Prüfkörperanordnung in der Verschleißtrommel einen Einfluss auf den Messwert des Betonabtrags ausübt. Weder das Prüfprocedere noch die Prüfkörperanordnung dürfen zu signifikanten Messwertunterschieden führen. Dies war im Vorfeld der Hauptversuche auszuschließen.

Aus der Literaturstudie konnte gefolgert werden, dass der maßgebende verschleißrelevante Materialkennwert des Betons oder eine Kombination aus Kennwerten noch nicht identifiziert wurde. Somit bestand das Untersuchungsziel der **Hauptversuche I** in der Identifizierung der Kennwerte, die einen signifikanten Einfluss auf den Betonverschleiß ausüben.

Innerhalb der **Hauptversuche II** wurde unter Variation der nun bekannten Parameter aus Einwirkung (Beanspruchungsenergie) und Widerstand (Materialkennwert) weiterführende Verschleißversuche durchgeführt, die wiederum als grundlegende Datenbasis zur Modellierung des Schädigungsfortschritts verschleißbeanspruchter Betonoberflächen dienen.

3.2 Verschleißprüfvorrichtung

3.2.1 Anforderungen an die Prüfvorrichtung

Im Ergebnis der Literaturstudie hat sich gezeigt, dass die Verschleißtrommel nach Bania [14] bzw. die modifizierte Trommel nach Haroske [91] den Hydroabrasionsverschleiß von Betonoberflächen wirklichkeitsnah abbilden kann. Die Vorteile dieser Prüfvorrichtung sind nachfolgend aufgeführt:

- Das nachgeahmte Belastungskollektiv (Schleif- und Prallverschleiß) entspricht weitestgehend den vorzufindenden Beanspruchungen bei wasserbaulichen Anlagen.
- Das verwendete Verschleißgut (Flussskies unterschiedlicher Fraktionen) ähnelt hinsichtlich der mineralogischen Zusammensetzung sowie der Größe und Form dem Geschiebe, das an verschleißbelasteten Wasserbauwerken vorzufinden ist.
- Die Prüfkörpergeometrie ist variabel gestaltbar (Würfel oder Zylinder) und die Betonkörper sind gut handhabbar (kleine Abmessungen, geringes Gewicht).
- Die wesentlichen Einflussparameter (Geschwindigkeit, Feststoffgehalt im Wasser, Verschleißwinkel) sind einstellbar.
- Der Betonverschleiß ist bereits nach relativ kurzer Zeit ersichtlich und messbar.
- Die Veränderung des Verschleißgutes infolge des erzeugten Betonabtrags ist – im Verhältnis zur Verschleißgutmenge in der Trommel – vernachlässigbar.
- Die gleichzeitige Prüfung mehrerer Betonkörper erlaubt es, eine statistisch abgesicherte Datenanalyse durchzuführen.

Aufgrund der im Kapitel 2.5.3 durchgeführten Bewertung der untersuchten Verschleißprüfverfahren wurden diverse Modifikationen an der hergestellten Prüfvorrichtung durchgeführt.

Bei der Prüfvorrichtung nach Bania [14] fehlen zwischen den Prüfkörperhaltearmen zusätzliche Haltearme zur Aufnahme von Stahlpaddeln, die die Aufgabe haben, das Verschleißgut derart in Schwebelage zu halten, damit der Prallverschleiß bei der Simulation des Hydroabrasionsverschleißes verstärkt zum Tragen kommt. Dies wurde im Rahmen der eigenen Untersuchungen berücksichtigt. Weiterhin werden die Verschleißtrommel von Bania [14] mit einem Elektromotor mit Riemenscheibe und die Trommel von Haroske [91] mit einem Getriebemotor angetrieben. Dabei erfolgt die Drehzahlsteuerung im ersten Fall über den Austausch einer Riemenscheibe an der Motorachse und im zweiten Fall durch die Nutzung eines Frequenzumrichters. Der Austausch der Riemenscheibe ist umständlich und birgt zudem die Gefahr, Ungenauigkeiten hinsichtlich der Drehgeschwindigkeit in Kauf nehmen zu müssen. Die Drehzahlsteuerung des Getriebemotors mittels Frequenzumrichter verursacht Drehzahlschwankungen im Bereich niedriger Drehgeschwindigkeiten. Eigene Untersuchungen ergaben, dass sich zum Antrieb der Wellenachse einer Verschleißtrommel ein Getriebemotor mit so genannter Verstelleisenscheibe besonders eignet. Bei diesem Motor erfolgt die Drehzahlsteuerung über eine elektronisch gesteuerte Getriebeverstellung. Dadurch kann einerseits die Steuerung der Drehzahlgeschwindigkeit bei gleich bleibender Genauigkeit zügig bewerkstelligt werden und andererseits ist es möglich, die Ungenauigkeiten im Bereich niedriger Drehgeschwindigkeiten auf ein akzeptables Maß zu reduzieren.

3.2.2 Modifizierte Verschleißtrommel

Nach eingehender Analyse und Auswertung der vorangegangenen Literaturrecherche bezüglich der Prüfverfahren wurde im Rahmen der vorliegenden Arbeit eine eigene Verschleißtrommel entwickelt und hergestellt, siehe Bild 3.2 und Bild 3.3 sowie Bild A-3.1 im Anhang.

Die Verschleißtrommel besteht aus einem horizontal gelagerten Stahlhohlzylinder mit einem Innendurchmesser von ca. 1260 mm, einer Länge von ca. 1000 mm und einer Wanddicke von etwa 5 mm. Im Inneren des Zylinders befindet sich eine Hohlwelle, an der sich 18 Haltevorrichtungen für Prüfkörper sowie 24 Paddel zur Durchmischung des Verschleißstoff-Wassergemischs befinden. Die Welle ist in einem Stehlager (SYJ 70 TG der Fa. SKF) gelagert und innerhalb der seitlichen Öffnungsbereiche mit mehreren Gummidichtungen (Dichtungsbarrieren) sowie Metallabdeckungen versehen. Die Welle der Prüfvorrichtung wird von einem SEW Drehstellgetriebemotor mit 3,0 kW Leistung über eine Kette angetrieben.

Der Getriebemotor verfügt über einen elektronisch gesteuerten Stellantrieb. Mit dem Stellantrieb des Elektromotors lässt sich über das Getriebe die Welle so ansteuern, dass sie bei geringer Geschwindigkeit mit einem hohen Drehmoment rotiert. Damit wird in jedem möglichen Drehzahlbereich eine kontinuierliche gleichmäßige Bewegung der Prüfkörper durch das Wasser/Feststoff-Gemisch sichergestellt. Die Bedienung bzw. Steuerung des Motors erfolgt mittels Steuerschrank mit Drehzahlsteuerung und -anzeige sowie Hauptschalter und Not-Aus-Schalter.

Die Umdrehungsgeschwindigkeit der Welle ist von 10 bis 70 Umdrehungen pro Minute stufenlos regulierbar. Zur Überwachung der mechanischen Drehbewegung wird ein Inkremental-Drehgeber (efector 4.00 von ifm electronic) verwendet, der an der Hohlwelle befestigt ist. Somit kann über die elektronischen Einheiten am Steuerschrank die Drehzahl der Welle angesteuert und überwacht werden. Mittels Zeitschaltuhr („minitimer“ der Fa. Dold) kann die Versuchsdauer beliebig eingestellt werden.

Eine Öffnung (620 mm x 800 mm) im Stahlhohlzylinder dient zur Beschickung der Trommel mit Verschleißgut, Wasser und Probekörpern sowie für die Entleerung und Reinigung. Das Verschleißgut wird mit einer entsprechenden Menge Wasser in die Trommel platziert, wobei das Wasser/Feststoff-Verhältnis variabel einstellbar ist.

Mittels Haltearme können über drei Ebenen je 6 Betonprüfkörper befestigt werden. Die Prüfkörper werden durch Gewindeschrauben (M12) über Schraubenmuttern an die Haltevorrichtungen fixiert sowie durch Spannscheiben gesichert. Dies erlaubt eine variable und sichere Befestigung der Betonkörper, siehe Bild A-3.2 im Anhang. Damit ist auch der Anprallwinkel zwischen Prüfkörper und Verschleißgut beliebig einstellbar. Die zylinderförmige Trommel ist beweglich gelagert, so dass die Öffnung im Zylinder – je nach Betriebszustand – in der Höhe stufenlos verstellbar ist. Bei geöffnetem Deckel im Betriebszustand wird automatisch ein Not-Aus-Mechanismus aktiviert.

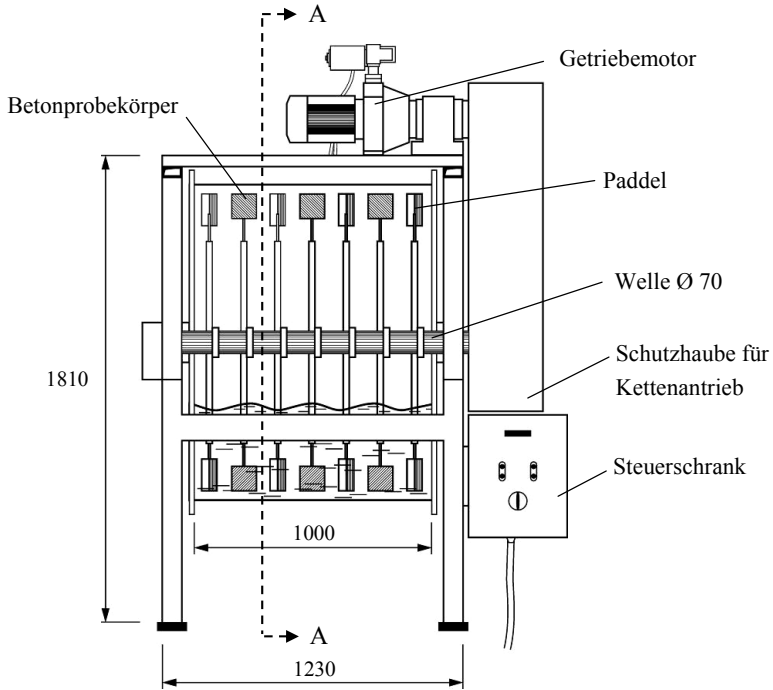


Bild 3.2: Längsschnitt der Prüfvorrichtung; Maßangaben in mm

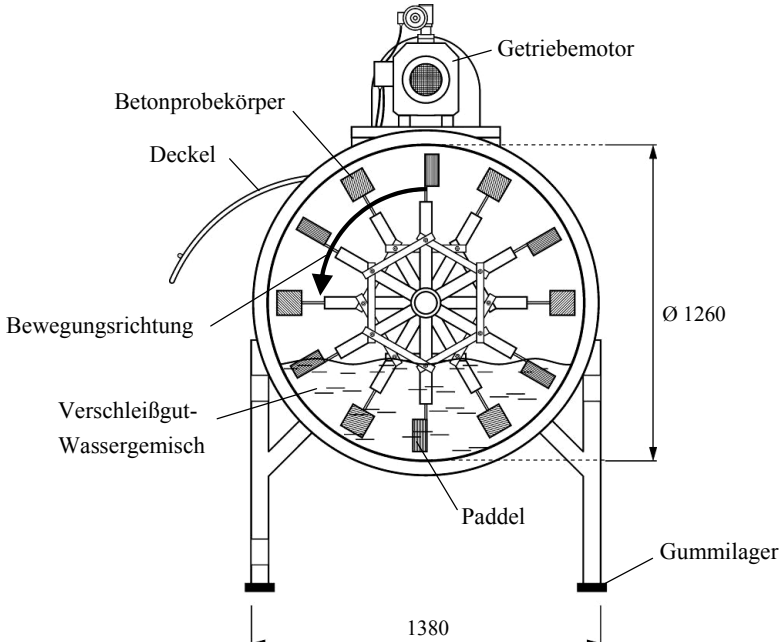


Bild 3.3: Querschnitt A-A der Prüftrommel; Maßangaben in mm

3.2.3 Auswahl und Festlegung der Prüfparameter

Die wesentlichen Randbedingungen hinsichtlich der Prüfparameter, die im Zuge der experimentellen Untersuchungen festzulegen waren, umfassen das Verschleißgut, das Verhältnis von Feststoff zu Wasser, den Füllgrad der Trommel, die Prüfgeschwindigkeit bzw. -energie, die Prüfkörpergeometrie und -anordnung, die Verschleißmessung sowie die Versuchsdauer.

Verschleißgut

Das Verschleißgut soll in Anlehnung an die Zusammensetzung des (natürlichen) Flussschiebes verschiedene Kornklassen aufweisen und zur Erzielung eines zeitgerafften Betonverschleißes ausreichend hart sein sowie die gleiche mineralische Zusammensetzung über die Kornklassenverteilung beinhalten [91].

Als Verschleißgut wurde daher Quarzsand bzw. -kies der Fa. Friedrich Quarzsandwerke, Karlsruhe eingesetzt. Hierbei wurden die Fraktionen 2 bis 4 mm, 4 bis 8 mm, 8 bis 16 mm sowie 16 bis 32 mm verwendet. Der Sand bzw. Kies weist Quarzanteile (SiO_2) von ca. 96 % auf und hat eine Härte nach Mohs von 7. Die Kornrohichte beträgt im Mittel $2,65 \text{ g/cm}^3$. Zur Ergänzung des Quarzes wurde im Rahmen der Vorversuche auch Basalt der Fraktionen 2 bis 5 mm, 5 bis 8 mm, 8 bis 11 mm und 11 bis 16 mm der Fa. Nüdling Basaltwerke, Fulda eingesetzt. Die Rohdichte des Basaltes beträgt im Mittel $3,00 \text{ g/cm}^3$. Die Kornzusammensetzung des eingesetzten Verschleißgutes kann dem Bild A-3.3 im Anhang entnommen werden.

Massenverhältnis von Feststoff zu Wasser

In Anlehnung an [14, 91] wird das Massenverhältnis von Verschleißgut zu Wasser mit 1:1 gewählt. Mit diesem Wasser/Feststoff-Verhältnis wird eine versuchstechnisch optimale Beanspruchung der Probekörper gewährleistet. In der nachfolgenden Tabelle 3.1 ist die Zusammensetzung des Verschleißguts (Quarz und Basalt) aufgeführt.

Tabelle 3.1: Massenverhältnis von Feststoff zu Wasser

Gesteinsart	Fraktion [mm]	Gesteinsmenge [kg]	Wassermenge [kg]	Verhältnis [-]
Quarz 2/16	2/4	40,7	122	1:1
	4/8	40,7		
	8/16	40,7		
Quarz 2/32	2/4	30,5	122	
	4/8	30,5		
	8/16	30,5		
	16/32	30,5		
Basalt 2/16	2/5	31,5	126	
	5/8	31,5		
	8/11	31,5		
	11/16	31,5		

Mit Gleichung 3.1 wird die Konzentration der Gesteinsstoffe im Wasser beschrieben, indem die Masse der Gesteinsstoffe auf das Wasservolumen bezogen wird, siehe auch [98].

$$q = \frac{m}{V} \quad (3.1)$$

mit: q Konzentration der Gesteinsstoffe im Wasser [kg/m^3]
 m Masse der Gesteinsstoffe [kg]
 V Wasservolumen [m^3]

Mit den Festlegungen zum Wasser/Feststoff-Verhältnis wird eine Konzentration der Gesteinsstoffe im Wasser von $1000 \text{ kg}/\text{m}^3$ erzielt. Das Wasser/Feststoff-Gemisch wird nach jedem einzelnen Versuch erneuert, da infolge des Eigenverschleißes des Verschleißguts sowie des Betonabtrags aus den Betonprüfkörpern eine Veränderung der ursprünglichen Kornzusammensetzung einhergeht, siehe Bild A-3.4 im Anhang.

Füllungsgrad der Trommel

Das Wasser/Feststoff-Verhältnis wurde so gewählt, dass der Füllgrad der zylinderförmigen Trommel etwa 14 Vol.-% beträgt. Hierdurch befindet sich der am Haltearm fixierte Betonprüfkörper zu 25 % der Zeit – bezogen auf eine Umdrehung in der Trommel – im Wasser/Feststoff-Gemisch. Damit beinhaltet eine Verschleißstunde im Labor eine effektive Verschleißzeit des Betonkörpers von 15 Minuten.

Prüfgeschwindigkeit und -energie

Die Prüfgeschwindigkeit errechnet sich aus der Umdrehungsgeschwindigkeit der Prüfkörper, die wiederum von der Drehzahl der Welle abhängt. Über geometrische Beziehungen lässt sich die Prüfgeschwindigkeit der Betonkörper mit der nachfolgenden Gleichung 3.2 bestimmen.

$$v = 2 \cdot \pi \cdot l \cdot n \quad (3.2)$$

mit: v Prüfgeschwindigkeit der Prüfkörper [m/s]
 l Länge der Haltevorrichtung für die Prüfkörper bis Betonkörpermitte [m]
 (hier: $l = 0,535 \text{ m}$)
 n Drehzahl der Welle je Minute [U/min]

In Abhängigkeit von der Geschwindigkeit der Prüfkörper und der Konzentration der Gesteinsstoffe im Wasser lässt sich mit Gleichung 3.3 die Energie ermitteln, mit der die Betonkörper beansprucht werden, siehe auch [98].

$$E = \frac{q \cdot v^2}{2} \quad (3.3)$$

mit: E Beanspruchungsenergie [J/m^3]
 q Konzentration der Gesteinsstoffe im Wasser [kg/m^3]
 v Umdrehungsgeschwindigkeit der Prüfkörper [m/s]

Unter Beachtung der einstellbaren Drehzahlen der Welle lässt sich das Spektrum der im Rahmen der eigenen Untersuchungen eingesetzten Energien gemäß Gleichung 3.3 berechnen, siehe Tabelle 3.2.

Tabelle 3.2: Umdrehungszahl der Welle, Geschwindigkeit und Beanspruchungsenergie

Drehzahl der Welle n [U/min]	Geschwindigkeit v [m/s]	Energie E [J/m ³]
25	1,40	980,9
32	1,79	1607,1
39	2,19	2387,1
46	2,58	3320,9
53	2,97	4408,5
60	3,36	5649,9

Prüfkörpergeometrie und -anordnung

Zur Durchführung der Verschleißuntersuchungen wurden Würfel mit einer Kantenlänge von 10 cm sowie Zylinder mit einem Durchmesser von 10 cm und einer Höhe von 10 cm gewählt. Der Vorteil bei der Nutzung würfelförmiger Prüfkörper liegt in der sofortigen Erfassung des Winkeleinflusses mit dem Nachteil eines entsprechend großen Prüfaufwands. Bei der Verwendung zylinderförmiger Körper kann der Winkeleinfluss zunächst vernachlässigt werden, was den Prüfaufwand minimiert.

Die Prüfkörper wurden in speziellen Schalungen hergestellt, die es ermöglichen, Schraubhülsen in Prüfkörpermitte zu platzieren, siehe Bild A-3.5. Diese Schraubhülsen dienen der exakten Fixierung der Festbetonkörper an den Haltevorrichtungen der Verschleißtrommel. Die würfelförmigen Prüfkörper können hierdurch in einem beliebigen Winkel angeordnet werden.

Die einzelnen Prüfkörper wurden markiert und entsprechend dem Befüllungsgrad der Trommel an den einzelnen Haltearmen in einem definierten Abstand zur Trommelwandung positioniert. Zwischen den einzelnen Messungen an den Würfeln bzw. Zylindern im Zuge der Versuche wurden die vorgewählten Prüfkörperpositionen exakt beibehalten.

Verschleißmessung

Im Rahmen der experimentellen Untersuchungen wurde der Materialverschleiß an den Prüfkörpern als Masseverlust Δm in Gramm ermittelt. Dies geschah durch Differenzbildung zwischen Ausgangsmasse des wassergesättigten Prüfkörpers vor Prüfbeginn sowie der Masse des Körpers nach der jeweiligen Verschleißbeanspruchung. Der Masseverlust Δm , der infolge schleifender und prallender Beanspruchung am Betonprüfkörper ermittelt wurde, wird im Nachfolgenden auch als Betonabtrag bezeichnet.

In Anlehnung an [14] und [25] wird eine weitere Verschleißmessgröße gewonnen, wenn der Masseverlust des Prüfkörpers auf die beanspruchte Fläche des Betonkörpers bezogen wird, siehe Gleichung 3.4.

$$S = \frac{\Delta m}{A} \quad (3.4)$$

mit: S flächenbezogener Betonabtrag in $[\text{g}/\text{dm}^2]$
 Δm Masseverlust des Betons $[\text{g}]$
 A beanspruchte Fläche am Betonprobekörper $[\text{dm}^2]$

Wird der ermittelte Masseverlust bei Kenntnis der Betonrohddichte in Volumenverlust umgerechnet und dieser auf die abgeriebene Betonfläche bezogen, besteht die Möglichkeit, die Betonabtragstiefe in Zentimeter anzugeben.

Die mittlere beanspruchte Fläche bei den im Rahmen dieser Arbeit verwendeten Zylinderproben betrug $2,36 \text{ dm}^2$ (Verschleißzone an der Mantelfläche eines Zylinders). Diese Fläche wurde an einem Zylinderprüfkörper nach 22-stündiger Versuchsdauer ermittelt, vgl. auch Bania [14] und Haroske [90, 91].

Versuchsdauer

Im Rahmen der Vorversuche und Hauptversuche I zur Identifizierung der verschleißrelevanten Kennwerte wurden relativ kurze Versuchszeiten angestrebt. Diese wurden in Anlehnung an [90, 91] mit 22 Stunden veranschlagt. Bei entsprechender Umdrehungsgeschwindigkeit zur Simulation einer kombinierten Schleif- und Prallbeanspruchung ist nach dieser Versuchszeit ein ausreichender Betonabtrag bei Betonen unterschiedlicher Güte zu verzeichnen, der entsprechend visuell und messtechnisch erfasst werden konnte. Innerhalb der Hauptversuche II zur Herleitung des Schädigungsmodells wurden Versuchszeiten von 100 Stunden bei unterschiedlichen Beanspruchungsenergien realisiert.

3.3 Vorversuche

3.3.1 Ziel der Vorversuche

Die Verschleißprüfvorrichtung, die im Rahmen dieser Arbeit gebaut wurde, stellt einen Prototyp dar. Somit war zunächst sicherzustellen, dass mit dieser Vorrichtung ein reproduzierbarer Hydroabrasionsverschleiß gewährleistet werden kann. Einen Überblick über die Untersuchungsziele sowie den dazugehörigen statistischen Untersuchungen zeigt Bild 3.4.

Die 1. Untersuchung hatte zum Ziel, die optimalen Versuchbedingungen hinsichtlich des Verschleißgutes und der Prüfkörperform herauszuarbeiten. Die Kombination aus Verschleißgut und Prüfkörper, welche die geringsten Streuungen bezüglich der Verschleißmesswerte liefern, sollten favorisiert werden. Hierzu wurden die relevanten statistischen Variabilitätskennwerte ermittelt und statistisch ausgewertet.

Untersuchungsziele:	1. Untersuchung Variabilität der Messwerte prüfen	2. Untersuchung Einfluss der Versuchswiederholung prüfen	3. Untersuchung Einfluss der Betonkörperanordnung prüfen
statistische Untersuchung:	Variabilitätskennwerte ermitteln	Varianzanalyse durchführen	Varianzanalyse durchführen

Bild 3.4: Untersuchungsziele und statistische Untersuchungen (Vorversuche)

Innerhalb der 2. Untersuchung sollte geprüft werden, ob die erzielten Unterschiede hinsichtlich der Messwerte des Betonabtrags bei wiederholter Versuchsdurchführung auf natürlichen (materialbedingten) Streuungen zurückzuführen sind, oder ob unerwünschte versuchsbedingte Einflüsse – z. B. aufgrund von ungleichmäßigem Betrieb – vorliegen. Hierzu wurde die Methode der Varianzanalyse herangezogen.

Ebenso sollte bei der 3. Untersuchung geprüft werden, ob die unterschiedlichen Verschleißmesswerte bei unterschiedlicher Prüfkörperanordnung in der Trommel auf natürliche (materialbedingte) Streuungen zurückzuführen sind, oder ob signifikante versuchstechnische Einflüsse – z. B. aufgrund von ungleicher Verteilung des Verschleißgutes in der Trommel – identifiziert werden können. Hierzu wurde auch die Methode der Varianzanalyse herangezogen.

3.3.2 Betonzusammensetzung und Kennwerte

Für die Vorversuche wurde ein Portlandzementbeton mit CEM I 32,5 R von HeidelbergCement AG aus dem Werk Leimen mit einem Wassermenge-Wert von 0,56 hergestellt. Die Zementkennwerte nach DIN EN 196-1 und -3 [52, 53] sowie die Festigkeitsentwicklung des Zementes sind der Tabelle A-3.1 und dem Bild A-3.6 zu entnehmen.

Die Gesteinskörnung bestand aus Rheinsand und Rheinkies (Fa. Philipp Kieswerke, Bad Schönborn) mit einem Größtkorn von 16 mm. Dieser Beton mit einer projektierten Betongüte C30/37 war dazu geeignet, im Vorfeld der Hauptversuche bei entsprechend gewählter Beanspruchungsenergie innerhalb einer akzeptablen Prüfdauer aussagekräftige Prüfergebnisse zu liefern. Die Zusammensetzung des Betons für die Vorversuche (BVV) ist in der nachfolgenden Tabelle 3.3 aufgeführt.

Tabelle 3.3: Zusammensetzung des für die Vorversuche verwendeten Betons

Bezeichnung	w/z-Wert [-]	Zementgehalt [kg/m ³]	Wassergehalt [kg/m ³]	Gesteinskörnung [kg/m ³] Korngruppe [mm]			Sieblinie
				0 bis 2	2 bis 8	8 bis 16	
BVV	0,56	336	188	585	695	531	A/B 16

Die Kornzusammensetzung der Gesteinskörnungen des Betons BVV ist dem Bild A-3.7 zu entnehmen. Die Tabelle 3.4 beinhaltet die wesentlichen Frisch- und Festbetonkennwerte des

hergestellten Betons. Die Frisch- und Festbetonuntersuchungen wurden nach DIN 1048-1 [44], DIN 1048-5 [46] und DIN EN 12350-1 [58] sowie DIN EN 12390-3 [60] durchgeführt.

Tabelle 3.4: Frisch- und Festbetonkennwerte des für die Vorversuche verwendeten Betons

Bezeichnung	Rohdichte [kg/m ³]	LP-Gehalt [Vol.-%]	Ausbreitmaß [cm]	Druckfestigkeit $f_{cm,cube}$ [N/mm ²]
BVV	2353	1,5	43-45	43

Das mittlere Ausbreitmaß der Betone lag zwischen 43 cm und 45 cm und ist nach DIN EN 206-1 [55] bzw. DIN 1045-2 [42] der Ausbreitmaßklasse F3 (weiche Konsistenz) zuzuordnen. Der Luftgehalt des Frischbetons betrug ca. 1,5 Vol.-%. Die Prüfung der Druckfestigkeit an drei Würfeln mit einer Kantenlänge von 150 mm erfolgte nach 28 Tagen. Die Angabe der Druckfestigkeit stellt den Mittelwert aus drei Prüfungen dar.

3.3.3 Herstellung und Lagerung der Prüfkörper

Die Herstellung und Lagerung der Prüfkörper für die Verschleißversuche und der Betonkörper für die Frisch- und Festbetonuntersuchungen wurde gemäß DIN 1048-5 [46] und DIN EN 12390-2 [59] durchgeführt. Der Beton wurde in Chargen von etwa 100 Liter in einem 150 dm³ Labormischer der Marke Eirich (Tellerischer) zwei Minuten lang angemischt. Nach dem Anmischen wurde der Beton in würfel- und zylinderförmige Schalungen eingebracht und mittels Innenrüttler bzw. Rütteltisch gleichmäßig verdichtet. Nach eintägiger Lagerung unter feuchter Jute und Folienabdeckung wurden die Betonprüfkörper ausgeschalt. Anschließend wurden die Probekörper gemäß DIN EN 12390-2 [59] bis zum Prüfbeginn in Wasser gelagert. Im Betonalter von 28 Tagen wurden zeitgleich die Verschleißversuche als auch Festbetonuntersuchungen durchgeführt.

3.3.4 Versuchsumfang der Vorversuche

Innerhalb der Vorversuche war es zunächst erforderlich, den Einfluss des unterschiedlichen Verschleißgutes auf den Betonverschleiß näher zu beleuchten. Als Verschleißgut wurde Basalt mit einem Größtkorn von 16 mm sowie Quarzgestein mit einem Größtkorn von 16 mm bzw. 32 mm eingesetzt, siehe Tabelle 3.5.

Zunächst galt es festzustellen, inwieweit der ermittelte Messwert des Betonabtrags variierte (Variabilität der Messwerte). Die Untersuchungen wurden jeweils an sechs Würfel- und Zylinderprüfkörpern durchgeführt, die in der mittleren Reihe der Trommel fixiert waren (6 Stück), siehe Versuche Nr. 1 bis 6 in Tabelle 3.5.

Des Weiteren war zu prüfen, ob die Reproduzierbarkeit der Messwerte des Betonabtrags mit der hergestellten Verschleißtrommel sichergestellt werden konnte, siehe Versuche 7 bis 8 in Tabelle 3.5. Diese Versuche wurden ebenfalls mit sechs Prüfkörpern durchgeführt, die mittig in der Prüfvorrichtung fixiert waren (6 Stück).

Darüber hinaus war es auch notwendig, den Einfluss der Prüfkörperanordnung innerhalb der verschiedenen Reihen in der Trommel auf den Betonverschleiß zu untersuchen, siehe Versuch Nr. 10 in Tabelle 3.5. Für diese Versuche wurde die Trommel mit voller Prüfkörperbestückung (18 Stück) versehen. Hierbei sollte ausgeschlossen werden, dass die Prüfkörper im rechten, mittleren oder linken Bereich der Trommel aus anlagentechnischen Gründen einen unterschiedlichen Betonabtrag erfahren. Da bei den späteren Hauptversuchen im Wesentlichen mit voller Trommelbestückung gearbeitet wurde, galt es sicherzustellen, dass die Prüfkörper am Trommelrand der gleichen Verschleißbelastung ausgesetzt waren, wie die Betonkörper im mittleren Bereich der Trommel.

Tabelle 3.5: Versuchsprogramm zur Untersuchung der maßgebenden Prüfparameter

Versuch Nr.	Untersuchungsziel	Bezeichnung	Verschleißgut / Körnung	Prüfkörpergeometrie	Ausrichtung [°]	Prüfkörperanzahl [Stück]	
1	Variabilität der Messwerte prüfen	„Basalt 16“	Basalt 2/16 mm	Würfel	45	6	
2				Zylinder	-		
3		„Quarz 16“		Quarz 2/16 mm	Würfel		45
4					Zylinder		-
5		„Quarz 32“		Quarz 2/32 mm	Würfel		45
6					Zylinder		-
7	Einfluss der Versuchswiederholung prüfen	„Quarz 16 W ⁽¹⁾ “	Quarz 2/16 mm	Würfel	45	6	
8							
9							
10	Einfluss der Betonkörperanordnung prüfen	„Quarz 16 L ⁽²⁾ “		Zylinder	-	18	

¹⁾ W: für Wiederholung

²⁾ L: für Lage (in der Trommel)

Das nachfolgende Bild 3.5 erlaubt einen Blick in die geöffnete Prüftrommel, wobei hier sämtliche Haltearme mit zylindrischen Prüfkörpern bestückt sind (18 Stück).

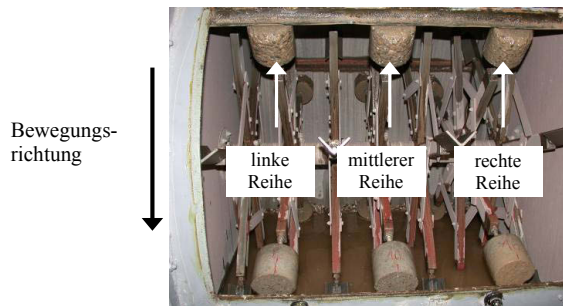


Bild 3.5: Blick in das Trommelinnere der Prüfvorrichtung; hier Versuch Nr. 10 gemäß Tabelle 3.5 (Beanspruchung der Körper erfolgt in Richtung der weißen Pfeile)

Zur Analyse bzw. Quantifizierung der Ergebnisse der Vorversuche wurden statistische Verfahren unter Verwendung der Softwarepakete R [152] und Statrel [155] durchgeführt.

3.3.5 Durchführung der Vorversuche

Im Rahmen der Vorversuche wurden an je 36 Würfel- und Zylinderproben gleicher Betongüte Verschleißversuche durchgeführt. Dabei wurden zunächst die Würfel bzw. Zylinder mit unterschiedlichem Verschleißgut über einen Zeitraum von 22 Stunden beansprucht. Die Umdrehungsgeschwindigkeit bei diesen Versuchen betrug 50 Umdrehungen pro Minuten. Dies entspricht einer Beanspruchungsenergie von 3924 J/m^3 .

Für jeden Verschleißversuch wurden die Würfel- und Zylinderprüfkörper nummeriert und in einer exakt festgelegten Reihenfolge und Position in der Verschleißtrommel positioniert. Die Masse der Prüfkörper wurde nach Abtupfen der Oberflächenfeuchtigkeit im wassergesättigtem Zustand vor und nach dem 22-stündigen Verschleißvorgang sowie während der Prüfung in bestimmten Zeitabständen – bis zur vierten Versuchsstunde im Stundenintervall und ab der vierten Stunde bis zum Ende des Versuchs in dreistündigen Intervallen – auf 1 Gramm genau ermittelt. Darüber hinaus wurde der Fortschritt des Betonabtrags fotografisch dokumentiert, siehe beispielhaft Bild 3.6 und Bild 3.7.

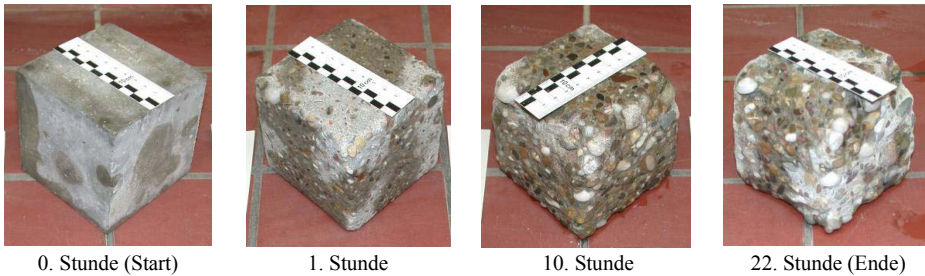


Bild 3.6: *Betonabtrag an einem würfelförmigen Betonkörper bei Verwendung von Quarzgestein (16 mm Größtkorn) als Verschleißgut*



Bild 3.7: *Betonabtrag an einem zylinderförmigen Betonkörper bei Verwendung von Quarzgestein (16 mm Größtkorn) als Verschleißgut*

3.3.6 Auswertung und Ergebnisse der Vorversuche

3.3.6.1 Variabilität der Messergebnisse

Zur Überprüfung der Variabilität der Messwerte wurden neben der Ergebnisauswertung anhand von Grafiken (optische Auswertung) die Ermittlung der bei den Versuchen gewonnenen statistischen Variabilitätskennwerte der Standardabweichung und des Variationskoeffizienten vorgenommen.

Im Rahmen der Verschleißuntersuchungen wurde je Messzeitpunkt der Betonabtrag an jedem der sechs verschleißbeanspruchten Würfel- und Zylinderprüfkörper in Gramm ermittelt. Dabei wurden zehn Messungen pro Versuch vorgenommen, wobei die ersten vier Messungen in stündlichen Abständen erfolgten und nach der vierten Versuchsstunde alle drei Stunden gemessen wurde. Aus den ermittelten sechs Verschleißmesswerten (Betonabtrag der sechs Prüfkörper je Versuch) wurden der arithmetische Mittelwert sowie die Standardabweichung berechnet.

In den nachfolgenden Bildern 3.8, 3.11 und 3.13 sind die aus den jeweiligen sechs Messungen berechneten Mittelwerte als Säulen und die dazugehörigen Standardabweichungen als Fehlerbalken dargestellt. Diese Grafiken dienen dazu, den mittleren Betonabtrag zu jedem Messzeitpunkt darzustellen sowie die Mittelwertunterschiede und Streuungen zwischen würfelförmigen und zylindrischen Betonproben aufzuzeigen.

Weiterhin wurde der kumulierte Betonabtrag in Gramm ermittelt, siehe Bilder 3.9, 3.12, 3.15 und 3.16. Bei diesen Darstellungen stand im Vordergrund, den zeitabhängigen Betonabtrag an den Würfel- und Zylinderprüfkörpern zu visualisieren. Hierdurch war es auch möglich, die im Rahmen dieser Versuche ermittelten unterschiedlichen Verschleiß-Zeit-Verläufe systematisch zu vergleichen.

Versuche Nr. 1 und 2 („Basalt 16“)

Wie im Bild 3.8 zu erkennen ist, war beim Versuch „Basalt 16“ der stärkste Betonabtrag innerhalb der ersten Versuchsstunde zu verzeichnen. Dies ist darauf zurückzuführen, dass zu Verschleißbeginn die Randschicht des Betons, die im Wesentlichen von der Zementsteinmatrix gebildet wird, relativ zügig abgetragen wurde. Erst wenn im Zuge des Verschleißvorgangs die größeren Gesteinskörner erreicht werden, wird der Verschleiß aufgrund der höheren Widerstandsfähigkeit dieser Phase deutlich vermindert. Ab der vierten Versuchsstunde wurde, wie bereits erwähnt, eine dreistündige Verschleißmessung vorgenommen. Dies zeigt sich in der Verschleißzunahme zur siebten Versuchsstunde, siehe Bild 3.8 (Zeitsprung).

Der mittlere Betonabtrag bei den Würfel- und Zylinderprüfkörpern betrug innerhalb der ersten Stunde über 65 Gramm. Ein Vergleich der einzelnen Messwerte des Betonabtrags in Bild 3.8 zeigt, dass i. d. R. die Zylinderprüfkörper einen höheren Materialverschleiß aufweisen, als es bei den Würfeln der Fall ist. Zum Ende des Versuches (16., 19. und 22. Stunde) weisen die Würfelprüfkörper im Gegensatz zu den Zylindern einen erhöhten Betonabtrag auf.

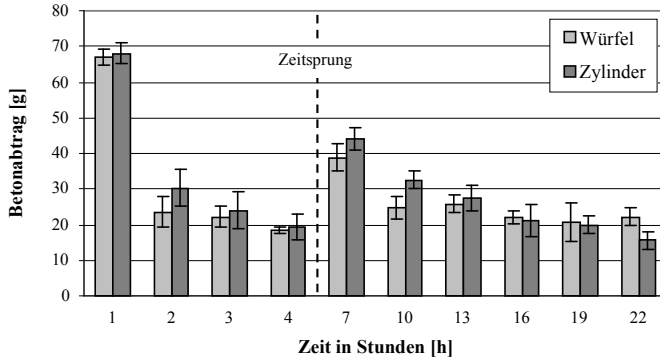


Bild 3.8: Mittlerer Betonabtrag und Standardabweichung (Versuch „Basalt 16“)

Im Vergleich zu den restlichen Messzeitpunkten konnte bezüglich der ersten Versuchsstunde bei den würfel- und zylinderförmigen Prüfkörpern eine relativ geringe Variabilität der Messwerte festgestellt werden, siehe Bild 3.8. Dies ist vermutlich auf das relativ gleichmäßige Abtragen der äußeren Betonschicht zurückzuführen. Nach dem Verschleiß der randnahen Betonschicht verlief offensichtlich der Betonverschleiß infolge des partiellen, zeitlich versetzten Herauslösen einzelner größerer Gesteinskörner ungleichförmiger.

Bei der Betrachtung des kumulierten mittleren Betonabtrags in Bild 3.9 war bei den zylinderförmigen Prüfkörpern ein höherer Verschleiß als bei den Betonwürfeln zu verzeichnen. Weiterhin ist zu erkennen, dass innerhalb der ersten Versuchsstunde der steilste Anstieg im Verschleiß-Zeit-Verlauf festzustellen war.

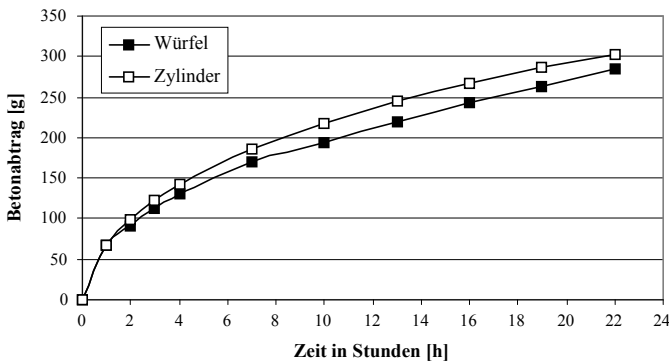


Bild 3.9: Kumulierter mittlerer Betonabtrag (Versuch „Basalt 16“)

Speziell beim Versuch „Basalt 16“ war zu beobachten, dass das zum Prüfungsbeginn scharfkantige Verschleißgut aus Basalt am Ende der 22-stündigen Beanspruchung eine rundkörnige Gestalt zeigte und somit selbst einem starken Eigenverschleiß unterlag, siehe Bild 3.10.



Bild 3.10: Verschleißgut Basalt vor (links) und nach dem Verschleißversuch (rechts)

Bei diesen Versuchen wurden die jeweiligen Betonprüfkörper anfangs stärker durch das kantige Verschleißgut beansprucht als es zum Ende des Versuchs der Fall war. Dieser Effekt trat bei den Versuchen mit Verschleißgut aus Quarzgestein nicht auf.

Versuche Nr. 3 und 4 („Quarz 16“)

Wie beim Versuch „Basalt 16“ war auch hier innerhalb der ersten Versuchsstunde der größte Verschleiß an den Prüfkörpern festzustellen, siehe Bild 3.11. Nach der ersten Stunde betrug bei den Würfel- und Zylinderprüfkörpern der mittlere Materialabtrag über 55 Gramm. Erwartungsgemäß wurde ab der vierten Versuchsstunde zunächst ein größerer Betonabtrag ermittelt. Bis zur siebten Stunde wurde – im Gegensatz zu den Zylindern – ein erhöhter Betonabtrag bei den Würfelprüfkörpern ermittelt. Dieses Verschleißverhalten änderte sich ab der zehnten Versuchsstunde, siehe Bild 3.11.

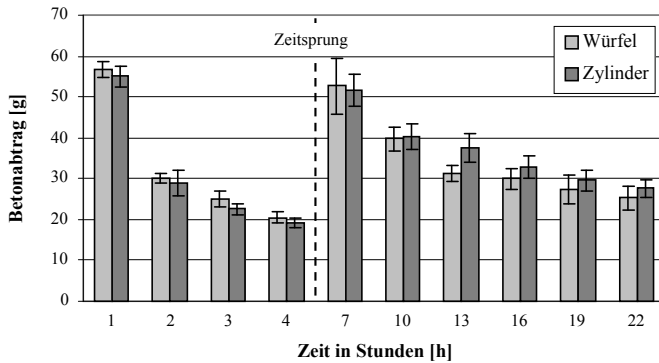


Bild 3.11: Mittlerer Betonabtrag und Standardabweichung (Versuch „Quarz 16“)

Der kumulierte mittlere Betonabtrag bezüglich des Versuchs „Quarz 16“ ist in Bild 3.12 ersichtlich. Die Verschleiß-Zeit-Kurven der Würfel- und Zylinderprüfkörper des Versuchs „Quarz 16“ zeigen nahezu identische Verläufe während des gesamten Versuchszeitraums, siehe Bild 3.12.

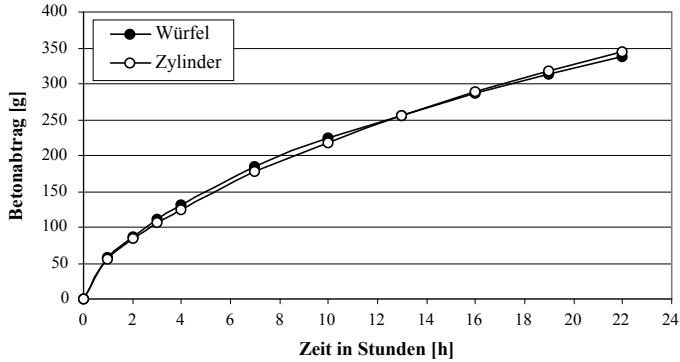


Bild 3.12: Kumulierter mittlerer Betonabtrag (Versuch „Quarz 16“)

Versuche Nr. 4 und 5 („Quarz 32“)

Bei den Versuchen „Quarz 32“ wurde als Verschleißgut ein Quarzgemisch mit 32 mm Größtkorn verwendet, siehe Bild 3.13. Aufgrund der gewählten Korngröße war bei diesem Verschleißgutgemisch im Vergleich zu den Versuchen mit 16 mm Größtkorn ein deutlich stärkerer Betonabtrag ersichtlich, der auch mit größeren Streuungen einhergeht, siehe Bild 3.13.

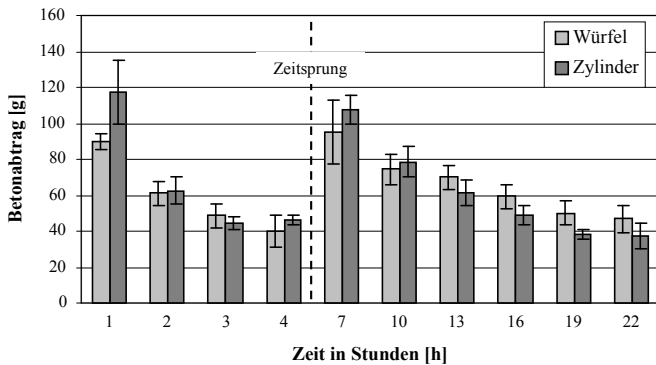


Bild 3.13: Mittlerer Betonabtrag und Standardabweichung (Versuch „Quarz 32“)

Wie bei den vorangegangenen Versuchen war beim Versuch „Quarz 32“ ebenfalls nach der ersten Versuchsstunde ein starker Betonabtrag festzustellen, der mit zunehmender Belastungszeit wieder abnimmt. Der mittlere Betonabtrag betrug nach einstündiger Belastung bei den Würfelprüfkörpern ca. 90 Gramm und bei den Betonzylindern ca. 120 Gramm.

Aufgrund des grobkörnigen Verschleißgutes stellt sich vermutlich ein sehr ungleichmäßiger Betonabtrag infolge auftretender lokaler Betonausbrüche an den Betonprüfkörpern ein. Die weißen Pfeile auf Bild 3.14 markieren diese lokalen und starken Betonausbrüche am zylindrischen Prüfkörper.



Bild 3.14: Zylinderprüfkörper nach 13-stündiger Belastung mit Verschleißgut aus Quarz mit 32 mm Größtkorn

Aus den oben genannten Gründen sollte zur Erzielung eines gleichmäßigen Betonverschleißes bei hydroabrasiver Belastung die Größenordnung des Verschleißgutes auf die Größe der Prüfkörper bzw. der darin enthaltenen Gesteinskörnungen abgestimmt werden, da ein Ungleichverhältnis in diesem Bereich zu einem sehr starken und damit unkontrollierten Betonabtrag führen kann. In Anbetracht der bei den Hauptversuchen II angestrebten Prüfzeiten von bis zu 100 Stunden könnte die Verwendung von Verschleißgut aus Quarz mit einem Größtkorn von 32 mm vermutlich zu einer sehr extremen Verschleißbelastung führen, die schließlich die Zerstörung der Prüfkörper vor Ablauf der geplanten Prüfzeit zur Folge haben könnte.

Das Bild 3.15 zeigt den kumulierten mittleren Betonabtrag der Zylinder- und Würfelprüfkörper aus dem Versuch „Quarz 32“. Auch bei diesem Versuch wurde, wie bei den vorangegangenen Versuchen, ein geringfügig höherer Betonabtrag bei den Zylinderprüfkörpern festgestellt.

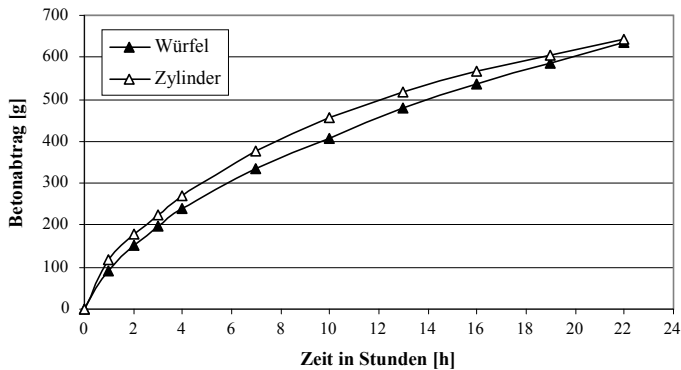


Bild 3.15: Kumulierter mittlerer Betonabtrag (Versuch „Quarz 32“)

Zur vergleichenden Bewertung der bisher vorgestellten Versuche sind die zeitabhängigen Verschleißverläufe in einer Gesamtdarstellung aufgetragen. Das Bild 3.16 zeigt den kumulier-

ten mittleren Betonabtrag der durchgeführten Versuche „Basalt 16“, „Quarz 16“ und „Quarz 32“ zur Überprüfung des Verschleißverhaltens der Betonkörper.

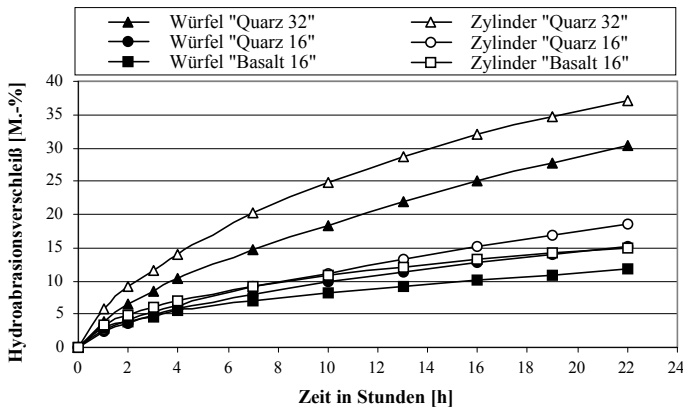


Bild 3.16: Kumulierter mittlerer Betonabtrag in Masseprozent an den Würfel- und Zylinderprüfkörpern; Gesamtdarstellung der Versuche „Basalt 16“, „Quarz 16“ und „Quarz 32“

Zum zeitabhängigen Verschleißverhalten ist festzuhalten, dass bei sämtlichen Versuchen stetige Verschleiß-Zeit-Verläufe ermittelt wurden. In Analogie zum Bild 2.5 aus Kapitel 2 sind bei den eigenen Verschleiß-Zeit-Verläufen ebenfalls der Einlaufbereich sowie der Bereich mit konstantem Verschleiß zu erkennen.

Im Rahmen der Vorversuche war prinzipiell bei sämtlichen Verschleißversuchen an den Zylinderprüfkörpern – im Vergleich zu den Betonwürfeln – ein tendenziell stärkerer Betonverschleiß infolge hydroabrasiver Beanspruchung festzustellen. Eine Erklärung hierfür liefert vermutlich die Form und die Anordnung der Würfelprüfkörper innerhalb der Verschleißtrommel. Durch die gewählte Ausrichtung der Betonwürfel in der Trommel trifft das Verschleißgut in einem 45° Winkel auf die beanspruchten seitlichen Würfel­flächen. Diese strömungstechnisch günstige Ausrichtung der Betonwürfel hat zur Folge, dass diese Flächen im Gegensatz zu den Zylinder­mantelflächen vermutlich einer geringeren Verschleißbelastung ausgesetzt sind.

Das Bild 3.17 links zeigt die Abbildung eines Rundprofils, das infolge einer hydroabrasiven Beanspruchung eine strömungstechnisch bedingte symmetrische Abplattung in den Seitenbereichen aufweist, was schließlich zu einer dachförmigen Gestalt im angeströmten Bereich des Profils führt [187]. Daraus ist zu schließen, dass die Ausbildung solch einer Dachform bei zylindrischen Körpern aus der Tatsache herrührt, den strömungsbedingten Widerstand bei hydroabrasiver Beanspruchung zu minimieren.



Bild 3.17: Gestaltveränderung infolge Verschleißbeanspruchung; links: an runden Profilen auftretende Gestaltveränderung in Form symmetrischer Abplattungen (Ausbildung einer Dachform) [187]; rechts: Zylinderprüfkörper nach 22-stündiger Belastung mit Verschleißgut aus Quarz mit 16 mm Größtkorn

Die fototechnische Auswertung an den Zylinderprüfkörpern ergab, dass nach 22-stündiger Belastung mit Verschleißgut aus Quarz (hier: 16 mm Größtkorn) die Betonkörper eine ähnliche Dachausbildung im angeströmten Bereich aufweisen, siehe Bild 3.17, rechts. Aufgrund der 45° Ausrichtung der Würfelpfölkörper zum Verschleißgut, ist diese dachförmige Gestalt bereits vorgegeben, so dass der Betonabtrag am Würfel im Rahmen der Vorversuche im Vergleich zu den Betonzylindern tendenziell geringer ausfiel.

Basierend auf der zeitabhängigen Ermittlung des Betonabtrags an den Prüfkörpern konnte anhand der grafischen Analysen gefolgert werden, dass mit einem relativ gleichmäßigen Betonabtrag innerhalb der sechs Betonprüfkörper beim Einsatz der entwickelten Verschleißprüfvorrichtung gerechnet werden kann. Zur ergänzenden Beurteilung der Variabilität der Messwerte des Betonabtrags wurden die ermittelten Variationskoeffizienten herangezogen.

Angaben zu Variabilitätskennwerten in Bezug auf Betonverschleiß im Wasserbau fehlen bislang weitestgehend. Lediglich einige Hinweise zur Streuung der Betonfestigkeitswerte, anhand derer in einem ersten Ansatz auf die Streuung des Betonverschleißes geschlossen werden kann, sind vereinzelt in der Literatur zu finden. Als maßgebender statistischer Kennwert zur vergleichenden Darstellung der Streuung von Messergebnissen wird üblicherweise der Variationskoeffizient verwendet [11, 120, 159, 177].

Im Hinblick auf die Festigkeitseigenschaften des Betons muss, je nach Kontrollgrad der Qualität des Betons, mit einem Variationskoeffizienten von 10 bis 20 % gerechnet werden [168]. Melchers [133], Neville [140] und Spaethe [174] klassifizieren die Streuungen der Betonfestigkeiten in Abhängigkeit von der Betongüte. Dabei können im Extremfall Variationskoeffizienten von über 20 % auftreten. In Bezug auf die Betonfestigkeit wurden von Novak [141] Variationskoeffizienten von bis zu 20 % im Rahmen umfangreicher Felduntersuchungen an bestehenden Betonkonstruktionen ermittelt. Bania [14] legt als Grenzwert bezüglich der Variabilität der Messwerte des Betonabtrags einen Variationskoeffizienten von 10 % fest. Für die eigenen Versuche wurde auf der Basis der o. g. Untersuchungsergebnisse ein Grenzwert des Variationskoeffizienten von 10 % bezüglich der Messwerte des Betonabtrags angestrebt.

In der nachfolgenden Tabelle 3.6 sind die Variationskoeffizienten, die im Rahmen der Versuche Nr. 1 bis 6 ermittelt wurden, aufgeführt. Zu jedem Messzeitpunkt (zehn Messungen je Versuch) wurden der arithmetische Mittelwert sowie die Standardabweichung des Betonabtrags aus sechs Messwerten gewonnen. Aus den ermittelten Variationskoeffizienten wurde der kleinste und größte sowie der mittlere Variationskoeffizient berechnet.

Tabelle 3.6: Variationskoeffizienten zur Beschreibung der Messwertstreuung im Rahmen der Vorversuche

Versuch	Prüfkörper	Variationskoeffizient [%]		
		Minimum	Maximum	Mittelwert
„Basalt 16“	Würfel	3,5	25,7	11,8
	Zylinder	4,3	21,4	13,9
„Quarz 16“	Würfel	3,3	12,9	8,2
	Zylinder	4,4	10,4	7,7
„Quarz 32“	Würfel	5,0	21,9	13,2
	Zylinder	5,7	19,4	10,9

Aus der Tabelle 3.6 ist zu entnehmen, dass lediglich beim Versuch „Quarz 16“ unter Verwendung der Zylinderprüfkörper der Grenzwert der Variationskoeffizienten von etwa 10 % eingehalten wird. Bei den Versuchen „Basalt 16“ und „Quarz 32“ wird der festgelegte Grenzwert deutlich überschritten. Die statistische Auswertung der Versuche zeigt, dass sich zur Durchführung von Verschleißversuchen zylinderförmige Prüfkörper in Verbindung mit Verschleißgut aus Quarzsand und -kies mit einem Größtkorn von 16 mm besonders eignen, um einen Hydroabrasionsverschleiß an Betonoberflächen (unter Laborbedingungen) nachzubilden.

Die nachfolgend dargestellten Versuche (Versuche Nr. 7 bis 10 in Tabelle 3.5) wurden aus den vorstehend genannten Gründen mit dem Verschleißgut aus Quarzsand und -kies mit 16 mm Größtkorn durchgeführt.

3.3.6.2 Einfluss der Versuchswiederholung

Innerhalb dieser Untersuchungen wurden Wiederholungsversuche zur Überprüfung der Reproduzierbarkeit der Messwerte des Betonabtrags durchgeführt.

Versuche Nr. 7, 8 und 9 („Quarz 16 W“)

Im Rahmen dieser Untersuchungen wurden drei identische Versuche mit Würfelprüfkörpern, die mittig in der Verschleißtrommel angeordnet waren (siehe Bild 3.18), in einem wöchentlichen Abstand unter gleichen Randbedingungen – d. h. gleiches Verschleißgut, gleiche Würfelprüfkörper, gleicher Prüfablauf und gleicher Prüfer – vorgenommen. Es wurde der mittlere Betonabtrag aus sechs Messungen zu den jeweiligen Messzeitpunkten (22 Stunden Versuchszeit mit zehn Messungen) ermittelt.

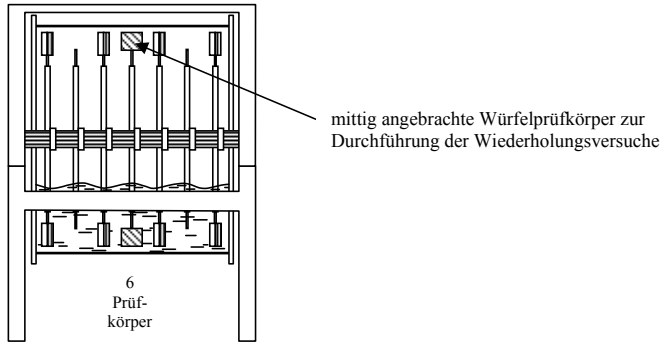


Bild 3.18: Schema der Versuchsdurchführung beim Versuch „Quarz 16 W“

Wird von der Nullhypothese H_0 ausgegangen, dass keine signifikanten Unterschiede hinsichtlich des gemessenen mittleren Betonabtrags zwischen den drei Verschleißversuchen existieren, müsste der ermittelte mittlere Betonabtrag der identisch durchgeführten Versuchen zu jedem Messzeitpunkt annähernd gleich sein. Die Ergebnisse der Verschleißuntersuchungen „Quarz 16 W“ werden zunächst in grafischer Form aufgezeigt und diskutiert.

Das Bild 3.19 zeigt die Ergebnisse der zeitabhängigen Messungen des mittleren Betonabtrags der drei nacheinander durchgeführten Verschleißversuche. Während der gemessene mittlere Betonabtrag des ersten und zweiten Versuchs zu jedem der zehn Messzeitpunkte augenscheinlich annähernd gleich verläuft, zeigt der mittlere Abtrag des dritten Versuchs teilweise deutliche Abweichungen zu den Messwerten der vorangegangenen Versuche.

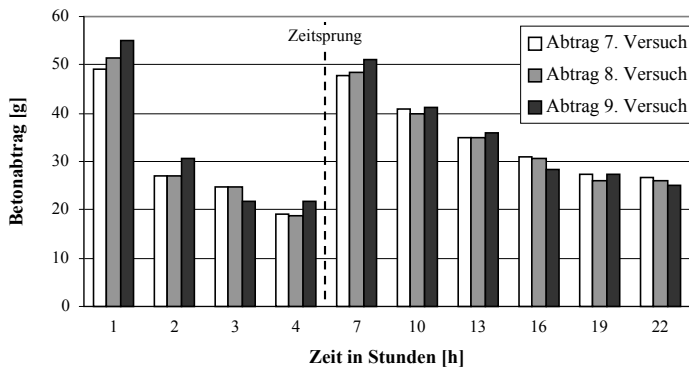


Bild 3.19: Mittlerer Betonabtrag (Versuch „Quarz 16 W“)

Die Darstellung des kumulierten mittleren Betonabtrags auf Bild 3.20 zeigt ebenfalls, dass sich der Verlauf der Verschleiß-Zeit-Kurve des dritten Verschleißversuchs gegenüber den Verläufen des ersten und zweiten Versuchs unterscheidet. Am Ende dieser Versuchsreihe

wurde beim ersten und zweiten Versuch jeweils ein Abtrag von 328 Gramm ermittelt. Beim dritten Versuch betrug zum selben Zeitpunkt der Betonabtrag 338 Gramm.

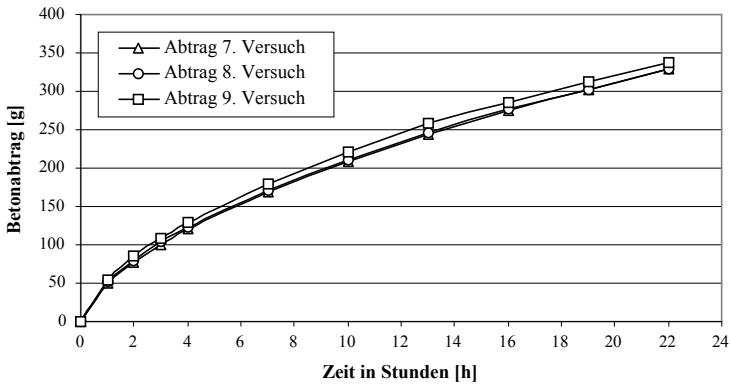


Bild 3.20: Kumulierter mittlerer Betonabtrag (Versuch „Quarz 16 W“)

Zur Klärung der Frage, ob die identifizierten Messabweichungen statistisch signifikant oder lediglich auf natürliche (materialbedingte) Streuungen zurückzuführen sind, wird im Nachfolgenden die statistische Methode der Varianzanalyse herangezogen. Das Schema der Durchführung der einfaktoriellen Varianzanalyse für den Versuch „Quarz 16 W“ ist der Tabelle 3.7 zu entnehmen.

Tabelle 3.7: Schema für die einfaktorielle Varianzanalyse beim Versuch „Quarz 16 W“

Versuchsstunde	1. Versuch	2. Versuch	3. Versuch	Visuelle Prüfung / stat. Test			
1	6 Würfel	6 Würfel	6 Würfel	u. a. QQ-Plots, Shapiro-Wilk Test	Fligner-Killemn Test	Varianzanalyse (ANOVA)	Visuelle Residuenanalyse
2							
3							
4							
7							
10							
13							
16							
19							
22							
Prüfung der Hypothese normalverteilter Zufallsvariablen				X			
Prüfung der Hypothese gleicher Varianzen zwischen den drei Gruppen					X		
Prüfung der Hypothese der Gleichheit aller drei Gruppen bezüglich des Faktors „Versuchswiederholung“						X	
Prüfung der Annahme normalverteilter Fehler ε_{ij}							X

Bei der Durchführung der statistischen Tests im Rahmen der Varianzanalyse wurde zunächst ein Signifikanzniveau von $\alpha = 0,05$ angesetzt. Da es sich aber hierbei um eine mehrfache Anwendung der statistischen Tests (10 Tests) auf denselben Datenkörper handelt, musste das α -Niveau gesenkt werden, um eine so genannte Alphafehler-Kumulierung zu vermeiden. Bei der Durchführung von Mehrfachtests entsprechend der Bonferroni-Holm Prozedur wurde für jeden einzelnen Test ($i = 1, \dots, m$) ein Signifikanzniveau gemäß 3.5 bis 3.7 angesetzt [160].

$$\alpha_i = \frac{\alpha}{m} \quad (3.5)$$

$$\alpha_2 = \frac{\alpha}{m - 1} \quad (3.6)$$

$$\alpha_i = \frac{\alpha}{m - i + 1} \quad (3.7)$$

Die Nullhypothese H_0 kann nicht abgelehnt werden, wenn der kleinste Wert der geordneten P-Werte der m Tests größer als $\alpha_1 = 0,05/10 = 0,005$ ist. Im Rahmen der statistischen Tests gemäß Tabelle 3.7 wird hier ein globales Signifikanzniveau von $\alpha = 0,05$ angewandt. Daraus ergibt sich, dass zur Ablehnung der aufgestellten Nullhypothese H_0 der beim jeweiligen Test berechnete P_1 -Wert größer als $\alpha_1 = 0,005$ sein muss. Ist dagegen der P_1 -Wert kleiner als α_1 , so wird der nächstgrößere P-Wert (P_2) mit $\alpha_2 = 0,05/(10-1) = 0,0055$ verglichen usw. Die sequenziell verwerfende Bonferroni-Holm Prozedur weist eine sehr gute Trennschärfe bei der Durchführung multipler Tests im Rahmen einer Varianzanalyse auf.

Im Nachfolgenden werden die Ergebnisse der Varianzanalyse für den Verschleißversuch „Quarz 16 W“ diskutiert. Hierfür wurden die Untersuchungsergebnisse in Form einer Tabelle dargestellt, wobei die drei nacheinander durchgeführten Wiederholungsversuche für die jeweiligen Zeitpunkte der Verschleißmessung aufgeführt sind (Tabelle A-3.2 im Anhang 3). Es wurden sowohl die zulässigen α -Werte als auch die im Test berechneten P-Werte zu jedem Messzeitpunkt in geordneter Form (α - und P-Werte von 1 bis 10, da 10 Messwerte betrachtet wurden) angegeben, siehe auch Kapitel 2.8. Vor dem Hintergrund der oben formulierten Hypothese gilt für die statistischen Tests die Forderung, dass der P-Wert $\geq \alpha$ -Wert ist.

Gemäß den Ergebnissen des Shapiro-Wils Tests [160] in Tabelle A-3.2 im Anhang 3 kann die Annahme, dass die Stichproben aus einer normalverteilten Grundgesamtheit stammen, nicht abgelehnt werden. Der statistische Test auf Varianzhomogenität der drei Wiederholungsversuche (k Gruppen) ist zu jedem Versuchszeitpunkt erfüllt, siehe Fligner-Killeen Test [31] in Tabelle A-3.2. In Bezug auf vorhandene Unterschiede zwischen den Mittelwerten der drei Wiederholungsversuche sind keine weiteren signifikanten Mittelwertunterschiede zu verzeichnen, siehe Ergebnisse der Varianzanalyse in Tabelle A-3.2. Lediglich zur 4. Versuchsstunde liegen statistisch signifikante Unterschiede vor. Hier wurde im Zuge der Varianzanalyse ein P_1 -Wert von 0,001 ermittelt. Diese Messreihe wurde nach der grafischen Auswertung eingehender beleuchtet.

Die Ergebnisse des formalen statistischen Tests wurden von den Analysen der Boxplots untermauert. Die Residuenanalyse, die als grafische Analyse durchgeführt wurde, zeigte, dass die Modellannahme normalverteilter Fehler ε_{ij} zutrifft, siehe Bild A-3.8 im Anhang 3. Es konnten keine systematischen Abweichungen bzw. Muster in der grafischen Aufbereitung der Messdaten erkannt werden, siehe Bild A-3.8, A-3.9 und A-3.10 im Anhang 3.

Bei der Analyse des Box-Whisker-Plots wurde deutlich, dass sich der dritte Wiederholungsversuch zum Zeitpunkt der 4. Stunde (V3.4: dritter Versuch zur vierten Stunde) von den ersten beiden Versuchen abhebt. Demnach sind zwischen den drei Gruppen (Versuchswiederholung) Unterschiede vorhanden. Werden ergänzend hierzu die Box-Whisker-Plots der Stunden vor und nach der 4. Versuchsstunde betrachtet, ist innerhalb dieser Messdaten kein Muster erkennbar. Zwar wird nach der Bonferroni-Holm Prozedur in Bezug auf die 4. Versuchsstunde die Hypothese auf Gleichheit der Mittelwerte zwischen den drei Messwiederholungen verworfen, für die sämtlichen restlichen Messzeitpunkte allerdings nicht abgelehnt.

Die Betrachtung der Streuungen aus den je sechs Messwerten des Betonabtrags zu jedem der Messzeitpunkte liefert eine Erklärung für das Verwerfen der Nullhypothese zur 4. Messstunde. Werden die drei berechneten Streuwerte je Versuchsstunde wiederum gemittelt, so liegen diese neun Werte zwischen 3,0 und 5,1 Gramm Betonabtrag, der Streuwert zur 4. Stunde beträgt dagegen nur 1,4 Gramm. Zufälligerweise ist bei dieser Messreihe eine, im Gegensatz zu den restlichen Messungen, sehr geringe Streuung hinsichtlich des gemessenen Betonabtrags festzustellen (geringer MQ_I -Wert). Dies verursacht einen sprunghaften Anstieg der Testgröße f (des Quantilwertes) bzw. starkes Absinken des P-Wertes.

Zusammenfassend zu den Versuchen „Quarz 16 W“ ist festzustellen, dass aufgrund der Ergebnisse der einfaktoriellen Varianzanalyse in Bezug auf den untersuchten Faktor „Versuchswiederholung“ die beobachteten Mittelwertunterschiede auf natürlichen Streuungen beruhen und nicht statistisch signifikant sind.

3.3.6.3 Einfluss der Prüfkörperanordnung

Zur Überprüfung des Einflusses der Prüfkörperanordnung in der Verschleißtrommel wurde ein Versuch mit voller Prüfkörperbestückung der Trommel, d. h. mit 18 Zylinderprüfkörpern innerhalb des bisher üblichen Versuchszeitraums von 22 Stunden durchgeführt, siehe Bild 3.5.

Versuch Nr. 10 („Quarz 16 L“)

Bei dem Versuch „Quarz 16 L“ wurde von der Nullhypothese H_0 ausgegangen, dass die Anordnung der Prüfkörper in der Trommel keinen Einfluss auf den Betonverschleiß ausübt, siehe Bild 3.21. Zur Überprüfung dieser Arbeitshypothese wurde hierbei in Analogie zum Verschleißversuch „Quarz 16 W“ vorgegangen.

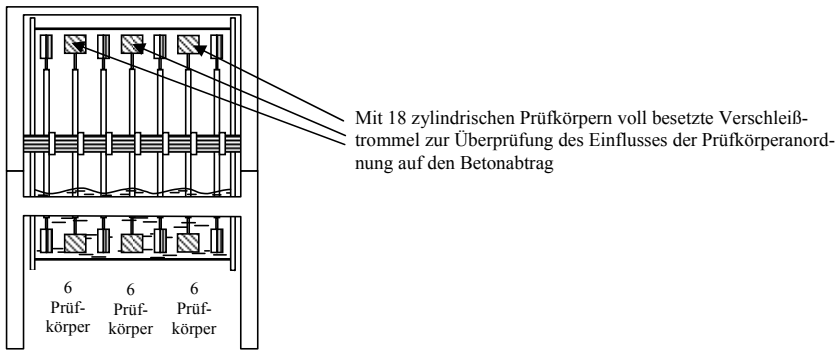


Bild 3.21: Schema der Versuchsdurchführung beim Verschleißversuch „Quarz 16 L“

Das Bild 3.22 zeigt die Ergebnisse der Messungen des mittleren Betonabtrags aus den sechs Prüfkörpern je Reihe zu den jeweiligen Messzeitpunkten. Wie aus dem Säulendiagramm zu entnehmen ist, gibt es augenscheinlich nur geringe Unterschiede zwischen den mittleren Betonabträgen. Lediglich nach der 1., 7., 10. und 13. Versuchsstunde ist eine Tendenz erkennbar, dass die Prüfkörper aus der linken Reihe in der Trommel einem höheren Betonverschleiß ausgesetzt sind, als dies bei den Betonkörper aus der mittleren und rechten Reihe der Fall ist, siehe auch Bild 3.23.

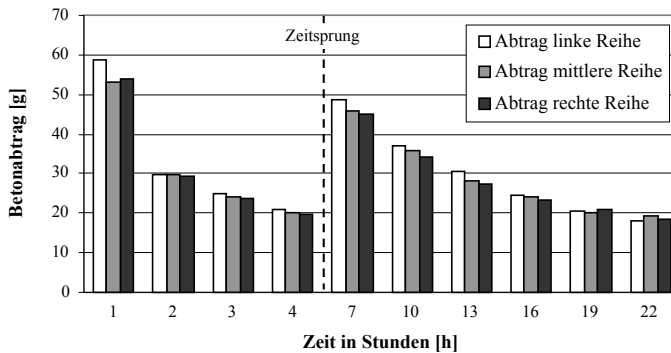


Bild 3.22: Mittlerer Betonabtrag (Versuch „Quarz 16 L“)

Am Ende des 22-stündigen Versuches betrug der mittlere Betonabtrag der Betonkörper aus der linken Reihe 314 Gramm, die Körper aus der mittleren und rechten Reihe wiesen jeweils einen mittleren Abtrag von ca. 300 Gramm auf.

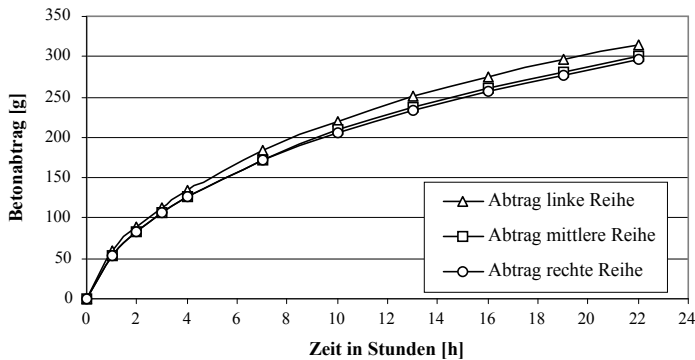


Bild 3.23: Kumulierter mittlerer Betonabtrag (Versuch „Quarz 16 L“)

Zur Klärung dieser Frage, ob es sich bei den Messabweichungen um natürliche (materialbedingte) Streuungen handelt oder ob ein signifikanter Einfluss der Prüfkörperanordnung in der Verschleißtrommel auf den Betonabtrag existiert, wird im Nachfolgenden eine einfaktorische Varianzanalyse durchgeführt. In Tabelle A-3.3 im Anhang 3 sind die Ergebnisse der formalen statistischen Tests, die in Rahmen der Varianzanalyse getätigt wurden, aufgeführt. Die statistischen Tests wurden wie beim Versuch „Quarz 16 W“ mit dem Bonferroni-Holm Verfahren durchgeführt. Das Ergebnis der Varianzanalyse für die betrachteten gesamten Messzeitpunkte lieferte keinerlei Hinweise, die Hypothese auf Gleichheit des mittleren Betonverschleißes aus den sechs Prüfkörpern je Reihe abzulehnen.

Die Auswertung des Shapiro-Wilk Tests und des Fligner-Killeen Tests zeigt für die gesamten Messzeitpunkte unkritische Ergebnisse. Somit kann die Gleichheit der Varianzen innerhalb der drei Gruppen vorausgesetzt werden. Die Ergebnisse der grafischen Analysen sind den Bildern A-3.11, A-3.12 und A-3.13 im Anhang 3 zu entnehmen. In Bezug der Lage der Mittelwerte zeigt die Auswertung der Boxplots für den 1. und 4. Messzeitpunkt geringe Abweichungen. Dieses Ergebnis spiegelt sich in den P-Werten des Mittelwertdifferenztests wieder, siehe Tabelle A-3.3 im Anhang 3.

Im Ergebnis dieser Untersuchungen kann gefolgert werden, dass bei der vorgestellten Prüfvorrichtung ein gleichmäßiger Betonabtrag in Bezug auf die Prüfkörperanordnung innerhalb der Trommel gewährleistet ist.

3.3.6.4 Folgerungen für die Hauptversuche

Aus den Erkenntnissen der Vorversuche resultierend, können nachfolgende Punkte zusammengefasst werden, die relevant für die Hauptversuche waren:

- Abgestufter Quarzkies bis 16 mm Größtkorn als Verschleißgut in Verbindung mit Zylinderprüfkörpern eignet sich besonders, um den Hydroabrasionsverschleiß zielsicher nachzuahmen. Mit dieser Prüfkonstellatation konnten die geringsten Streuungen in Be-

zug auf die Verschleißmesswerte nachgewiesen werden. Mit dieser Konstellation wurde der anvisierte Grenzwert des Variationskoeffizienten von maximal 10 % erreicht.

- Ein weiterer Vorteil bezüglich der Verwendung von zylindrischen Prüfkörpern war im Hinblick auf die Hauptversuche I und II erkennbar. Der Einfluss des Anstrahlwinkels auf die Prüfkörper musste im Rahmen der Hauptversuche zunächst nicht berücksichtigt werden, was eine erhebliche Reduzierung des Versuchsaufwands bedeutete. Lediglich eine überschaubare Versuchsreihe mit Betonwürfeln, die unter verschiedenen Anprallwinkel beansprucht wurden, ist zur Analyse des Winkeleinflusses auf den Betonabtrag herangezogen worden.
- Des Weiteren hat die statistische Analyse bezüglich der Wiederholungsversuche „Quarz 16 W“ gezeigt, dass kein signifikanter Einfluss auf den gemessenen mittleren Betonverschleiß festzustellen war. Die spezielle Anordnung der Betonprüfkörper in der Verschleißstrommel zeigte ebenfalls keinen signifikanten Einfluss auf den ermittelten Betonabtrag. Die beobachteten Abweichungen des gemessenen Betonabtrages sind demnach auf natürliche Streuungen zurückzuführen. Mit der erstellten Prüfvorrichtung ist somit die Reproduzierbarkeit des Hydroabrasionsverschleißes an Betonprüfkörpern unter Laborbedingungen sichergestellt.

3.4 Kennwertidentifizierung (Hauptversuche I)

3.4.1 Ziel der Hauptversuche I

Wie in Kapitel 2 aufgezeigt wurde, wird der Verschleißwiderstand u. a. von der Betondruckfestigkeit beeinflusst. Allerdings werden in der einschlägigen Fachliteratur weitere wichtige Einflussgrößen genannt, so dass es nicht gerechtfertigt ist, die Druckfestigkeit als maßgebenden Kennwert zur Beschreibung der hydroabrasiven Beanspruchung von Betonoberflächen heranzuziehen. Vor diesem Hintergrund war das wesentliche Ziel der Hauptversuche I, den maßgebenden verschleißrelevanten Materialkennwert oder eine Kombination aus Kennwerten anhand systematisch durchgeführter Verschleißversuche zu identifizieren.

3.4.2 Betonzusammensetzung und Kennwerte

Im Rahmen der Hauptversuche I wurde neben Portlandzement (CEM I 32,5 R) auch Hochofenzement (CEM III/B 32,5 NW/HS) für die Herstellung der zu untersuchenden Betone verwendet. Die Kennwerte der verwendeten Zemente sind der Tabelle A-3.1 und dem Bild A-3.6 im Anhang zu entnehmen. Die Gesteinskörnungen der hergestellten Betone bestand aus Rheinsand und Rheinkies mit einem Größtkorn von 32 mm sowie aus Splitt mit einem Größtkorn von 16 mm. Des Weiteren wurde Fließmittel auf der Basis von Carboxylatether eingesetzt.

Es wurden Betone mit Wasserzementwerten von 0,35, 0,45, 0,55 und 0,65 hergestellt. Die angestrebten Sieblinien A16, A32, B16 und U16 der jeweiligen Betone wurden mit Rheinsand

bzw. -kies realisiert. Zusätzlich dazu wurden Betone mit einem Sand-Kies-Splitt Gemisch mit einer Sieblinie A16SP (SP = Splitt) ausgeführt, siehe Bilder A-3.14 bis A-3.18 im Anhang. Für sämtliche Betone wurde die Konsistenz F3 angestrebt. Der Luftgehalt des Betons wurde mit 1,5 Vol.-% projiziert.

In Bezug auf die maßgebenden betontechnologischen Einflüsse wurden bei der Betonprojektion die Zusammensetzung der Gesteinskörnung, der Wasserzementwert, der Zementgehalt und die Zementart derart variiert, dass dadurch der mittels Prüfvorrichtung (siehe Kapitel 3.2) erzeugte Hydroabrasionsverschleiß messbar beeinflusst wurde, siehe Bild 3.24.

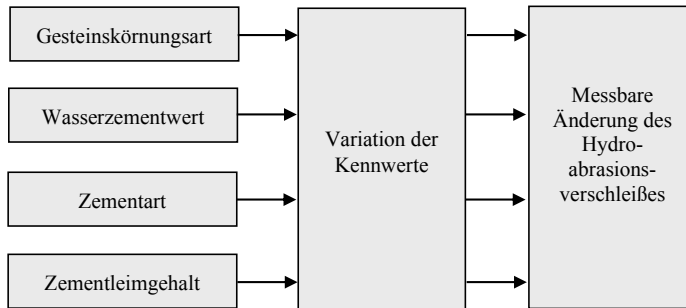


Bild 3.24: Einfluss der maßgebenden betontechnologischen Kennwerte auf den Hydroabrasionsverschleiß

Im Rahmen der Hauptversuche I wurden 36 verschiedene Betone hergestellt, wobei vier verschiedene Sieblinien mit vier unterschiedlichen Wasserzementwerten unter Verwendung von zwei Zementarten kombiniert wurden. Die Zusammensetzungen der jeweiligen Betone sind der Tabelle 3.8 zu entnehmen.

Ein wesentliches Ergebnis der Literatursichtung hinsichtlich der maßgebenden Einflüsse auf Verschleißvorgänge ist die Tatsache, dass sich mit einer Änderung der Zementleimmenge auch der Verschleißwiderstand des Betons ändert. Aus diesem Grund wurde der Zementleimgehalt bei 32 der untersuchten Betonen zunächst konstant gehalten, um den Einfluss der unterschiedlichen Betoneigenschaften differenziert betrachten zu können (vgl. Hanke & Siebel [88]), siehe Tabelle 3.8. Für diese Betone betrug der Zementleimgehalt 31 Vol.-% (ohne Luftgehalt). Zur Untersuchung des Einflusses des Leimgehaltes auf das Verschleißverhalten des Betons wurden weitere vier unterschiedliche Betone hergestellt (K21 bis K24 in Tabelle 3.8). Hierbei wurde bei konstantem Wasserzementwert von 0,55 der Zementleimgehalt von 25 Vol.-% auf 37 Vol.-% erhöht.

Tabelle 3.8: Zusammensetzung der verwendeten Betone im Rahmen der Hauptversuch I

Bez.	w/z-Wert [-]	Sieblinie (Körnungsziffer k)	Zementart	Leimegehalt [Vol.-%]	Zementgehalt [kg/m ³]	Wassergehalt [kg/m ³]	Gesteinskörnung [kg/m ³]						Fließmittel [M.-% v. Zem.]	
							Korngruppe [mm]							
							0 bis 2	2 bis 8	8 bis 16	8 bis 11	11 bis 16	16 bis 32		
K1	0,35	A16 (4,6)	CEM I 32,5 R	31	461	158	466	700	623	0	0	0	1,0	
K2	0,45				401	180							0,5	
K3	0,55				355	195							0,0	
K4	0,65				319	207							0,0	
K5	0,35	B16 (3,7)			461	158	932	412	445	0	0	0	1,0	
K6	0,45				401	180							0,5	
K7	0,55				355	195							0,0	
K8	0,65				319	207							0,0	
K9	0,35	U16 (4,9)			461	158	538	0	1245	0	0	0	1,0	
K10	0,45				401	180							0,5	
K11	0,55				357	197							0,0	
K12	0,65				320	208							0,0	
K13	0,35	A16 SP (4,6)			465	159	645	435	0	363	363	0	1,0	
K14	0,45				403	180							0,5	
K15	0,55				357	197							0,0	
K16	0,65				320	208							0,0	
K17	0,35	A32 (5,5)			465	159	322	359	326	0	0	784	1,0	
K18	0,45				404	180							0,5	
K19	0,55				357	197							0,0	
K20	0,65				320	208							0,0	
K21	0,55	A16 (4,6)			25	288	159	508	763	679	0	0	0	0,0
K22	0,55				28	323	178	488	731	651	0	0	0	0,0
K23	0,55				34	392	216	446	669	596	0	0	0	0,0
K24	0,55				37	427	235	425	638	568	0	0	0	0,0
K25	0,35	A16 (4,6)	CEM III/B 32,5 NW/HS	31	454	156	466	700	623	0	0	0	1,0	
K26	0,45				396	177							0,5	
K27	0,55				351	192							0,0	
K28	0,65				315	204							0,0	
K29	0,35	B16 (3,7)			454	156	932	412	445	0	0	0	1,0	
K30	0,45				396	175							0,5	
K31	0,55				351	191							0,0	
K32	0,65				315	203							0,0	
K33	0,35	A16 SP (4,6)			454	156	645	430	0	363	363	0	1,0	
K34	0,45				396	175							0,5	
K35	0,55				351	191							0,0	
K36	0,65				315	203							0,0	

Zur Überprüfung des Einflusses des Betonalters wurden zusätzliche Betone in Anlehnung an den Beton K7 und den Beton K27 zur Verschleiß- und Festbetonprüfung nach ca. 90- und 400-tägiger Lagerung hergestellt. Darüber hinaus wurden für bruchmechanische Untersuchungen weitere Betone in Anlehnung an die Betone mit den Bezeichnungen K1, K2, K3 und K4 sowie K25, K26, K27 und K28 hergestellt, siehe Tabelle 3.8.

Die Tabelle 3.9 zeigt die im Rahmen der Hauptversuche I ermittelten Frischbetonkennwerte. Zur Beurteilung der Messwertvariationen wurden hier die Standardabweichung sowie der Variationskoeffizient angegeben. Durch die Angabe der statistischen Kennwerte ist ersichtlich, dass die im Labor hergestellten Betone hinsichtlich der Zielgrößen Rohdichte, Luftporengehalt und Ausbreitmaß teilweise große Streuungen aufwiesen.

Tabelle 3.9: Frischbetonkennwerte der verwendeten Betone für die Hauptversuche I

Kennwert Beton	Rohdichte [kg/m ³]		LP-Gehalt [Vol.-%]		Ausbreitmaß [cm]	
	CEM I 32,5 R	CEM III/B 32,5 NW/HS	CEM I 32,5 R	CEM III/B 32,5 NW/HS	CEM I 32,5 R	CEM III/B 32,5 NW/HS
Mittelwert	2381	2355	0,8	1,2	48,0	46,6
Standardabweichung	32	29	0,3	0,6	7,8	5,0
Variationskoeffizient	1,3 [%]	1,2 [%]	37,5 [%]	50 [%]	16,3 [%]	10,7 [%]

Wie der Tabelle 3.9 zu entnehmen ist, weisen die Werte der Betonrohddichte die geringsten Streuungen, die Werte des Luftporengehaltes die größten Streuungen auf.

3.4.3 Herstellung und Lagerung der Prüfkörper

Die Herstellung und Lagerung der Prüfkörper erfolgte gemäß DIN 1048-5 [46] und DIN EN 12390-2 [59]. Der Beton wurde in Chargen von 100 Liter in einem 150 Liter Tellermischer zwei Minuten lang angemischt. Die Betone wurden in entsprechende Schalungen eingebracht und mittels Innenrüttler sowie Rütteltisch gleichmäßig verdichtet. Nach eintägiger Lagerung unter feuchter Jute und Folienabdeckung wurden die Betonkörper ausgeschalt. Anschließend wurden die Probekörper gemäß DIN EN 12390-2 [59] im Wasser bis zu einem Probenalter von 28 Tagen gelagert.

Für die Untersuchungen zum Betonalter wurden weitere Betonprüfkörper für die Verschleiß- und Festbetonprüfungen nach 28- und 90-tägiger Lagerung im Wasser bei 20 °C weitere 400 Tage bei 20°C und 65% r. F. gelagert (Beton K7 und K27). Einen Tag vor der Verschleiß- und Materialprüfung wurden diese Betonkörper 24 Stunden unter Wasser gelagert. Weitere Betonproben verblieben 90 Tage komplett in Wasserlagerung (Serie K7). An diese Betonprüfkörper wurden nach entsprechender Lagerung ebenfalls zeitgleich Verschleiß- und Festbetonprüfungen vorgenommen.

Die prismenförmigen Probekörper für die bruchmechanischen Untersuchungen wurden nach dem Ausschalen 26 Tage unter feuchter Jute und Folienabdeckung gelagert. Ein Tag vor Prüfungsbeginn wurden vier Probekörper aus den zwei angefertigten Prismen gesägt. Diese Betonprüfkörper wurden an zwei gegenüberliegenden Längsseiten gekerbt, siehe Bild A-3.20. Die Stirnseiten dieser Prismen sind bis zum Größtkorn abgeschliffen und anschließend mit Epoxidharz (Disboxid 462 der Fa. Caparol) versiegelt worden. Bis zum Tag der Prüfung (28. Tag) wurden die Prüfkörper mittels Folie vor dem Austrocknen geschützt.

3.4.4 Versuchsumfang der Hauptversuche I

Zur zielsicheren Erfassung der relevanten Materialkennwerte wurde eine Vielzahl unterschiedlicher Betone hergestellt, die ein weites Spektrum hinsichtlich ihrer Zusammensetzung aufweisen. Hierdurch wurden im Wesentlichen die Bandbreite der typischen im Flusswasserbau eingesetzten Betone abgedeckt [18, 27, 74, 197]. Die nachfolgenden Tabellen 3.10 und 3.11 geben einen Gesamtüberblick über das innerhalb der Hauptversuche I durchgeführte Versuchsprogramm.

Tabelle 3.10: Übersicht über die Verschleißversuche (Hauptversuche I)

Kennwert	Variation										
Zementart [-]	CEM I 32,5 R					CEM III/B 32,5 NW/HS					
Zementleim- gehalt [Vol.-%]	konstant				variabel				konstant		
	31				25	28	34	37	31		
Wasser Zementwert [-]	variabel				konstant				variabel		
	0,35	0,45	0,55	0,65	0,55				0,35	0,45	0,55
Sieblinie [-]	variabel					konstant				variabel	
	A16	B16	U16	A16SP	A32	A16				A16	B16
Anzahl Betone [-]	20					4				12	

Die untersuchten Kennwerte lassen sich in Festigkeits-, Formänderungs- und Gefügekennwerte unterteilen, siehe Tabelle 3.11. Die wesentlichen Grundlagen zur Ermittlung der Festbetonkennwerte sind den Ausführungen im Anhang 3 zu entnehmen.

Tabelle 3.11: Übersicht über die Festbetonprüfungen

Art des Kennwerts	Kennwert	Betonkörperform und -maße	Probenanzahl
Festigkeitskennwerte	Druckfestigkeit	Zylinder; Höhe/Durchmesser = 30 cm/15 cm	3
	Biegezugfestigkeit	Prismen; Länge/Breite/Höhe = 57 cm/10 cm/10 cm	3
	Spaltzugfestigkeit	Zylinder; Höhe/Durchmesser = 30 cm/15 cm	3
	Oberflächenzugfestigkeit	Prismen; Länge/Breite/Höhe = 57 cm/10 cm/10 cm	1
	Bruchenergie	Prismen; Länge/Breite/Höhe = 26 cm/10 cm/10 cm	4
Formänderungskennwerte	Rückprallhammer-Prüfung	an Druckfestigkeitszylindern getestet	
	Statischer Elastizitätsmodul	Zylinder; Höhe/Durchmesser = 30 cm/15 cm	3
	Dynamischer Elastizitätsmodul		
Gefügekennwerte	Gesamtporosität	Würfel; Kantenlänge = 10 cm/10 cm	3
	Wasseraufnahmekoeffizient	Zylinder; Höhe/Durchmesser = 10 cm/15 cm	3
	Porenradienverteilung	Würfel; Kantenlänge = 10 cm/10 cm	2

Bei den Verschleißversuchen wurden je Beton (K1 bis K36) 6 zylindrische Probekörper hergestellt (216 Prüfkörper gemäß Tabelle 3.8, 48 Prüfkörper für die bruchmechanischen Untersuchungen und 18 Prüfkörper für die Untersuchungen zum Einfluss des Betonalters). Somit wurden an 280 Probekörpern Verschleißuntersuchungen durchgeführt. Für die Festbetonuntersuchungen wurden insgesamt 800 Betonproben (Zylinder und Würfel) hergestellt und geprüft.

3.4.5 Durchführung der Hauptversuche I

Die Randbedingungen, wie sie bei den vorangegangenen Verschleißversuchen im Rahmen der Vorversuche gewählt wurden, haben sich bewährt und wurden für die Durchführung der Hauptversuche I im Wesentlichen übernommen, siehe Kapitel 3.3.

Innerhalb der Hauptversuche I wurden an je sechs Zylinderproben gleicher Betongüte Verschleißversuche über einen Zeitraum von 22 Stunden durchgeführt. Die Umdrehungsgeschwindigkeit hierbei betrug 50 Umdrehungen pro Minute, was einer Beanspruchungsenergie von 3924 J/m^3 entspricht. Für diese Versuchsreihe wurde als Verschleißgut Quarzgestein mit einem Größtkorn von 16 mm eingesetzt. Als Verschleißmessgröße wurde die Änderung der Masse des Prüfkörpers herangezogen. Hierbei wurde die Masse der Prüfkörper nach Abtupfen der Oberflächenfeuchtigkeit im wassergesättigten Zustand vor und nach dem 22-stündigen Verschleißvorgang auf 1 Gramm genau ermittelt. Die Angabe des Betonverschleißes erfolgte als Abtrag in Gramm. Die verschleißbedingte Änderung der Betonoberfläche wurde fotografisch dokumentiert.

Das Bild 3.25 zeigt exemplarisch vier zylinderförmige Prüfkörper der Serien K1 bis K4 aus Portlandzementbeton mit gleicher Zusammensetzung der Gesteinskörnungen (Sieblinie A16) jedoch unterschiedlichen Wasserzementwerten bei konstantem Zementleimgehalt.

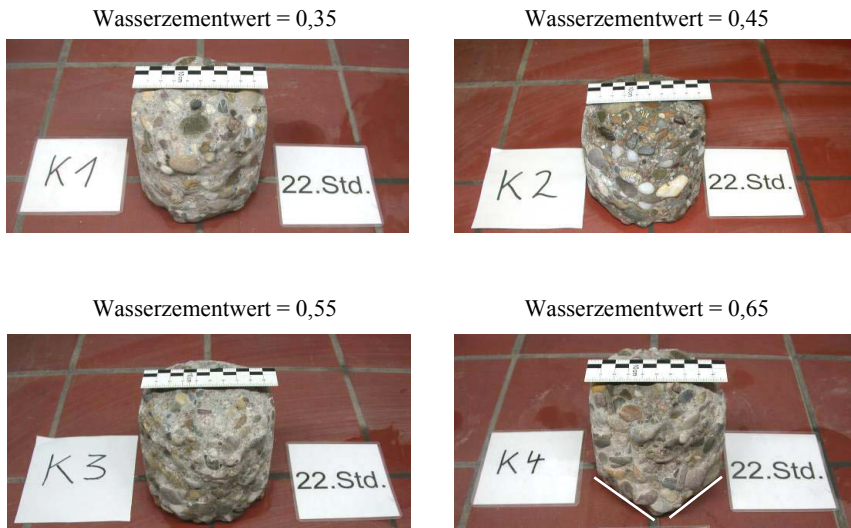


Bild 3.25: Zylinderförmige Betonprüfkörper der Serien K1 bis K4 nach 22-stündiger Verschleißbeanspruchung

In Bild 3.25 ist zu erkennen, dass mit steigendem Wasserzementwert ein zunehmender Betonabtrag an den Zylindern festzustellen ist. Die dachförmige Ausbildung der verschleißbelasteten Prüfkörperseite, die bereits in Kapitel 3.3.6.1 festgestellt wurde, ist auch hier wieder zu erkennen, siehe Bild 3.25, unten rechts (weiße Linien).

Eine detaillierte Auflistung der im Rahmen dieser Versuche ermittelten Festbetonkennwerte (Festigkeits-, Formänderungs- und Gefügekennwerte) ist im Anhang A3 ersichtlich. Nachfolgend wird kurz auf die Bedeutung der untersuchten Kennwerte bezüglich des Betonverschleißes eingegangen.

Festigkeitskennwerte

Die Bedeutung der **Druckfestigkeit** in Bezug auf die Beurteilung des Verschleißverhaltens des Betons wurde im Kapitel 2 eingehend erläutert. Die Betondruckfestigkeit wurde im Rahmen der eigenen Untersuchungen als Referenzkennwert zur Beurteilung der Verschleißbeständigkeit des Betons herangezogen.

Die **Spaltzugfestigkeit** wurde im Rahmen umfangreicher Verschleißversuche an Beton als verschleißrelevanter Kennwerte identifiziert [127]. Daher wurde auch innerhalb der eigenen

Verschleißversuche dieser Kennwert untersucht. Wie im Fall der Spaltzugfestigkeit konnte auch bei der **Biegezugfestigkeit** ein maßgebender Einfluss auf das Verschleißverhalten von Beton festgestellt werden [8, 111, 127]. Aus diesem Grund wurde der Einfluss der Biegezugfestigkeit auf den Betonverschleiß innerhalb der eigenen Versuche beleuchtet.

Wie bereits im Kapitel 2 eingehend diskutiert wurde, wird der Verschleißwiderstand des Betons entscheidend von der Qualität der Betonrandschichten beeinflusst. Infolgedessen wurde ergänzend zu den bisher aufgeführten Festigkeitskennwerten die **Oberflächenzugfestigkeit** hinsichtlich ihres Einflusses auf den Betonverschleiß untersucht.

Die **Bruchenergie** eines Werkstoffes gibt an, wie viel Energie vom Beton bis zum Versagen aufgenommen werden kann [82, 196]. Der mögliche Einfluss der Bruchenergie auf den Verschleißwiderstand von Beton wurde insbesondere von Jacobs et al. [111] hervorgehoben. Daher wurde auch dieser Kennwert für die eigenen Untersuchungen herangezogen.

Formänderungskennwerte

Der Kennwert, der mittels **Rückprallhammerprüfung** gewonnen wird, wurde bereits von Sadegzadeh [161] zur Beurteilung verschleißbeanspruchter Betone herangezogen. Mit dem Rückprallhammer wird das elastische Verhalten des Randbetons geprüft, indem ein Schlagbolzen durch Federkraft beschleunigt auf die Betonoberfläche prallt und sich wieder zurückbewegt, wobei die dabei gemessene Rückprallstrecke R umso größer ist, je höher der Elastizitätsmodul im Oberflächenbereich des Betons ist [82, 196].

Die Verschleißuntersuchungen von Jacobs et al. [111] zeigten, dass sich der **statische Elastizitätsmodul** zur zielsicheren Beurteilung des Verschleißverhaltens des Betons eignet. Diese Untersuchungen fanden jedoch in einem begrenzten Rahmen statt, so dass sich nur bedingt zuverlässige Aussagen über den Zusammenhang zwischen statischen Elastizitätsmodul und Betonabtrag formulieren lassen. Aus diesem Grund wurde dieser Kennwert mit in das eigene Versuchsprogramm aufgenommen.

In Ergänzung zum statischen Elastizitätsmodul wurde der relativ leicht zu ermittelnde **dynamische Elastizitätsmodul** zur Bewertung des Verschleißverhaltens des Betons untersucht. Dies geschah unter Beachtung der Kenntnis, dass bei diesem Wert die Schalllaufzeit gemessen wird, mit dieser dann auf den Elastizitätsmodul mittels entsprechender Berechnungen geschlossen werden kann [10, 39, 67, 171].

Gefügekennwerte

Zur Beurteilung des Porenraumes des Betons werden üblicherweise die **Gesamtporosität** und die Kapillarporosität herangezogen. Zur Beurteilung der Kapillarporosität wird auch der **Wasseraufnahmekoeffizient** verwendet. Generell gibt die Porosität des Betons einen Aufschluss über die wesentlichen dauerhaftigkeitsrelevanten Eigenschaften [196]. Die Untersuchung der Betonporosität in Bezug auf den Verschleißwiderstand des Betons erfolgte insbe-

sondere durch Atiş [9] und Sadegzadeh [161]. Dieser Einfluss wurde auch innerhalb der eigenen Versuche untersucht. Über die Kapillarporosität können Aussagen über das Verschleißverhalten des Betons getroffen werden, wie dies bereits von Sadegzadeh [161] getan wurde. Auch dieser Kennwert wird innerhalb der eigenen Versuche beleuchtet. Mittels Quecksilberdruckporosimetrie lässt sich sowohl die Höhe der Kapillarporosität des Materials als auch der jeweilige Volumenanteil der Poren einer bestimmten Größenklasse (Porengrößenverteilung) ermitteln. Der im Rahmen dieser Versuche an den hergestellten Betonproben erfasste Porenbereich erstreckte sich von etwa 4 nm bis ca. 170 µm, siehe Bild A-3.26 im Anhang. Die im Rahmen der Quecksilberdruckporosimetrie ermittelten Kennwerte umfassten die **HG-Porosität**, den **Schwellenradius** sowie den **maximalen Radius**.

3.4.6 Auswertung und Ergebnisse der Hauptversuche I

3.4.6.1 Variabilität der Kennwerte

An dieser Stelle wird zur ersten Beurteilung der untersuchten Festbetonkennwerte die Variabilität der ermittelten Messwerte aufgezeigt, siehe Tabelle 3.12.

Tabelle 3.12: Variabilität der untersuchten Festbetonkennwerte

Art des Kennwerts	Kennwert	Variationskoeffizient [%]		
		Min.	Max.	Mittelwert
Festigkeitskennwerte	Druckfestigkeit	0,4	12,0	2,5
	Spaltzugfestigkeit	0,4	21,8	6,1
	Biegezugfestigkeit	0,5	9,3	4,8
	Oberflächenzugfestigkeit	4,7	68,2	21,3
	Bruchenergie	8,3	40,0	18,7
Formänderungskennwerte	Rückprallwert	3,8	14,2	9,0
	stat. Elastizitätsmodul	0,5	11,4	2,5
	dyn. Elastizitätsmodul	0,1	2,2	0,9
Gefügekennwerte	Gesamtporosität (150 bar)	0,7	13,6	3,1
	Wasseraufnahmekoeffizient	0,4	16,8	5,2
	HG-Porosität	0,2	32,6	6,4
	Schwellenradius	0,0	68,6	6,8
	Maximaler Radius	0,0	42,8	4,1

Wie aus der Tabelle 3.12 zu entnehmen ist, sind hinsichtlich der Oberflächenzugfestigkeit sowie der Bruchenergie die größten Streuungen festzustellen. Demgegenüber sind die geringsten Streuungen bei den Messwerten des Elastizitätsmoduls und der Druckfestigkeit vorhanden.

3.4.6.2 Grafische Analysen

Einen Überblick über das Verschleißverhalten der untersuchten Betone zeigt das Bild 3.26. Hierbei wurden die untersuchten Betonserien derart unterteilt, dass neun unterschiedliche Serien ersichtlich sind, die im Nachfolgenden mit Nr. 1 bis Nr. 9 bezeichnet werden. Dadurch werden die maßgebenden verschleißrelevanten Eigenschaften (Zementart, Sieblinie und Körnungsziffer), die sich von Mischung zu Mischung unterscheiden, abgesetzt, vgl. auch Tabelle 3.8. Innerhalb der neun Betonserien variiert stets der Wasserzementwert (in vier Schritten von 0,35 auf 0,65), außer in Gruppe 6 (A16L). Hier variiert der Zementleimgehalt (in vier Schritten von 25 Vol.-% auf 37 Vol.-%).

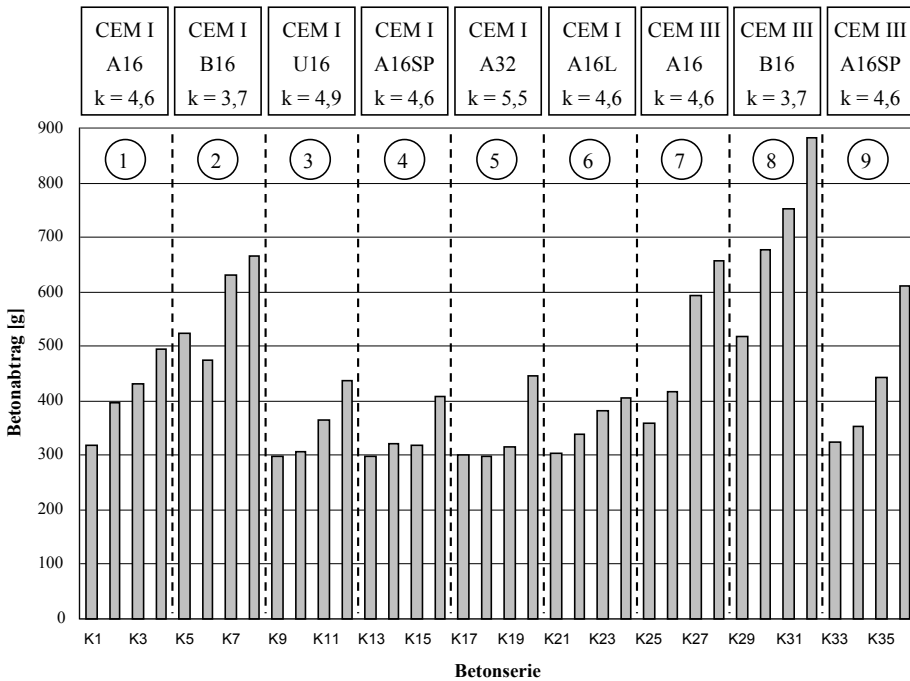


Bild 3.26: Hauptversuche I: Betonabtrag [g] (Betone K1 bis K36)

Bei jeder der geprüften Betonserien im Bild 3.26 steigt der Betonverschleiß mit steigendem Wasserzementwert. Mit der Erhöhung des Zementleimgehaltes bei konstantem Wasserzementwert steigt ebenfalls der Verschleiß der untersuchten Betone, siehe Serie 6. Eine Erhöhung des Zementleimgehaltes um etwa 50 % resultiert in einer Zunahme des Betonabtrags von ungefähr 30 %.

Sandreiche Betone (Sieblinie B16) zeigen einen deutlich höheren Verschleiß als sandarme Betone (Sieblinie A16, A16SP und U16). Ferner ist hier die Widerstandsfähigkeit gegenüber Hydroabrasionsverschleiß bei Hochofenzementbetonen (CEM III-Betone) geringer einzustufen als bei Portlandzementbetonen (CEM I-Betone). Bei gleicher Zusammensetzung ist bei den Hochofenzementbetonen gegenüber den Betonen mit Portlandzement ein im Mittel etwa

25 % höhere Betonabtrag festzustellen. Der größte Betonverschleiß ist beim Hochofenzementbeton mit einer B16 Sieblinie zu verzeichnen (Serie 8). Innerhalb der Portlandzementbetone ist der größte Betonabtrag bei der Serie 2 gegeben, die ebenfalls mit einer B16 Sieblinie hergestellt wurde, siehe Bild 3.26.

Generell besitzen Betone mit Gesteinskörnungsgemischen nahe der Regelsieblinie A den größten Widerstand gegenüber einer hydroabrasiven Beanspruchung. Auch die Betone mit Ausfallkörnungen (Serie 3) zeigen im Vergleich zu sandreichen Betonen einen deutlich geringeren Betonabtrag. Zwischen Betonen mit der Sieblinien A16 und der Sieblinie A16SP besteht lediglich der Unterschied darin, dass letztere im Bereich der Fraktion 8/16 gebrochene Gesteinskörnung aufweisen. Aufgrund der besseren Verzahnung zwischen den gebrochenen Körnern und der Zementsteinmatrix ist bei A16SP-Betonen eine Verringerung des Betonabtrags um etwa 20 % im Vergleich zu den A16-Beton festzustellen. In Bezug auf das Größtkorn im Beton ist anzumerken, dass mit steigendem Größtkorndurchmesser der Betonverschleiß abnimmt, vgl. Serie 1 und Serie 5 im Bild 3.26.

Die Ergebnisse, die im Rahmen der Hauptversuche I gewonnen wurden, decken sich im Wesentlichen mit den Erkenntnissen aus der Literaturstudie in Bezug auf die betontechnologischen Einflussgrößen, die den Verschleißwiderstand von Betonoberflächen maßgebend steuern. Auf Grundlage der eigenen Untersuchungen können in Anlehnung an Tabelle 2.4 die wesentlichen betontechnologischen Einflussgrößen benannt und deren Auswirkungen auf den Betonverschleiß bei Änderung der jeweiligen Einflussgröße aufgezeigt werden, siehe Tabelle 3.13.

Tabelle 3.13: Wesentliche betontechnologische Einflussgrößen und Auswirkungen auf den Betonverschleiß

Betontechnologische Einflussgrößen		Auswirkungen auf den Betonverschleiß
steigender Wasserzementwert (w/z-Wert)		Zunahme
steigender Sandgehalt		Zunahme
steigender Durchmesser des Größtkorns		Abnahme
steigender Anteil gebrochenen Gesteinskorns		Abnahme
steigender Zementgehalt		Zunahme
Zementart im Beton	Portlandzementbeton (CEM I-Beton)	geringerer Verschleiß im Vergleich zum HOZ-Beton
	Hochofenzementbeton (CEM III-Beton)	höherer Verschleiß im Vergleich zum PZ-Beton

Im Nachfolgenden wurden die bei den Festbetonuntersuchungen ermittelten Werkstoffkennwerte hinsichtlich vorhandener Korrelationen zum parallel ermittelten Betonverschleiß untersucht. Hierzu wurden die Ergebnisse der Festbetonuntersuchungen in Analogie zum Bild 3.26 aufbereitet, siehe Bild A-3.27 bis A-3.39.

Nach eingehender Analyse dieser Diagramme war es zielführend, anhand ausgewählter Kriterien den ermittelten Betonverschleiß mit den parallel gemessenen Festbetonkennwerten systematisch zu vergleichen. Beispielsweise kann aus sachlogischen Überlegungen gefolgert werden, dass mit der Zunahme des Wasserzementwertes eine Zunahme des Betonverschleißes in Verbindung mit der Abnahme der Betondruckfestigkeit einhergehen, vgl. Kapitel 2.4.

Die gewählten Kriterien, die zur Bewertung der im Rahmen der Hauptversuche I gewonnenen Ergebnisse der Festbetonuntersuchungen herangezogen wurden, umfassen

- die Abhängigkeit der Änderung der jeweiligen Festbetonkennwerte in Bezug auf die damit einhergehende Änderung des ermittelten Betonabtrags. Hierbei wurde analysiert, ob eine Änderung des jeweiligen Kennwerts zur gleichgerichteten Änderung des Betonverschleißes führt (Maßnahme verhält sich direkt proportional zum Betonverschleiß) und umgekehrt (Maßnahme verhält sich indirekt proportional zum Betonverschleiß). Beispielsweise führt die Erhöhung der Druckfestigkeit zu einer Verringerung des Betonverschleißes (hier: indirekt proportional).
- die Abhängigkeit des jeweiligen Festbetonkennwerts vom Wasserzementwert (sämtliche Serien außer Serie 6) – **Kriterium 1**,
- die Abhängigkeit des jeweiligen Festbetonkennwerts von der Zementleimmenge (Serie 6) – **Kriterium 2**,
- die Abhängigkeit des jeweiligen Festbetonkennwerts vom Verschleißmaximum (Serie 2 und Serie 8) – **Kriterium 3**,
- die Abhängigkeit des jeweiligen Festbetonkennwerts vom Verschleißminimum (Serie 1 und Serie 9) – **Kriterium 4**,
- die Abhängigkeit des jeweiligen Festbetonkennwerts vom unstetigen Verschleißverlauf (Serie 3, 4 und 5) – **Kriterium 5**.

Falls eine (positive oder negative) Korrelation zwischen dem jeweiligen Festbetonkennwert und dem ermittelten Betonabtrag existiert, so müssten sich bei vergleichender (qualitativer) Bewertung der Balkendiagramme aus Bild 3.26 und den Bildern A-3.27 bis A-3.39 ähnliche, gleich- oder gegengerichtete Balkenverläufe abzeichnen.

Die Tabelle 3.14 enthält die Zusammenfassung der Ergebnisse der grafischen Auswertungen des Hauptversuches I hinsichtlich der oben aufgeführten Abhängigkeiten zwischen dem ermittelten Betonverschleiß und den parallel gemessenen Festbetonkennwerten. Zusätzlich zu den o. g. Kriterien wurde die Bewertung des anfallenden Prüfaufwands bezüglich der zu ermittelnden Festbetonkennwerte vorgenommen.

Tabelle 3.14: Eigenschaften der untersuchten Festbetonkennwerte, die im Rahmen der Hauptversuche I ermittelt wurden

Art des Kennwerts	Betonkennwert	Direkt proportional zum Betonabtrag	Indirekt proportional zum Betonabtrag	Erfüllung des Kriteriums					Prüfauwand	
				1	2	3	4	5		
Festigkeitskennwerte	Druckfestigkeit [N/mm ²]		x	ja	nein	nein	nein	nein	nein	gering
	Spaltzugfestigkeit [N/mm ²]		x	ja	nein	nein	nein	nein	nein	gering
	Biegezugfestigkeit [N/mm ²]		x	ja	nein	bedingt	nein	nein	nein	gering
	Oberflächenzugfestigkeit [N/mm ²]		x	bedingt	nein	nein	nein	nein	nein	mittel
	Bruchenergie [N/m]		x	nein	-	-	nein	nein	-	sehr hoch
Formänderungskennwerte	Rückprallwert [-]		x	bedingt	nein	nein	nein	nein	nein	gering
	stat. Elastizitätsmodul [N/mm ²]		x	ja	nein	nein	nein	nein	nein	hoch
	dyn. Elastizitätsmodul [N/mm ²]		x	ja	ja	nein	nein	bedingt	nein	gering
Gefügekennwerte	Gesamtporosität [Vol.-%]	x		ja	ja	bedingt	nein	nein	nein	mittel
	Wasseraufnahmekoeffizient [kg/m ² h ^{0,5}]	x		ja	ja	ja	nein	nein	nein	mittel
	HG-Porosität [%]	x		ja	ja	nein	nein	nein	nein	hoch
	Schwellenradius [nm]	x		ja	nein	bedingt	nein	nein	nein	hoch
	Maximaler Radius [nm]	x		bedingt	nein	nein	nein	nein	nein	hoch

Nach der Auswertung der gewonnenen Untersuchungsergebnisse kann festgehalten werden, dass die ermittelten **Festigkeitskennwerte** offensichtlich nur unzureichend mit dem Betonabtrag korrelieren. Hinsichtlich der **Formänderungskennwerte** sind gewisse Übereinstimmungen zwischen ermitteltem Kennwert und Betonverschleiß zu verzeichnen. Insbesondere mit dem dynamischen Elastizitätsmodul ist es offensichtlich möglich, dass Verschleißverhalten der unterschiedlichen Betone teilweise abzubilden. Die Ergebnisse der zerstörungsfreien Untersuchungen mit dem Schmidt-Hammer liefern keine signifikanten Abhängigkeiten zwischen Rückprallwert und Betonabtrag. Die **Gefügekennwerte** sind nur bedingt zur Beurteilung des Verschleißverhaltens geeignet. Hierbei sind die Gesamtporosität und der Wasseraufnahmekoeffizient zu nennen.

Eine zielsichere Identifizierung der verschleißrelevanten Festbetonkennwerte war mittels der bisher getätigten visuellen Auswertung der grafisch aufgearbeiteten Messergebnisse nicht möglich. Zur weiterführenden Datenauswertung mussten daher geeignete statistische Verfahren angewandt werden. Die Untersuchung der Abhängigkeit zwischen zwei oder mehrerer Variablen ist die klassische Aufgabenstellung der Regressionsanalyse, die im nachfolgenden Kapitel behandelt wird.

3.4.6.3 Regressionsanalysen

Die hier im Rahmen der Hauptversuche durchgeführte statistische Modellierung dient zur Unterstützung der Identifikation der maßgebenden verschleißrelevanten Festbetonkennwerte. Das Hauptziel der hier durchgeführten statistischen Analysen liegt in der Untersuchung der Stärke des Einflusses der ermittelten Festbetonkennwerte auf den Betonabtrag. Die mathematischen Grundlagen hierzu sind den Ausführungen im Kapitel 2.8 zu entnehmen.

Zur Anwendung kam in Rahmen dieser Analysen das Regressionsmodell gemäß Gleichung 2.25, siehe Kapitel 2.8. Die Zusammenhänge zwischen dem Betonabtrag und dem jeweiligen Festbetonkennwert wurden in Form von Streudiagrammen mit Ausgleichsgeraden sowie Prädiktionsintervallen dargestellt, siehe Bild A-3.40. Die Anwendung des verwendeten Regressionsmodells beinhaltet diverse Modellannahmen, die im Zuge einer Residuenanalyse untersucht bzw. geprüft wurden. Die im Rahmen der eigenen Untersuchungen erzielten Ergebnisse der Residuenanalyse sind der Tabelle 3.15 zu entnehmen.

Die Ergebnisse der statistischen Untersuchungen sind in der Tabelle 3.16 aufgeführt. Hier ist anhand des Korrelationskoeffizienten R die Stärke des (positiven oder negativen) linearen Zusammenhangs zwischen der jeweiligen Festigkeitskennwert und dem Betonabtrag aufgeführt. Darüber hinaus zeigt das Bestimmtheitsmaß R^2 wie gut anhand des linearen Modells die Zielgröße Betonabtrag beschrieben werden kann. Des Weiteren wird anhand des F-Tests überprüft, ob mit dem gewählten linearen Modell tatsächlich ein signifikanter Zusammenhang zwischen den Variablen besteht. Bei den statistischen Tests wurde mit einem Signifikanzniveau von $\alpha = 0,05$ gearbeitet. Bei dieser Festlegung sind P-Werte, die kleiner als 0,05 sind als signifikant einzustufen, siehe Tabelle 3.16.

Tabelle 3.15: Ergebnisse der Residuenanalyse (Hauptversuche I)

Art des Kennwerts	Kennwert	Bezeichnung	Erfüllung der Modellprämissen gemäß Kapitel 2.8.2				
			a)	b)	c)	d)	e)
Festigkeitskennwerte	Druckfestigkeit	f_{cm}	-	+	+	-	o
	Spaltzugfestigkeit	$f_{ct,sp}$	-	+	+	-	o
	Biegezugfestigkeit	$f_{ct,fl}$	-	+	+	-	o
	Oberflächenzugfestigkeit	β_{OZ}	-	+	-	o	o
	Bruchenergie	G_F	-	+	o	o	o
Formänderungskennwerte	Rückprallwert	R_m	-	+	o	o	o
	statischer Elastizitätsmodul	E_b	-	+	+	-	o
	dynamischer Elastizitätsmodul	dyn E_L	-	+	+	o	o
Gefügekennwerte	Gesamtporosität	p	-	+	+	-	o
	Wasseraufnahmekoeffizient	w_{24}	-	+	+	-	o
	HG-Porosität	P	-	+	o	-	o
	Schwellenradius	SR_{HG}	-	+	o	o	o
	Maximaler Radius	MR_{HG}	-	+	+	o	o

+ erfüllt o bedingt erfüllt - nicht erfüllt

Tabelle 3.16: Ergebnisse der linearen Regressionsanalyse (Hauptversuche I)

Art des Kennwerts	Kennwert	Bez.	Ergebnisse der Regressionsanalyse		
			Korrelationskoeffizient R [-]	Bestimmtheitsmaß R^2 [-]	P-Wert (F-Test) [-]
Festigkeitskennwerte	Druckfestigkeit	f_{cm}	-0,348	0,121	0,0376 < 0,05
	Spaltzugfestigkeit	$f_{ct,sp}$	-0,265	0,070	0,1190
	Biegezugfestigkeit	$f_{ct,fl}$	-0,337	0,114	0,0445 < 0,05
	Oberflächenzugfestigkeit	β_{OZ}	-0,034	0,001	0,8423
	Bruchenergie	G_F	0,185	0,033	0,6630
Formänderungskennwerte	Rückprallwert	R_m	-0,5189	0,269	0,0012 < 0,05
	statischer Elastizitätsmodul	E_b	-0,235	0,055	0,1670
	dynamischer Elastizitätsmodul	dyn E_L	-0,574	0,329	0,0003 < 0,05
Gefügekennwerte	Gesamtporosität	p	0,552	0,305	0,0005 < 0,05
	Wasseraufnahmekoeffizient	w_{24}	0,462	0,214	0,0045 < 0,05
	HG-Porosität	P	0,228	0,052	0,1828
	Schwellenradius	SR_{HG}	0,095	0,009	0,5800
	maximaler Radius	MR_{HG}	-0,251	0,063	0,1400

Bei der Betrachtung der Ergebnisse in Tabelle 3.15 ist zunächst festzustellen, dass bei sämtlichen untersuchten Kennwerten mindestens eine der Modellprämissen verletzt ist. In Bezug auf die Festigkeitskennwerte gibt es keine eindeutige Abhängigkeit zum Betonverschleiß, da die Anpassung des einfachen linearen Regressionsmodells an die Messdaten als gering einzustufen ist, siehe Tabelle 3.16. Dasselbe gilt auch in Bezug auf die Gefügekennwerte. Die beste Anpassung konnte mittels des dynamischen Elastizitätsmoduls bewerkstelligt werden (Bestimmtheitsmaß $R^2 = 0,33$).

Mit einem linearen Regressionsmodell gemäß 2.25 ist es offensichtlich nicht möglich, alle potenziellen Einflüsse auf den Betonverschleiß zu erfassen. Somit lässt sich aus den Ergebnissen der eigenen Untersuchungen schließen, dass der Hydroabrasionsverschleiß von Beton auf der Grundlage eines Festbetonkennwerts (Kovariablen) nicht zufriedenstellend abzubilden ist.

Für die weiterführenden Analysen war es notwendig, mehrere Kovariablen in das Regressionsmodell aufzunehmen. Neben den metrischen Kovariablen müssen auch die kategorialen Kovariablen in die Analysen aufgenommen werden. Letztere umfassen die Faktoren Zementart und Zusammensetzung des Gesteinskörnungsgemisches.

Zusammenfassend zu diesem Untersuchungsabschnitt ist festzuhalten, dass kein Festbetonkennwert für sich allein genommen als verschleißrelevanter Kennwert identifiziert werden konnte. Damit kann gefolgert werden, dass das gewählte einfache lineare Modell bisher noch fehlspezifiziert ist. Die Auswertung der Residuen sowie die grafische Auswertung in Verbindung mit der Betrachtung der wesentlichen statistischen Kennwerte untermauern diese Annahme. Aus diesem Grund wurde im Folgenden die Durchführung der erweiterten Regressionsanalyse unter Anwendung multivariater statistischer Methoden vorgenommen.

3.4.6.4 Multivariate statistische Analysen

Im Weiteren war zu untersuchen, mit welchen Modellerweiterungen die Beschreibung des Betonabtrags mittels der untersuchten Werkstoffkennwerte signifikant verbessert werden konnte. Eine übliche Strategie hierbei ist die Betrachtung der Interaktion zwischen den Kovariablen. Hierzu wurde einerseits festgestellt, ob eine Kombination aus metrischen Kovariablen zum gewünschten Ergebnis führt (z. B. Druckfestigkeit und Gesamtporosität). Andererseits war zu prüfen, inwieweit kategoriale Kovariablen (z. B. Zementart) einen Einfluss auf die Zielgröße Betonabtrag ausüben. In Bezug auf die multivariaten statistischen Verfahren ist für die erste Fragestellung die Methode der Variablenselektion anzuwenden. Zur Beantwortung der zweiten Fragestellung wird das Verfahren der Kovarianzanalyse angewendet [13, 31, 92, 160].

Zunächst wurden die wesentlichen Voraussetzungen für eine Kovarianzanalyse sichergestellt, siehe auch Kapitel 2.8. Eine erste visuelle Überprüfung anhand der Boxplots ergab einen Aufschluss über den Einfluss der Kovariablen auf den Betonverschleiß. Im Bild 3.27, linke Seite, ist ein Boxplot dargestellt, bei dem der ermittelte Betonabtrag in Abhängigkeit von der Zementart aufgetragen ist. Es ist ersichtlich, dass sich die Mediane aus den Serien mit unterschiedlicher Zementart (Portland- und Hochofenzement) deutlich voneinander unterscheiden.

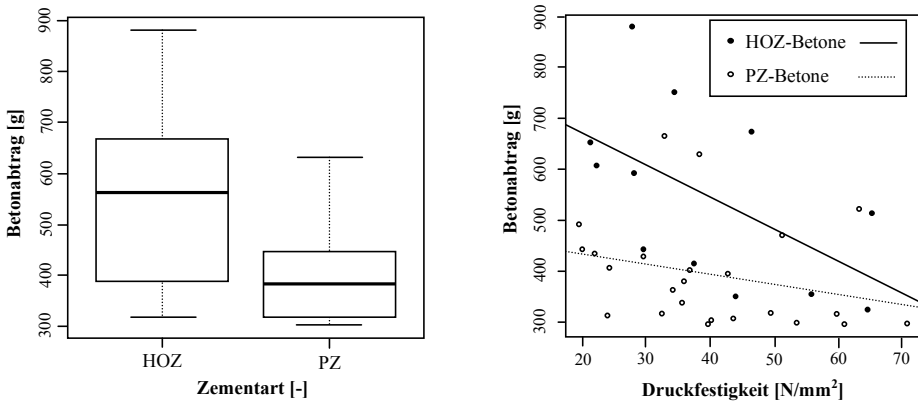


Bild 3.27: links: Betonabtrag in Abhängigkeit von der Zementart; rechts: Betonabtrag in Abhängigkeit von der Druckfestigkeit unter Einbezug der Zementart (lineare Regression)

An dieser Stelle war zu klären, ob der Faktor Zementart (HOZ: Hochofenzementbetone, PZ: Portlandzementbetone) einen statistisch signifikanten Einfluss auf den gemessenen Betonabtrag ausübt. Zur Prüfung der Hypothese „Zementart beeinflusst nicht den Betonverschleiß“ wurde der Welch-Test herangezogen [70, 160]. Das Testergebnis besagt, dass die oben formulierte Hypothese auf dem 5%-Signifikanzniveau abgelehnt werden kann, da der berechnete P-Wert 0,012 ($< 0,05$) beträgt.

Das vorstehend erzielte Ergebnis wurde anhand einer Regressionsanalyse untermauert, siehe Bild 3.27, rechte Seite. Hierbei ist zu erkennen, dass in Bezug auf die unterschiedlichen Betone unterschiedliche Regressionsgeraden existieren. Bei gleicher Druckfestigkeit zeigen die Betone mit Hochofenzement einen höheren Verschleiß als Betone mit Portlandzement. Dieser Unterschied nimmt allerdings im Bereich hoher Druckfestigkeiten ab. Weiterhin ist bei den Hochofenzementbetonen bei Änderung der Druckfestigkeit ein stärkerer Einfluss auf den Betonabtrag zu verzeichnen als es beim Portlandzementbeton der Fall ist.

Bild 3.28 (linke Seite) zeigt einen Boxplot mit dem ermittelten Betonabtrag in Abhängigkeit vom Gesteinskörnungsgemisch. Auch hier weichen die Mediane der Betonserien mit unterschiedlicher Körnung – sandarm (sa) und sandreich (sr) – deutlich voneinander ab.

Wiederum war zu prüfen, ob diese Abweichungen statistisch signifikant oder lediglich auf zufällige Streuungen zurückzuführen sind. Nach Anwendung des Welch-Tests konnte auch in diesem Fall gefolgert werden, dass die betrachteten Faktoren einen signifikanten Einfluss auf den gemessenen Betonabtrag ausüben. Der hierfür berechnete P-Wert beträgt 0,001 ($< 0,05$) bei einem Signifikanzniveau von 5 %. Die dazugehörige lineare Regression bestätigt diesen Sachverhalt, siehe Bild 3.28, rechte Seite. Im Gegensatz zu sandarmen (sa) Betonen weisen sandreiche (sr) Betone bei gleicher Druckfestigkeit einen höheren Betonabtrag auf. Bei den

sandreichen Betonen hat eine Variation der Festigkeit eine stärkere Änderung im Betonabtrag zur Folge, als dies bei den sandarmen Betonen der Fall ist.

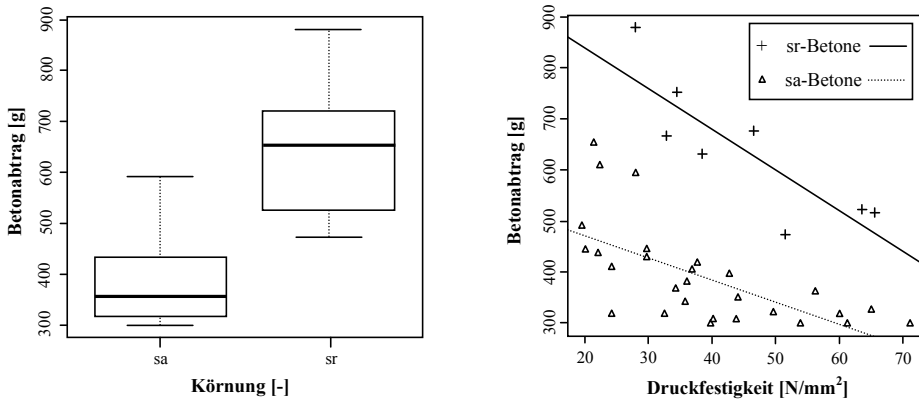


Bild 3.28: links: Betonabtrag in Abhängigkeit vom Gesteinskörnungsgemisch; rechts: Betonabtrag in Abhängigkeit von der Druckfestigkeit unter Einbezug des Gesteinskörnungsgemisches (lineare Regression)

Wie gezeigt werden konnte, üben die untersuchten kategorialen Kovariablen einen signifikanten Einfluss auf den Betonverschleiß aus. Die identifizierten Interaktionen zwischen metrischen und kategorialen Variablen wurden im Zuge der weiteren Analysen in Form von Interaktionstermen berücksichtigt.

In Erweiterung zur einfachen linearen Regression wurde im Rahmen der multivariaten Modellbildung die multiple lineare Regression angewandt [31, 69, 70]. Kern der multiplen statistischen Modellierung ist die Vorgehensweise zur Berücksichtigung signifikanter Einflussgrößen. Eine etablierte Methode zur Berücksichtigung dieser Einflussgrößen ist das Schrittweise Verfahren, das auch *stepwise regression modelling* genannt wird. Weiterhin müssen, im Vergleich zur einfachen linearen Regression, bei der multiplen linearen Regressionsanalyse weiterführende Modellwahlkriterien (Gütemaße) verwendet werden, siehe auch Kapitel 2.8. Diese Gütemaße umfassen im Wesentlichen

- das korrigierte Bestimmtheitsmaß R_a^2 (Index a für adjusted);
- das Bestimmtheitsmaß zur Vorhersagegenauigkeit R_p^2 (Index p für prediction);
- die P-Werte von sukzessiv durchgeführten t- und F-Tests;
- das Informationskriterium nach Akaike (AIC).

Die Modelldiagnose zur Überprüfung der Modellannahmen und zur Identifikation auffälliger Beobachtungen (Messwerte) erfolgt anhand von Residuenplots, siehe Bild A-3.41 im Anhang 3.

Da das **Bestimmtheitsmaß R^2** mit der Anzahl unabhängiger Variablen ansteigt, ist es erforderlich, mittels **korrigiertem (adjustiertem) Bestimmtheitsmaß R_a^2** eine Berichtigung vor-

zunehmen. Damit wird einer Vergrößerung des Gütemaßes bei Zunahme weiterer Kovariablen in das Regressionsmodell entgegengewirkt. Das korrigierte Bestimmtheitsmaß ist gemäß Gleichung 3.8 definiert. Darin sind n die Stichprobenanzahl und p die Anzahl der unabhängigen Modellvariablen.

$$R_a^2 = 1 - \frac{(n-1)}{n-(p+1)}(1-R^2) \quad (3.8)$$

Das korrigierte Bestimmtheitsmaß R_a^2 ist stets kleiner als das Bestimmtheitsmaß R^2 . Zur Beurteilung der Vorhersagegenauigkeit des jeweiligen Regressionsmodells wird das **Prognose-Bestimmtheitsmaß** R_p^2 angewandt, siehe Gleichung 3.9. Bei diesem Bestimmtheitsmaß wird eine Korrektur für die Anzahl der Parameter eingeführt. Mit diesem wird die Modellgüte an seinem Vorhersagewert beurteilt. Das Bestimmtheitsmaß zur Vorhersagegenauigkeit R_p^2 ist stets kleiner als das korrigierte Bestimmtheitsmaß R_a^2 .

$$R_p^2 = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (y_i - \hat{y}_{(i)})^2}{\mathbf{y}'\mathbf{y} - \frac{\left(\sum_{i=1}^n y_i\right)^2}{n}} \quad (3.9)$$

- mit: y_i Beobachtung i
 $\hat{y}_{(i)}$ Schätzwert für y (mittels Regressionsfunktion ermittelt, die ohne die i -te Beobachtung erstellt wurde, für die Beobachtung i)
 \mathbf{y} Vektor der Beobachtungen y
 \mathbf{y}' Transponierter Vektor der Beobachtungen y
 n Anzahl der Beobachtungen

Ein weiterer Gütekennwert ist das so genannte AIC Kriterium (Akaiikes Informationskriterium), siehe Gleichungen 3.10 und 3.11 [31, 68, 69, 70]. Je kleiner der AIC-Wert, desto besser ist die Anpassungsgüte des Modells an die Daten.

$$AIC = n \cdot \log(\hat{\sigma}^2) + 2(p+1) \quad (3.10)$$

$$\hat{\sigma}^2 = \frac{\hat{\boldsymbol{\varepsilon}}'\hat{\boldsymbol{\varepsilon}}}{n-p} \quad (3.11)$$

- mit: n Anzahl der Messwerte (Beobachtung)
 $\hat{\sigma}^2$ Schätzwert der Residualvarianz
 $\hat{\boldsymbol{\varepsilon}}$ Schätzwert der Residuen (Vektor)
 $\hat{\boldsymbol{\varepsilon}}'$ Schätzwert der Residuen (transponierter Vektor)
 p Anzahl zu schätzender Modellparameter

Mit dem AIC-Kriterium wird einerseits eine Überparametrisierung des Modells vermieden, da durch den Term $2(p+1)$ eine „Bestrafung“ für die Implementierung zu vieler Einflussgrößen

erfolgt. Andererseits wird durch Beachtung der Optimierung des ACI-Wertes sichergestellt, dass ebenso wichtige Einflussgrößen nicht unberücksichtigt bleiben. Der AIC-Wert ist eine Maßzahl für die „Distanz“ zwischen einem unbekanntem Mechanismus, der die beobachteten Daten erzeugt haben könnte, und einem den Daten angepassten Modell. Das Ziel einer Modellbildung mittels AIC-Wert besteht in der Suche nach dem kleinsten AIC-Wert.

Die Vorgehensweise zur Ermittlung und Beurteilung der P-Werte im Rahmen der Durchführung der t- und F-Tests ist im Kapitel 2.8 aufgeführt. Innerhalb der multiplen statistischen Verfahren ist insbesondere der t-Test anzuwenden, um bei der Variablenselektion die statistische Signifikanz der einzelnen Kovariablen für das jeweilige Modell beurteilen zu können.

Die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführte schrittweise statistische Modellierung erfolgte zunächst durch automatisierte Variablenselektion auf der Basis des AIC-Kriteriums. Bei dieser Vorgehensweise wurde von einem „Startmodell“ ausgegangen, das sämtliche zu untersuchende Kovariablen enthält, die sukzessive eliminiert wurden, bis ein Optimum bezüglich der oben diskutierten statistischen Gütekriterien erreicht war. Hierbei wurden jeder Kovariablen oder Interaktion Koeffizienten θ_{ij} zugeordnet, siehe Tabelle A-3.4 im Anhang. Im Anschluss an die automatisierte Modelloptimierung, die im Statistikprogramm R [152] implementiert ist, wurde eine manuelle Optimierung angeschlossen. Das Hinzufügen oder das Weglassen der jeweiligen Kovariablen wurde dabei auf der Grundlage der Ergebnisse der vorangegangenen Untersuchungen durchgeführt, vgl. Kapitel 3.4.6.3.

Die Beurteilung der Testergebnisse der statistischen Analysen wurde vor dem Hintergrund eines Signifikanzniveaus von 5 % vorgenommen. Die unterschiedlichen Modelle, die die wesentlichen statistischen Gütekriterien erfüllen und somit in die engere Wahl gelangten, wurden zur endgültigen Beurteilung einer Modelldiagnose (Residuenanalyse) unterzogen, siehe Bild A-3.41 im Anhang.

Die nachfolgend aufgeführten Modelle Y_i beschreiben anhand der Kombination verschiedener Kennwerte (z. B. dynamischer Elastizitätsmodul oder Druckfestigkeit) den Betonabtrag in Gramm. Hierbei ist zu beachten, dass die aufgeführten Modelle nicht dimensionsrein sind. Tabelle 3.17 gibt einen Überblick über die untersuchten metrischen und kategorialen Kovariablen.

In Anlehnung an die Ergebnisse aus Tabelle 3.16 sind in Tabelle 3.17 diejenigen Kennwerte aufgeführt, die sich im Rahmen der einfachen linearen Regression als signifikant erwiesen haben. Innerhalb der durchgeführten multivariaten Analysen werden die kategorialen Kennwerte *Zementart* und *Gesteinskörnungsgemisch* mit den Werten 0 oder 1 belegt (1/0-Kodierung), siehe auch Tabelle A-3.5 im Anhang.

Tabelle 3.17: Untersuchte metrische und kategoriale Kovariablen

Art der Kovariable	Art des Kennwerts	Festbetonkennwert	Kurzbezeichnung
metrisch	Festbetonkennwerte	Druckfestigkeit	f_{cm}
		Biegezugfestigkeit	$f_{ct,fl}$
	Formänderungskennwert	Dynamischer Elastizitätsmodul	dyn E_L
	Gefügekennwerte	Gesamtporosität	p
		Wasseraufnahmekoeffizient	w_{24}
		Schwellenradius	SR_{HG}
		maximaler Radius	MR_{HG}
kategorial	Betonausgangsstoff	Zementart	za
		Gesteinskörnungsgemisch	gg

Ziel der nachfolgend aufgeführten Modellbildung war es, die Zielgröße *Betonabtrag* durch eine Kombination von Einflussgrößen möglichst optimal zu beschreiben. Daher beinhalten die aufgeführten Modelle Y_i nur diejenigen Kombinationen der metrischen und kategorialen Kennwerte, die eine wesentliche Verbesserung bezüglich des Erklärungsgehalts zum Betonverschleiß lieferten.

Modell 1

Beim Modell 1 wurden sämtliche metrische Kovariablen in das Regressionsmodell aufgenommen und mit Hilfe eines Algorithmus, der auf Grundlage des ACI-Kriteriums die Variablenselektion vornimmt, sukzessive aussortiert, bis ein optimierter Ansatz gefunden wurde. Wie aus Gleichung 3.12 und Tabelle A-3.5 im Anhang 3 ersichtlich ist, stellt die Kombination aus dem *dynamischen Elastizitätsmodul* $dyn E_L$, *maximalen Radius* MR_{HG} , *Wasseraufnahmekoeffizient* w_{24} und *Schwellenradius* SR_{HG} diesen ersten Ansatz dar.

$$Y_1 = \theta_{11} \cdot dyn E_L + \theta_{12} \cdot MR_{HG} + \theta_{13} \cdot w_{24} + \theta_{14} \cdot SR_{HG} + \theta_{15} \quad (3.12)$$

Die Koeffizienten der ersten drei genannten Modellvariablen wurden als signifikant getestet. Lediglich die Kovariable *Schwellenradius* SR_{HG} besaß keinen signifikanten Einfluss. Daher wurde diese Kovariable im nächsten Analyseschritt aus dem Modell 1 entfernt.

Modell 2

Die Entfernung der Kovariablen *Schwellenradius* SR_{HG} aus dem Modell 1 führte zu einer geringfügigen Verschlechterung des korrigierten Bestimmtheitsmaßes R_a^2 , siehe Gleichung 3.13 und Tabelle A-3.5 im Anhang 3.

$$Y_2 = \theta_{21} \cdot dyn E_L + \theta_{22} \cdot MR_{HG} + \theta_{23} \cdot w_{24} + \theta_{24} \quad (3.13)$$

Die Residuenanalyse bei diesem Modell zeigte gewisse Abweichungen der Residuen von der Normalverteilung (Normal Q-Q-Plot, Bild A-3.41 im Anhang). Des Weiteren wurden zwei Messwerte als Ausreißer gekennzeichnet. An dieser Stelle wurden die kategorialen Kovariablen *Gesteinskörnungsgemisch* *gg* und *Zementart* *za* in die folgenden Analysen einbezogen.

Modell 3

Mit der Berücksichtigung der kategorialen Kovariablen *Gesteinskörnungsgemisch* *gg* und *Zementart* *za* wurde eine deutliche Verbesserung des Modells erreicht, wie an den Bestimmtheitsmaßen abzulesen ist, siehe Gleichung 3.14 und Tabelle A-3.5 im Anhang 3.

$$Y_3 = \theta_{31} \cdot \text{dyn } E_L + \theta_{32} \cdot MR_{HG} + \theta_{33} \cdot w_{24} + \theta_{34} \cdot gg + \theta_{35} \cdot za + \theta_{36} \tag{3.14}$$

Durch die Aufnahme dieser Kovariablen in das Modell ist deutlich geworden, dass die zuvor identifizierten metrischen Kovariablen *maximaler Radius* *MR_{HG}* und *Wasseraufnahmekoeffizient* *w₂₄* aus Modell 1 bzw. 2 keinen signifikanten Beitrag mehr liefern. Diese Variablen wurden daher in einem weiteren Analyseschritt entfernt.

Modell 4

Die Entfernung der angesprochenen metrischen Kovariablen *maximaler Radius* *MR_{HG}* und *Wasseraufnahmekoeffizient* *w₂₄* aus dem Modell 3 war zielführend, wie an den Gütekennwerten des Modells 4 zu erkennen ist, siehe Gleichung 3.15 und Tabelle A-3.5 im Anhang 3.

$$Y_4 = \theta_{41} \cdot \text{dyn } E_L + \theta_{42} \cdot gg + \theta_{43} \cdot za + \theta_{44} \tag{3.15}$$

Anhand der Darstellung des gemessenen Betonabtrags gegenüber dem berechneten Betonabtrag mittels Modell 4 wurde die Vorhersagegenauigkeit visualisiert, siehe Bild 3.29. Bei einer perfekten Anpassung der berechneten Werte durch das Modell an die Messwerte, würden sämtliche Punkte in Bild 3.29 auf der diagonalen Linie liegen.

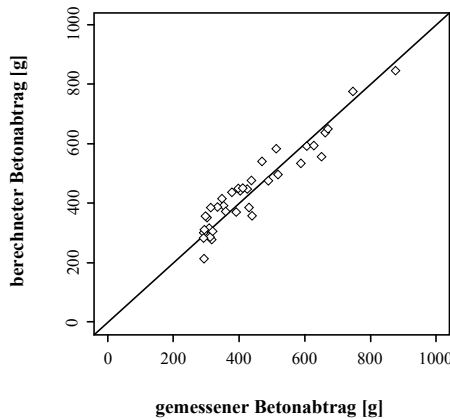


Bild 3.29: Berechneter Betonabtrag und gemessenen Betonabtrag (Modell 4)

Im Zuge weiterer Analysen wurde angestrebt, anhand eines multiplikativen Ansatzes die im Modell vorhandene Variable *dynamischer Elastizitätsmodul* $dyn E_L$ mit einer weiteren metrischen Kovariablen zu verknüpfen. Bevor diese Analysen durchgeführt wurden, sollte zunächst untersucht werden, welche Anzahl an Kovariablen eine deutliche Verbesserung des Modells erzielt wird und ab welcher Anzahl keine Verbesserung des Modells mehr möglich ist. Das Bild 3.30 zeigt das korrigierte Bestimmtheitsmaß R_a^2 in Abhängigkeit von der Anzahl der Variablen im Modell.

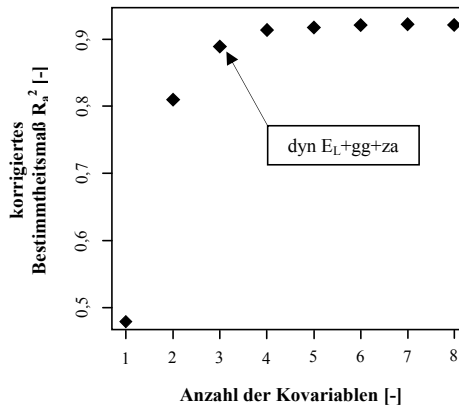


Bild 3.30: Korr. Bestimmtheitsmaß R_a^2 in Abhängigkeit von der Anzahl der Kovariablen

Bild 3.30 verdeutlicht, dass eine Erweiterung des Modells 4 mit mehr als zwei Kovariablen keinen zusätzlichen Beitrag zur Verbesserung des Erklärungsgehaltes liefert. Daher wurde im Weiteren versucht, eine Modelloptimierung mit lediglich einer weiteren Kovariablen zu erzielen.

Modell 5

Die multiplikative Verknüpfung der Kovariablen *Druckfestigkeit* f_{cm} mit der Variablen *dynamischer Elastizitätsmodul* $dyn E_L$ war hier zielführend, siehe Gleichung 3.16 und Tabelle A-3.5 im Anhang 3. Sämtliche Kovariablen sowie die Interaktion zwischen *dynamischen Elastizitätsmodul* und *Druckfestigkeit* wurden als signifikant getestet. Bei diesem Modell beträgt das korrigierte Bestimmtheitsmaß $R_a^2 = 0,93$. Das Prognose-Bestimmtheitsmaß R_p^2 beträgt 0,91.

$$Y_5 = \theta_{51} \cdot dyn E_L + \theta_{52} \cdot f_{cm} + \theta_{53} \cdot gg + \theta_{54} \cdot za + \theta_{55} \cdot (dyn E_L) \cdot (f_{cm}) + \theta_{56} \quad (3.16)$$

Die Ergebnisse der grafischen Residuenanalyse zeigen, dass sämtliche Modellannahmen erfüllt sind, siehe Bild A-3.41 im Anhang. Bild 3.31 zeigt die Gegenüberstellung von gemessenen und berechneten Werten des Betonabtrags. Im Gegensatz zu Modell 4, bei dem nur mit einer metrischen Kovariablen gearbeitet wurde, konnte mit dem Modell 5 eine deutliche Verbesserung der Vorhersagegenauigkeit erreicht werden, vgl. Bild 3.30.

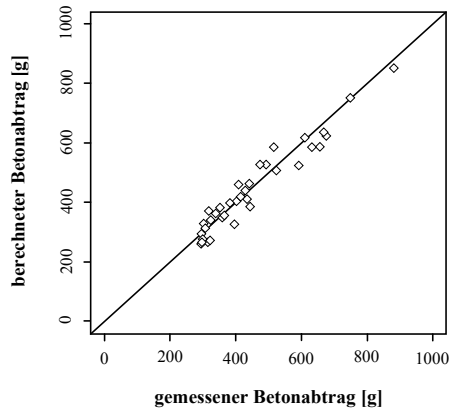


Bild 3.31: Berechneter Betonabtrag und gemessener Betonabtrag (Modell 5)

Auf der Basis der Ergebnisse der statistischen Modellbildung eignet sich das Modell 5 im besonderen Maße, den im Labor erzeugten Hydroabrasionsverschleiß zu beschreiben. In diesem Modell liefern die metrischen Kovariablen *dynamischer Elastizitätsmodul dyn E_L* und *Druckfestigkeit f_{cm}* in Verbindung mit den kategorialen Kovariablen *Gesteinskörnungsgemisch gg* und *Zementart za* den besten Erklärungsgehalt zum Betonverschleiß. Die Parametrisierung des Regressionsmodells gemäß Gleichung 3.16 für Portland- und Hochofenzementbetone (Zementart) sowie für sandarme und sandreiche Betone (Gesteinskörnungsgemisch) ist in der Tabelle A-3.6 im Anhang aufgeführt.

Das Produkt aus *Druckfestigkeit f_{cm}* und *dynamischen Elastizitätsmodul dyn E_L* bildet einen neuen Materialkennwert M_k, siehe Gleichung 3.17. Unter Verwendung dieses Kennwerts kann für den Fall der untersuchten Betone eine zielsichere Abschätzung des zu erwartenden Betonabtrags bewerkstelligt werden.

$$M_k = f_{cm} \cdot \text{dyn } E_L \quad (3.17)$$

Die Spannweite des ermittelten Materialkennwerts M_k reicht von $0,7 \cdot 10^6 \text{ N}^2/\text{mm}^4$ bis $2,6 \cdot 10^6 \text{ N}^2/\text{mm}^4$.

3.4.6.5 Zusammenfassung und Beurteilung der Analysen

Zur Identifizierung der verschleißrelevanten Kennwerte wurden ingenieurmäßige und statistische Verfahren angewandt. Diese Vorgehensweise erwies sich als zielführend, da die Festbetonkennwert, die sich im Zuge der grafischen Auswertung sowie bei der Anwendung der einfachen linearen Regression als relevant gezeigt hatten, auch mit den Methoden der multivariaten Statistik identifiziert wurden.

Vor dem Hintergrund der Zielsetzung bezüglich der Hauptversuche I wurden innerhalb der multivariaten Verfahren die so genannten strukturenprüfenden Verfahren verwendet [13]. Zu

diesen Verfahren zählen die Regressions-, die Varianz- sowie die Kovarianzanalyse. Das wesentliche Ziel dieser Verfahren ist das Auffinden und Überprüfen der Zusammenhänge zwischen Ziel- und Kovariablen. Voraussetzung hierfür sind die vom Anwender zuvor angestellten sachlogischen und theoretischen Überlegungen.

Festzuhalten ist, dass unter Anwendung der multivariaten Statistik die verschleißrelevanten Festbetonkennwerte *Betondruckfestigkeit* und *dynamischer Elastizitätsmodul* identifiziert werden konnten. Die dabei erzielten Regressionsfunktionen (siehe Tabelle A-3.7) stellten hierbei „Werkzeuge“ dar, anhand derer die Interaktion dieser Kennwerte aufgedeckt wurde.

3.4.6.6 Die verschleißrelevanten Kennwerte

Die identifizierten Festbetonkennwerte *Druckfestigkeit* und *dynamischer Elastizitätsmodul* werden in Ergänzung zum Kapitel 2 an dieser Stelle nochmals aufgegriffen, um diese vor dem Hintergrund der erzielten Untersuchungsergebnisse (Kapitel 3.4) vertiefend betrachtet. Insbesondere das wechselseitige Aufeinanderwirken dieser Kennwerte soll eingehend beleuchtet werden.

Druckfestigkeit

Die Einflüsse auf die Druckfestigkeit umfassen im Wesentlichen die Eigenschaften des Zementsteins, die Eigenschaften der Gesteinskörnung sowie die Haftung zwischen Zementstein und Gesteinskorn [82, 157, 196]. Das Druckversagen bei Beton tritt infolge einer Überschreitung der für den jeweiligen Beton kritischen Querdehnung auf, siehe Bild 3.32. Wird der Beton auf Druck belastet, erfährt bei Normalbeton der Zementstein eine größere Verformung als die Gesteinskörnungen, so dass in der Verbundzone zwischen Zementstein und Gesteinskörnung Haftzug- und Scherspannungen entstehen, die nach dem Auftreten von Einzelrissen schließlich zum Versagen des Betons führen. Die Beschaffenheit der Kontaktzone und damit die Verbundfestigkeit zwischen Zementsteinmatrix und Gesteinskörnung beeinflusst u. a. das Druckfestigkeitsverhalten des Betons, vgl. Kapitel 2.4.2.3.

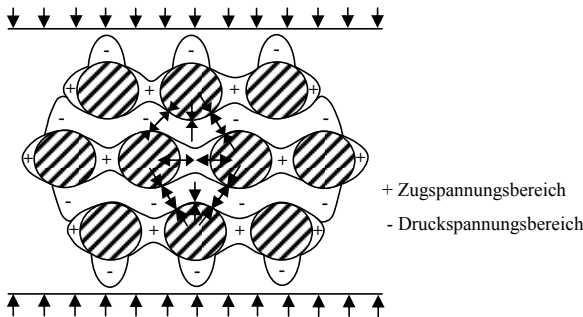


Bild 3.32: Spannungsverteilung in einem auf Druck beanspruchten Normalbeton [196]

Beim Vergleich der maßgebenden Eigenschaften, die einerseits die Druckfestigkeit und andererseits den Hydroabrasionsverschleiß von Beton bestimmen, sind Parallelen festzustellen.

Beispielsweise zeigen Betone mit stetiger Sieblinie und groben Gesteinskörnern sowie kleinem Wasserzementwert bei guter Verdichtung eine hohe Druckfestigkeit bei gleichzeitig großem Verschleißwiderstand.

Dynamischer Elastizitätsmodul

Der dynamische Elastizitätsmodul wird über die Longitudinalschallgeschwindigkeit ermittelt, die bei der Durchschallung eines Betonprobekörpers gewonnen wird, siehe Schema gemäß Bild 3.33. Die wesentlichen Einflüsse auf die Schallgeschwindigkeit umfassen das Volumenverhältnis von Zementstein und Gesteinskörnung im Beton, die Art und Form der Gesteinskörnungen, den Wasserzementwert, die Betonfeuchte und den Zementtyp [39, 119, 140].

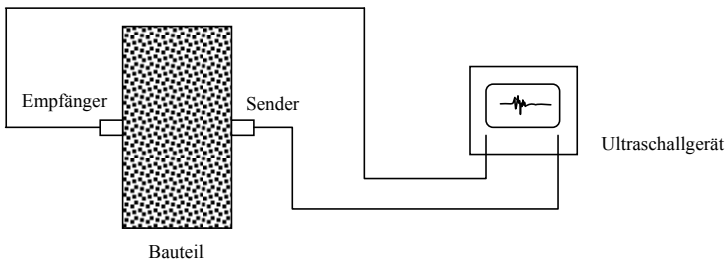


Bild 3.33: Schematische Darstellung der Durchschallung eines Betonbauteils [39]

Wird eine reproduzierbare Ankopplung des Senders und Empfängers sichergestellt, kann die Schallgeschwindigkeit zur Güteprüfung des Betons herangezogen werden [39, 99, 119].

Zusammenwirken von Druckfestigkeit und dynamischen Elastizitätsmodul

Anhand von Laufzeitmessungen am Bauwerk und Druckfestigkeitsprüfungen an Bohrkernen kann eine Datengrundlage für eine statistische Auswertung geschaffen werden, anhand derer es möglich ist mittels linearer Regression den Werten der Schallgeschwindigkeit die jeweilige Druckfestigkeit zuzuordnen, siehe Gleichung 3.18 [28].

$$cal \beta_{W200} = a + b \cdot v \quad (3.18)$$

- mit: $cal \beta_{W200}$ die durch die Regressionsgerade der Schallgeschwindigkeit zugeordnete, auf den Würfel mit 200 mm Kantenlänge bezogene Druckfestigkeit in $[N/mm^2]$; Umrechnung von Zylinder- auf Würfeldruckfestigkeit erforderlich
- a, b Koeffizienten der Regressionsrechnung [-]
- v die mittlere Schallgeschwindigkeit an einer Messstelle $[km/s]$

Eine grobe Zuordnung zwischen am Betonkörper gemessener Schallgeschwindigkeit und Betongüte ist der Tabelle 3.18 zu entnehmen.

Tabelle 3.18: Abschätzung der Betongüte und -festigkeit anhand der Schallgeschwindigkeit

Beurteilung nach Krautkrämer [119]		Beurteilung nach Diem [39]	
Longitudinalgeschwindigkeit [km/s]	Betongüte	Longitudinalgeschwindigkeit [km/s]	Betonfestigkeit
> 4,6	sehr gut	> 4,5	sehr hoch
4,6 bis 3,6	gut	4,5 bis 3,5	mittel
3,6 bis 3,0	mäßig bis fraglich	3,5 bis 3,0	niedrig
3,0 bis 2,1	schlecht	< 3,0	gering
< 2,1	sehr schlecht	-	-

Anhand der Kurven in Bild 3.34 kann festgestellt werden, dass neben der Druckfestigkeit die Art, Größe und Zusammensetzung des Gesteinskörnungsgemisches einen Einfluss auf die Schallgeschwindigkeit ausüben. Wie anhand der Kurvenverläufe in Bild 3.34 zu erkennen ist, ist bei gleichen Druckfestigkeiten der jeweiligen Betone eine Erhöhung der Schalllaufzeit festzustellen, wenn der Anteil an Gesteinskörnungen im Beton steigt oder bei gleichen Anteilen an Gesteinskörnungen gebrochenes Korn verwendet wird.

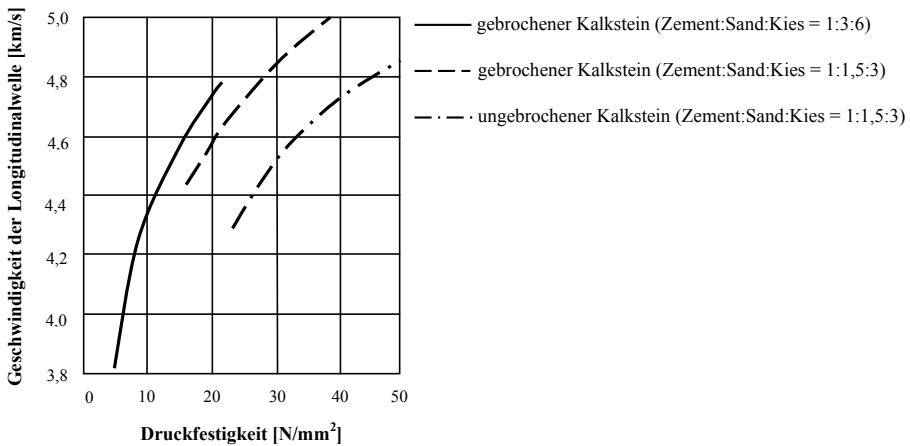


Bild 3.34: Einfluss der Zusammensetzung der Gesteinskörnung auf die Longitudinalgeschwindigkeit und die Druckfestigkeit [39]

Der Einfluss des Betonalters auf die Ultraschallgeschwindigkeit und die Druckfestigkeit zeigt das Bild 3.35. Mit zunehmendem Alter des Betons ist nur noch eine geringe Änderung der Schallgeschwindigkeit zu erkennen.

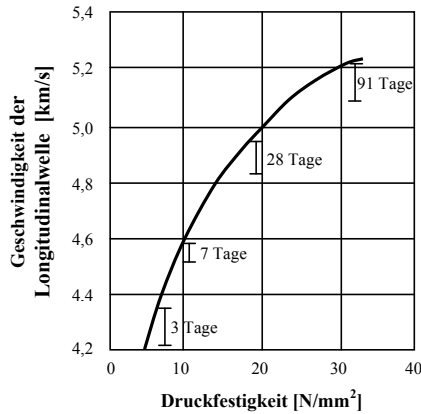


Bild 3.35: Einfluss des Betonalters auf die Schallgeschwindigkeit und die Druckfestigkeit [39]

Eigene Untersuchungen unterstützen den auf Bild 3.35 zu erkennenden Sachverhalt, siehe Tabelle 3.19. Während zwischen der 28-tägigen und 90-tägigen Lagerung hinsichtlich der Betondruckfestigkeit ein Anstieg von etwa einem Drittel festzustellen ist, ist die Änderung der Schalllaufzeit vernachlässigbar klein.

Tabelle 3.19: Änderung der Betondruckfestigkeit und der Ultraschallgeschwindigkeit bei unterschiedlichem Betonalter bei der Serie K7 (je 3 Zylinderproben)

Nach 28-tägiger Wasserlagerung		Nach 90-tägiger Wasserlagerung	
Betondruckfestigkeit [N/mm ²]	Schallgeschwindigkeit [km/s]	Betondruckfestigkeit [N/mm ²]	Schallgeschwindigkeit [km/s]
38,5	4,5	52,5	4,6

Die Ergebnisse vorangehender Verschleißuntersuchungen haben gezeigt, dass die Beschreibung des Betonverschleißes allein durch den Kennwert der Druckfestigkeit nicht ausreicht. Nur die Kombination von *Betondruckfestigkeit* und *dynamischem Elastizitätsmodul* führt zu einem Materialkennwert, mit dessen Hilfe der hydroabrasive Betonabtrag wirklichkeitsnah beschrieben werden kann.

Mit den identifizierten Festigkeitskennwerte werden offensichtlich in weiten Bereichen diejenigen betontechnologischen Einflüsse erfasst, die auch für die Steuerung des Betonverschleißes verantwortlich sind, siehe Bild 3.36.

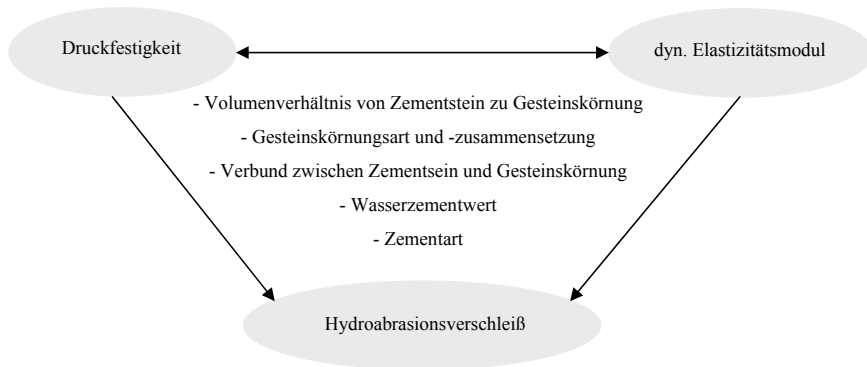


Bild 3.36: Identifizierte Einflussfaktoren zwischen Hydroabrasionsverschleiß, Druckfestigkeit und dynamischen Elastizitätsmodul

Im Rahmen der weiteren Versuche wird, unter Variation der identifizierten Materialkennwerte sowie der Beanspruchungsenergie, der zeitabhängige Betonabtrag an speziellen Prüfkörpern systematisch erfasst, um auf der Basis dieser Datengrundlage ein empirisches Verschleißmodell für einen typischen im Wasserbau verwendeten Beton herzuleiten.

3.5 Kennwertabhängiges Verschleißverhalten (Hauptversuche II)

3.5.1 Ziel der Hauptversuche II

Auf der Grundlage der im Kapitel 3.3 identifizierten verschleißrelevanten Materialkennwerte wurden im Rahmen der Hauptversuche II ergänzende Verschleißversuche durchgeführt, um eine breite Datenbasis zu schaffen, die als Grundlage zur Schädigungsmodellierung diene.

3.5.2 Betonzusammensetzung und Kennwerte

Zur Durchführung der Hauptversuche II wurde ein Portlandzementbeton (CEM I 32,5 R) mit einer Sieblinie A/B16 gemäß DIN 1045-2 [42] erstellt, siehe Bild A-3.42 im Anhang. Bei den zu untersuchenden Betonen wurde der Wasserzementwert von 0,35 bis 0,80 variiert. Die Zementart, die Gesteinskörnungen aus Rheinsand und -kies sowie die Zusatzmittel, die im Rahmen der Hauptversuche II verwendet wurden, entsprachen den Materialkennwerten der Ausgangsstoffe für die Hauptversuche I, siehe Kapitel 3.3.2.

Der Mischungsentwurf wurde innerhalb dieser Versuchsserie mit variablem Zementleimgehalt erstellt. Hierbei wurde die Konsistenz F2/F3 (plastisch/weich) angestrebt und diese durch Zugabe eines Fließmittels entsprechend eingestellt. Der Luftgehalt des Betons wurde mit 1,5 Vol.-% projektiert. Die Betonzusammensetzung sowie die Frisch- und Festbetonkennwerte der Betone sind den Tabellen 3.20 bis 3.22 zu entnehmen.

Tabelle 3.20: Zusammensetzung der verwendeten Betone für die Hauptversuche II

Bezeichnung	w/z-Wert [-]	Leimgehalt ^{*)} [Vol.-%]	Zementgehalt [kg/m ³]	Wassergehalt [kg/m ³]	Gesteinskörnungen [kg/m ³]			Fließmittel [M.-% v. Zementgehalt]
					0 bis 2 mm	2 bis 8 mm	8 bis 16 mm	
M1	0,35	33,5	502	170	586	500	633	1,5
M2	0,40	31,5	439	173	605	516	653	1,0
M3	0,50	29,5	361	180	624	532	674	0,0
M4	0,60	27,5	300	179	642	548	694	0,0
M5	0,70	25,5	251	175	660	563	713	0,0
M6	0,80	23,5	210	168	678	579	733	0,0

^{*)} Leim = Feinststoffe d < 0,125 mm und Wasser

Mit der gewählten Zusammensetzung wurde das Ziel verfolgt, sandarme Portlandzementbetone unterschiedlicher Festigkeiten herzustellen, vgl. Tabelle A-3.6 und A-3.7 im Anhang.

Tabelle 3.21: Frischbetonkennwerte der verwendeten Betone für die Hauptversuche II

Bezeichnung	Kennwert	Mittelwert	Standardabweichung	Variationskoeffizient [%]
M1	Rohdichte [kg/m ³]	2388	9,66	0,40
	LP-Gehalt [Vol.-%]	1,2	0,36	29,89
	Ausbreitmaß [cm]	40	6,11	15,22
M2	Rohdichte [kg/m ³]	2379	8,51	0,36
	LP-Gehalt [Vol.-%]	1,3	0,29	22,23
	Ausbreitmaß [cm]	38	5,38	14,26
M3	Rohdichte [kg/m ³]	2369	16,65	0,70
	LP-Gehalt [Vol.-%]	1,1	0,30	27,42
	Ausbreitmaß [cm]	42	4,75	11,22
M4	Rohdichte [kg/m ³]	2362	10,92	0,46
	LP-Gehalt [Vol.-%]	1,0	0,17	17,82
	Ausbreitmaß [cm]	42	2,42	5,79
M5	Rohdichte [kg/m ³]	2364	11,28	0,48
	LP-Gehalt [Vol.-%]	0,8	0,15	18,02
	Ausbreitmaß [cm]	42	2,23	5,26
M6	Rohdichte [kg/m ³]	2357	12,65	0,54
	LP-Gehalt [Vol.-%]	0,8	0,20	23,90
	Ausbreitmaß [cm]	41	1,72	4,18

Tabelle 3.22: Festbetonkennwerte der verwendeten Betone für die Hauptversuche II

Bezeichnung	Festbetonkennwert	Mittelwert [N/mm ²]	Standardabweichung [N/mm ²]	Variationskoeffizient [%]	Materialkennwert M_{ki} 10 ⁶ [N ² /mm ⁴]
M1	Druckfestigkeit	59,5	2,0	3,3	$M_{k1} = 2,6$
	dyn. Elastizitätsmodul	44.300	447	1,0	
M2	Druckfestigkeit	52,6	2,7	5,1	$M_{k2} = 2,3$
	dyn. Elastizitätsmodul	44.000	406	0,9	
M3	Druckfestigkeit	40,7	3,2	7,8	$M_{k3} = 1,8$
	dyn. Elastizitätsmodul	43.500	559	1,3	
M4	Druckfestigkeit	31,1	2,2	7,2	$M_{k4} = 1,3$
	dyn. Elastizitätsmodul	42.800	373	0,9	
M5	Druckfestigkeit	23,0	2,2	9,6	$M_{k5} = 1,0$
	dyn. Elastizitätsmodul	41.700	1335	3,2	
M6	Druckfestigkeit	18,0	2,4	13,4	$M_{k6} = 0,7$
	dyn. Elastizitätsmodul	40.200	1276	3,2	

In Anlehnung an die Betone der Serie M wurden ausgewählte Betone mit der Bezeichnung W hergestellt, die für zusätzliche Verschleißuntersuchungen zur Überprüfung des Einflusses des Anprallwinkels auf den Hydroabrasionsverschleiß dienten, siehe Tabelle 3.23 und 3.24.

3.5.3 Herstellung und Lagerung der Prüfkörper

Die Herstellung der Prüfkörper für die Hauptversuche II wurde analog zur Vorgehensweise im Kapitel 3.3.3 durchgeführt. Nach eintägiger Lagerung unter feuchter Jute und Folienabdeckung wurden die Betonkörper ausgeschalt und anschließend gemäß DIN EN 12390-2 [59] bis zum Prüfbeginn in Wasser gelagert. Nach der 28-tägigen Lagerungszeit wurden zeitgleich die Verschleißversuche und die Festbetonuntersuchungen durchgeführt.

3.5.4 Versuchsumfang der Hauptversuche II

Die Tabelle 3.23 (Verschleißversuche an Zylinderprüfkörpern) und 3.24 (Verschleißversuche an Würfelprüfkörpern; Winkelversuche) geben eine Übersicht über die im Rahmen der Hauptversuche II durchgeführten Untersuchungen.

Im Zuge der Hauptversuche II wurden sowohl die identifizierten Materialkennwerte (Widerstandsseite) wie auch die Beanspruchungsenergie (Einwirkungsseite) innerhalb sinnvoll gewählter Grenzen variiert. Entsprechend der Darstellung in Tabelle 3.23 wurden je Beanspruchungsenergie sechs Betone unterschiedlicher Güte für eine Zeitdauer von 100 Stunden geprüft. Innerhalb dieser Versuchsdauer wurde in zuvor festgelegten zeitlichen Abständen 14 Messungen des Masseverlustes an den Probekörpern durchgeführt, um den zeitabhängigen Schädigungsverlauf zu erfassen. Insgesamt wurden im Rahmen dieser Versuche 216 Zylinderprüfkörper untersucht.

Tabelle 3.23: Übersicht über das Versuchsprogramm für die Hauptversuche II

Bezeichnung	Wassercementwert [-]	Energie [J/m ³]	Prüfkörper [Anzahl]	Prüfzeit [h]
M _{1E1}	0,35	E1 = 981	36	100
M _{2E1}	0,40			
M _{3E1}	0,50			
M _{4E1}	0,60			
M _{5E1}	0,70			
M _{6E1}	0,80			
M _{1E2}	0,35	E2 = 1607	36	
M _{2E2}	0,40			
M _{3E2}	0,50			
M _{4E2}	0,60			
M _{5E2}	0,70			
M _{6E2}	0,80			
M _{1E3}	0,35	E3 = 2387	36	
M _{2E3}	0,40			
M _{3E3}	0,50			
M _{4E3}	0,60			
M _{5E3}	0,70			
M _{6E3}	0,80			
M _{1E4}	0,35	E4 = 3321	36	
M _{2E4}	0,40			
M _{3E4}	0,50			
M _{4E4}	0,60			
M _{5E4}	0,70			
M _{6E4}	0,80			
M _{1E5}	0,35	E5 = 4409	36	
M _{2E5}	0,40			
M _{3E5}	0,50			
M _{4E5}	0,60			
M _{5E5}	0,70			
M _{6E5}	0,80			
M _{1E6}	0,35	E6 = 5650	36	
M _{2E6}	0,40			
M _{3E6}	0,50			
M _{4E6}	0,60			
M _{5E6}	0,70			
M _{6E6}	0,80			

Des Weiteren wurden 22-stündige Versuche an je 6 Würfelprüfkörpern unterschiedlicher Betongüte durchgeführt, um Aufschluss über den Einfluss des Belastungswinkels auf den Betonverschleiß zu erhalten, siehe Tabelle 3.24.

Tabelle 3.24: Übersicht über das Versuchsprogramm (Winkelversuche)

Bezeichnung	Wassermenge [-]	Winkel [°]	Energie [J/m ³]	Prüfkörper [Anzahl]	Prüfzeit [h]
W ₁₁	0,50	0	3924	18	22
W ₁₂		18			
W ₁₃		36			
W ₁₄		54			
W ₁₅		72			
W ₁₆		90			
W ₂₁	0,60	0			
W ₂₂		18			
W ₂₃		36			
W ₂₄		54			
W ₂₅		72			
W ₂₆		90			
W ₃₁	0,70	0			
W ₃₂		18			
W ₃₃		36			
W ₃₄		54			
W ₃₅		72			
W ₃₆		90			

Die Tabelle 3.25 gibt einen Überblick über die statistischen Kennwerte des Materialkennwertes M_k . Da sich der Materialkennwert M_k multiplikativ aus der mittleren Druckfestigkeit und dem mittleren dynamischen Elastizitätsmodul zusammensetzt, kann in Anlehnung an die DIN 1045-1 [41] eine Zuordnung des jeweiligen Materialkennwertes zur dazugehörigen Betonfestigkeitsklasse durchgeführt werden, siehe letzte Spalte der Tabelle 3.25.

 Tabelle 3.25: Materialkennwert M_k (statistische Kennwerte und zugeordnete Betonfestigkeitsklasse)

Materialkennwert M_{ki}	Mittelwert $10^6[\text{N}^2/\text{mm}^4]$	Standardabweichung $10^6[\text{N}^2/\text{mm}^4]$	Variationskoeffizient [%]	Betonfestigkeitsklasse [-]
M_{k1}	2,6	0,10	3,8	C50/60
M_{k2}	2,3	0,13	5,6	C45/55
M_{k3}	1,8	0,16	9,0	C35/45
M_{k4}	1,3	0,09	6,7	C25/30
M_{k5}	1,0	0,12	12,5	C16/20
M_{k6}	0,7	0,12	16,7	C12/15

Die Tabelle 3.26 beinhaltet die statistischen Kennwerte der jeweiligen Betonrohddichten, die in Abhängigkeit von der untersuchten Betongüte erzielt wurden.

Tabelle 3.26: Statistische Kennwerte der Betonrohddichte ρ_B

Betonrohddichte ρ_{Bi} [-]	Mittelwert [g/dm ³]	Standardabweichung [g/dm ³]	Variationskoeffizient [%]
ρ_{B1}	2410	9	0,4
ρ_{B2}	2400	8	0,3
ρ_{B3}	2390	2	0,1
ρ_{B4}	2380	14	0,6
ρ_{B5}	2370	19	0,8
ρ_{B6}	2360	20	0,9

Die Temperaturentwicklung, die sich bei Veränderung des Energieeintrags einstellte, wurde ebenfalls ermittelt, siehe Kapitel 3.4.6.3.

3.5.5 Durchführung der Hauptversuche II

Im Rahmen der Hauptversuche II wurden Langzeitversuche mit einer Versuchsdauer von 100 Stunden durchgeführt. Hierbei wurden jeweils sechs Probekörper pro Reihe (insgesamt 18 Verschleißproben) in die Verschleißtrommel eingebaut. Das Verschleißgut für die Hauptversuche II entsprach den Randbedingungen, wie sie bei den Hauptversuchen I vorlagen. Die Verschleißmessungen erfolgten zur 1. Stunde, 2. Stunde, 4. Stunde, 7. Stunde, 12. Stunde, 20. Stunde, 28. Stunde, 38. Stunde, 48. Stunde, 60. Stunde, 72. Stunde, 86. Stunde und 100. Stunde.

Die Umdrehungsgeschwindigkeiten wurden so variiert, dass die erforderlichen Beanspruchungsenergien innerhalb einer Spannweite von 981 J/m³ (E1) bis 5650 J/m³ (E6) erzeugt werden konnten, siehe auch Tabelle 3.2. Die an den Probekörpern im Zuge des Verschleißvorgangs abgetragene Betonfläche – als Masseverlust – wurde messtechnisch erfasst. Diese betrug im Mittel 2,36 dm² (Verschleißzone an der Mantelfläche des Zylinders), vgl. auch Kapitel 3.2.3. Als Verschleißmessgröße wurde die Änderung der Masse der Prüfkörper herangezogen, die vor, während und nach den 100-stündigen sowie vor und nach der 22-stündigen Verschleißprüfung auf 1 Gramm genau ermittelt wurde.

Zur Überprüfung des Winkeleinflusses auf den Verschleiß wurden je sechs Betonwürfel (Kantenlänge 100 mm) der Güte W1, W2 und W3 einer 22-stündigen Verschleißbelastung ausgesetzt, wobei der Belastungswinkel von 0° (Verschleiß parallel zur Betonoberfläche) bis 90° (Verschleiß senkrecht zur Betonoberfläche) variiert wurde, siehe Bild 3.37.

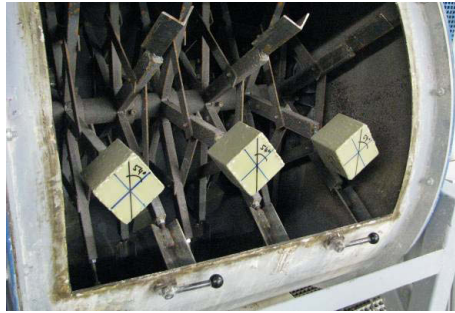


Bild 3.37: In die Verschleißtrommel eingebaute Würfelprüfkörper mit unterschiedlicher Ausrichtung zur Belastungsebene; hier sichtbar: Würfel mit 54°-Ausrichtung zur Belastungsebene

Die Beanspruchungsenergie bei diesen Versuchen betrug 3924 J/m^2 . Zur Sicherstellung, dass nur eine definierte Betonoberfläche dem Hydroabrasionsverschleiß ausgesetzt war, wurden fünf Würfel­flächen mit jeweils zwei Schutzschichten aus Epoxydharz versehen. Die härtere Schutzschicht, die direkt auf dem Beton aufgebracht wurde, bestand aus Disboxid 462 der Fa. Caparol, die weichere zweite Schicht aus Disboxid 433.

3.5.6 Auswertung und Ergebnisse der Hauptversuche II

3.5.6.1 Verschleiß-Zeit-Verläufe

Die im Rahmen der Hauptversuche II ermittelten Verschleiß-Zeit-Verläufe sind anhand der Bilder 3.38 bis 3.43 dargestellt. Dabei wurden pro erzeugte Beanspruchungsenergie sechs unterschiedliche Verschleiß-Zeit-Kurven entsprechend der jeweiligen Betongüte dargestellt. Der ermittelte Betonabtrag wurde als bezogener Abtrag in g/dm^2 (hier: auf $2,36 \text{ dm}^2$ bezogen) angegeben. Es ist zu beachten, dass in den nachfolgenden Diagrammen die effektive Verschleißzeit von 25 Stunden dargestellt wurde, vgl. auch Kapitel 3.2.3.

Bild 3.38 zeigt die mittleren zeitlichen Verschleißverläufe für eine Belastungsenergie von 981 J/m^3 (E1). Der mittlere bezogene Betonabtrag an den Betonprobekörpern nimmt mit geringer werdender Betongüte (von M1 bis M6) zu. Der mittlere bezogene Abtrag beträgt bei den Prüfkörpern der Güte M1 ca. 90 g/dm^2 , bei den Körpern der Güte M6 etwa 120 g/dm^2 . Hervorzuheben ist, dass der Beton der Güte M5 einen untypischen Verschleiß-Zeit-Verlauf aufweist. Am Ende der 25-stündigen Verschleißprüfung ist bei dieser Betongüte ein mittlerer bezogener Abtrag von ca. 91 g/dm^2 zu verzeichnen.

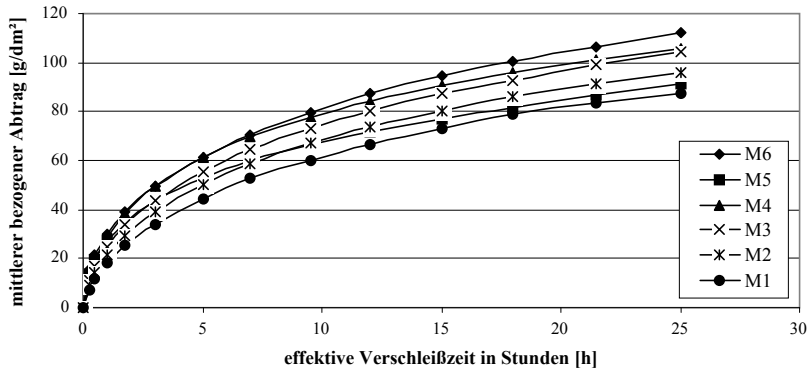


Bild 3.38: Mittlerer bezogener Betonabtrag bei einer Beanspruchungsenergie von $E_1 = 981 \text{ J/m}^3$

Auf Bild 3.39 ist der mittlere bezogene Betonverschleiß für die Betone der Güte M1 bis M6 bei einer Beanspruchungsenergie von 1607 J/m^3 (E2) ersichtlich. Der bezogene Betonabtrag betrug bei den Prüfkörpern aus der Güte M1 ca. 120 g/dm^2 und bei den Körpern aus der Güte M6 etwa 170 g/dm^2 . Auch bei dieser Beanspruchungsenergie zeigte der Beton der Güte M5 einen unerwarteten Schädigungsverlauf. Am Ende des Versuches wurde beim Beton aus der Güte M5 ein mittlerer bezogener Abtrag von ca. 140 g/dm^2 festgestellt.

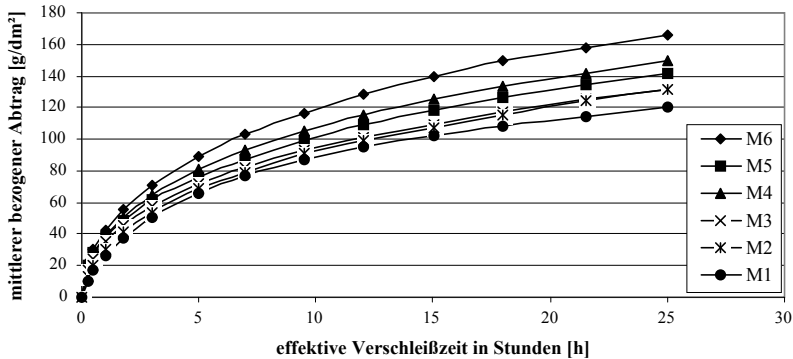


Bild 3.39: Mittlerer bezogener Betonabtrag bei einer Beanspruchungsenergie von $E_2 = 1607 \text{ J/m}^3$

Das Bild 3.40 zeigt den bezogenen Betonabtrag bei einer Beanspruchungsenergie von 2387 J/m^3 (E3). Nach 25-stündiger Belastung war bei den Zylindern der Betongüte M1 ein mittlerer bezogener Abtrag von ca. 150 g/dm^2 festzustellen, die Prüfkörper der Güte M6 wiesen einen Abtrag von etwa 220 g/dm^2 auf. Die Betonzylinder der Güte M5 lieferten nach dem Prüfvorgang einen mittleren bezogenen Abtrag von ca. 170 g/dm^2 und lagen mit ihrem Verschleißverhalten zwischen den Körpern aus den Betonen der Güte M2 und M3.

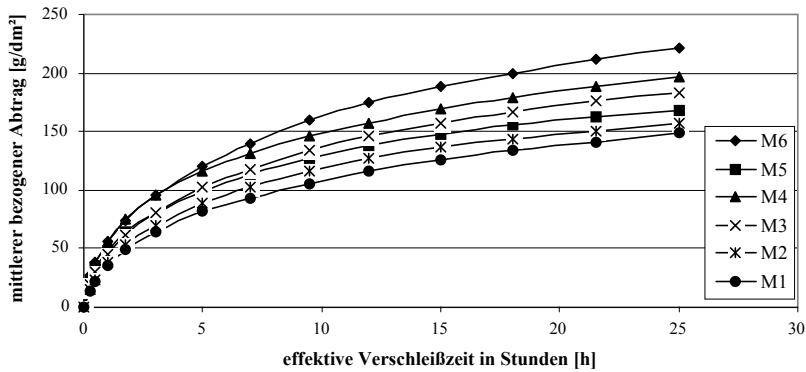


Bild 3.40: Mittlerer bezogener Betonabtrag bei einer Beanspruchungsenergie von $E3 = 2387 \text{ J/m}^3$

Bild 3.41 beinhaltet die Verschleiß-Zeit-Kurven für die Versuche mit einer Belastungsenergie von 3321 J/m^3 (E4). Nach Versuchsende betrug der bezogene Abtrag im Mittel bei den Zylindern aus dem Beton der Güte M1 etwa 190 g/dm^2 , bei den Zylindern aus dem Beton der Güte M6 etwa 390 g/dm^2 . Der mittlere bezogene Abtrag bei den Betonkörpern der Güte M6 hob sich deutlich von dem Verschleißverhalten der restlichen Probekörper ab. Bei diesem Verschleißversuch betrug der Endwert des mittleren bezogenen Abtrags der Prüfkörper der Güte M4 etwa 200 g/dm^2 und lag somit unter dem Endwert aus den Prüfkörpern der Güte M3.

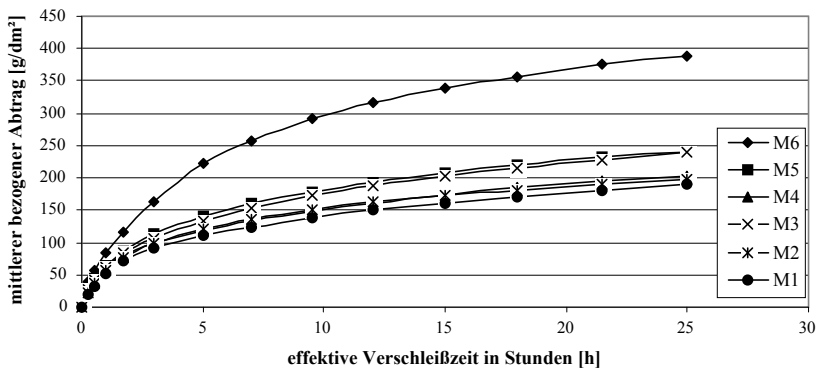


Bild 3.41: Mittlerer bezogener Betonabtrag bei einer Beanspruchungsenergie von $E4 = 3321 \text{ J/m}^3$

Die Verschleiß-Zeit-Kurven des Versuchs mit einer Belastungsenergie von 4409 J/m^3 (E5) sind auf Bild 3.42 zu erkennen. Die Prüfkörper aus den Betonen der Güte M4, M5 und M6 waren schon vor der regulären Versuchszeit völlig zerstört. Nach dem Versuch betrug der mittlere bezogene Betonverschleiß bei den Körpern der Güte M1 ca. 200 g/dm^2 und bei den Zylindern der Güte M6 ca. 360 g/dm^2 bereits nach 18 Stunden. Weiterhin wurde festgestellt, dass der Endwert der Prüfkörper des Betons der Güte M2 unter dem des M1-Betons liegt.

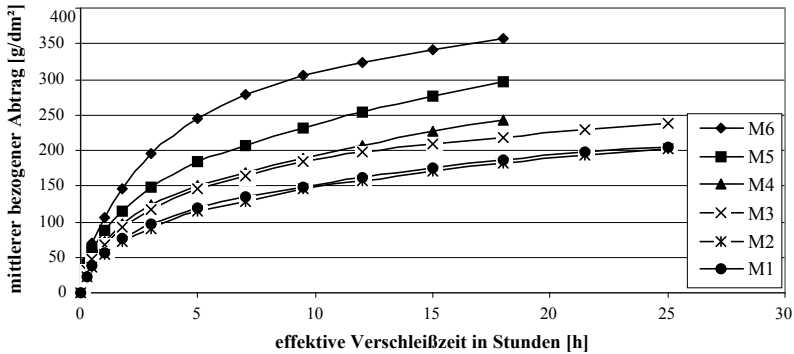


Bild 3.42: Mittlerer bezogener Betonabtrag bei einer Beanspruchungsenergie von $E_5 = 4409 \text{ J/m}^3$

Die zeitlichen Verschleißverläufe, die bei der Belastungsenergie von 5650 J/m^3 (E_6) ermittelt wurden, sind Bild 3.43 zu entnehmen. Die Prüfkörper der Güte M5 und M6 versagten nach neun und nach 15 Stunden effektiver Verschleißzeit. Der mittlere bezogene Abtrag der Zylinderprüfkörper des Betons der Güte M1 betrug ca. 210 g/dm^2 . Die Prüfkörper der Güte M6 wiesen einen mittleren bezogenen Abtrag von ca. 460 g/dm^2 bereits nach neun Stunden auf. Bei diesem Versuch lag der Endwert des mittleren bezogenen Verschleißes der Betonkörper der Güte M3 unter denen der Güte M2.

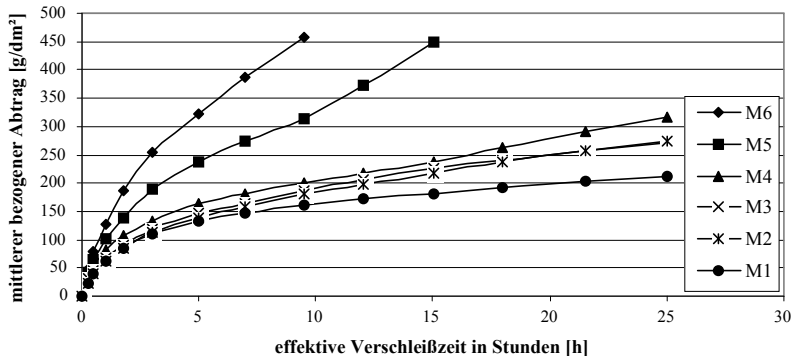


Bild 3.43: Mittlerer bezogener Betonabtrag bei einer Beanspruchungsenergie von $E_6 = 5650 \text{ J/m}^3$

Die ermittelten Verschleiß-Zeit-Verläufe in den Bildern 3.38 bis 3.43 wurde für die Modellierung des Schädigungsfortschritts in Kapitel 4 wieder aufgegriffen.

3.5.6.2 Verschleiß-Winkel-Beziehung

Ergänzend zu den Verschleißversuchen an den zylinderförmigen Betonprobekörpern wurden Versuche an würfelförmigen Probekörpern zur Untersuchung der Verschleiß-Winkel-Beziehung durchgeführt. Der Betonabtrag wurde unter Anwendung der Gleichung 3.4 als flächenbezogener Abtrag angegeben, vgl. auch Kapitel 3.2.3.

Im Rahmen dieser Versuche wurde der Anprallwinkel der Prüfkörper stufenweise von 0° bis 90° variiert. Die stufenweise Änderung des Anprallwinkels α_i wurde dabei in fünf Schritten zu je 18° durchgeführt. Die untersuchten Anprallwinkel α_i wurden mittels Gleichung 3.19 auf einen 90°-Winkel bezogen, so dass eine dimensionslose Schrittweite von 0 bis 1 verfügbar war.

$$\varphi_i = \frac{\alpha_i}{90^\circ} \quad (3.19)$$

Der unter den Anprallwinkeln α_i ermittelte Betonabtrag W_i wurde auf den Betonabtrag W_0 bezogen, siehe Gleichung 3.20. Damit kann der normierte Betonabtrag η_i definiert werden. In Gleichung 3.20 ist W_0 derjenige Betonabtrag, der bei einem Anprallwinkel von 0° bzw. 0 gemessen wurde.

$$\eta_i = \frac{W_i}{W_0} \quad (3.20)$$

Die Ergebnisse der Verschleißmessungen zur Ermittlung der Verschleiß-Winkel-Beziehungen sind der nachfolgenden Tabelle 3.27 zu entnehmen.

Tabelle 3.27: Ermittelter Betonabtrag in Abhängigkeit vom Anprallwinkel für die Betone W1, W2 und W3

Betongüte	Winkel α_i [°]	0	18	36	54	72	90
	Normierter Winkel φ_i [-]	0,0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
W1	Mittlerer bezogener Abtrag [g/dm ²]	188,1	254,4	293,5	277,5	266,9	248,2
	Normierter Abtrag η_i [-]	1,00	1,35	1,56	1,48	1,42	1,32
W2	Mittlerer bezogener Abtrag [g/dm ²]	210,4	273,2	268	334,8	308,3	201,2
	Normierter Abtrag η_i [-]	1,00	1,30	1,27	1,59	1,47	0,96
W3	Mittlerer bezogener Abtrag [g/dm ²]	477,7	457,1	573,5	589	432,7	456,9
	Normierter Abtrag η_i [-]	1,00	0,96	1,20	1,23	0,91	0,96

Die Diagramme in Bild 3.44, 3.45 und 3.46 zeigen den normierten Betonverschleiß in Abhängigkeit vom normierten Anprallwinkel. Die Punkte in den Diagrammen stellen die jeweiligen (sechs) Messwerte dar, vgl. Tabelle 3.27. Mittels Polynomfunktion wurde in Bezug auf diese Messwerte entsprechende Ausgleichskurven berechnet.

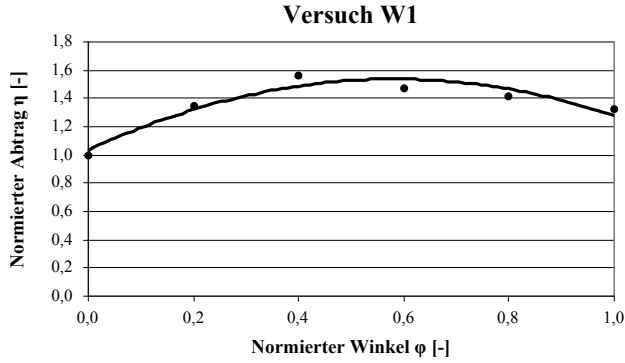


Bild 3.44: Normierter Betonabtrag η in Abhängigkeit vom normierten Anprallwinkel ϕ für den Versuch W1

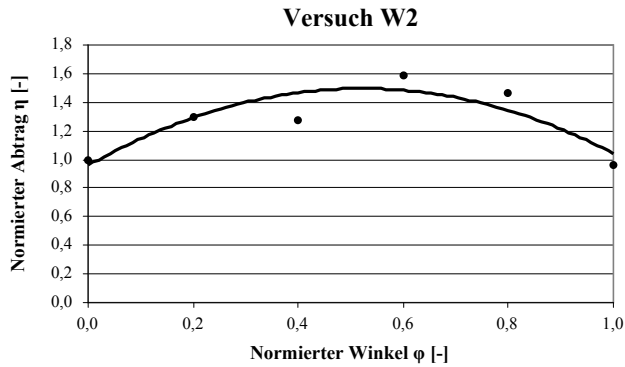


Bild 3.45: Normierter Betonabtrag η in Abhängigkeit vom normierten Anprallwinkel ϕ für den Versuch W2

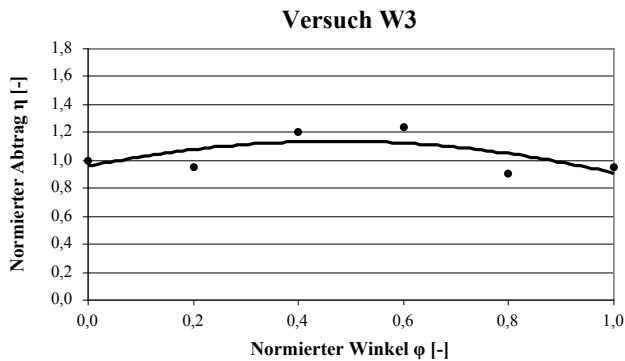


Bild 3.46: Normierter Betonabtrag η in Abhängigkeit vom normierten Anprallwinkel ϕ für den Versuch W3

Wie aus den Bildern 3.44 bis 3.46 zu entnehmen ist, existiert ein funktionaler Zusammenhang zwischen normierten Betonabtrag und normierten Anprallwinkel. Dieser Zusammenhang ändert sich in Abhängigkeit von der Betongüte. Weiterhin ist festzustellen, dass bei Variation des Anprallwinkels ein Verschleißmaximum vorliegt. Bei den untersuchten Winkeln befindet sich das Verschleißmaximum für den Versuch W1 bei 36° (normierter Winkel $\eta_i = 0,2$), für W2 und W3 bei 54° (normierter Winkel $\eta_i = 0,6$). Eine exakte Angabe der Verschleißmaxima wird anhand analytischer Auswertungen der Regressionsfunktionen erzielt. Als Regressionsfunktion wird ein Polynom zweiten Grades verwendet, siehe Gleichung 3.21.

$$\eta(\varphi) = \theta_1 \varphi^2 + \theta_2 \varphi + \theta_3 \tag{3.21}$$

Die Tabelle 3.28 enthält die jeweiligen Regressionsfunktionen entsprechend der Betongüte sowie die Auswertung dieser Funktionen in Bezug auf den Anprallwinkel, bei dem der maximale Betonverschleiß vorzufinden ist.

Tabelle 3.28: Verschleißmaximum in Abhängigkeit vom Anprallwinkel

Beton-güte	Ergebnisse der Regressionsanalyse		
	Regressionsfunktion	Verschleißmaxima an der Stelle φ_{\max} . Betonabtrag [-]	Winkel [°]
W1	$\eta_{W3}(\varphi) = -1,49 \varphi^2 + 1,73 \varphi + 1,03$	0,58	52,2
W2	$\eta_{W4}(\varphi) = -1,97 \varphi^2 + 2,06 \varphi + 0,96$	0,52	46,8
W3	$\eta_{W5}(\varphi) = -0,80 \varphi^2 + 0,75 \varphi + 0,96$	0,47	42,3

Die Ergebnisse der bisher dargestellten Versuche bildeten die notwendige Datenbasis für die Herleitung eines Modells zur Beschreibung des Schädigungsfortschritts infolge hydroabrasiver Beanspruchung von Betonoberflächen. Die Modellierung des Schädigungsfortschritts ist in Kapitel 4 detailliert aufgeführt.

3.5.6.3 Temperaturverhalten

Das Bild 3.47 zeigt den Temperaturverlauf an der Betonoberfläche der Probekörper sowie im Wasser/Feststoff-Gemisch in Abhängigkeit von der Beanspruchungsenergie.

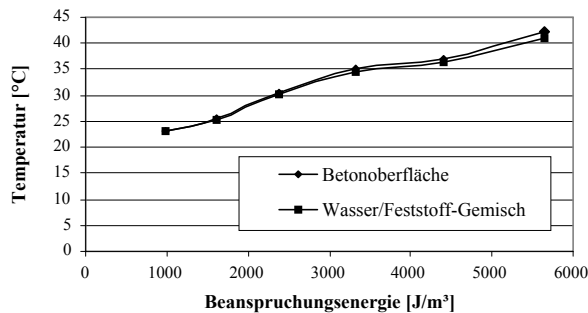


Bild 3.47: Temperaturverlauf in Abhängigkeit von der Beanspruchungsenergie

Die Entwicklung des Temperaturverlaufs bei den unterschiedlichen Beanspruchungsenergien wurde anhand berührungsloser Temperaturmessung mittels Infrarot-Thermometer durchgeführt. Entsprechend der Zunahme der Beanspruchungsenergie ist auch eine Erhöhung der ermittelten Temperatur an den Betonprobekörpern und dem Wasser/Feststoff-Gemisch zu verzeichnen.

Der Temperatureinfluss auf den Betonverschleiß ist hinsichtlich der eigenen Versuche von untergeordneter Bedeutung und wird daher für die späteren Betrachtungen nicht mehr aufgegriffen, vgl. Kapitel 2.4.1.6.

3.6 Zusammenfassung

Die wesentlichen Erkenntnisse, die im Rahmen der eigenen experimentellen und theoretischen Untersuchungen erzielt wurden, sind nachfolgend zusammenfassend aufgeführt.

- Auf der Grundlage der in Kapitel 2 durchgeführten Literatursichtung wurde eine geeignete Verschleißprüfvorrichtung entwickelt und hergestellt. Unter Verwendung dieser Vorrichtung ist es möglich, den Hydroabrasionsverschleiß, wie er im Flusswasserbau vorzufinden ist, wirklichkeitsnah abzubilden.
- Die Betriebsparameter zum optimalen Betrieb der entwickelten Verschleißprüfvorrichtung wurden innerhalb umfangreicher Voruntersuchungen identifiziert und festgelegt. Darüber hinaus wurde mittels statistischer Methoden nachgewiesen, dass unter Verwendung dieser Verschleißprüfvorrichtung reproduzierbare und damit eine zielsichere Erzeugung von Verschleißkennwerten bewerkstelligt werden kann.
- Im Rahmen der Hauptversuche I konnten die maßgebenden verschleißrelevanten Festbetonkennwerte identifiziert werden. Das Produkt aus der *Druckfestigkeit* und dem *dynamischen Elastizitätsmodul* bildet den neuen Kennwert M_k , mit dessen Hilfe eine zielsichere Beurteilung des Hydroabrasionsverschleißes von Betonoberflächen möglich ist.
- Im Rahmen der Hauptversuche II wurden unter Variation der Beanspruchungsintensität, der Betongüte und des Anprallwinkels eine Vielzahl unterschiedlicher Verschleiß-Zeit-Verläufe sowie Verschleiß-Winkel-Verläufe ermittelt, die als notwendige Datenbasis für die im Kapitel 4 durchgeführten Modellierung des Schädigungsfortschritts dienen.

Kapitel 4

Modellierung des Schädigungsfortschritts

4.1 Vorgehensweise

In diesem Kapitel wird die Modellierung des zeitabhängigen Schädigungsfortschritts für verschleißbeanspruchte Betonoberflächen aufgezeigt. Die Grundlagen hierzu lieferten die im vorangegangenen Kapitel 3 dargestellten Ergebnisse der experimentellen und theoretischen Untersuchungen. Unter Verwendung dieser Versuchsdaten wurde ein empirisches Schädigungsmodell aufgestellt, das die maßgebenden Parameter aus Beanspruchungsdauer und -energie sowie Materialwiderstand umfasst, siehe Bild 4.1.

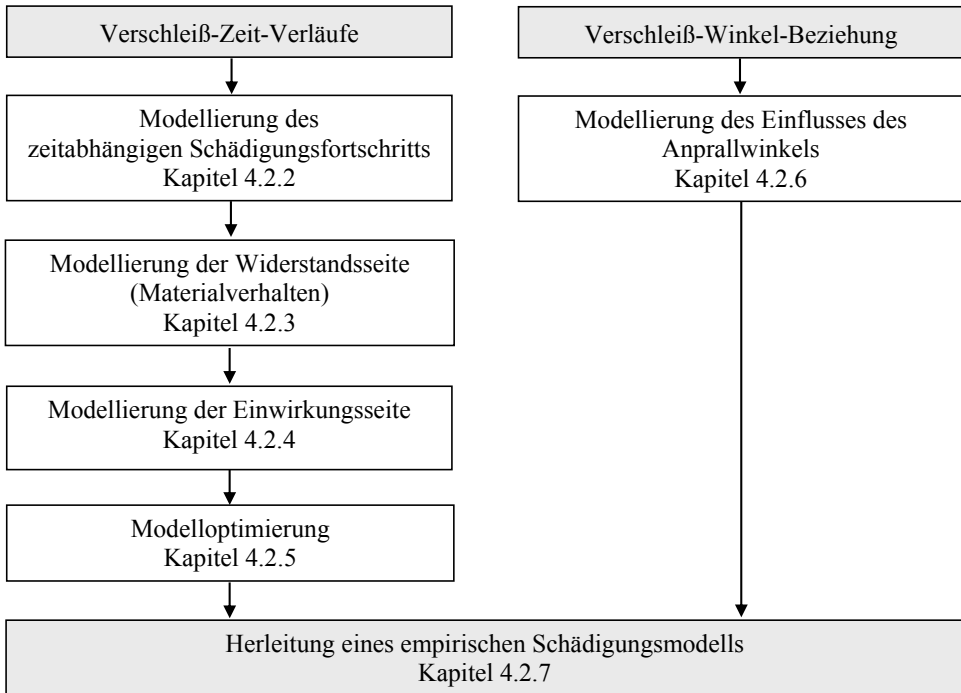


Bild 4.1: Vorgehensweise zur Modellierung des Schädigungsfortschritts

In einem ersten Schritt wurden mittels geeigneter nichtlinearer Regressionsfunktion die experimentell ermittelten Schädigungs-Zeit-Verläufe (siehe Kapitel 3.5) mathematisch beschrieben. Zur Implementierung der verschleißrelevanten Materialkennwerte M_k (siehe Kapitel 3.4) in das Schädigungsmodell, wurde in einem weiteren Schritt die Änderung des Betonverschleißes in Abhängigkeit von der Änderung des Materialkennwerts erfasst und mathematisch abgebildet. Anschließend wurde der Einfluss der Beanspruchungsenergie auf den

Hydroabrasionsverschleiß behandelt. Schließlich konnte durch das Zusammenfügen der einzelnen Funktionen, welche die Einflüsse Beanspruchungszeit, Materialwiderstand und Beanspruchungsenergie umfassen, ein nichtlineares empirisches Schädigungsmodell formuliert werden. Dieses Schädigungsmodell wurde letztendlich einer optimierten Koeffizientenanpassung unterzogen. Abschließend wurde der Einfluss des Anprallwinkels auf den Betonabtrag mathematisch abgebildet und in das Schädigungsmodell aufgenommen.

Nach der Modellformulierung und -optimierung ist es erforderlich, die Vorhersagegenauigkeit des entwickelten Schädigungsmodells anhand entsprechender Literaturrecherche zur Verschleißthematik im Flusswasserbau zu verifizieren. Hierzu eignen sich insbesondere die Ergebnisse der umfangreichen Felduntersuchungen von Jacobs et. al. [111].

Das erarbeitete Schädigungsmodell wiederum bildet die Basis für die im Kapitel 5 durchgeführten exemplarischen probabilistischen Lebensdauerprognosen für den Fall des Hydroabrasionsverschleißes von Betonoberflächen im Wasserbau.

4.2 Modellentwicklung

4.2.1 Beurteilung der Datenbasis

Die Tabelle 4.1 zeigt die Endwerte des mittleren bezogenen Betonabtrags aus den Prüfkörpern der Betone der Güte M1 bis M6 für die Beanspruchungsenergien E1 bis E6 nach einer 25-stündigen Beanspruchung, siehe auch Kapitel 3.5.6. Es ist zu erkennen, dass der Betonabtrag in einigen Fällen nicht kontinuierlich mit sinkender Betongüte zunimmt, siehe die fett unterlegten Messwerte in Tabelle 4.1.

Tabelle 4.1: Endwerte des mittleren bezogenen Betonabtrags für die Prüfkörper der Betone M1 bis M6 für die Beanspruchungsenergien E1 bis E6

			Mittlerer bezogener Betonabtrag [g/dm ²]					
			Bezeichnung der Prüfkörper					
			M1	M2	M3	M4	M5	M6
			abnehmende Betongüte →					
Beanspruchungsenergie E	E1	↑ ansteigende Energie ↓	87,6	95,9	104,3	105,8	91,0	112,2
	E2		120,0	132,0	131,1	149,2	141,5	165,4
	E3		148,4	156,5	183,7	196,8	168,5	221,1
	E4		189,9	198,4	238,8	203,0	240,9	389,4
	E5		204,7	201,9	238,6	zerstört	zerstört	zerstört
	E6		212,9	274,1	271,0	zerstört	zerstört	zerstört

In Ergänzung zur Tabelle 4.1 werden die Endwerte des mittleren bezogenen Betonabtrags zur visuellen Analyse in Bild 4.2 dargestellt. Wie bereits erwähnt, wäre mit abnehmender Betongüte für sämtliche Beanspruchungsenergien ein stetig ansteigender Kurvenverlauf zu erwarten. Im Fall der Beanspruchungsenergie E1, E2 und E3 ist zu erkennen, dass die stetige Zunahme des Betonverschleißes bei sinkender Betongüte für den Fall der Betongüte M5 Besonderheiten im Kurvenverlauf aufweist, siehe gestrichelte Ellipse in Bild 4.2. Bei den Beanspruchungsenergien E4, E5 und E6 sind Auffälligkeiten in den Kurvenverläufen für die Betongüten M4, M2 und M3 festzustellen, siehe gestrichelte Kreise im Bild 4.2.

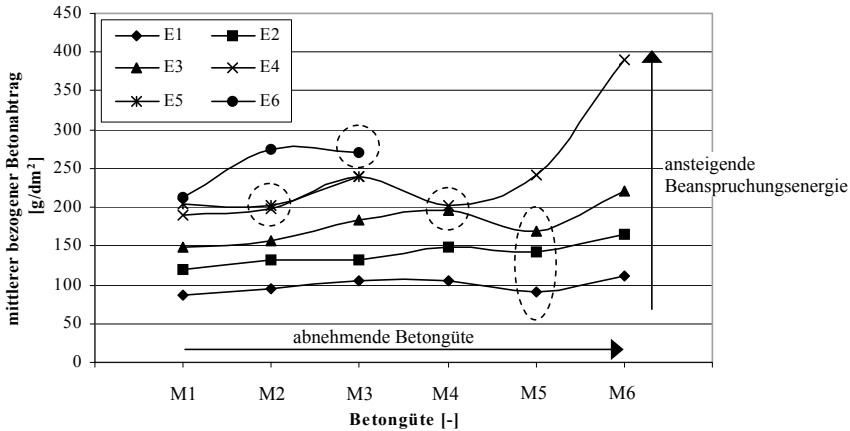


Bild 4.2: Mittlerer bezogener Betonabtrag der Zylinderprüfkörper für die Beanspruchungsenergien von E1 bis E6 in Abhängigkeit von der Betongüte M1 bis M6 nach einer Beanspruchungszeit von 25 h

Anhand von Wiederholungsversuchen konnte ausgeschlossen werden, dass es sich bei diesen festgestellten Abweichungen im Verschleißverhalten der Betonprüfkörper um Ausreißer handelt. Offensichtlich ist bei einigen Betonen – insbesondere bei Betonen der Güte M5 – in Verbindung mit bestimmten Beanspruchungsenergien ein nicht zu erwartendes Verschleißverhalten festzustellen. Dieser beobachtete Effekt, der partiell vorzufinden ist, bedarf einer gesonderten Untersuchung, die den Rahmen dieser Arbeit sprengen würde. Daher wird dieses „untypische“ Verschleißverhalten der betrachteten Betone im Rahmen der vorgenommenen Schädigungsmodellierung nicht weiter berücksichtigt.

4.2.2 Einfluss der Beanspruchungsdauer

Der Einfluss der Beanspruchungsdauer ist für die Formulierung eines zeitabhängigen Schädigungsmodells von zentraler Bedeutung. Die Abbildung des zeitlichen Schädigungsverlaufes wurde mittels nichtlinearer Regressionsanalyse durchgeführt. In Analogie zur linearen Regression wird der Einfluss der unabhängigen Variablen x auf eine abhängige Variable y mit dem nachfolgenden Modell gemäß Gleichung 4.1 vorgenommen [68].

$$y = g(\mathbf{X}, \boldsymbol{\theta}) + \varepsilon \quad (4.1)$$

mit: y abhängige Variable
 g Erwartungsfunktion
 \mathbf{X} unabhängige Variable
 $\boldsymbol{\theta}$ zu schätzender Parameter
 ε Störvariable

Die Koeffizienten θ_i des nichtlinearen Regressionsmodells werden unter der Voraussetzung ermittelt, dass die Summe der Abweichungsquadrate zwischen beobachteten und vorhergesagten Zielwerten minimal ist. Hierzu bedient man sich der Kleinst-Quadrate-Schätzung (KQ-Schätzung). Die KQ-Schätzung der Koeffizienten erfolgt unter Lösung nachfolgender Gleichung 4.2.

$$Q(\boldsymbol{\theta}) = \sum_{n=1}^N (y_n - g(\mathbf{x}_n, \boldsymbol{\theta}))^2 \longrightarrow \min_{\boldsymbol{\theta}} \quad (4.2)$$

Zur Minimierung werden numerische Methoden benötigt. Eine leistungsfähige Methode ist die Gauß-Newton-Methode, die im Rahmen dieser Arbeit unter Verwendung des Programms R [152] angewandt wurde [15, 31, 63, 105]. Die Güte der Anpassung hängt im Wesentlichen von der gewählten Funktion ab, mit der die nichtlineare Regression durchgeführt wird. Die Beurteilung der Güte der nichtlinearen Anpassung erfolgt u. a. anhand des Standardschätzfehlers $s_{y,x}$, siehe auch Kapitel 2.8.

Die Auswahl einer geeigneten Funktion zur Beschreibung des zeitabhängigen nichtlinearen Betonabtrags erfolgt auf der Basis sachlogischer Überlegungen und anhand der Ergebnisse der Literaturstudie. Die Analyse zu dieser Thematik ergab, dass sich zur Beschreibung des zeitabhängigen Schädigungsverlaufes bei verschleißbeanspruchten Betonoberflächen eine Potenzfunktion besonders anbietet, siehe auch [75, 147, 154, 184]. Daher wurde im Rahmen einer nichtlinearen Anpassung an die ermittelten Schädigungs-Zeit-Kurven der Ansatz gemäß Gleichung 4.3 gewählt.

$$S(t) = C \cdot t^{\Gamma} \quad (4.3)$$

mit: $S(t)$ flächenbezogener zeitabhängiger Betonabtrag [g/dm^2]
 t Zeit in Stunden [h]
 C, Γ Regressionskoeffizienten [-]

Die Regressionsanalysen anhand der Datensätze aus den Bildern 3.38 bis 3.43 ergaben, dass der Koeffizient Γ zur Durchführung weiterführende Analysen mit 0,4 angenommen werden konnte. Die Ergebnisse der durchgeführten Analysen sind den Bildern 4.3 bis 4.8 sowie der Tabelle 4.2 zu entnehmen.

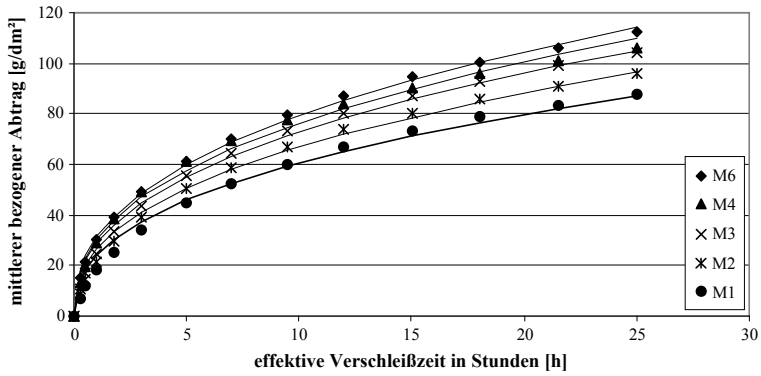


Bild 4.3: Regressionen an die Messdaten für die Belastungsenergie E1 (ohne M5)

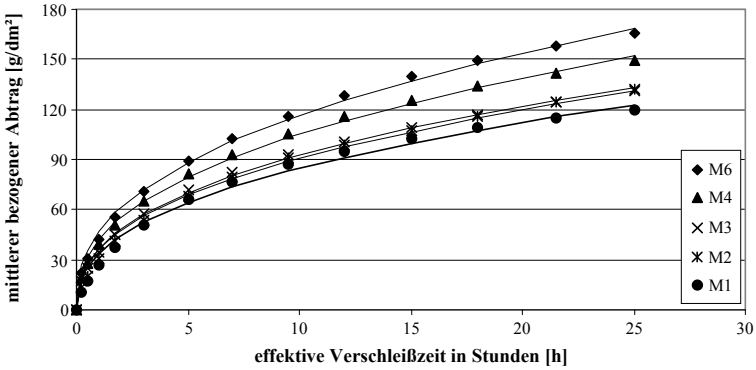


Bild 4.4: Regressionen an die Messdaten für die Belastungsenergie E2 (ohne M5)

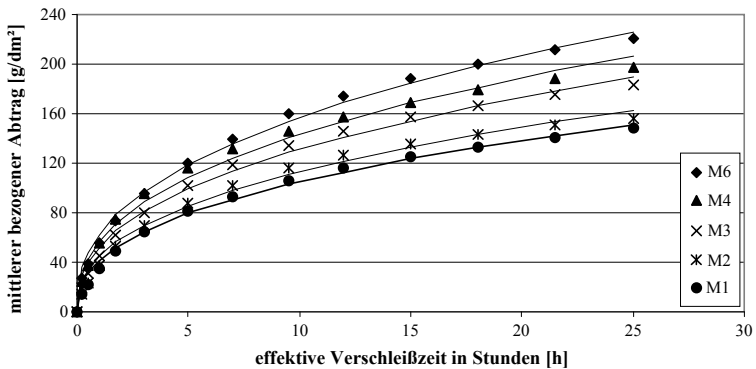


Bild 4.5: Regressionen an die Messdaten für die Belastungsenergie E3 (ohne M5)

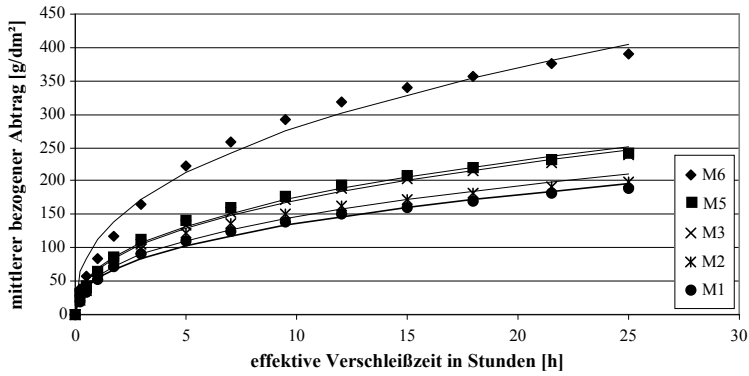


Bild 4.6: Regressionen an die Messdaten für die Belastungsenergie E4 (ohne M4)

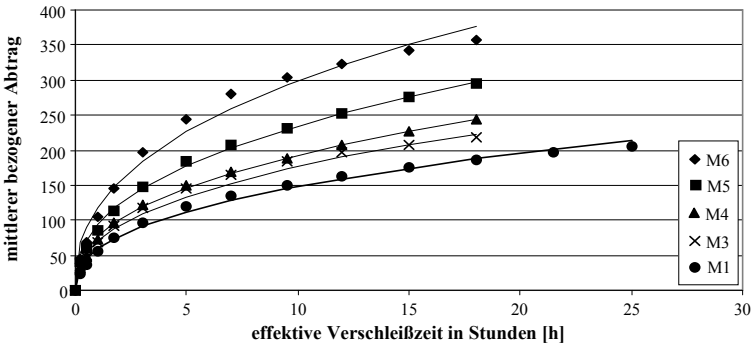


Bild 4.7: Regressionen an die Messdaten für die Belastungsenergie E5 (ohne M2)

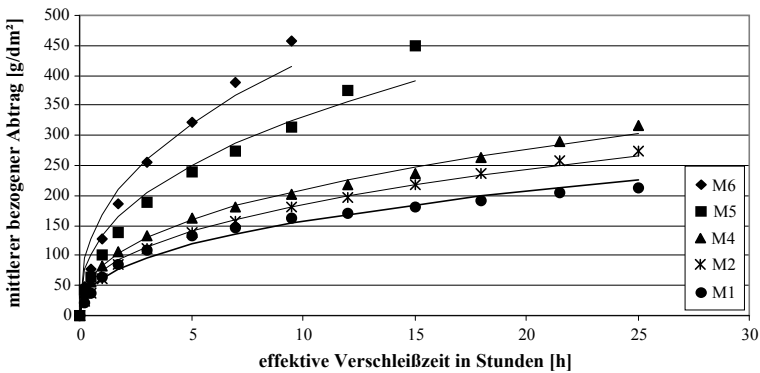


Bild 4.8: Regressionen an die Messdaten für die Belastungsenergie E6 (ohne M3)

Innerhalb der nichtlinearen Regressionsanalyse wurde eine Residuenanalyse durchgeführt, die sich als unkritisch darstellte.

Tabelle 4.2: Energie E, Kennwert M_k und Koeffizienten C

Energie E [kJ/m ³]	Kennwert M_k [-]	Koeffizient C [-]	Energie E [kJ/m ³]	Kennwert M_k [-]	Koeffizient C [-]
E1 = 0,981	M1	24,115	E4 = 3,321	M1	54,360
	M2	26,601		M2	58,221
	M3	29,012		M3	67,887
	M4	30,349		M4	-
	M5	-		M5	69,625
	M6	31,537		M6	111,386
E2 = 1,607	M1	33,835	E5 = 4,409	M1	58,926
	M2	36,118		M2	-
	M3	36,813		M3	70,138
	M4	41,903		M4	76,817
	M5	-		M5	93,408
	M6	46,437		M6	118,693
E3 = 2,387	M1	41,754	E6 = 5,650	M1	62,367
	M2	44,926		M2	73,612
	M3	52,179		M3	-
	M4	57,012		M4	83,655
	M5	-		M5	131,992
	M6	62,461		M6	168,151

Wie aus Tabelle 4.2 zu entnehmen ist, ändern sich die Werte der Koeffizienten C mit der Änderung der Beanspruchungsenergie E und des Materialkennwertes M_k . Die Werte der Koeffizienten C werden umso größer, je höher die Beanspruchungsenergie E ist. Auch ist mit anwachsendem Koeffizienten C zu rechnen, wenn die Betongüte abnimmt (von M1 zu M6). Die Änderung der Koeffizienten C der Regressionsfunktion 4.3 wurde im Folgenden mittels weiterführender Analysen mathematisch beschrieben.

4.2.3 Einfluss des Materialkennwertes

Im Rahmen der nachfolgenden Analysen wird der Einfluss des Materialkennwertes M_k untersucht. Hierfür wurde eine nichtlineare Anpassung unter Verwendung eines Potenzansatzes durchgeführt. Die zu bestimmenden Regressionskoeffizienten A und B des nichtlinearen Modells sind in Gleichung 4.4 ersichtlich.

$$C(M) = A \cdot M^B \quad (4.4)$$

mit: $C(M)$ Koeffizientenfunktion [-]
 M Materialkennwert ($10^6[\text{N}^2/\text{mm}^4]$)
 A, B Regressionskoeffizienten [-]

Die Darstellung der Ergebnisse aus Tabelle 4.2 sowie die Ergebnisse der nichtlinearen Regression sind dem Bild 4.9 zu entnehmen. Darin ist ersichtlich, dass sich die Regressionsfunktion $C(M)$ in Abhängigkeit von der Beanspruchungsenergie E ändert.

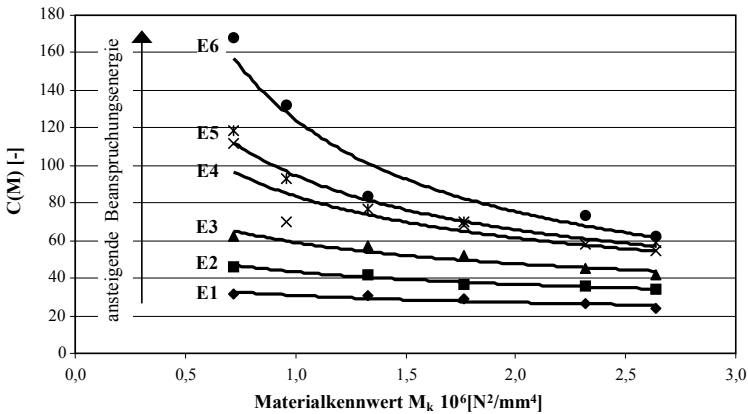


Bild 4.9: Änderung der Koeffizienten C der Potenzfunktion 4.4 in Abhängigkeit vom Materialkennwert M_k und der Beanspruchungsenergie E

Während bei der Beanspruchungsenergie $E1$ ein nahezu linearer Kurvenverlauf zu erkennen ist, ist im Fall der Beanspruchungsenergie $E6$ ein deutlich nichtlineares Verhalten festzustellen. Aus diesem Grund wurde der Einfluss der Beanspruchungsenergie im Nachfolgenden näher beleuchtet.

4.2.4 Einfluss der Beanspruchungsenergie

Wird das Spektrum der Beanspruchungsenergie E von $E1$ bis $E6$ in Bild 4.9 eingehender betrachtet, so fällt auf, dass in Abhängigkeit vom Materialkennwert M_k (Betongüte) eine signifikante Änderung der Spanweite des Wertes von $C(M)$ verursacht wird. Das heißt, bei hohen Beanspruchungsenergien wirkt sich die Betonqualität auf den Hydroabrasionsverschleiß stärker aus als bei niedrigen Energien. Dieser Sachverhalt drückt sich entsprechend in der Form der jeweiligen Regressionsfunktion gemäß Gleichung 4.4 aus.

Die aus der Regressionsanalyse gewonnenen Koeffizienten A und B sind in der Tabelle 4.3 aufgeführt. Aus modellierungsrelevanten Gründen wird für die Beanspruchungsenergie E im Folgenden die Einheit kJ/m^3 gewählt.

Tabelle 4.3: Koeffizienten A und B der Gleichung (4.4) in Abhängigkeit vom Materialkennwert M_k und der Beanspruchungsenergie E

Energie E [kJ/m ³]	Materialkennwert M_k 10 ⁶ [N ² /mm ⁴]	Koeffizient A [-]	Koeffizient B [-]
E1 = 0,981	M1 = 2,6	30,781	-0,1877
E2 = 1,607	M2 = 2,3	43,416	-0,2422
E3 = 2,387	M3 = 1,8	59,001	-0,3072
E4 = 3,321	M4 = 1,3	83,611	-0,4458
E5 = 4,409	M5 = 1,0	94,555	-0,5238
E6 = 5,650	M6 = 0,7	124,260	-0,7210

Der Tabelle 4.3 ist zu entnehmen, dass mit steigender Beanspruchungsenergie E der Koeffizienten A stetig zunimmt und der Koeffizient B stetig abnimmt. Dieser Sachverhalt wird im Weiteren anhand von Polynomfunktionen abgebildet, siehe Gleichungen 4.5 und 4.6. Die Wahl dieser Funktionen ist physikalisch begründet, da bei einer Beanspruchungsenergie von Null (E = 0) die Koeffizienten A und B in Gleichung 4.4 ebenfalls Null werden müssen.

$$A(E) = \theta_1 \cdot E^3 + \theta_2 \cdot E^2 + \theta_3 \cdot E \tag{4.5}$$

$$B(E) = \theta_4 \cdot E^3 + \theta_5 \cdot E^2 + \theta_6 \cdot E \tag{4.6}$$

mit: A(E), B(E) Koeffizientenfunktionen [-]
 E Beanspruchungsenergie [kJ/m³]
 θ_i Regressionskoeffizienten [-]

Bild 4.10 und Bild 4.11 zeigen die Anpassung der Funktionen 4.5 und 4.6 an die Koeffizientenverläufe von A und B in Abhängigkeit von der Beanspruchungsenergie E.

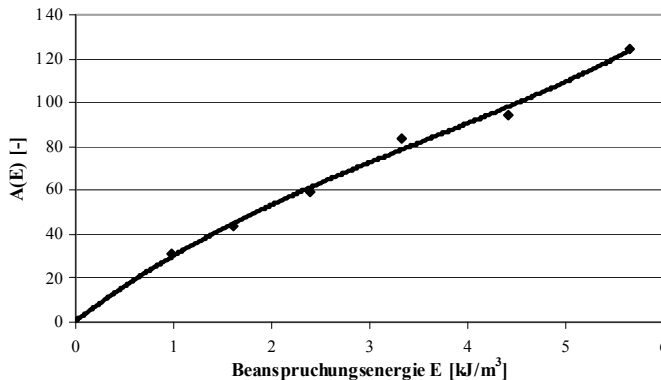


Bild 4.10: Anpassung des Polynoms nach Gl. 4.5 an die Koeffizientenverläufe von A(E) in Abhängigkeit von der Beanspruchungsenergie E

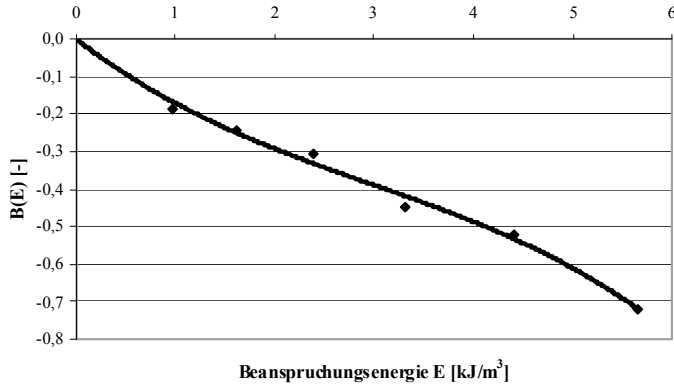


Bild 4.11: Anpassung des Polynoms nach Gl. 4.6 an die Koeffizientenverläufe von $B(E)$ in Abhängigkeit von der Beanspruchungsenergie E

Die Regressionskoeffizienten θ_i der Polynomfunktionen 3. Ordnung gemäß Gleichung 4.5 und 4.6 sind der Tabelle 4.4 zu entnehmen.

Tabelle 4.4: Regressionskoeffizienten θ_i der Potenzfunktion 3. Grades

Funktion	Koeffizient θ_1 [-]	Koeffizient θ_2 [-]	Koeffizient θ_3 [-]
A(E)	0,4366	-4,6715	34,3190
Funktion	Koeffizient θ_4 [-]	Koeffizient θ_5 [-]	Koeffizient θ_6 [-]
B(E)	$-4,2742 \cdot 10^{-3}$	$3,7943 \cdot 10^{-2}$	-0,2052

Auf der Grundlage der vorangegangenen Analysen kann nun durch Koppelung der Gleichungen 4.3 und 4.4 ein Schädigungsmodell formuliert werden, mit welchem die Beschreibung des zeitabhängigen Betonabtrags in Abhängigkeit vom Materialkennwert M_k und der Beanspruchungsenergie E möglich ist, siehe Gleichung 4.7. Hierbei ist zu beachten, dass der Regressionskoeffizient B unter der Voraussetzung einer positiven Beanspruchungsenergie stets eine negative Zahl darstellt.

$$S(t) = A \cdot M_k^B \cdot t^{0,4} \tag{4.7}$$

- mit:
- $S(t)$ flächenbezogener zeitabhängiger Betonabtrag [g/dm^2]
 - $A(E)$ Koeffizientenfunktion gemäß Gl. 4.5 [-], Beanspruchungsenergie E gemäß Gl. 3.3
 - M_k Materialkennwert $10^6[\text{N}^2/\text{mm}^4]$
 - $B(E)$ Koeffizientenfunktion gemäß Gl. 4.6 [-], Beanspruchungsenergie E gemäß Gl. 3.3
 - t Zeit in Stunden [h]

Unter Verwendung der Gleichung 4.7 war es nun möglich, eine endgültige Anpassung an sämtliche Messdaten im Rahmen eines Analyseschritts durchzuführen. Hierfür wurde sich der numerischen Verfahren des Softwarepakets R bedient [105, 152, 156]. Diese Analysen erfolgten im Rahmen der Modelloptimierung und -diagnose, die Gegenstand des nächsten Kapitels sind.

4.2.5 Modelloptimierung

Die Schätzung der Koeffizienten θ_i gemäß Tabelle 4.4 erfolgte innerhalb der vorangegangenen Modellierung sukzessive anhand entsprechender Datensätze, die im Zuge der experimentellen Untersuchungen gewonnen wurden. Mittels nichtlinearer Regressionsanalyse wurde im Rahmen einer Optimierungsmaßnahme das Schädigungsmodell an die Gesamtheit der vorliegenden Messdaten angepasst, siehe Gleichung 4.8.

$$S_{neu}(t) = (\theta_1 \cdot E^3 + \theta_2 \cdot E^2 + \theta_3 \cdot E) \cdot M_k^{(\theta_4 \cdot E^3 + \theta_5 \cdot E^2 + \theta_6 \cdot E)} \cdot t^{\theta_7} \quad (4.8)$$

Die Ergebnisse der optimierten Koeffizientenschätzung sind der Tabelle 4.5 zu entnehmen. Wie in dieser Tabelle zu sehen ist, ergab die Anpassung mit dem Modell gemäß Gleichung 4.7 eine Veränderung in Bezug auf die Koeffizienten θ_i , vgl. Tabelle 4.4.

Tabelle 4.5: Anpassung der Koeffizienten θ_i an die gesamten Messdaten

Koeffizient	θ_1 [-]	θ_2 [-]	θ_3 [-]	θ_4 [-]	θ_5 [-]	θ_6 [-]	θ_7 [-]
Ausgangsschätzung	0,4366	-4,6715	34,3190	$-4,2742 \cdot 10^{-3}$	$3,7943 \cdot 10^{-2}$	-0,2052	0,4000
neue Schätzung	0,2446	-3,4792	31,4242	$-5,5927 \cdot 10^{-3}$	$5,2681 \cdot 10^{-2}$	-0,2453	0,4251

Die Güte der Anpassung wird anhand der nachfolgend aufgeführten Grafik in Bild 4.12 beurteilt [31, 70, 105].

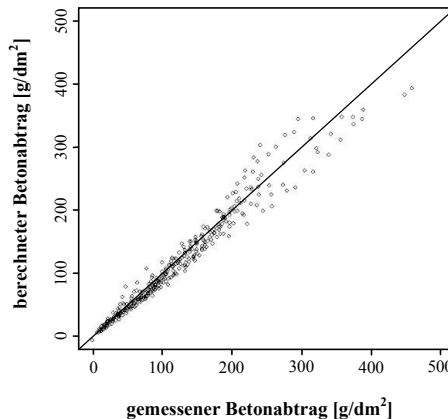


Bild 4.12: Gegenüberstellung des gemessenen und des mittels Gleichung 4.7 berechneten Betonabtrags (links)

In Bild 4.12 ist zu erkennen, dass gewisse Abweichungen zwischen gemessenem und berechnetem Betonabtrag existieren. Diese Abweichungen zeigen jedoch kein auffälliges Muster, sondern streuen relativ gleichmäßig um die in Bild 4.12 eingezeichnete Diagonale. Somit kann davon ausgegangen werden, dass das Modell grundsätzlich den tatsächlichen Verschleißverlauf wirklichkeitsnah abbildet.

Die visuelle Prüfung in Bezug auf Homoskedastizität wurde unter Verwendung von Bild 4.13 bewerkstelligt. Wie in Bild 4.13 (links) zu sehen ist, ist die Streuung der Residuen im gesamten Wertebereich nicht gleich, sondern steigt mit zunehmendem Betonabtrag. Somit liegt Heteroskedastizität vor. Heteroskedastische Fehler führen in erster Linie zu einer verzerrten Schätzung der Varianzen der Regressionskoeffizienten [68, 69, 70].

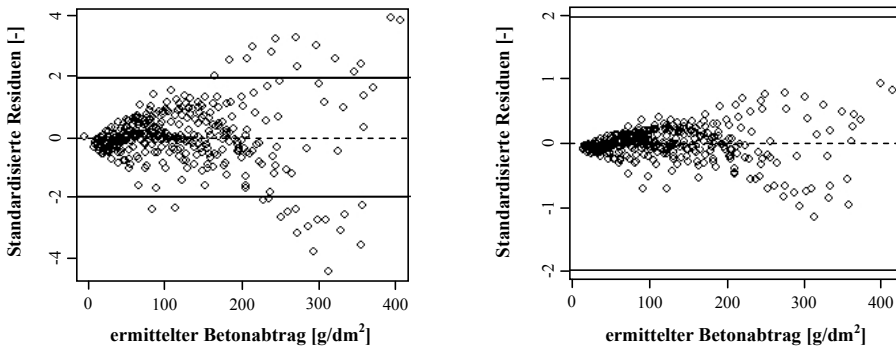


Bild 4.13: Heteroskedastische Residuen für den Fall der ungewichteten Regression (links) und für den Fall der gewichteten Regression (rechts)

Zur Untersuchung inwieweit die hier vorliegende Heteroskedastizität einen Einfluss auf die Schätzung der Koeffizienten ausübt, wurde eine gewichtete nichtlineare Regression durchgeführt. Innerhalb dieser Analyse wurde eine varianzstabilisierende Transformation der Zielvariablen vorgenommen, so dass von einer Gleichheit der Varianzen näherungsweise ausgegangen werden kann, siehe Bild 4.13, rechts. Die Schätzung der Koeffizienten θ_i für den Fall der gewichteten Regression ist der nachfolgenden Tabelle 4.6 zu entnehmen.

Tabelle 4.6: Anpassung der Koeffizienten θ_i an die Messdaten mittels gewichteter Regression

θ_1 [-]	θ_2 [-]	θ_3 [-]	θ_4 [-]	θ_5 [-]	θ_6 [-]	θ_7 [-]
0,2680	-3,6913	32,5290	$-5,9250 \cdot 10^{-3}$	$5,6011 \cdot 10^{-2}$	-0,2576	0,4161

Die Abweichungen zwischen den Koeffizienten aus Tabelle 4.5 und 4.6 betragen im Mittel etwa 5 %. Infolge des geringfügigen Unterschieds zwischen den betrachteten Werten kann

auch bei der ungewichteten Regressionsanalyse von einer erwartungstreuen Schätzung der Parameter ausgegangen werden.

Abschließend wurde ein Vergleich zwischen im Labor gemessenen und mit Gleichung 4.8 berechneten Verschleiß-Zeit-Verläufen vorgenommen. Für die Berechnungen mittels Gleichung 4.8 wurden die Regressionskoeffizienten aus Tabelle 4.6 verwendet. Das Bild 4.14 (links) zeigt den im Labor ermittelten Betonabtrag exemplarisch für die Betongüte M1 bei unterschiedlichen Beanspruchungsenergien und einer effektiven Verschleißzeit von 25 Stunden. Ergänzend dazu ist in Bild 4.14 (rechts) der mit dem Modell 4.8 berechnete Betonabtrag ebenfalls für den Fall der Betongüte M1 bei unterschiedlichen Beanspruchungsenergien aufgezeigt.

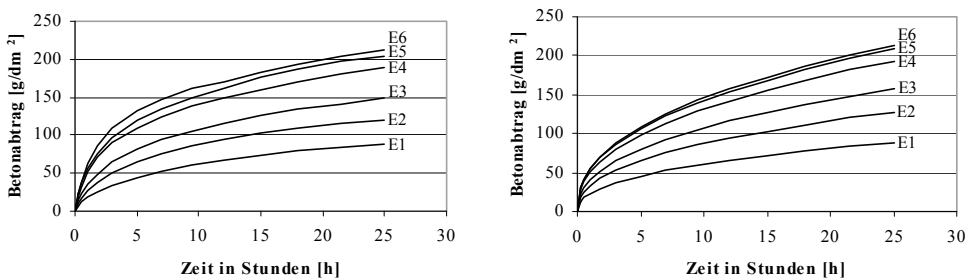


Bild 4.14: Gemessener Betonabtrag für die Betongüte M1 bei unterschiedlichen Beanspruchungsenergien (links); Mittels Modell 4.8 berechneter Betonabtrag für die Betongüte M1 bei unterschiedlichen Beanspruchungsenergien (rechts)

Aus dem Vergleich beider Diagramme in Bild 4.14 ist zu erkennen, dass mit Erhöhung der Beanspruchungsenergie der Betonabtrag zunimmt. Des Weiteren sind die unterschiedlichen Spreizungen zwischen den Schädigungs-Zeit-Verläufen (E1 bis E6) zu beachten. Während sich die Kurvenverläufe bei den Beanspruchungsenergien E1 bis E3 deutlich voneinander trennen, liegen die Schädigungsverläufe im Fall der Energien E4 bis E6 enger zusammen. Der Vergleich der Schädigungs-Zeit-Verläufe in Bild 4.14 zeigt sehr gute Übereinstimmungen.

4.2.6 Einfluss des Anprallwinkels

Die experimentellen Untersuchungen wurden vorwiegend an zylindrischen Prüfkörpern durchgeführt. Dadurch konnte der Einfluss des Anprallwinkels auf den Hydroabrasionsverschleiß nicht berücksichtigt werden. Die Erfassung und Modellierung des Winkeinflusses wird im Nachfolgenden behandelt.

In Bezug auf die Verschleiß-Winkel-Verläufe konnte festgestellt werden, dass je nach Betonqualität unterschiedliche Regressionsfunktionen anzuwenden sind, vgl. Bild 3.44 bis Bild 3.46 im Kapitel 3. Für die hier vorgenommene Modellierung wurden die Ergebnisse aus Kapitel 3.5.6.2 nochmals aufgegriffen und im Rahmen einer Regressionsanalyse eine Anpassung an die gesamten Messdaten durchgeführt, siehe Bild 4.15.

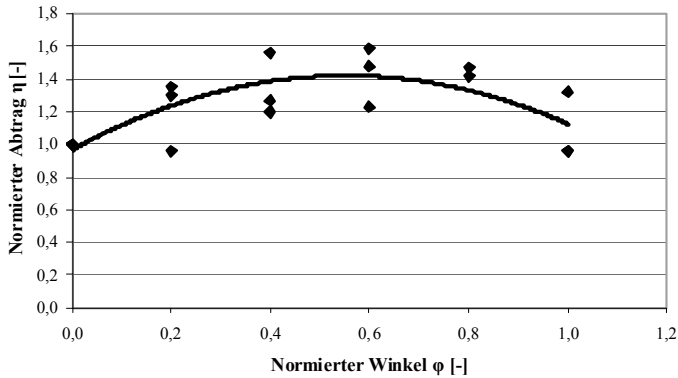


Bild 4.15: Normierter bezogener Betonabtrag η in Abhängigkeit vom normierten Winkel ϕ für die Versuche W3, W4 und W5

Die Koeffizienten der Regressionsfunktion der Verschleiß-Anprallwinkel-Beziehung sind der nachfolgenden Gleichung 4.9 zu entnehmen. Sämtliche Koeffizienten der Gleichung 4.9 wurden im Rahmen des Hypothesentests als statistisch signifikant (Signifikanzniveau $\alpha = 0,05$) getestet.

$$\eta(\phi) = -1,4808 \phi^2 + 1,6381 \phi + 0,9684 \quad (4.9)$$

Die Herleitung des Schädigungsmodelles nach Gleichung 4.7 wurde auf der Basis von Laborversuchen unter Verwendung zylindrischer Betonproben vorgenommen. Demgegenüber basiert die statistische Modellierung der Verschleiß-Anprallwinkel-Beziehung nach Gleichung 4.9 auf Untersuchungen an Würfelprüfkörpern. Das nachfolgende Bild 4.16 verdeutlicht den oben formulierten Sachverhalt.

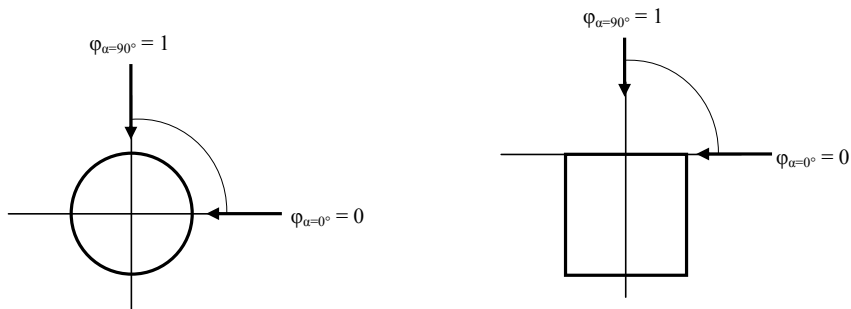


Bild 4.16: Anströmbereich beim zylinderförmigen Probekörper (links); Anströmbereich beim würfelförmigen Probekörper (rechts)

Unter Verwendung der Verschleiß-Anprallwinkel-Beziehung gemäß Gleichung 4.9 wird über den gesamten Anströmbereich von $\phi_{\alpha=0^\circ} = 0$ bis $\phi_{\alpha=90^\circ} = 1$ bezüglich des zylinderförmigen

Prüfkörpers mathematisch integriert, so dass ein Kennwert gewonnen wird, der den mittleren normierten Betonabtrag $\bar{\eta}$ darstellt, siehe Gleichung 4.10.

$$\bar{\eta}(\varphi) = \int_0^1 (-1,4808 \cdot \varphi^2 + 1,6381 \cdot \varphi + 0,9684) d\varphi = 1,2939 \quad (4.10)$$

Im nachfolgenden Bild 4.17 ist der Bereich dargestellt, der von $\eta = 1,2939$ eingegrenzt wird sowie der Funktionsverlauf gemäß Gleichung 4.9. Die Auflösung der Gleichung 4.10 nach φ liefert die Schnittpunkte, die von dem Kurvenverlauf und der gestrichelten Linie im Bild 4.17 gebildet werden. Mit $\varphi_1 = 0,26$ und $\varphi_2 = 0,85$ werden mittels Gleichung 3.19 die Werte der dazugehörigen Anprallwinkel $\alpha_1 = 23,4^\circ$ und $\alpha_2 = 76,2^\circ$ berechnet.

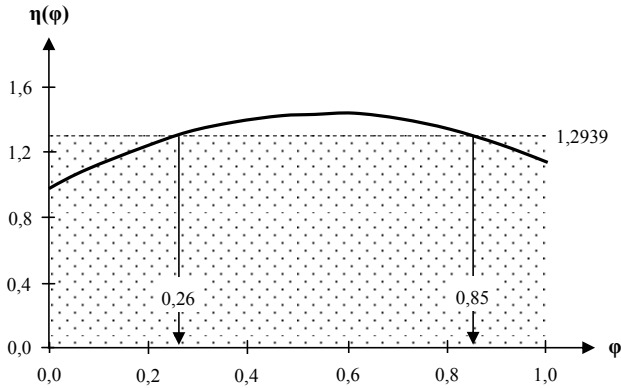


Bild 4.17: Darstellung des mittleren normierten bezogenen Betonabtrags

Wird im Bild 4.17 der Bereich des normierten Winkels φ von 0,0 bis 0,26 sowie von etwa 0,85 bis 1,0 betrachtet, so liegt der tatsächlich gemessene Betonabtrag unter dem mittleren normierten Betonabtrag. Im restlichen Bereich von φ wurde ein höherer Betonabtrag ermittelt.

Der Betonverschleiß, der an ebenen Betonflächen auftritt, die unter einem Winkel α von $23,4^\circ$ oder $76,2^\circ$ angeströmt werden, kann mit dem Betonverschleiß gleichgesetzt werden, der an konvexen Betonoberflächen (Zylinderprüfkörper) ermittelt wird. Dies führt zur Formulierung eines Verschleißterms, der den Winkel der angeströmteten ebenen Betonoberflächen berücksichtigt (siehe Gleichung 4.11 sowie Bild 4.18).

$$\tau(\alpha) = \frac{\left(-1,4808 \cdot \left(\frac{\alpha}{90^\circ} \right)^2 + 1,6381 \cdot \left(\frac{\alpha}{90^\circ} \right) + 0,9684 \right)}{1,2939} \quad (4.11)$$

mit: $\tau(\alpha)$ Funktion zur Berücksichtigung des Anprallwinkels [-]
 α Anprallwinkel [°] gemäß Bild 4.18

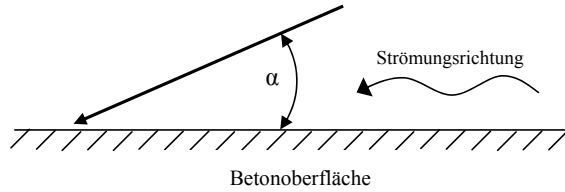


Bild 4.18: Definition des Anprallwinkels α bei ebenen Betonoberflächen

Die Tabelle 4.7 zeigt das Spektrum des Anprallwinkels α von 0° bis 90° sowie den dazugehörigen Faktor τ , mit dem der Betonverschleiß an zylindrischen Prüfkörpern – der unter Laborbedingungen ermittelt wurde – auf den Betonverschleiß ebener Betonflächen, die unter dem Anprallwinkel α beansprucht werden, umgerechnet werden kann.

Tabelle 4.7: Anprallwinkel α_i und Faktor τ_i für ausgewählte Werte

Winkel α_i [°]	Faktor τ_i [-]	Winkel α_i [°]	Faktor τ_i [-]	Winkel α_i [°]	Faktor τ_i [-]
0	0,75	32	1,05	64	1,07
4	0,80	36	1,07	68	1,05
8	0,85	40	1,09	72	1,03
12	0,90	44	1,09	76	1,00
16	0,94	48	1,10	80	0,97
20	0,97	52	1,10	84	0,93
24	1,00	56	1,09	88	0,89
28	1,03	60	1,08	90	0,87

Die Extremwertsuche in Bezug auf Gleichung 4.10 liefert ein Maximum an der Stelle $\varphi_{\max. \text{ Betonabtrag}} = 0,55$, was einem Winkel $\alpha_{\max. \text{ Betonabtrag}} \approx 50^\circ$ entspricht. Wird dieser Winkel in Bild 4.19 an der beanspruchten Fläche der verwendeten Zylinderprüfkörper exemplarisch aufgetragen, wird deutlich, dass der analytisch hergeleitete Maximalbereich des Betonabtrags mit dem experimentell ermittelten Bereich sehr gut übereinstimmt.

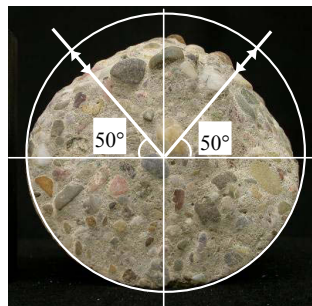


Bild 4.19: Bereich mit dem größten zu erwartenden Betonabtrag am Zylinderprüfkörper

4.2.7 Schädigungsmodell

Die Angabe des Betonverschleißes im Wasserbau erfolgt üblicherweise als Abtragstiefe in Zentimetern oder Dezimetern. Daher wird der flächige Abtrag an Betonoberflächen auf die Abtragstiefe in Dezimeter [dm] umgerechnet, siehe Gleichung 4.12.

$$S_T(t) = \frac{S_{neu}(t)}{\rho_B} \quad (4.12)$$

mit: $S_T(t)$ tiefenbezogener zeitabhängiger Betonabtrag [dm]
 $S_{neu}(t)$ Betonabtrag [g/dm^2] gemäß Gl. 4.8
 ρ_B Betonrohddichte [g/dm^3]

Im Hinblick auf die Beanspruchungsdauer, die im Rahmen der Laborversuche einen Zeitrahmen von 100 Versuchsstunden bzw. 25 Verschleißstunden umfasste, ist für die Anwendung von Prognosen eine Betrachtungsweise über einen Jahreszeitraum sinnvoll. Weiterhin ist zu beachten, dass der Hydroabrasionsverschleiß am Bauwerk i. d. R. nicht kontinuierlich sondern zeitdiskret erfolgt [94, 95]. Unter Verwendung der Gleichung 4.13 können die diskreten, zeitlich begrenzten Verschleißereignisse auf ein Jahr verteilt angenommen werden.

$$t_{eff} = t \cdot d \cdot 24 \frac{h}{d} \quad (4.13)$$

mit: t_{eff} effektive Beanspruchungsdauer pro Jahr [h]
 t Beanspruchungsdauer in Jahren [a]
 d Beanspruchungstage pro Jahr [d/a]

Unter Berücksichtigung des Materialkennwerts M_k , der Betonrohddichte ρ_B , des Anprallwinkels α und der Beanspruchungsdauer t ist es schließlich möglich, das nachfolgende Schädigungsmodell gemäß Gleichung 4.14 zu formulieren.

$$S_m(t_{eff}) = \frac{I}{\rho_B} \cdot \frac{A}{M_k^{|B|}} \cdot t_{eff}^\Gamma \cdot \tau \quad (4.14)$$

mit: $S_m(t_{eff})$ effektiver tiefenbezogener zeitabhängiger Betonabtrag [dm]
 M_k Materialkennwert $10^6[\text{N}^2/\text{mm}^4]$, siehe Tabelle 4.3
 t_{eff} effektive Beanspruchungsdauer pro Jahr [h], siehe Gl. 4.13
 Γ Koeffizient [-] (hier: 0,4161, gemäß Tabelle 4.6 mit $\theta_7 = \Gamma$)
 A Koeffizient [-] gemäß Gl. 4.5 und Tabelle 4.3
 $|B|$ Koeffizient [-] als Betragswert gemäß Gl. 4.6 und Tabelle 4.3
 E Beanspruchungsenergie [kJ/m^3]
 τ Faktor [-] zur Berücksichtigung des Anprallwinkels α gemäß Gl. 4.11
 α Anprallwinkel [$^\circ$] bei ebenen Betonoberflächen gemäß Bild 4.18
 ρ_B Betonrohddichte [g/dm^3]

Aus Gründen der Übersichtlichkeit wird im Gegensatz zur Gleichung 4.7 der Materialkennwert M_k – wie auch der Kennwert der Betonrohddichte – in Gleichung 4.14 im Nenner aufgeführt. Es wird daher im Folgenden mit dem Betragswert des Koeffizienten B gerechnet.

Unter Verwendung des hergeleiteten Modells ist es nun möglich, den beim Hydroabrasionsverschleiß auftretenden Schädigungsfortschritt an Betonoberflächen im Wasserbau rechnerisch zu ermitteln. Dieses Schädigungsmodell wird im Nachfolgenden im Rahmen einer Modellvalidierung eingehend beleuchtet.

4.3 Modellvalidierung

4.3.1 Plausibilitätskontrolle

Eine Kalibrierung des vorgestellten Schädigungsmodells anhand von Messdaten aus der Wasserbaupraxis ist derzeit nicht zu bewerkstelligen, da die dafür notwendige Datenbasis nicht vorliegt. Unter Zuhilfenahme der Ergebnisse der Verschleißuntersuchungen von Jacobs et al. [111] ist es allerdings möglich, die Plausibilität der mit dem Modell erzeugten Berechnungsergebnisse zu prüfen. Hierfür wurde auch das Modell von Bania gemäß Gleichung 2.3 [14] in die nachfolgenden Betrachtungen einbezogen.

Jacobs et al. [111] führten umfassende Verschleißuntersuchungen im geschiebelasteten Umleitstollen Runcahez (Vorderrhein) durch. Dabei wurde der Verschleißwiderstand unterschiedlicher Betone über einen Beanspruchungszeitraum von 5 Jahren ermittelt. Die untersuchten Betone wurden in Form von Versuchsfeldern mit den Abmessungen 10,0 m x 3,8 m innerhalb des Stollens angeordnet. Die Festbetoneigenschaften dieser Betone wurde nach 28 Tagen ermittelt und dokumentiert. Die Verschleißmessung an den jeweiligen Versuchsfeldern erfolgte als mittlerer und maximaler Betonabtrag in Millimetern. Die verschleißrelevanten Systemkennwerte, wie z. B. Fließgeschwindigkeit, Feststoffgehalt wurden über den besagten Beanspruchungszeitraum ermittelt.

Die Tabelle 4.8 zeigt die für die Parametrisierung des Modells gemäß Gleichung 4.14 erforderlichen systembedingten und betontechnologischen Kennwerte. Eine Unterteilung in Einwirkungs- und Widerstandsseite wurde vorgenommen.

Der effektive Geschiebetrieb im Stollen betrug pro Jahr ca. 12 Stunden. Entsprechend der Daten aus Tabelle 4.8 werden im Nachfolgenden für den Fall eines geschiebelasteten Betons, der mit einer Energie von etwa $0,3 \text{ kJ/m}^3$ über 5 Jahre lang beansprucht wurde, exemplarische Verschleißberechnung mit dem Modell nach Gleichung 2.3 und dem Modell gemäß Gleichung 4.14 durchgeführt.

Tabelle 4.8: Kennwerte aus Einwirkung und Widerstand gemäß [111]

Einwirkungsseite			Widerstandsseite	
Beanspruchungsenergie E [kJ/m ³]	Anström- winkel α [°]	Beanspruchungs- dauer t [a]	Betondruck- festigkeit f_{cm} [N/mm ²]	Beton- Rohdichte ρ_B [g/dm ³]
0,257	0	5,0	67,6	2568

Der von Jacobs et al. [111] an der Betonsohle im Umleitstollen gemessene Betonverschleiß betrug im Mittel **5,0 mm**. Nach einer fünfjährigen Verschleißbelastung wurde nach dem Modell gemäß Gleichung 2.3 ein Betonabtrag von etwa **0,3 mm** und mit dem Modell gemäß Gleichung 4.14 ein Abtrag von **1,2 mm** berechnet. Somit wird von beiden Modellen der in der Realität gemessene Hydroabrasionsverschleiß unterschätzt. Allerdings ist zu beachten, dass verwendeten Prognosemodelle auf der Basis von Laboruntersuchungen hergeleitet wurden und eine Anpassung (z. B. mittels Korrekturfaktor) auf die Verhältnisse in der Praxis nicht durchgeführt werden konnte, da eine dafür ausreichende Datenbasis derzeit nicht vorliegt.

Wird diese Verschleißprognose für einen Zeitraum von 100 Jahren fortgeführt, ergibt sich der Verlauf im Bild 4.20. Aus der Darstellung der berechneten Schädigungs-Zeit-Verläufe im Bild 4.20 ist ersichtlich, dass für den vorliegenden Fall mit dem Modell nach Gleichung 4.14 gegenüber dem Modell gemäß Gleichung 2.3 von Bania [14] ein kontinuierlich höherer Betonabtrag prognostiziert wird. Offensichtlich wird mit dem Modell gemäß Gleichung 4.14 der Prallverschleißanteil besser abgebildet.

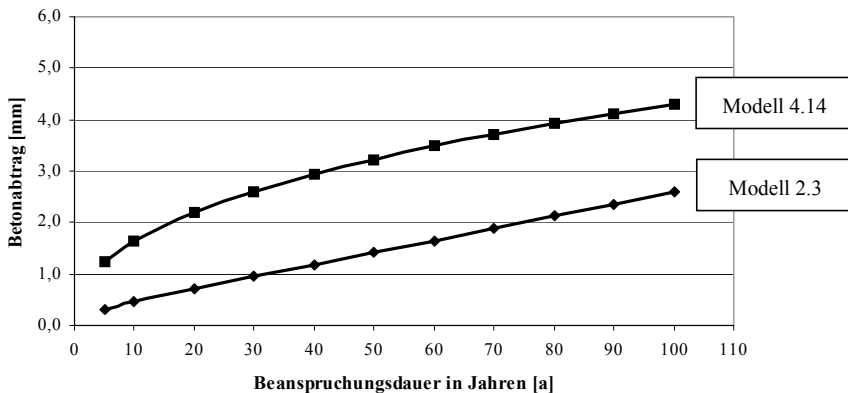


Bild 4.20: Prognose des Betonabtrags mit den Modellen nach Gleichung 4.14 und Gleichung 2.3 auf der Basis der Untersuchungen von Jacobs et al. [111] für einen Betrachtungszeitraum von 100 Jahren

Weiterhin soll gezeigt werden, inwiefern sich die Änderung des Energiespektrums auf den Betonabtrag nach 5-jähriger Belastung unter den Annahmen gemäß [111] auswirkt, siehe Bild 4.21. Beim Modell nach Gleichung 2.3 wird bei Erhöhung der Beanspruchungsenergie E ein stetiger Anstieg des Betonabtrags festgestellt. Demgegenüber weist das Modell gemäß Gleichung 4.14 bei Energiezunahme einen stärkeren Anstieg des Betonverschleißes auf, als dies

beim Modell nach Gleichung 2.3 der Fall ist. Auch hier ist festzuhalten, dass mit dem Modell gemäß Gleichung 4.14 eine wirklichkeitsnahe Abbildung des Betonverschleißes in Abhängigkeit von der Belastungsenergie gewährleistet wird.

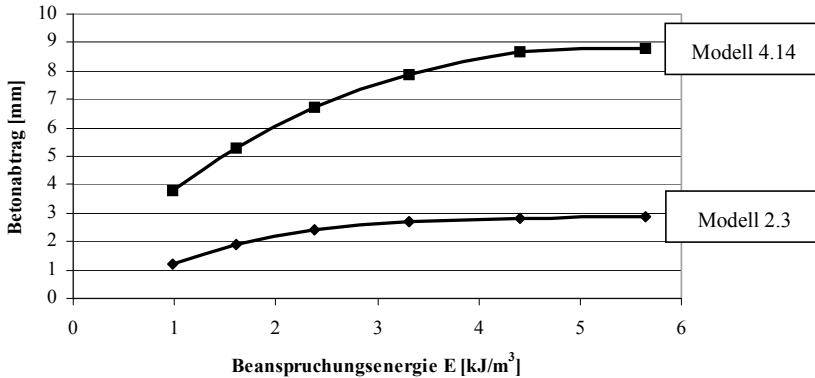


Bild 4.21: Prognose des Betonabtrags mit den Modellen nach Gleichung 4.14 und Gleichung 2.3 auf der Basis der Untersuchungen von Jacobs et al. [111] bei Variation der Beanspruchungsenergie E für einen Betrachtungszeitraum von 5 Jahren

Die Untersuchungen hinsichtlich der Plausibilität der mittels Gleichung 4.14 berechneten Betonabträge haben gezeigt, dass der am Bauwerk ermittelte Betonabtrag in sehr guter Näherung modelltechnisch abgebildet werden kann. Darüber hinaus konnte, im Vergleich zum Modell nach Bania [14], eine deutliche Verbesserung in Bezug auf die Erfassung des Prallverschleißes erzielt werden.

4.3.2 Parameterstudie/Sensitivitätsanalyse

Im Rahmen weiterer Analysen wurden Grenzbetrachtungen durchgeführt, wobei hierfür die Randbedingungen gemäß Jacobs et al. [111] – siehe Tabelle 4.8 – vorausgesetzt wurden. Innerhalb dieser Untersuchungen wurde ausschließlich mit dem Modell gemäß Gleichung 4.14 gearbeitet. Durch die Variation der maßgebenden Modellkennwerte war zu untersuchen, inwieweit sich Änderungen der Parameter bezüglich der Beanspruchungsenergie E und dem Materialkennwert M_k auf die Zielgröße des Betonabtrags auswirken.

In Anlehnung an Tabelle 3.22 wurde den jeweiligen Materialkennwerten M_k mittels Betrachtung der jeweiligen mittleren Druckfestigkeit und unter Verwendung der DIN 1045-1 [41] die passende Betonfestigkeitsklasse zugeordnet. Das Bild 4.22 zeigt den Einfluss der Variabilität der Betonfestigkeitsklasse auf den Betonabtrag bei unterschiedlichen Beanspruchungsenergien E, vgl. auch Bild 4.9.

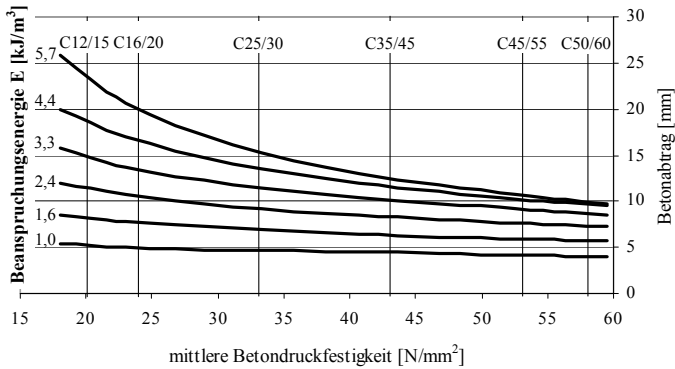


Bild 4.22: Verschleißprognose mit dem Modell nach Gleichung 4.14 auf der Basis der Untersuchungen von Jacobs et al. [111] in Abhängigkeit von der Betongüte und der Beanspruchungsenergie für einen Betrachtungszeitraum von 5 Jahren

In Bild 4.22 ist deutlich zu erkennen, dass mit steigender Betongüte bzw. Betonfestigkeitsklasse der Betonabtrag abnimmt. Diese betongüteabhängige Verschleißabnahme ist umso stärker, je stärker die am Wasserbauwerk herrschende Beanspruchungsenergie ist. Bei einer geringen Betongüte wirkt sich eine Änderung der Beanspruchungsenergie E somit stärker auf den Verschleiß aus, als dies bei einer hohen Betongüte der Fall ist.

4.3.3 Anwendungsgrenzen

Die Anwendungsgrenzen, die dem hergeleiteten Schädigungsmodell gesetzt sind, ergeben sich aus den Grenzwerten bezüglich der variierten Materialkennwerte M_k und Beanspruchungsenergien E , innerhalb derer das Modell untersucht wurde. Im Rahmen der experimentellen Untersuchungen wurden die Materialkennwerte M_k sowie die Beanspruchungsenergien E in einem breiten Spektrum variiert, so dass die in der wasserbaulichen Praxis vorzufindenden Randbedingungen und Betongüten dabei im Wesentlichen abgedeckt werden.

In Bezug auf den Materialkennwert M_k kann der Bereich von $0,7 \cdot 10^6 \text{ N}^2/\text{mm}^4$ bis $2,6 \cdot 10^6 \text{ N}^2/\text{mm}^4$ – dies entspricht näherungsweise mittleren Betondruckfestigkeiten von $18 \text{ N}/\text{mm}^2$ bis $60 \text{ N}/\text{mm}^2$ – zur Berechnung des verschleißbedingten Betonabtrags herangezogen werden. Hinsichtlich der Beanspruchungsenergie E kann bis etwa $6 \text{ kJ}/\text{m}^3$ gerechnet werden.

4.3.4 Alterungseinflüsse

Im Zuge der experimentellen Untersuchungen wurde der Betonabtrag und der parallel gemessene Materialkennwert M_k nach 28-tägiger Lagerung sowie nach 90 und 400 Tagen ermittelt. Die 28- und 90-tägige Lagerung erfolgte ausschließlich im Wasser. Die 400-tägige Lagerung beinhaltete zunächst eine 28-tägige Lagerung im Wasser und darauffolgend eine weitere Lagerung bis zum 400. Tag bei einer Temperatur von ca. 20°C und einer relativer Luftfeuchte von ca. 50 %.

Für die Langzeituntersuchungen wurden für den Fall der Portlandzementbetone die Serie K7 und für den Fall der Hochofenzementbetone die Serie K27 ausgewählt, siehe auch Tabelle 3.8. Für den Beton der Serie K7 wird die zeitliche Entwicklung des Materialkennwertes M_k im nachfolgenden Bild 4.23 aufgezeigt.

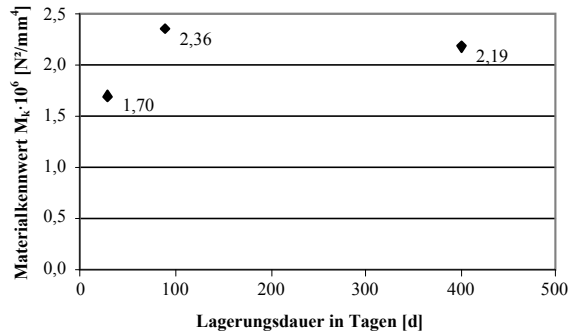


Bild 4.23: Zeitliche Entwicklung des Materialkennwertes M_k für die Serie K7

In Bild 4.23 ist zu erkennen, dass die maßgebende Kennwertänderung zwischen dem Zeitpunkt der 28-tägigen und 90-tägigen Unterwasserlagerung stattgefunden hat. Innerhalb dieses Zeitraumes fand eine Erhöhung des Materialkennwertes um ca. 40 % statt. Um dieser Tatsache Rechnung zu tragen, kann eine alterungsbedingten Festigkeitssteigerung des Betons durch die Anpassung des Materialkennwertes M_k erfolgen (siehe auch Tabelle 3.22).

Ergänzend zur Ermittlung des zeitabhängigen Verhaltens des Materialkennwertes M_k wurde der Betonabtrag nach 28 und 90 Tagen Unterwasserlagerung für die Serie K7 bestimmt. Hierbei erfolgte die Versuchsdurchführung gemäß den Randbedingungen aus Kapitel 3 (Versuchsdauer: 22 Stunden bei einer Beanspruchungsenergie von $3924 J/m^3$). Parallel dazu wurde mit dem Modell gemäß Gleichung 4.14 der Betonabtrag rechnerisch bestimmt. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen sind der Tabelle 4.9 zu entnehmen.

Tabelle 4.9: Ergebnisse der experimentellen und analytischen Untersuchungen zum Alterungsverhalten verschleißbeanspruchter Betone

Betonalter in Tagen [d]	Materialkennwert M_k gemäß Bild 4.23 $10^6 [N^2/mm^4]$	gemessener Betonabtrag [g/dm^2]	berechneter Betonabtrag [g/dm^2]
28	1,70	268	240
90	2,36	188	202

Wie aus der Tabelle 4.9 zu entnehmen ist, wird mittels Modell gemäß 4.14 die alterungsbedingte Festigkeitssteigerung des Betons durch die Wahl eines entsprechend höheren Materialkennwertes M_k berücksichtigt. Die Abweichungen zwischen gemessenen und berechneten flächenbezogenen Betonabtrag betragen etwa 10 %. Somit besteht durch die aufgezeigte Vorge-

hensweise die Möglichkeit, alterungsbedingte Materialkennwertänderungen im entwickelten Schädigungsmodell zu berücksichtigen.

4.4 Zusammenfassung

Die wesentlichen Ergebnisse des Kapitels 4 können wie folgt zusammengefasst werden:

- Auf der Grundlage der im Rahmen der experimentellen Untersuchungen geschaffenen Datenbasis konnte ein Schädigungsmodell gemäß Gleichung 4.14 entwickelt werden. Die vorliegenden Modellparameter berücksichtigen Kennwerte aus der Einwirkungs- und der Widerstandsseite. Unter Verwendung des Modells ist es möglich, den zeitlichen Schädigungsverlauf an verschleißbelasteten Betonoberflächen quantitativ zu beschreiben.
- Eine erste Parametrisierung des Modells konnte anhand der Untersuchungsergebnisse von Jacobs et al. [111] bewerkstelligt werden. Eine darauffolgende Berechnung des zeitabhängigen Betonabtrags lieferte Ergebnisse, die als plausibel akzeptiert werden können. Somit wurde die prinzipielle Anwendbarkeit des Schädigungsmodells zur Ermittlung des Betonabtrags infolge einer hydroabrasiven Beanspruchung nachgewiesen.
- Die im Modell gemäß Gleichung 4.14 enthaltenen Parameter sind naturgemäß keine festen Werte, sondern streuende Größen, die mittels geeigneter Messverfahren direkt am Bauwerk oder an Proben im Labor ermittelt werden müssen. Die Quantifizierung des jeweiligen Modellparameters muss unter Anwendung statistischer Methoden erfolgen.
- Sind die Modellparameter unter Angabe ihrer statistischen Kennwerte bekannt (z. B. Mittelwert und Standardabweichung sowie Art der Verteilung), können entsprechende probabilistische Lebensdauerprognosen unter Angabe von grenzzustandsbezogenen Versagenswahrscheinlichkeiten für verschleißbeanspruchte Betonoberflächen im Wasserbau durchgeführt werden. Die Durchführung exemplarischer probabilistischer Lebensdauerprognosen ist Gegenstand des Kapitels 5.

Kapitel 5

Probabilistische Lebensdauerprognose

5.1 Allgemeines

In der aktuellen DIN 1045-1 [41] und DIN 1055-100 [47] wird neben der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit gleichrangig die Dauerhaftigkeit von Betonbauteilen als Entwurfs- bzw. Bemessungskriterium festgelegt. In diesen Regelwerken werden erstmals explizit geeignete Maßnahmen genannt, die der Sicherstellung der Dauerhaftigkeit von Betontragwerken dienen. Somit sind die Anforderungen an die Standsicherheit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit gleichwertige Bemessungskriterien.

Gemäß den Vorgaben der DIN 1055-100 [47] ist ein Tragwerk so zu bemessen, „*dass zeitabhängige Eigenschaftsveränderungen die Dauerhaftigkeit des Tragwerks während der geplanten Nutzungsdauer nicht unvorhergesehen beeinträchtigen*“ wobei „*die Umgebungsbedingungen und die geplanten Instandsetzungsmaßnahmen zu berücksichtigen sind*“. Somit müssen zur Sicherstellung eines angemessen dauerhaften Tragwerks u. a. die zu erwartenden Umwelteinflüsse, die auf das Bauwerk einwirken, ausreichende Beachtung finden.

Weiterhin sollen gemäß DIN 1055-100 [47] die dauerhaftigkeitsrelevanten Umwelteinflüsse durch geeignete „Modelle“ – z. B. durch Definition von Umweltklassen – erfasst werden. Hiermit wird explizit eine Bemessung auf Dauerhaftigkeit von Betonkonstruktionen gefordert [125, 135]. Zur Herstellung dauerhafter Betone steht derzeit das in der DIN 1045-2 [42] und der DIN EN 206-1 [55] verankerte, so genannte deskriptive Verfahren zur Verfügung. Darüber hinaus ermöglicht das Konzept des leistungsbezogenen Entwurfsverfahrens gemäß der DIN EN 206-1 [55], Anhang J die Anwendung von Verfahren zur Durchführung probabilistischer Lebensdauerprognosen [37, 77].

5.2 Deskriptive Verfahren

Nach der DIN 1045-1 [41] wird i. d. R. die Dauerhaftigkeit eines Tragwerks als sichergestellt angesehen, wenn u. a. die Anforderungen an die Zusammensetzung und die Eigenschaften des Betons gemäß der DIN EN 206-1 [55] und der DIN 1045-2 [42] eingehalten sind. Diese Anforderungen werden dadurch erfüllt, dass für die zu erwartenden Umgebungsbedingungen eines Bauteils die zutreffenden Expositionsklassen von einem erfahrenen Planer festgelegt und die den Expositionsklassen zugeordneten betontechnologischen Maßnahmen angewandt werden. Hierbei wird der im Rahmen der Bauwerksplanung oder im Zuge einer Bauwerksuntersuchung ermittelten Nutzungs- bzw. Umwelteinwirkung (z. B. Chloride) ein entsprechender Widerstand (z. B. Betondeckung) zugeordnet. Diesem deskriptiven Bemessungskonzept liegt eine erwartete mittlere Nutzungsdauer von 50 Jahren – bei Berücksichtigung eines angemess-

senen Instandhaltungsaufwands – zugrunde. Dabei beruhen die betontechnologischen und konstruktiven Angaben der Norm auf Erfahrungswerten, siehe Bild 5.1, linke Seite. Eine ingenieurmäßige Bemessung auf Dauerhaftigkeit, d. h. der rechnerische Nachweis für eine bestimmte Lebensdauer, ist hierbei nicht vorgesehen. Somit führt die Anwendung der Norm zu unwirtschaftlichen und/oder mangelhaften bautechnischen Lösungen, wenn die Nutzungsdauer eines Bauwerks von den festgelegten 50 Jahren abweicht. Generell werden Ingenieurbauwerke aus Beton mit einer Nutzungsdauer von 100 Jahren geplant [23, 33, 203, 205]. Ein weiterer wesentlicher Nachteil des deskriptiven Konzeptes besteht darin, dass dem planenden Ingenieur nicht ersichtlich ist, mit welcher Häufigkeit bzw. Wahrscheinlichkeit ein Bemessungswert über- oder unterschritten wird. Darüber hinaus bleibt dem Anwender des deskriptiven Konzeptes verborgen, welcher Sicherheitsabstand zwischen Einwirkung und Widerstand vorliegt.

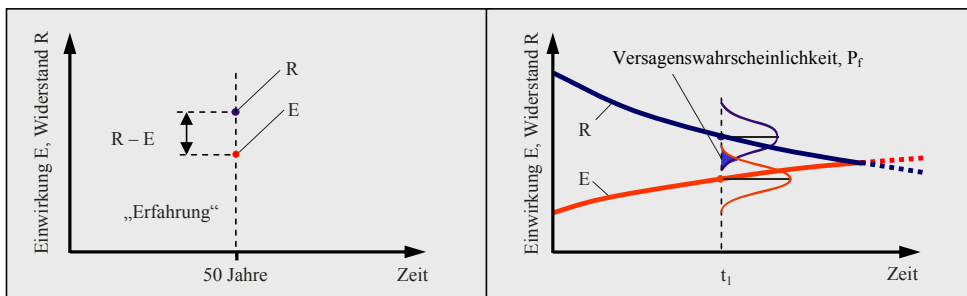


Bild 5.1: Deterministisches Konzept (links), Probabilistisches Konzept (rechts)

Bei Baukonstruktionen, deren Erstellung und Instandhaltung ein großes Kapitalvolumen erfordern, wie es bei wasserbaulichen Anlagen der Fall ist, ist die alleinige Anwendung deskriptiver Konzepte zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit nach heutigen Maßstäben nicht mehr angemessen. Die Lösung hierzu liefert die quantitative Bemessung auf Dauerhaftigkeit, siehe Bild 5.1, rechts. Eine solche ingenieurmäßige Dauerhaftigkeitsbemessung von Stahlbetonbauwerken – in Analogie zur klassischen Tragwerksbemessung – bedingt, dass quantitative Angaben über die geforderte Bauteil- bzw. Bauwerkslebensdauer gemacht werden müssen. Um dieser Forderung gerecht zu werden, ist es notwendig, probabilistische Verfahren unter Festlegung eines definierten Grenzzustandes, den das betrachtete Bauteil innerhalb der vorgesehenen Nutzungsdauer nicht überschreiten darf, anzuwenden. Die Beurteilung, ob ein festgelegter Grenzzustand erreicht, über- oder unterschritten wird, erfordert die Betrachtung von Versagenswahrscheinlichkeiten, die sich aus der Gegenüberstellung von zeitlich veränderlichen Einwirkungen und Widerständen ergeben, siehe Bild 5.1, rechts. Darüber hinaus müssen in Verbindung mit quantifizierbaren Bauteilbeanspruchungen und Materialwiderständen (Modellparameter) anwendbare Schädigungsmodelle zur Beschreibung des Schadensfortschritts vorhanden sein.

5.3 Probabilistische Verfahren

Ein umfassender Überblick über die im Bauingenieurwesen angewandten probabilistischen Verfahren zur Beurteilung der Dauerhaftigkeit und Tragfähigkeit von Bauteilen und Bauwerken liefert die nachfolgend aufgeführte Literatur [3, 4, 73, 141, 167], siehe auch Kapitel 2.8. Im Rahmen dieser Arbeit wurde ein probabilistische Verfahren angewandt, bei dem der zeitabhängige Zuverlässigkeitsindex β vor dem Hintergrund von Grenzzustandsformulierungen betrachtet wird.

Der zeitlich veränderliche Zustand eines Bauteils lässt sich anhand einer für den jeweiligen Schädigungsprozess gültigen Einwirkungs- und Widerstandsfunktion beschreiben, siehe Bild 5.2, oberes Diagramm. Da sowohl die Kennwerte aus Einwirkungen E als auch die Widerstände R Streuungen unterliegen können, wie durch die Verteilungskurven angedeutet wird, müssen die jeweiligen physikalischen Modelle probabilistisch formuliert sein. Die Größe des mit der Zeit zunehmenden Überschneidungsbereichs der beiden Verteilungskurven beinhaltet die Versagenswahrscheinlichkeit P_f .

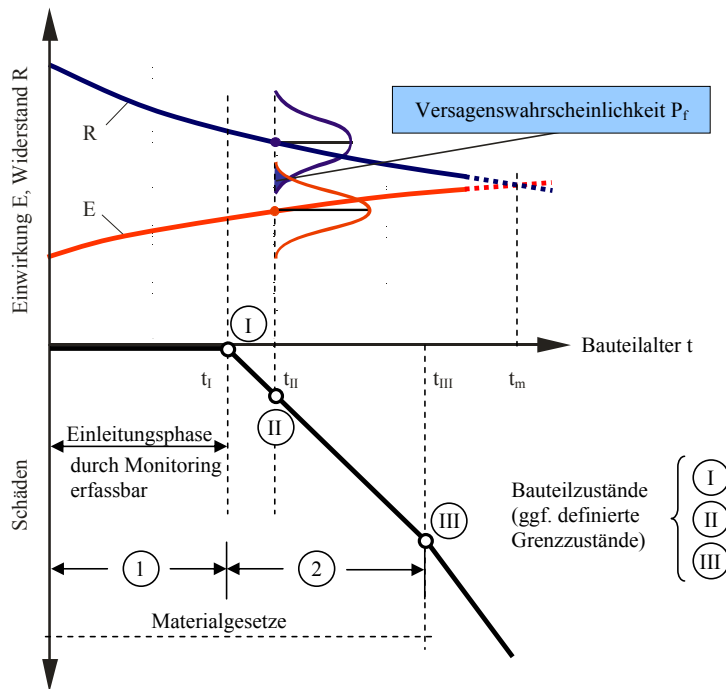


Bild 5.2: Zustandsentwicklung eines Bauteils infolge veränderlicher Einwirkung E und veränderlichem Widerstand R

Der an Betonbauteilen zu erwartende Schädigungsprozess für einen bestimmten dauerhaftigkeitsrelevanten Angriff kann i. d. R. in verschiedene Schädigungsphasen unterteilt werden. Dabei können die einzelnen Phasen üblicherweise mit entsprechenden Materialgesetzen abge-

bildet werden. Bild 5.2 (unteres Diagramm) veranschaulicht die mit dem Bauwerksalter verbundene zunehmende Schädigung und definiert maßgebende Bauteilzustände (Grenzzustände).

Grundsätzlich ist zu unterscheiden zwischen einer Lebensdauerprognose für ein bereits bestehendes Bauwerk und der Bemessung auf Lebensdauer bzw. Dauerhaftigkeit bei einem neu zu errichtenden Bauwerk. Hinsichtlich der wesentlichen Elemente der Lebensdauerprognose bzw. Dauerhaftigkeitsbemessung (Schädigungsart, Schädigungsmodelle, probabilistische Methodik, Grenzzustandsdefinitionen und -betrachtungen etc.) und ihrer Anwendung bestehen jedoch keine Unterschiede, siehe Tabelle 5.1.

Tabelle 5.1: Arbeitsschritte zur Durchführung einer Lebensdauerprognose

I	<p><u>Bestand</u> Bauteil- bzw. Bauwerksuntersuchungen:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Identifikation des Bauteil- bzw. Bauwerkszustands bzw. der Schäden 2. Bestimmung relevanter Materialparameter des Bauteilbetons 3. Erfassung, Klassifizierung und Quantifizierung der Einwirkungen E(t) und der Widerstände R(t) 4. Identifizierung der Schädigungsart zur Festlegung geeigneter Schädigungsmodelle 5. Statistische Quantifizierung der Modellparameter 	<p><u>Neubau</u> Bauwerksplanung:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Erfassung, Klassifizierung und Quantifizierung der Einwirkungen E(t) und der Widerstände R(t) 2. Zuordnung der zu erwartenden dauerhaftigkeitsrelevanten Einwirkungen zu den jeweiligen Bauwerksbereichen 3. Feststellung der Bauteilwiderstände R(t) anhand entsprechender Materialprüfung 4. Identifizierung der Schädigungsart zur Festlegung geeigneter Schädigungsmodelle 5. Statistische Quantifizierung der Modellparameter
	II	<p>Festlegungen zum Bauteil / Bauwerk:</p> <ol style="list-style-type: none"> 6. Definition von Grenzzuständen für entsprechende Schädigungsprozesse 7. Festlegung der Nutzungsdauer und der zulässigen Versagenswahrscheinlichkeit bzw. der erforderlichen Zuverlässigkeit
III	<p>Analytisch-statistische Untersuchungen:</p> <ol style="list-style-type: none"> 8. Statistische Modellierung der Modellparameter 9. Berechnung der grenzzustandsbezogenen Versagenswahrscheinlichkeit bzw. Zuverlässigkeit 10. Abschätzung der Lebens- bzw. Restlebensdauer des betreffenden Bauteils bzw. des Bauwerks 	

Für die Lebensdauerprognose eines bestehenden Bauwerks ist die Kenntnis des aktuellen Zustands (Untersuchungszeitpunkt) und der aus den jeweiligen Schädigungsmechanismen resultierenden weiteren Schadensverläufe erforderlich. Ausreichende Informationen über die maßgebenden Zusammenhänge zwischen Last- bzw. Umwelteinwirkungen einerseits und Bauwerkswiderständen (z. B. Betoneigenschaften) andererseits bilden die Grundlage für eine Herleitung wirklichkeitsnaher Einwirkungs- bzw. Widerstandsmodelle. Letztere entsprechen den benötigten Materialgesetzen (Modellen). Die statistisch abgesicherte Ermittlung zeitlich veränderlicher und streuender Modellparameter aus Einwirkung E und Widerstand R ist ein notwendiger Schritt zur quantitativen Bewertung der Dauerhaftigkeit von Betontragwerken gegenüber schädigenden Last- und Umwelteinflüssen.

Die Prognose der Lebensdauer kann sich sowohl auf einzelne Bauteile bzw. Bauteilbereiche beschränken als auch auf ganze Bauwerke (Systeme) beziehen, die aus verschiedenen Bauteil-

len zusammengesetzt sind und unterschiedlichen dauerhaftigkeitsrelevanten Beanspruchungen ausgesetzt sein können.

Die detaillierte Vorgehensweise zur Durchführung der Arbeitsschritte 1 bis 3 in Tabelle 5.1 für den Fall der Untersuchung bestehender sowie für den Fall zu planender und neu zu errichtender Bauwerke ist der aufgeführten Literatur [179, 180, 183] zu entnehmen. Zur Darstellung der Systematik bei der Durchführung einer Lebensdauerprognose für Betonbauteile werden im Folgenden die Arbeitsschritte 4 bis 7 aus der Tabelle 5.1 näher erläutert, siehe auch [76, 136, 137].

5.3.1 Modelle zur Beschreibung des Schadensverlaufes

Eine zielsichere Lebensdauerprognose für ein Bauteil hängt im Wesentlichen davon ab, wie genau das gewählte physikalische Modell bzw. Schädigungsmodell die chemisch/physikalischen Vorgänge, die in der Realität ablaufen, abbildet. Derzeit existieren vor allem Schädigungsmodelle, die hinreichend genau den Schädigungsverlauf für den Zeitraum der Einleitungsphase beschreiben können (vgl. Bild 5.2, unteres Diagramm). Wirklichkeitsnahe Modelle zur Beschreibung der physikalischen und chemischen Gesetzmäßigkeiten im Beton sind beispielsweise das Karbonatisierungsmodell und das Chloriddiffusionsmodell, die innerhalb des Briten EuRam III-Projektes (DuraCrete) zur Durchführung probabilistischer Lebensdauerprognosen ausgearbeitet worden sind [181, 182].

5.3.2 Statistische Quantifizierung der Modellparameter

Die meisten Modellparameter sind keine festen Werte, sondern streuende Größen. Daher ist es notwendig, eine statistische Quantifizierung der Modellparameter durchzuführen. Hierzu sind wirklichkeitsnahe Abschätzungen der zu erwartenden Einwirkungen sowie umfangreiche Bauteil- bzw. Laboruntersuchungen unerlässlich. Die statistisch zu modellierenden Modellparameter müssen anhand der wesentlichen statistischen Kennwerte – i. d. R. durch Bestimmung der Verteilungsfunktion und Ermittlung von Mittelwert und Standardabweichung – quantifiziert werden.

5.3.3 Schädigungsprozesse und Grenzzustände

Der an Betonbauteilen identifizierte Schädigungsprozess kann prinzipiell in verschiedene Schädigungsphasen unterteilt werden, wobei jede Schädigungsphase mit einem eigenen Schädigungsmodell beschrieben werden kann, vgl. Bild 5.2, Zustand I, II oder III.

Der Grenzzustand ist ein Zustand, bei dessen Überschreitung das Tragwerk aufhört den festgelegten Nutzungsbedingungen zu entsprechen. Diese Festlegung des Grenzzustandes ist maßgebend für die Wirtschaftlichkeit einer am Bauteil vorzunehmenden Instandsetzungsmaßnahme. Beispielsweise ist im Fall einer hydroabrasiven Beanspruchung ein möglicher Grenzzustand derjenige Zustand, bei dem beispielsweise 80 % der Betondeckung am betrachteten Bauteil abgetragen ist. Zu berechnen ist hierbei die zeitabhängige Wahrscheinlichkeit, mit der dieser definierte Grenzzustand erreicht wird.

5.3.4 Zuverlässigkeitskonzept

Der Nachweis ausreichender Dauerhaftigkeit von Betonkonstruktionen kann mit Hilfe von Zuverlässigkeitsbetrachtungen geführt werden. Hierbei wird der Verlust der Dauerhaftigkeit eines Betonbauwerks dadurch definiert, dass mit einer bestimmten Wahrscheinlichkeit innerhalb eines Betrachtungszeitraumes ein Grenzzustand erreicht wird. In diesem Zusammenhang wird von der Versagenswahrscheinlichkeit P_f gesprochen. In den Normen und Richtlinien wird anstelle der zulässigen Versagenswahrscheinlichkeit P_f üblicherweise der Zuverlässigkeitsindex β angegeben. Die theoretischen Grundlagen zur Durchführung von Zuverlässigkeitsanalysen sind im Kapitel 2.8 aufgeführt.

5.3.5 Nutzungsdauer und Zuverlässigkeitsniveau

Dauerhaftigkeitsprobleme an Betonkonstruktionen sind mit zeitabhängigen Schädigungsprozessen verbunden. Daher muss zur Beurteilung der Bauteilzuverlässigkeit ein Bezugszeitraum angegeben werden, der i. d. R. der geplanten Nutzungsdauer des Bauwerks entspricht. Die Nutzungsdauer eines Bauwerks ist demnach eine Planungsgröße. In der Tabelle 5.2 sind Beispiele unterschiedlicher Bauwerke einschließlich verschiedener Planungsgrößen für die Nutzungsdauer aufgezeigt.

Tabelle 5.2: Nutzungsdauern verschiedener Tragwerke [57] (modifiziert)

Planungsgröße der Nutzungsdauer	Beispiele
10 Jahre	Tragwerke mit befristeter Standzeit
10 bis 25 Jahre	Austauschbare Tragwerksteile, z. B. Kranbahnträger, Lager
15 bis 30 Jahre	Landwirtschaftlich genutzte und ähnliche Tragwerke
50 Jahre	Gebäude und andere gewöhnliche Tragwerke
100 Jahre	Monumentale Gebäude, Brücken und andere Ingenieurbauwerke

Die Anforderungen der DIN EN 206-1 [55] bzw. der DIN 1045-2 [42] bezüglich der Grenzwerte für die Zusammensetzung und die Eigenschaften des Betons beziehen sich auf eine beabsichtigte Nutzungsdauer von mindestens 50 Jahren unter üblichen Instandhaltungsbedingungen. Die Tabelle B.2 der DIN 1055-100 [47] enthält Zielwerte für den Zuverlässigkeitsindex β für verschiedene Bemessungssituationen und Bezugszeiträume, siehe Tabelle 5.3.

Tabelle 5.3: Zielwerte des Zuverlässigkeitsindex β nach [47]

Grenzzustand	Zielwert des Zuverlässigkeitsindex β	
	1 Jahr	50 Jahre
Tragfähigkeit	4,7	3,8
Ermüdung		1,5 bis 3,8
Gebrauchstauglichkeit	3,0	1,5

Bei Zuverlässigkeitsanalysen von Betonbauteilen bzw. Bauwerksbereichen ist es angebracht, neben den möglichen Schadensfolgen auch den Planungs- und Ausführungsaufwand für die Sicherstellung der Bauwerksdauerhaftigkeit zu berücksichtigen. Daher ist es erforderlich, die

für eine Lebensdauerprognose heranzuziehenden Zuverlässigkeitsindizes entsprechend der vorliegenden Problemstellung zu wählen [114, 153].

Die nachfolgende Tabelle 5.4 enthält Zielwerte des Zuverlässigkeitsindex β für gefährdete Bauwerkselemente für den Grenzzustand der Gebrauchsfähigkeit. Die Abstufungen der Werte des Zuverlässigkeitsindex β in Tabelle 5.4 spiegeln die Tatsache wieder, dass z. B. bei einem im Zuge der Bauwerkserstellung bereits getätigten großen Aufwand zur Sicherstellung der Zuverlässigkeit eines Betonbauteils (z. B. Betonqualität) die Annahme eines niedrigen Zuverlässigkeitsniveaus zum Ende der beabsichtigten Nutzungsdauer des Bauteils gerechtfertigt ist.

Tabelle 5.4: Zuverlässigkeitsniveau für Betonkonstruktionen [153]

Maßnahmen zur Qualitätssicherung	Zielwert des Zuverlässigkeitsindex β [-]
hoch	1,0 ($P_f \approx 16\%$)
mittel	1,5 ($P_f \approx 7\%$)
niedrig	2,0 ($P_f \approx 2\%$)

Zu ergänzen hierbei ist, dass die Festlegung des erforderlichen Sicherheitsniveaus im Rahmen einer Dauerhaftigkeitsbemessung oder Lebensdauerprognose von vielen Einflussfaktoren abhängt, wie u. a. von der Genauigkeit des Schädigungsmodells, dem Umfang der statistischen Modellierung und den Schadensfolgen. Aus diesen Gründen ist es angebracht, die Festlegung eines Sicherheitsniveaus in Abhängigkeit von der jeweiligen Bauaufgabe zu wählen. Das heißt, dass der zu wählende Grad der Zuverlässigkeit auf die Versagensart und die Schadensfolgen abgestimmt werden muss. In jedem Fall ist zu prüfen, ob die Sicherheitsanforderungen, die von entsprechenden Normen gefordert werden, eingehalten sind.

5.3.6 Lebensdauerbemessung

Das nachfolgende Bild 5.3 zeigt die prinzipielle Vorgehensweise bei der Bemessung im Rahmen einer grenzzustandsbezogenen probabilistischen Lebensdauerprognose.

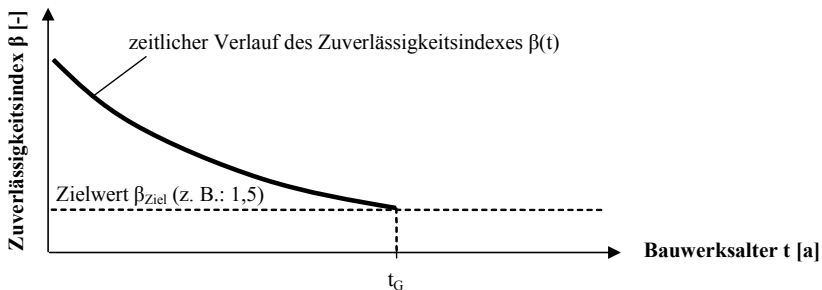


Bild 5.3: Bemessung im Rahmen einer grenzzustandsbezogenen probabilistischen Lebensdauerprognose

Über die Betrachtung des zeitlichen Verlaufes des Zuverlässigkeitsindex $\beta(t)$ kann derjenige Zeitpunkt t_G ermittelt werden, bei dem die geforderte Zuverlässigkeit β_{Ziel} nicht mehr eingehalten wird. Anhand der aufgezeigten Vorgehensweise wird eine quantitative Bemessung der Dauerhaftigkeit verschleißbeanspruchter Betonoberflächen im Wasserbau ermöglicht.

5.3.7 Bayessches Updating

Werden im Zuge der Bauwerksinspektionen neue Informationen gewonnen, können diese über die Methodik der Bayesschen Statistik berücksichtigt werden, d. h. als zusätzliche Information in die bisherige Zuverlässigkeitsberechnung aufgenommen werden [11, 129, 133, 174].

Den Vorgang des Einbindens neuer Inspektionsdaten in eine bereits getätigte Zuverlässigkeitsberechnung zur Generierung neuer Zuverlässigkeiten wird *Bayessches Updating* genannt. Die Wahrscheinlichkeit P_{IV} des Erreichens des Grenzzustands G unter Berücksichtigung der Inspektionsinformationen I wird gemäß nachfolgender Beziehung 5.1 beschrieben:

$$P_{\text{IV}}(G|I) = \frac{P(G \cap I)}{P(I)} \quad (5.1)$$

Findet innerhalb festgelegter Inspektionsintervalle I_i ein ständiger Abgleich zwischen prognostiziertem Bauteilschaden und dem zum Inspektionszeitpunkt i ermittelten tatsächlichen Schaden statt, so können Korrekturen vorgenommen werden, die letztendlich zu einer erheblichen Verbesserung der Prognosegenauigkeit führen (angepasste Prognose). Ausgewählte Beispiele zur Vorgehensweise des Bayesschen Updatings im Rahmen der Zuverlässigkeitsanalysen sind in der Literatur [113, 162, 174] vorhanden.

5.4 Beispiele probabilistischer Lebensdauerprognosen

5.4.1 Allgemeines

Im Nachfolgenden wurde das in Kapitel 4 hergeleitete Schädigungsmodell zur Abschätzung des Betonabtrags bei hydroabrasiver Beanspruchung zur Durchführung probabilistischer Lebensdauerprognosen angewandt. Als wesentliche Datengrundlage hierzu dienten die Untersuchungsergebnisse von Jacobs et al. [111], mit Hilfe derer die wesentlichen Randbedingungen und Eingangskennwerte für den Fall verschleißbeanspruchter Betonoberflächen ermittelt werden konnten. Des Weiteren lieferten die Ergebnisse der eigenen experimentellen Untersuchungen eine umfangreiche Datenbasis, die als Grundlage zur Durchführung der nachfolgenden exemplarischen Lebensdauerprognosen diente.

Zunächst wurde der zulässige Schädigungsgrad, welcher vor dem Hintergrund ökonomischer und fertigungstechnischer Gesichtspunkte maximal toleriert werden kann, anhand einer Grenzzustandsformulierung festgelegt. Ergänzend dazu wurde die grenzzustandsbezogene Versagenswahrscheinlichkeit definiert. Die für die Lebensdauerprognose relevanten Kennwerte der Grenzzustandsfunktion wurden quantifiziert und statistisch modelliert.

Nach diesen grundlegenden Arbeitsschritten konnte die zeitabhängige Bauteilzuverlässigkeit für einen definierten exemplarischen Schädigungsfall ermittelt werden. Anhand von Sensitivitätsanalysen und Parameterstudien wurden diejenigen Parameter des Schädigungsmodells identifiziert, die einen maßgebenden Einfluss auf die Ergebnisse der probabilistischen Lebensdauerprognose ausüben.

Generell müssen Prognosen für zukünftige Ereignisse anhand von aktuellen Eingangsdaten, die im Zuge regelmäßiger Bauwerksinspektionen zu ermitteln sind, aktualisiert werden. Hierbei wurde das Augenmerk auf die zuvor identifizierten Kennwerten gelegt. Die Aktualisierung der Lebensdauerprognosen wurde im Rahmen eines Bayesschen Updatings bewerkstelligt.

5.4.2 Grenzzustand und Zuverlässigkeitsniveau

Wasserbauwerke wie z. B. Schleusen, Wehre und Wasserkraftanlagen unterliegen vielfältigen wasserbauspezifischen Beanspruchungen. Bei diesen Bauwerken ist in einem ganz besonderen Maß die Dauerhaftigkeit des Bauwerksbetons sicherzustellen, da Instandsetzungsmaßnahmen bei wasserbaulichen Anlagen immer mit hohem logistischen und technischen Aufwand und entsprechenden Kosten verbunden sind [198, 199, 200].

Somit ist es wichtig, die verschleißrelevanten zeitabhängigen Betonschädigungen realitätsnah zu prognostizieren, damit rechtzeitig kostengünstige Instandsetzungsmaßnahmen vorgenommen werden können. Zur Aufrechterhaltung der Betriebssicherheit wasserbaulicher Anlagen ist für eine effektive Planung solcher Maßnahmen die Vorhersage der Schädigungsentwicklung von besonderer wirtschaftlicher Bedeutung. Bild 5.4 veranschaulicht, wie sich die Instandsetzungskosten durch eine rechtzeitige Durchführung von Schutzmaßnahmen minimieren lassen.

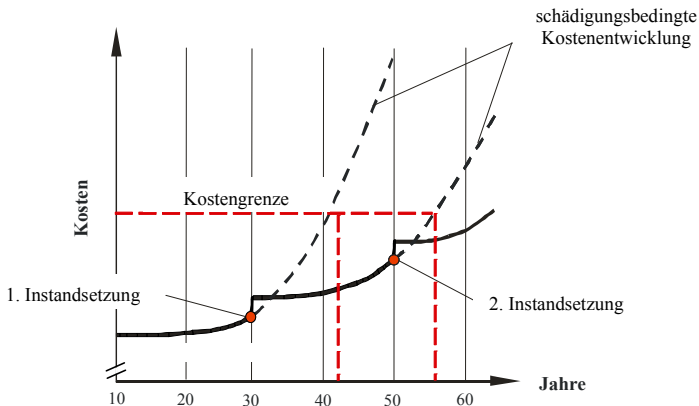


Bild 5.4: Entwicklung der schädigungsbedingten Kosten bei Betonbauwerken sowie der Einfluss von Instandhaltungsmaßnahmen

Aus den obigen Überlegungen resultiert die nachfolgende Festlegung des Grenzzustandes, der innerhalb eines Betrachtungszeitraumes nicht überschritten werden darf. Eine kostenintensive

Instandsetzung ist immer dann gegeben, wenn infolge einer hydroabrasiven Beanspruchung die Bewehrung im Beton freigelegt bzw. beschädigt wurde, siehe Bild 5.5.



Bild 5.5: Infolge hydroabrasiver Beanspruchung freigelegte und beschädigte Bewehrung einer Bodenplatte (hier: Schleuse)

Für den nachfolgenden Lebensdauerbetrachtungen ist der Grenzzustand erreicht, wenn der verschleißbedingte Betonabtrag $S_m(t_{eff})$ zum Zeitpunkt $t = t_G$ gleich 80 % der Tiefe der Betondeckung c beträgt, siehe Gleichung 5.2.

$$S_m(t_{eff}) = 0,8c \quad (5.2)$$

Entsprechend den Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen für den Bereich Wasserbau (ZTV-W) beträgt die Mindestbetondeckung c_{min} unabhängig von der Expositionsklasse 50 mm; das Vorhaltemaß Δc beträgt 10 mm [203]. Somit umfasst das Nennmaß der Betondeckung $c_{nom} = 60$ mm, die als streuende Größe als c_{real} bezeichnet wird. Zu berechnen ist gemäß obiger Formulierung die zeitabhängige Wahrscheinlichkeit, an dem der zuvor definierte Grenzzustand gemäß Gleichung 5.2 erreicht wird.

Das Erreichen des Grenzzustands wird als „Versagen“ eingestuft. In diesem Zusammenhang handelt es sich nicht um ein tatsächliches Versagen der Konstruktion, sondern um einen ungewollten Bauteilzustand, der vor dem Hintergrund ökonomischer Randbedingungen zu vermeiden ist. Die Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit P_f für den ungewollten Bauteilzustand „Betonabtrag beträgt 0,8c“ erfolgt mit der nachfolgend aufgeführten Gleichung 5.3.

$$P_f = P \{0,8c_{real} - S_m(t_{eff}) < 0\} \leq P_{Ziel} \quad (5.3)$$

Dabei ist P_{Ziel} die Zielversagenswahrscheinlichkeit (auch „zulässige Versagenswahrscheinlichkeit“ genannt), die im Rahmen einer Zuverlässigkeitsbetrachtung unter Verwendung des noch zu definierenden Zuverlässigkeitsindex β nicht überschritten werden sollte. Anzumerken ist, dass die Zielversagenswahrscheinlichkeit immer $P_{Ziel} > 0$ ist, da die Leistungsfähigkeit des Materials (Widerstand) begrenzt ist und der Kostenaufwand zur Erstellung eines dauerhaften Bauwerks in einem sinnvollen Verhältnis zum Nutzen stehen muss.

Entsprechend der Vorgaben der Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen [203, 205] wird für das exemplarische Bemessungsbeispiel die Planungsgröße der Nutzungsdauer der

wasserbaulichen Anlage mit $t = 100$ Jahren angenommen. Der Zielwert des Zuverlässigkeitsindexes wird gemäß Tabelle 5.4 mit $\beta_{\text{ziel}} = 1,5$ festgelegt und entspricht einer Versagenswahrscheinlichkeit von $P_{\text{ziel}} \approx 7\%$. In Analogie zum Bild 5.2 kann jetzt die zeitliche Entwicklung von Einwirkung E und Widerstand R für den Fall des Hydroabrasionsverschleißes von Betonoberflächen schematisch aufgezeigt werden, siehe Bild 5.6.

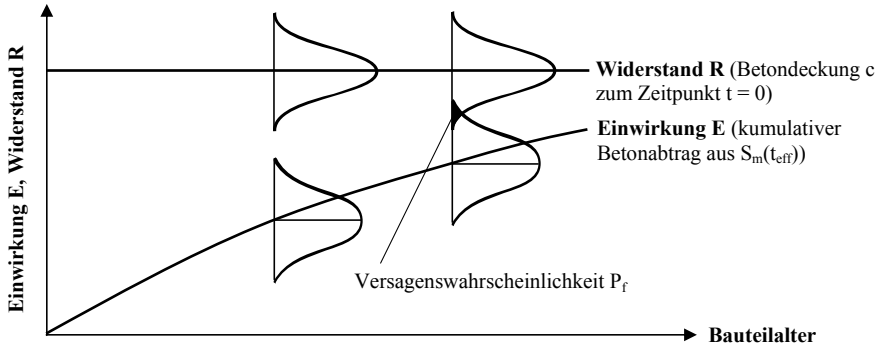


Bild 5.6: Zeitlicher Verlauf von Einwirkung E und Widerstand R sowie die Darstellung der Versagenswahrscheinlichkeit P_f

Bei der hydroabrasiven Beanspruchung von Betonoberflächen nimmt der kumulative Betonabtrag kontinuierlich zu, so dass sich ab einem bestimmten Zeitpunkt die Verteilungsfunktionen aus Einwirkung E und Widerstand R überschneiden, siehe Bild 5.6. Dieser Überschneidungsbereich stellt die grenzzustandsabhängige Versagenswahrscheinlichkeit P_f zum jeweiligen Betrachtungszeitpunkt (Bauteilalter) dar.

5.4.3 Statistische Kennwerte

Diejenigen Variablen der Grenzzustandsfunktion, die mit ihren statistischen Merkmalen berücksichtigt werden, sind so genannte Basisvariablen. Im Vorfeld der probabilistischen Lebensdauerbemessung müssen diese statistischen Kennwerte in Form von Lage- und Streukennwerten (i. d. R. Mittelwert und Standardabweichung) quantifiziert werden. Darüber hinaus sollen die Verteilungs- bzw. Dichtefunktionen der entsprechenden Basisvariablen bekannt sein.

In allgemeiner Form sind die statistisch zu quantifizierenden Modellvariablen des Schädigungsmodells nach den Gleichungen 4.14 und 3.3 in der Tabelle 5.5 aufgeführt. Die Tabelle 5.8 enthält die zahlenmäßige Zusammenstellung der statistischen Kennwerte. Die deterministische Variable t_{eff} umfasst die Beanspruchungszeit in Jahren und wird mittels Gleichung 4.13 berechnet.

Tabelle 5.5: Statistisch zu quantifizierende Modellvariablen

Variable	Bedeutung / Bezug	Einwirkung E	Widerstand R
t_{eff}	Berücksichtigung der Beanspruchungsdauer	x	
M_k, ρ_B	Berücksichtigung des Materialverhaltens		x
v, q, α	Berücksichtigung der Beanspruchungsstärke und -richtung	x	
c	Berücksichtigung der Bauteilgeometrie		x

Festigkeitskennwerte von Beton werden erfahrungsgemäß mittels Normal- oder Lognormalverteilung modelliert [133, 174]. Dies gilt insbesondere für die Betondruckfestigkeit [133, 148, 174, 195]. Im Ergebnis umfangreicher Ringversuche konnte festgestellt werden, dass die Messwerte des statischen Elastizitätsmoduls normalverteilt sind [21]. Über die statistische Verteilung der Werte des dynamischen Elastizitätsmoduls liegen keine gesicherten Literaturangaben vor.

Zur Klärung der Frage, welcher Verteilung der Materialkennwert M_k folgt, wurde der Kolmogorov-Smirnov-Anpassungstest (KS-Test) angewandt. Die statistischen Analysen wurden hierbei mit dem Programm STATREL [155] durchgeführt. Das Ergebnis der grafischen Analyse für den Fall der Betongüte M3 ist in Bild 5.7 zu sehen.

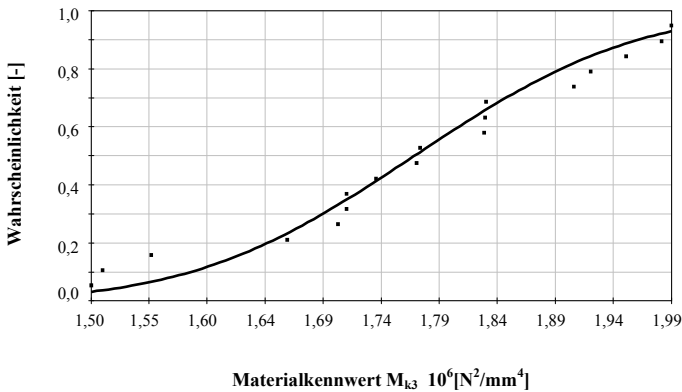


Bild 5.7: Anpassung der Materialkennwerte M_{k3} an die Verteilungsfunktion der Normalverteilung

Die Ergebnisse der statistischen Tests für den Materialkennwert M_k hinsichtlich der Betongüten M1 bis M6 sind der Tabelle 5.6 zu entnehmen. Die Nullhypothese („die Messdaten der Materialkennwerte M_k folgen einer Normalverteilung“) kann auf dem 5 %-Signifikanzniveau ($P = 0,05$) nicht abgelehnt werden.

Tabelle 5.6: Ergebnisse des KS-Tests für die Materialkennwerte M_k (Betongüte M1 bis M6)

Kennwert	M1	M2	M3	M4	M5	M6
P-Wert	0,67	0,27	0,98	0,09	0,41	0,68

Auch lässt sich auf dem 5 %-Signifikanzniveau die Hypothese nicht verwerfen, dass die Messwerte der Festbetonrohddichte ρ_B einer Lognormalverteilung folgen. Die Tabelle 5.7 zeigt die Ergebnisse der durchgeführten statistischen Tests.

Tabelle 5.7: Ergebnisse des KS-Tests für die Betonrohddichte ρ_B (Betongüte M1 bis M6)

Kennwert	M1	M2	M3	M4	M5	M6
P-Wert	0,98	0,98	0,74	0,97	0,45	0,94

Bezüglich der Fließgeschwindigkeit v und der Feststoffkonzentration q wird für die Geschwindigkeit eine Lognormalverteilung und für die Konzentration eine Normalverteilung vorausgesetzt [130, 148, 178]. Der Anprallwinkel α wird als deterministische Größe behandelt. Die Betondeckung c wird üblicherweise mittels einer Lognormal- und Betaverteilung modelliert [22, 76, 97, 162, 188]. Für die nachfolgenden exemplarischen Berechnungen wird von einer Betaverteilung ausgegangen.

5.4.4 Berechnung der zeitabhängigen Bauteilzuverlässigkeit

Nachfolgend wird für den Fall einer verschleißbelasteten Betonsohle eines Geschiebeumleitstollens exemplarisch die Prognose der grenzzustandsbezogenen Bauteillebensdauer aufgezeigt. Die Tabelle 5.8 enthält die Zusammenfassung der Basisvariablen mit der Angabe der jeweiligen Verteilungsfunktion sowie den entsprechenden statistischen Kennwerten.

Tabelle 5.8: Basisvariablen mit Verteilungsfunktionen und statistischen Kennwerten

Modellvariable	Dimension	Verteilungsfunktion VF	Mittelwert m	Standardabweichung s	Untere Grenze a	Obere Grenze b
Beanspruchungsdauer t_{eff}	[a]	D	100	-	-	-
Beanspruchungszeit d	[d/a]	D	80	-	-	-
Materialkennwert M_k	$\cdot 10^6 [N^2/mm^4]$	N	2,6	0,3	-	-
Betonrohddichte ρ_B	[g/dm ³]	LN	2568	50	-	-
Fließgeschwindigkeit v	[m/s]	LN	12,9	1,3	-	-
Feststoffkonzentration q	[kg/m ³]	N	3,1	0,6	-	-
Anprallwinkel α	[°]	D	0	-	-	-
Betondeckung c	[mm]	B	60	9	0	100

D: Deterministische Betrachtung, N: Normalverteilung, LN: Lognormalverteilung, B: Betaverteilung

Die nachfolgenden Lebensdauerberechnungen wurden mit der Software COMREL [155] durchgeführt. Zur umfassenden Beurteilung der exemplarischen Lebensdauerprognose wurden unterschiedliche Verfahren zur Berechnung des zeitabhängigen, grenzzustandsbezogenen Zuverlässigkeitsindex β und der dazugehörigen Versagenswahrscheinlichkeit P_f verwendet. Hierfür kamen die Methoden FORM (First Order Reliability Method), SORM (Second Order Reliability Method) sowie MCM (Monte-Carlo-Method) zum Einsatz, siehe auch Kapitel 2.8. Die Ergebnisse der Zuverlässigkeitsanalysen sind der Tabelle 5.9 zu entnehmen. Der Vergleich der Ergebnisse der Zuverlässigkeitsanalysen zeigt, dass sich die ermittelten Zuverlässigkeiten und Wahrscheinlichkeiten nicht unterscheiden. Aus diesem Grund wurde für die weiteren nachfolgenden Berechnungen die vergleichsweise robuste FORM-Methode angewandt.

Tabelle 5.9: Vergleich der angewandten Zuverlässigkeitsmethoden zur Berechnung des Zuverlässigkeitsindex β_{vorh} und der Versagenswahrscheinlichkeit $P_{f, \text{vorh}}$

Methode	FORM	SORM	MCM
β_{vorh} [-]	1,1	1,1	1,1
$P_{f, \text{vorh}}$ [%]	14	14	14

Die nachfolgenden Darstellungen der Zuverlässigkeitsanalysen erfolgen in Form von Diagrammen, wobei der Parameter Zeit von 1 bis 100 Jahre in Zeitschritten von einem Jahr variiert wurde. Mit fortschreitender Belastungsdauer nimmt die Wahrscheinlichkeit für das Eintreten des Grenzzustands zu. Der zeitliche Verlauf des Zuverlässigkeitsindex β ist dem Bild 5.8 zu entnehmen.

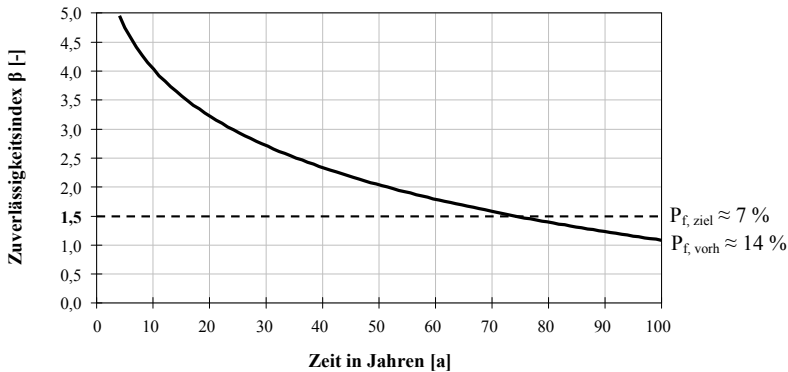


Bild 5.8: Zeitlicher Verlauf des Zuverlässigkeitsindex β bei Verschleißbeanspruchung

Die Darstellung des Berechnungsergebnisses in Bild 5.8 zeigt, dass die Zielzuverlässigkeit von $\beta_{\text{ziel}} = 1,5$ ($P_{f, \text{ziel}} \approx 7\%$) zum Ende der Bauteilnutzungsdauer von 100 Jahren unterschritten wird ($\beta_{\text{vorh}} = 1,1$; $P_{f, \text{vorh}} \approx 14\%$). Bereits nach etwa 75 Jahren wird der definierte Grenzzustand „80 % der nominellen Betondeckung ist abgetragen“ erreicht. Zu diesem Zeitpunkt muss eine Instandsetzungsmaßnahme durchgeführt werden, um das angestrebte Zuverlässigkeitsniveau entsprechend zu gewährleisten.

5.4.5 Sensitivitätsanalyse

Zur Untersuchung der relativen Bedeutung der Basisvariablen der Grenzzustandsfunktion gemäß Gleichung 5.2 in Bezug auf die Lebensdauerprognosen wurde eine Sensitivitätsanalyse durchgeführt. Im Rahmen dieser Analyse wurden die einzelnen Wichtungsfaktoren α_i hinsichtlich der Basisvariablen ermittelt, siehe Tabelle 5.10. Die ermittelten Wichtungsfaktoren α_i sind bei negativem Vorzeichen der Einwirkungsseite E, bei positivem Vorzeichen der Widerstandsseite R zuzuordnen, siehe hierzu auch Kapitel 2.8.

Tabelle 5.10: Relative Bedeutung der untersuchten Basisvariablen

Einwirkung E/Widerstand R	Variable	Bezeichnung	Wichtungsfaktor α_i
E	v	Fließgeschwindigkeit	-0,61
	q	Feststoffkonzentration	-0,53
	c	Betondeckung	0,59
R	M_k	Materialkennwert	0,03
	ρ_B	Betonrohddichte	0,07

Aus dem Ergebnis der Sensitivitätsanalyse für das exemplarische Berechnungsbeispiel nach Bild 5.8 kann gefolgert werden, dass die Variablen Betondeckung c sowie Fließgeschwindigkeit v und Feststoffkonzentration q einen maßgebenden Einfluss auf die Zuverlässigkeitsanalyse ausüben. Daher muss im Rahmen weiterer Untersuchungen diesen Basisvariablen besondere Beachtung geschenkt werden. Aufgrund der Formulierung der Grenzzustandsfunktion 5.3 und die damit einhergehende direkte Zuordnung der Betondeckung c zur Widerstandsseite ist der relative Einfluss der Basisvariablen M_k und ρ_B gering.

5.4.6 Parameterstudie

Im Rahmen einer Parameterstudie wurde die im Kapitel 5.4.5 identifizierten Basisvariablen eingehend beleuchtet. Dabei wurde der relative Einfluss bei Veränderung der statistischen Kennwerte der jeweiligen Basisvariablen auf die Ergebnisse der Zuverlässigkeitsanalysen untersucht.

5.4.6.1 Betondeckung

Die Betondeckung c von Stahlbetonbauteilen unterliegt vielfältigen materialbedingten und fertigungstechnischen Einflüssen. Diese sind u. a. Qualität und Art der Abstandhalter und der Schalung, Einbauzustand des Bewehrungsgeflechts sowie Einbringen und Verdichten des Betons [22, 104, 157].

Im Folgenden wurde eine Analyse der Ausführungsqualität der Betondeckung c der verschleißbeanspruchten Betonsohle vorgenommen, um hierbei die Auswirkungen auf die Lebensdauerprognose aufzuzeigen. Hierzu wurden im Rahmen einer Parameterstudie einerseits der Mittelwert der Betondeckung c variiert und andererseits die Streuungen s der Betondeckung c eingehender betrachtet, siehe Tabelle 5.11. Der Betrachtungszeitraum für diese Analysen beträgt 100 Jahre.

Für die Untersuchung der Fälle A, B und C in Tabelle 5.11 und Bild 5.9 wurde angenommen, dass die geforderte Betondeckung c versehentlich zu gering ausgeführt wurde, wobei die Maßhaltigkeit dieser zu gering ausgeführten Betondeckung c eine gleich bleibend gute Qualität aufweist.

Tabelle 5.11: Parameterstudie zur Betondeckung c (Variation des Mittelwertes m)

Studie	Variation der Basisvariablen				Ergebnisse der Analyse	
	Mittelwert m [mm]	Standardabweichung s [mm]	Untere Grenze a [mm]	Obere Grenze b [mm]	Zuverlässigkeitsindex β_{vorh} [-]	Versagenswahrscheinlichkeit $P_{f, \text{vorh}}$ [%]
Ausgangss.	60	9	0	100	1,08	14
A	55	9	0	100	0,76	22
B	50	9	0	100	0,43	33
C	45	9	0	100	0,08	47

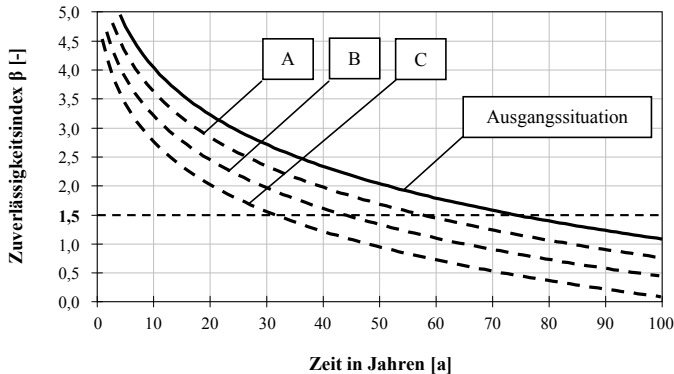


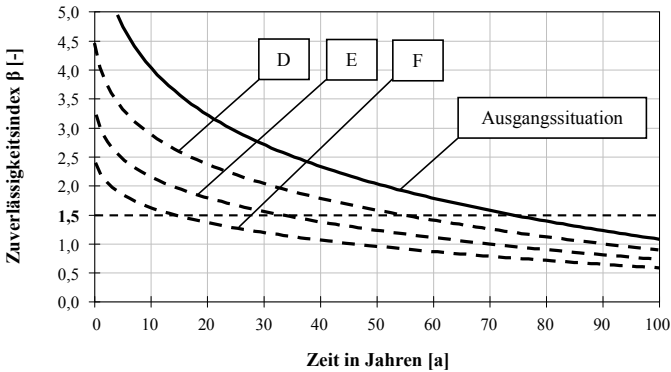
Bild 5.9: Zeitlicher Verlauf des Zuverlässigkeitsindex β bei Verschleißbeanspruchung; Parameterstudie: Variation des Mittelwertes m der Betondeckung c

Die Auswirkung auf die zeitabhängige Zuverlässigkeit des Bauteils „Betonsohle“ ist anhand der unterschiedlichen Kurven A, B und C zu erkennen. Beim Berechnungsfall A wird der festgelegte Grenzzustand nach ca. 58 Jahren Nutzungsdauer erreicht. Für den Fall B ist die Grenze nach etwa 44 Jahren, beim Fall C bereits nach ca. 32 Jahren erreicht. Für dieses Berechnungsbeispiel ist bei der Reduzierung der mittleren Betondeckung c von 60 mm auf 45 mm mit einer Erhöhung der Versagenswahrscheinlichkeit um mehr als das Dreifache zu rechnen.

Im Weiteren wurde davon ausgegangen, dass bei der Herstellung des Betons die geforderte Größe der Betondeckung c zwar eingehalten wird, jedoch die Maßhaltigkeit der Betondeckung c eine geringe Qualität aufweist. Somit liegt eine fertigungstechnisch bedingte, große Streuung der Betondeckung c vor, siehe Tabelle 5.12 und Bild 5.10.

Tabelle 5.12: Parameterstudie zur Betondeckung c (Variation der Standardabweichung s)

Studie	Variation der Basisvariablen				Ergebnisse der Analyse	
	Mittelwert m [mm]	Standardabweichung s [mm]	Untere Grenze a [mm]	Obere Grenze b [mm]	Zuverlässigkeitsindex β_{vorh} [-]	Versagenswahrscheinlichkeit $P_{f, \text{vorh}}$ [%]
Ausgangssituation	60	9	0	100	1,08	14
D	60	14	0	100	0,88	19
E	60	19	0	100	0,71	24
F	60	24	0	100	0,58	28


 Bild 5.10: Zeitlicher Verlauf des Zuverlässigkeitsindex β bei Verschleißbeanspruchung; Parameterstudie: Variation der Standardabweichung s der Betondeckung c

Bei diesem Fall wurde deutlich, dass insbesondere in der Anfangsphase die grenzzustandsbezogene Bauteilzuverlässigkeit stark abnimmt, vgl. Bild 5.9 und Bild 5.10. Dies hat zur Folge, dass der gewählte Grenzzustand für die durchgeführten Studien jeweils früher erreicht wird als dies bei der Mittelwertbetrachtung der Fall war, vgl. auch Tabelle 5.11 und Tabelle 5.12. Nach etwa 54 Jahren Verschleißbeanspruchung ist der rechnerische Grenzzustand beim Fall D erreicht. Für die Fälle E und F betragen die berechneten Lebensdauern 32 Jahre und 15 Jahre.

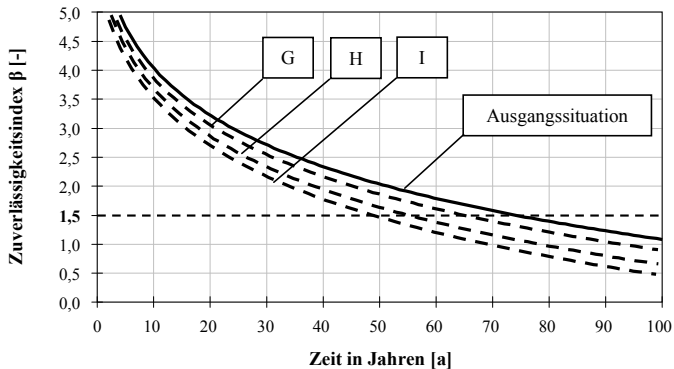
Die hier durchgeführte Parameterstudie hat gezeigt, dass die Zunahme der Streuung des Mittelwertes m der Betondeckung c einen starken Einfluss auf die zeitabhängige Zuverlässigkeit gerade in der Anfangsphase der Nutzungsdauer des Bauteils ausübt.

5.4.6.2 Fließgeschwindigkeit

Bei hydroabrasiver Beanspruchung der Betonsohle wirkt sich die Änderung der Fließgeschwindigkeit v direkt auf die Beanspruchungsenergie E und damit auf die Verschleißintensität aus. Die für diese Zuverlässigkeitsanalysen getätigte Parametervariation bezüglich des Mittelwertes der Fließgeschwindigkeit v ist der Tabelle 5.13 und dem Bild 5.11 zu entnehmen.

Tabelle 5.13: Parameterstudie zur Fließgeschwindigkeit v (Variation des Mittelwertes m)

Studie	Variation der Basisvariablen		Ergebnisse der Analyse	
	Mittelwert m [m/s]	Standardabweichung s [m/s]	Zuverlässigkeitsindex β_{vorh} [-]	Versagenswahrscheinlichkeit $P_{\text{f, vorh}}$ [%]
Ausgangssituation	12,9	1,3	1,08	14
G	13,4	1,3	0,86	20
H	13,9	1,3	0,64	26
I	14,4	1,3	0,43	33


 Bild 5.11: Zeitlicher Verlauf des Zuverlässigkeitsindex β bei Verschleißbeanspruchung; Parameterstudie: Variation des Mittelwertes m der Fließgeschwindigkeit v

Mit der Zunahme der Fließgeschwindigkeit v ist für den Berechnungsfall G eine rechnerische Lebensdauer von etwa 64 Jahren zu erwarten. Für den Fall H beträgt die Lebensdauer ca. 56 Jahre und für die Studie I etwa 48 Jahre.

Die Ergebnisse der Parameterstudie für den Fall der Variation der Standardabweichung s der Fließgeschwindigkeit v sind der Tabelle 5.14 sowie dem Bild 5.12 zu entnehmen.

 Tabelle 5.14: Parameterstudie zur Feststoffgeschwindigkeit v (Variation der Standardabweichung s)

Studie	Variation der Basisvariablen		Ergebnisse der Analyse	
	Mittelwert m [m/s]	Standardabweichung s [m/s]	Zuverlässigkeitsindex β_{vorh} [-]	Versagenswahrscheinlichkeit $P_{\text{f, vorh}}$ [%]
Ausgangssituation	12,9	1,3	1,08	14
J	12,9	1,8	0,96	17
K	12,9	2,2	0,88	19
L	12,9	2,7	0,80	21

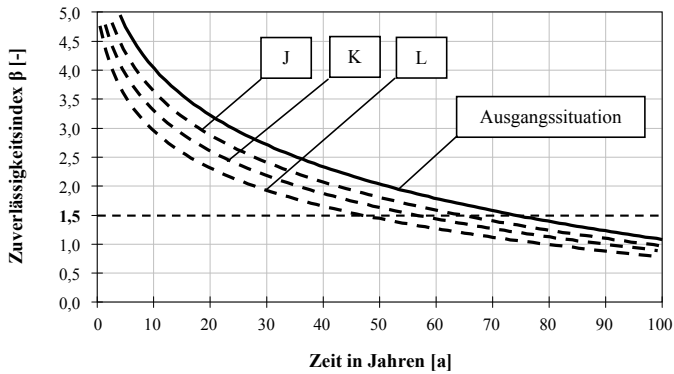


Bild 5.12: Zeitlicher Verlauf des Zuverlässigkeitsindex β bei Verschleißbeanspruchung; Parameterstudie: Variation der Standardabweichung der Feststoffgeschwindigkeit v

Insgesamt führt eine Veränderung der Fließgeschwindigkeit v zu einer signifikanten Änderung der Bauteilzuverlässigkeit. Eine Verdopplung der Standardabweichung s führt zu einem Anstieg der grenzzustandsbezogenen Versagenswahrscheinlichkeit P_f von etwa 50 %.

5.4.6.3 Feststoffgehalt

Die Änderung des Kennwerts des Feststoffgehaltes q bedeutet einen Eingriff auf der Einwirkungsseite, welcher unmittelbar die Beanspruchungsintensität der betrachteten Betonsohle beeinflusst. Die Ermittlung des Feststoffgehaltes q geschieht i. d. R. mittels Geschiebefängern.

Wie bei der Fließgeschwindigkeit v wird der Feststoffgehalt q in Fließgewässern von komplexen Faktoren beeinflusst [65, 71, 101, 134, 178]. Die Ergebnisse der Parameterstudie in Bezug auf den Mittelwert m des Feststoffgehaltes q sind in der Tabelle 5.15 und in Bild 5.13 aufgezeigt.

Tabelle 5.15: Parameterstudie zum Feststoffgehalt q (Variation des Mittelwertes m)

Studie	Variation der Basisvariablen		Ergebnisse der Analyse	
	Mittelwert m [kg/m ³]	Standardabweichung s [kg/m ³]	Zuverlässigkeitsindex β_{vorh} [-]	Versagenswahrscheinlichkeit $P_{f, \text{vorh}}$ [%]
Ausgangssituation	3,1	0,6	1,08	14
M	3,6	0,6	0,66	26
N	4,1	0,6	0,25	40
O	4,6	0,6	-0,13	55

Die prognostizierte Lebensdauer für den Berechnungsfall M beträgt etwa 56 Jahre, für die Berechnungen N und O ca. 44 Jahre und ca. 35 Jahre.

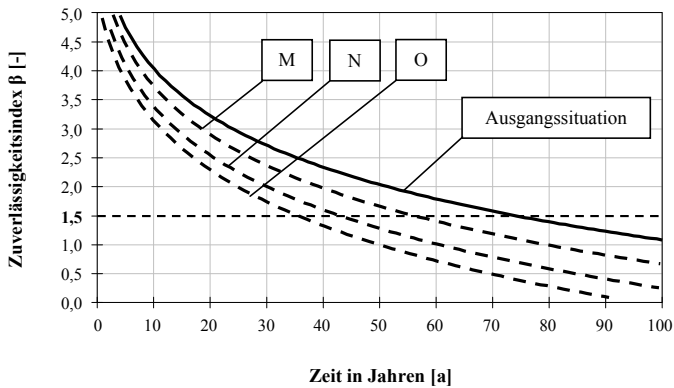


Bild 5.13: Zeitlicher Verlauf des Zuverlässigkeitsindex β bei Verschleißbeanspruchung; Parameterstudie: Variation des Mittelwertes m des Feststoffgehalts q

Tabelle 5.16 sowie Bild 5.14 enthalten die Ergebnisse der Parameterstudie hinsichtlich der Variation der Standardabweichung s des Feststoffgehalts q .

Tabelle 5.16: Parameterstudie zum Feststoffgehalt q (Variation der Standardabweichung s)

Studie	Variation der Basisvariablen		Ergebnisse der Analyse	
	Mittelwert m [kg/m ³]	Standardabweichung s [kg/m ³]	Zuverlässigkeitsindex β_{vorh} [-]	Versagenswahrscheinlichkeit $P_{f, \text{vorh}}$ [%]
Ausgangssituation	3,1	0,6	1,08	14
P	3,1	0,9	0,94	17
Q	3,1	1,2	0,81	21
R	3,1	1,5	0,71	24

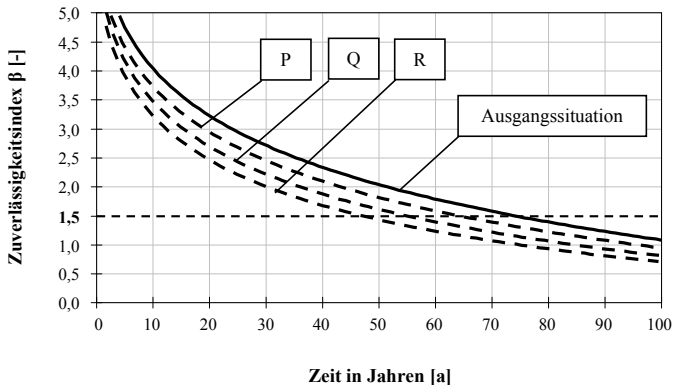


Bild 5.14: Zeitlicher Verlauf des Zuverlässigkeitsindex β bei Verschleißbeanspruchung; Parameterstudie: Variation der Standardabweichung s des Feststoffgehalts q

Die berechnete Lebensdauer für die verschleißbelastete Betonsohle beträgt für den Fall P ca. 64 Jahre. Für die Berechnungsfälle Q und R ergeben sich Bauteillebensdauern von etwa 55 Jahre und ca. 48 Jahre.

Zu den obigen Berechnungsbeispielen innerhalb der Parameterstudie ist abschließend zu bemerken, dass selbst geringe Abweichungen der maßgebenden Modellparameter bzw. Basisvariablen einen entscheidenden Einfluss auf die Prognose der Bauteillebensdauer ausüben. Somit ist der Ermittlung bzw. Überprüfung dieser Kennwerte in der Planungsphase und später am Bauwerk eine erhöhte Aufmerksamkeit zu widmen.

5.4.7 Bayessches Updating

Die Anwendung probabilistischer Methoden zur Abschätzung der Nutzungs- bzw. Restnutzungsdauer von Betonbauteilen beinhaltet zwei wichtige Fragestellungen:

1. Wie kann die Lebensdauerprognose für ein auf Dauerhaftigkeit „bemessenes“ Bauwerk, das sich im Nutzungsstadium befindet, präzisiert werden?
2. Wie kann eine Restlebensdauerabschätzung eines bereits bestehenden Bauwerks durchgeführt werden?

Zur Beantwortung der o. g. Fragen sind weitere Untersuchungen bzw. statistische Analysen notwendig. Hierzu müssen zusätzliche Messdaten zur Aktualisierung der Parameter der Grenzzustandsfunktion herangezogen werden. Diese Messdaten werden üblicherweise im Zuge von Bauwerksinspektionen gewonnen. Die Inspektionsdaten werden innerhalb einer weiteren Grenzzustandsfunktion als bedingte Wahrscheinlichkeit in das Programm SYSREL [155] implementiert, so dass ein so genanntes Bayessches Updating vorgenommen werden kann. Die prinzipielle Vorgehensweise zum Bayessches Updating bei Lebensdauerprognosen wird im Nachfolgenden anhand eines erweiterten Berechnungsbeispiels zum Fall der verschleißbeanspruchten Betonsohle aufgezeigt. Die Ausgangssituation hierfür bildet die unter Kapitel 5.4.4 durchgeführte Zuverlässigkeitsanalyse, siehe Bild 5.8.

Die nachfolgende Tabelle 5.17 zeigt die am Betonbauteil zum Untersuchungszeitpunkt $t = 20$ Jahre ermittelten Kennwerte der Grenzzustandsfunktion gemäß Gleichung 5.3.

Tabelle 5.17: Kennwerte zur Aktualisierung der Lebensdauerprognose im Rahmen des Bayesschen Updating

Modellvariable	Dimension	Mittelwert m	Standard- abweichung s	Verteilungs- funktion VF
Deterministisch berechneter Betonabtrag $S_m(20)_{det}$	[mm]	18,1	-	N
Vorhandener (am Bauwerk ermittelter) Betonabtrag $S_m(20)_{vorh}$	[mm]	15,3	3,1	N
Bauteilalter zum Untersuchungszeitpunkt t	[a]	20,0	-	D

D: Deterministische Betrachtung, N: Normalverteilung

Die Tabelle 5.17 enthält den mit dem Modell gemäß 4.14 auf Mittelwertbasis berechneten Betonabtrag sowie den am Bauwerk gemessenen Betonabtrag zum Untersuchungszeitpunkt $t = 20$ Jahre. Es ist ersichtlich, dass der am Bauwerk ermittelte Betonabtrag geringer ausfällt als der berechnete Abtrag. Somit kann hier bereits gefolgert werden, dass durch diesen Schädigungsvergleich eine Erhöhung der bisher berechneten Zuverlässigkeit zu vermuten ist. Somit ist eine Sicherheitsreserve aufgedeckt worden.

Durch den Vergleich des im Vorfeld der Bauausführung berechneten Betonabtrags mit der am Bauwerk zu einem späteren Zeitpunkt ermittelten Abtragstiefe kann eine angepasste Zuverlässigkeitsberechnung für den zu erwartenden Schädungsverlauf erfolgen, siehe den gestrichelten Verlauf des zeitabhängigen Zuverlässigkeitsindex β_{update} in Bild 5.15. Hierzu ist die Gleichung 5.1 in das Programm SYSREL [155] zu implementieren.

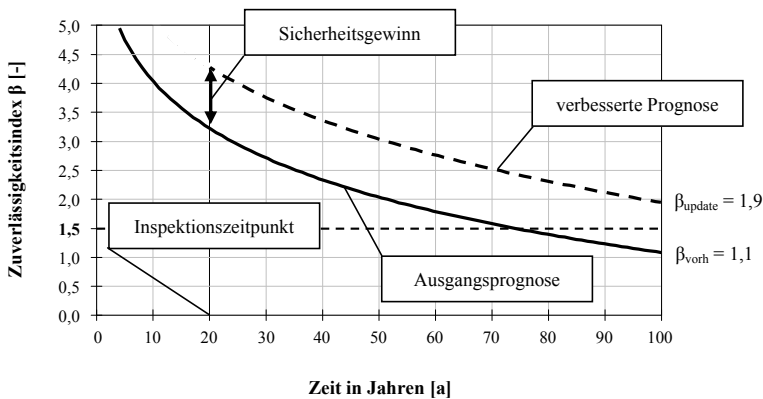


Bild 5.15: Bayessches Updating durch Verwendung von Inspektionsdaten am Bauwerk

Aufgrund der Berücksichtigung der Inspektionsdaten zum Untersuchungszeitpunkt $t = 20$ Jahren konnte die Zuverlässigkeit des betrachteten Betonbauteils zum Zeitpunkt $t = 100$ Jahre von $\beta_{\text{vorh}} = 1,1$ auf $\beta_{\text{update}} = 1,9$ korrigiert werden (Sicherheitsgewinn). Das bedeutet eine deutliche Reduzierung der Versagenswahrscheinlichkeit von $P_f \approx 14\%$ auf $P_{f, \text{update}} \approx 3\%$.

Im Gegensatz zum oben aufgezeigten Beispiel kann das Ergebnis eines Bayesschen Updatings auch eine Erhöhung der zuvor berechneten Versagenswahrscheinlichkeit beim Erreichen eines definierten Grenzzustandes zur Folge haben, wenn der zum Inspektionszeitpunkt ermittelte Schaden bereits größer als der zuvor berechnete ist. Eine entsprechend rechtzeitig geplante und durchgeführte Instandsetzungsmaßnahme kann – auf Grundlage der dabei erzielten Prognosedaten – eingeleitet werden.

Abschließend ist festzuhalten, dass im Rahmen der Sensitivitätsanalysen diejenigen Variablen identifiziert werden können, die einen wesentlichen Einfluss auf die Lebensdauerprognose ausüben. Diesen Variablen muss im Zuge regelmäßiger Bauwerksuntersuchungen erhöhte Aufmerksamkeit geschenkt werden.

Mit Hilfe aktueller Inspektionsergebnissen vor Ort am verschleißbeanspruchten Betonbauteil kann eine Präzisierung der Lebensdauerprognose unter Anwendung der Methode der Bayesschen Statistik erzielt werden (adaptive Prognose). Mit diesem „Werkzeug“ kann durch den Abgleich der berechneten und am Bauwerk ermittelten Schädigung die Lebensdauerprognose den tatsächlichen Gegebenheiten am Bauobjekt angepasst werden.

5.5 Zusammenfassung

Die wesentlichen Ergebnisse und Erkenntnisse aus dem Kapitel 5 sind nachfolgend aufgeführt:

- Unter Anwendung des Schädigungsmodells gemäß Gleichung 4.14 konnten probabilistische Lebensdauerprognosen durchgeführt werden. Aus dem Vergleich der ermittelten Versagenswahrscheinlichkeiten mit den zulässigen Versagenswahrscheinlichkeiten erfolgte eine ingenieurmäßige Beurteilung verschleißbeanspruchter Betonoberflächen. Somit ist für den Schädigungsfall des Hydroabrasionsverschleißes eine quantitative Dauerhaftigkeitsbemessung – in Analogie zur Tragwerksbemessung – gelungen.
- Die maßgebenden Modellparameter, die in Form statistischer Kennwerte in das Modell Eingang finden, wurden quantifiziert und statistisch modelliert. Im Rahmen einer Parameterstudie wurde für die Modellparameter der relative Einfluss der Änderung des Mittelwertes und der Änderung der Standardabweichung auf die Zuverlässigkeitsanalyse untersucht. Die Untersuchungsergebnisse liefern wichtige Informationen in Bezug auf durchzuführende Qualitätssicherungsmaßnahmen, z. B. im Rahmen der Bauaufsicht.
- Aussagen in Bezug auf zukünftige Schadensentwicklungen sind naturgemäß mit großen Unsicherheiten behaftet. Daher ist es wichtig zu wissen, inwieweit die prognostizierte Schädigung mit der am Bauwerk tatsächlich vorhandenen Schädigung übereinstimmt. Die Lösung hierzu liegt in der Anwendung adaptiver Prognoseverfahren. Mit der Methode des Bayesschen Updatings gelingt es, für einen bestimmten Betrachtungszeitraum, die vorhandene Differenz zwischen berechneten und vorhandenen Bauwerksschaden abzugleichen, so dass weiterführende, verbesserte Schadensprognosen durchgeführt werden können. Generell sind Lebensdauerprognosen, die auf der Grundlage von Umweltdaten getätigt werden, mit mehr oder weniger hohen Unsicherheiten behaftet, so dass die permanente Aktualisierung solcher Prognosen eine zwingend notwendige Voraussetzung darstellt.

Kapitel 6

Zusammenfassung und Ausblick

Hydroabrasionsverschleiß wird maßgebend durch die im Wasser mitgeführten Feststoffe verursacht, die eine kombinierte schleifende und stoßende Beanspruchung auf die Betonoberflächen ausüben. Der hierdurch erzeugte Betonverschleiß kann zum vollständigen Abtragen der Betondeckung und somit zum Freilegen der Bewehrung führen. Die Folge dieser dauerhaftigkeitsrelevanten Betonschädigung sind betriebsbedingte Ausfallzeiten wasserbaulicher Anlagen in Verbindung mit einem hohen Instandsetzungsaufwand. Der Kenntnisstand zum Hydroabrasionsverschleiß von Betonoberflächen ist bis heute noch lückenhaft. Dies gilt insbesondere für die Prüfmethodik sowie die modelltechnische Beschreibung des Hydroabrasionsverschleißes. Mit dieser Arbeit wurde ein wesentlicher Beitrag zur Schließung dieser Lücken geliefert.

Zunächst wurde im Rahmen der Literatursichtung der Kenntnisstand auf dem Gebiet der Verschleißbeanspruchung des Betons eingehend beleuchtet. Dabei konnten die noch offenen wissenschaftlichen Fragen herausgearbeitet werden (Kapitel 2). Daraus resultierend lagen die Schwerpunkte der eigenen Arbeiten in der Erstellung und Inbetriebnahme einer zur wirklichkeitsnahen Nachahmung des Hydroabrasionsverschleißes geeigneten Verschleißprüfvorrichtung, in der Identifizierung der maßgebenden verschleißrelevanten Materialkennwerte sowie in der Entwicklung eines Schädigungsmodells zur Durchführung probabilistischer Lebensdauerprognosen.

Zur Durchführung eigener experimenteller Untersuchungen war es notwendig, eine Verschleißprüfvorrichtung zu entwerfen und zu bauen, mit deren Hilfe der im Wasserbau vorzufindende Hydroabrasionsverschleiß von Betonoberflächen realitätsnah und mit akzeptablen zeitlichen Aufwand nachgeahmt werden kann. Die grundlegende Funktionstüchtigkeit wurde anhand umfassender statistischer Prüfungen sichergestellt. Im Weiteren wurden umfangreiche Hydroabrasionsverschleißversuche durchgeführt, die dazu dienten, die verschleißrelevanten Festbetonkennwerte zu identifizieren. Dabei handelte es sich um Festigkeits-, Formänderungs- und Gefügekennwerte. Ferner wurde ein breites Spektrum der im Wasserbau eingesetzten Betone untersucht. Im Ergebnis dieser Untersuchungen stellte sich heraus, dass die Betondruckfestigkeit in Verbindung mit dem dynamischen Elastizitätsmodul das Verschleißverhalten des Betons unter hydroabrasiver Belastung am besten beschreibt. Das Produkt aus diesen Kennwerten bildet den neuen Materialkennwert M_k (Kapitel 3).

Darüber hinaus war es notwendig, im Rahmen weiterer Verschleißversuche eine geeignete Datenbasis zu generieren, auf deren Grundlage ein empirisches Ingenieurmodell (Schädigungs-Zeit-Gesetz) hergeleitet werden konnte, das den zeitlichen Schädigungsfortschritt verschleißbeanspruchter Betonoberflächen wirklichkeitsnah beschreibt. Mit diesem Modell ist es

möglich, bei Kenntnis der Kennwerte aus Einwirkung und Widerstand, den infolge des Hydroabrasionsverschleißes verursachten Betonabtrag vorzuberechnen. Dieses Modell gilt für Portlandzementbetone, die entsprechend den normativen Vorgaben der DIN 1045-2 [42], DIN EN 206-1[55] in Verbindung mit der ZTV-W LB 215 [203] erstellt wurden. Eine erste Verifizierung des Modells erfolgte anhand der Messdaten aus den umfangreichen Felduntersuchungen von Jacobs et al. [111] (Kapitel 3 und 4).

In einem weiteren Schritt wurde das hergeleitete Schädigungsmodell in ein probabilistisches Konzept eingebettet. Hierdurch wurden die Grundlagen geschaffen, eine ingenieurmäßige Quantifizierung der Bauteilzuverlässigkeit (Lebensdauerbemessung) für dauerhaftigkeitsbeanspruchte Betonkonstruktionen durchzuführen. Damit wurde der Philosophie des fib Model Code for Service Life Design [72] Rechnung getragen. Exemplarische Berechnungsbeispiele verdeutlichen die praxisnahe Anwendung des entwickelten Verschleißmodells. Besonders hervorzuheben ist hierbei die Anwendung der Methodik zur Aktualisierung der probabilistischen Prognosen mittels des Bayesschen Updateings, womit ein ständiger Abgleich zwischen berechneten und gemessenen Schaden vorgenommen werden kann (Kapitel 5).

Im Zuge dieser Arbeit wurden diverse Fragen aufgeworfen, die wiederum Ansätze für weiterführende Forschungsarbeiten liefern. Nachfolgend werden die wichtigsten Punkte aufgeführt.

Aufgrund des zeitlichen Rahmens zur Erstellung dieser Arbeit wurde ein begrenztes Spektrum der im Wasserbau typischen Konstruktionsbetone untersucht. Im Zeitalter der Hochleistungsbetone (u. a. selbstverdichtende Betone, hochfeste Betone, Faser- und Polymerbetone) sollte dieses Spektrum angepasst werden. Hierfür ist es erforderlich, neben der Überprüfung der bereits identifizierten verschleißrelevanten Kennwerte, auch notwendige Ergänzungen des Modellansatzes gemäß Gleichung (4.14) vorzunehmen.

Das in dieser Arbeit aufgezeigte Verschleißmodell wurde unter Laborbedingungen entwickelt. Aus diesem Grund ist es erforderlich, dieses Modell anhand zahlreicher Verschleißmessungen an unterschiedlichen wasserbaulichen Anlagen zu kalibrieren. Erst hierdurch können Verschleißprognosen durchgeführt werden, die auch die an Wasserbauwerken herrschenden natürlichen Randbedingungen berücksichtigen. Weitere umfangreiche Felduntersuchungen in Analogie zur Vorgehensweise von Jacobs et al. [111] sind daher notwendig.

Mittels probabilistischer Lebensdauerprognosen wurden grenzzustandsbezogene Versagenswahrscheinlichkeiten für ungewollte Bauteil- oder Bauwerkszustände ermittelt. Allerdings ist die Kenntnis dieser Wahrscheinlichkeiten nicht allein ausreichend, um optimale Instandhaltungsstrategien für verschleißbeanspruchte wasserbauliche Anlagen zu formulieren. Diese Lücke kann geschlossen werden, wenn die Kenntnis über Versagenswahrscheinlichkeiten in Verbindung mit den korrespondierenden Schadensfolgen vorliegt. Dies ist die Aufgabe der Risikoanalyse, die Raum für weiteren Forschungsbedarf im Bereich der Instandhaltung wasserbaulicher Anlagen bietet.

Weiterführende Arbeiten müssen sich auch mit der Thematik des kombinierten Angriffs auseinandersetzen, da die am Bauwerk vorzufindenden Beanspruchungen naturgemäß immer in Kombination miteinander einwirken. So bietet beispielsweise ein infolge von Frostangriffen gelockertes Betongefüge einen geringeren Widerstand gegenüber hydroabrasiver Beanspruchung als vergleichsweise frostfreie Betonoberflächen. In Ermangelung geeigneter Frostmodelle könnten in einem ersten Ansatz kombinierte Beanspruchungen mittels Markoffsche-Ketten modelliert werden [162, 168].

Wie die Ergebnisse dieser Arbeit gezeigt haben, eignet sich die erstellte Verschleißprüfvorrichtung im besonderen Maße zur Nachahmung der an Wasserbauwerken vorzufindenden hydroabrasiven Beanspruchung bei Betonoberflächen. Entsprechende Anstrengungen sollten getätigt werden, dieses Prüfverfahren in die entsprechenden wasserbaulichen Regelwerke einzuführen. Ziel hierbei muss es sein, detaillierte Anweisungen zur Vorbereitung, Durchführung und Auswertung der Verschleißprüfung an Betonproben mustergültig zu formulieren. Hierzu sind weitere umfangreiche Verschleißversuche erforderlich.

Literaturverzeichnis

- [1] ACI Committee 210: Erosion of Concrete in Hydraulic Structures. ACI 210R-87, ACI Materials Journal, March-April 1987
- [2] Alexander, M. G.: Towards standard tests for abrasion resistance of concrete – Report on a limited number of tests studied, with a critical evaluation. In: *Matériaux et Constructions* 18 (1984), Nr. 106, S. 297-307
- [3] Ang, A. H.-S.; Tang, W. H.: *Probability Concepts in Engineering Planning and Design: Concepts in Engineering, Planning and Design*. John Wiley & Sons, 1975
- [4] Ang, A. H.-S.; Tang, W. H.: *Probability Concepts in Engineering Planning and Design: Decision, Risk, and Reliability*. John Wiley & Sons, 1984
- [5] ASTM C 1138-89: Standard Test Method for Abrasion Resistance of Concrete (Underwater Method). 1989
- [6] ASTM C 418-98: Standard Test Method for Abrasion Resistance of Concrete by Sandblasting. 1998
- [7] ASTM 799/C 779M-00: Standard Test Method for Abrasion Resistance of Horizontal Concrete Surfaces. 2000
- [8] Atiş, C. D.; Celik, O. N.: Relation between abrasion resistance and flexural strength of high volume fly ash concrete. In: *Materials and Structures* 35 (2002), S. 257-260
- [9] Atiş, C. D.: Abrasion-Porosity-Strength Model for Fly Ash Concrete. In: *Journal of Materials in Civil Engineering* 15 (2003), Nr. 4, S. 408-410
- [10] Auberg, R.: *Zuverlässige Prüfung des Frost- und Frost-Tausalz-Widerstandes von Beton mit dem CDF- und CIF-Test*. Universität GH Essen, Institut für Bauphysik und Materialwissenschaften, Diss., 1998
- [11] Ayyub, B. M.; McCuen, R. H.: *Probability, Statistics and Reliability for Engineers and Scientists*. Chapman & Hall/CRC, 2003
- [12] Bachofner, P.: *Erfahrungen bei der konstruktiven Ausbildung von Wehrrücken in einem stark geschiebeführenden Fluss*. Internationales Symposium über Erosion, Abrasion und Kavitation im Wasserbau, 19.-21. Oktober 1988, Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich, Nr. 99, 1988
- [13] Backhaus, K.; Erichson, B.; Plinke, W.; Weiber, R.: *Multivariate Analysemethoden – Eine anwendungsorientierte Einführung*. Springer Verlag, 2006
- [14] Bania, A.: *Bestimmung des Abriebs und der Erosion von Betonen mittels eines Gesteinstoff-Wassergemisches*. Technische Hochschule Wismar, Diss., 1989

- [15] Bates, D. M.; Watts, D. G.: Nonlinear Regression and Its Applications. John Wiley & Sons, 1988
- [16] Bauch, H.: Kritische Betrachtungen und neuere Versuche über den Abrieb in Abwasserleitungen. In: Wasser-Abwasser 201, 109 Jhrg. (1968), Nr. 16, S. 413-418
- [17] Bauteilkatalog – Planungshilfe für dauerhafte Betonbauteile nach der neuen Normengeneration. Schriftenreihe der Bauberatung Zement. Verlag Bau + Technik, 2003
- [18] Bayer, E.; Donau, H.; Hallauer, O.; Kaske, E.-D.; Lenz, E.-U.: Beton für Bauwerke an Wasserstraßen. Beton-Verlag, 1990
- [19] Bezzola, G. R.; Schilling, M.; Oplatka, M.: Reduzierte Hochwassersicherheit durch Geschiebe. In: Schweizer Ingenieur und Architekt 114 (1996), Nr. 41, S. 886-892
- [20] Bier, T. A.: Karbonatisierung und Realkalisierung von Zementstein und Beton. Universität Karlsruhe (TH), Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Diss., 1988
- [21] Brameshuber, W; Brockmann, T.: Ringversuch zur Ermittlung des statischen Elastizitätsmoduls von Beton. In: beton (2003), Nr. 6, S. 294-298
- [22] Brameshuber, W.; Schmidt, H.; Schröder, P.; Fingerloos, F.: Messung der Betondeckung – Auswertung und statistische Abnahme. In: Beton- und Stahlbetonbau 99 (2004), Nr. 3, S. 169-175
- [23] Brühwiler, E.; Menn, C.: Stahlbetonbrücken. Springer Verlag, 2003
- [24] Bundesanstalt für Wasserbau (BAW): Richtlinien für die Prüfung von Geotextilien im Verkehrswasserbau (RPG). 1994
- [25] Bundesanstalt für Wasserbau (BAW): Merkblatt – Frostprüfung von Beton (BAW-Merkblatt „Frostprüfung“). 2004
- [26] Bundesanstalt für Wasserbau (BAW): Merkblatt – Schadensklassifizierung an Verkehrswasserbauwerken. 2010
- [27] Bundesanstalt für Wasserbau (BAW): Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau Nr. 89: Massive Wasserbauwerke nach neuer Norm. 2006
- [28] Bunke, N.: Prüfung von Beton – Empfehlungen und Hinweise als Ergänzung zu DIN 1048. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Heft 422, Beuth Verlag, 1991
- [29] California Test 550: Method for Determining the Surface Abrasion Resistance of Concrete Specimens. Department of transportation, Engineering Service Centre, Transportation Laboratory Sacramento, California, 2000
- [30] Chen, H.-K.; Tang, H.-M.; Wu, S.-F.: Research on Abrasion of Debris flow to High-speed Drainage Structure. In: Applied Mathematics and Mechanics 25 (2004), Nr. 11, S. 1257-1264
- [31] Crawley, M. J.: The R Book. John Wiley & Sons, 2007

- [32] Czichos, H.; Habig, K.-H.: Tribologie - Handbuch: Reibung und Verschleiß. Vieweg Verlag, 2003
- [33] DARTS (Durable and Reliable Tunnel Structures): Deterioration modelling. DARTS R2.1 – May 2004, European Commission (GROWTH 2000), Project GRD1-25633, Contract G1RD-CT-2000-00467
- [34] Delley, P.: Erosionsschäden im Spülstollen Palagnedra und deren Sanierung. Internationales Symposium über Erosion, Abrasion und Kavitation im Wasserbau, Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich, Nr. 99, 19.-21. Oktober 1988, Zürich
- [35] Desov, A. E.: Contribution à la théorie macrostructurale de la résistance d'un béton à la rupture par compression simple. In: Matériaux et Constructions 30 (1972), Nr. 5, S. 351-360
- [36] Deters, L.: Grundbegriffe der Tribologie, Reibungs- und Verschleißmechanismen, Analyse tribologischer Systeme. In: Santner, Erich (Hrsg.): Reibung und Verschleiß von Werkstoffen, Bauteilen und Konstruktionen: tribologische Optimierung und Schadensbekämpfung, Expert Verlag, 2004, S. 1-35
- [37] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb): Positionspapier des DAfStb zur Umsetzung des Konzepts von leistungsbezogenen Entwurfsverfahren unter Berücksichtigung von DIN EN 206-1, Anhang J. In: Beton- und Stahlbetonbau 103 (2008), Nr. 12, S. 837-839
- [38] Dhir, R. K.; Hewlett, P. C.; Chan, Y. N.: Near-surface characteristics of concrete: abrasion resistance. In: Materials and Structures 24 (1991), S. 122-128
- [39] Diem, P.: Zerstörungsfreie Prüfmethode für das Bauwesen. Bauverlag, 1981
- [40] DIN-Fachbericht 100: Beton – Zusammenstellung von DIN EN 206-1 Beton - Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität und DIN 1045-2 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 2: Beton; Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1, März 2010
- [41] DIN 1045-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion. Beuth Verlag, August 2008
- [42] DIN 1045-2: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 2: Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität – Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1. Beuth Verlag, August 2008
- [43] DIN 1045-3: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 3: Bauausführung. Beuth Verlag, August 2008
- [44] DIN 1048-1: Prüfverfahren für Beton – Teil 1: Frischbeton. Beuth Verlag, Juni 1991
- [45] DIN 1048-2: Prüfverfahren für Beton – Teil 2: Festbeton in Bauwerken und Bauteilen. Beuth Verlag, Juni 1991

- [46] DIN 1048-5: Prüfverfahren für Beton – Teil 5: Festbeton, gesondert hergestellte Prüfkörper. Beuth Verlag, Juni 1991
- [47] DIN 1055-100: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln. Beuth Verlag, März 2001
- [48] DIN 1100: Hartstoffe für zementgebundene Hartstoffestriche – Anforderungen und Prüfverfahren. Beuth Verlag, Mai 2004
- [49] DIN 52102: Prüfverfahren für Gesteinskörnungen – Bestimmung der Trockenrohddichte mit dem Messzylinderverfahren und Berechnung des Dichtigkeitsgrades. Beuth Verlag, Februar 2006
- [50] DIN 52108: Prüfung anorganischer nichtmetallischer Werkstoffe – Verschleißprüfung mit der Schleifscheibe nach Böhme (Schleifscheiben Verfahren). Beuth Verlag, Juli 2002
- [51] DIN 50320: Verschleiß – Begriffe, Systemanalyse von Verschleißvorgängen, Gliederung des Verschleißgebietes. Beuth Verlag, Dezember 1979 (zurückgezogen)
- [52] DIN EN 196-1: Prüfverfahren für Zement - Teil 1: Bestimmung der Festigkeit; Deutsche Fassung EN 196-1: 2005. Beuth Verlag, Mai 2005
- [53] DIN EN 196-3: Prüfverfahren für Zement – Teil 3: Bestimmung der Erstarrungszeit und der Raumbeständigkeit; Deutsche Fassung EN 196-3. Beuth Verlag, Mai 2005
- [54] DIN EN 197-1: Zement – Teil 1: Zusammensetzung, Anforderungen und Konformitätskriterien von Normalzement; Deutsche Fassung EN 197-1. Beuth Verlag, August 2004
- [55] DIN EN 206-1: Beton – Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Deutsche Fassung EN 206-1. Beuth Verlag, Juli 2001
- [56] DIN EN 295-3: Steinzeugrohre und Formstücke sowie Rohrverbindungen für Abwasserleitungen und -kanäle – Teil 3: Prüfverfahren; Deutsche Fassung EN 295-3. Beuth Verlag, Februar 1999
- [57] DIN EN 1990: Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung; Deutsche Fassung EN 1990. Beuth Verlag, Oktober 2002
- [58] DIN EN 12350-1: Prüfung von Frischbeton – Teil 1: Probennahme; Deutsche Fassung EN 12350-1. Beuth Verlag, März 2000
- [59] DIN EN 12390-2: Prüfung von Festbeton – Teil 2: Herstellung und Lagerung von Probekörpern für Festigkeitsprüfungen; Deutsche Fassung EN 12390-2. Beuth Verlag, Juni 2001
- [60] DIN EN 12390-3: Prüfung von Festbeton – Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern; Deutsche Fassung EN 12390-3. Beuth Verlag, April 2002

- [61] DIN EN 12390-5: Prüfung von Festbeton – Teil 5: Biegezugfestigkeit von Probekörpern; Deutsche Fassung EN 12390-5. Beuth Verlag, Februar 2001
- [62] DIN EN 12390-6: Prüfung von Festbeton – Teil 6: Spaltzugfestigkeit von Probekörpern; Deutsche Fassung EN 12390-6. Beuth Verlag, Februar 2001
- [63] Draper, N. R.; Smith, H.: Applied Regression Analysis. John Wiley & Sons, 1998
- [64] Duan, C. G.; Karelín, V. Y.: Abrasive Erosion & Corrosion of hydraulic machinery – Series on hydraulic machinery Vol. 2. World Scientific Publishing Co., 2003
- [65] DVWK Schriften 87: Feststofftransport in Fließgewässern – Berechnungsverfahren für die Ingenieurpraxis. Verlag Paul Parey, 1988
- [66] DVWK-Fachauschuß „Wehre“: Modernisierung von Wehren. Merkblätter 241. Wirtschafts- und Verlagsgesellschaft Gas und Wasser mbH, 1996
- [67] Erfurt, W.: Erfassung von Gefügeveränderungen in Beton durch Anwendung zerstörungsfreier Prüfverfahren zur Einschätzung der Dauerhaftigkeit. F. A. Finger-Institut für Baustoffe, Bauhaus-Universität Weimar, Diss., 2002
- [68] Fahrmeir, L.; Hamerle, A.; Tutz, G.: Multivariate statistische Verfahren. De Gruyter Verlag, 1996
- [69] Fahrmeir, L.; Kneib, T.; Lang, S.: Regression - Modelle, Methoden und Anwendungen. Springer Verlag, 2007
- [70] Faraway, J. J.: Linear Models with R. Chapman & Hall, 2004
- [71] Fehr, R.: Einfache Bestimmung der Korngrößenverteilung von Geschiebematerial mit Hilfe der Linienzahlanalyse, In: Schweizer Ingenieur und Architekt 105 (1987), Nr. 38, S. 1104-1109
- [72] fib Bulletin No. 34: Model Code for Service Life Design, 2006
- [73] Fischer, L.: Das neue Sicherheitskonzept im Bauwesen – Ein Leitfaden für Bauingenieure, Architekten und Studenten. Bautechnik Spezial, Ernst & Sohn Verlag, 2001
- [74] Fockenberg, K.; Blasch, G.; Sinnhuber, V.: Bau der Schleuse Uelzen II am Elbe-Seiten-Kanal. In: Tiefbau (2005), Nr. 1, S. 4-12
- [75] Frangopol, D. M.; Kallen, M. J.; van Noortwijk, J. M.: Probabilistic models for life-cycle performance of deteriorating structures: review and future directions. In: Progress in Structural Engineering and Materials (2004), Nr. 6, S. 197-212
- [76] Gehlen, C.: Probabilistische Lebensdauerbemessung von Stahlbetonbauwerken – Zuverlässigkeitsbetrachtungen zur wirksamen Vermeidung von Bewehrungskorrosion. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Heft 510, Beuth Verlag, 2000

- [77] Gehlen, C.; Schießl, P.; Schießl-Pecka, A.: Hintergrundinformationen zum Positionspapier des DAfStb zur Umsetzung des Konzepts von leistungsbezogenen Entwurfsverfahren unter Berücksichtigung von DIN EN 206-1, Anhang J, für dauerhaftigkeitsrelevante Problemstellungen. In: Beton- und Stahlbetonbau 103 (2008), Nr. 12, S. 840-851
- [78] Gesellschaft für Tribologie (GfT), Arbeitsblatt 7: Tribologie – Verschleiß, Reibung – Definitionen, Begriffe, Prüfung, 2002
- [79] Ghafoori, N.; Sukander, B. M.: Abrasion Resistance of Concrete Block Pavers. In: ACI Materials Journal 92 (1995), Nr. 1, S. 25-36
- [80] Ghafoori, N.; Diawara, H.: Abrasion Resistance of Fine Aggregate Replaced Silica Fume Concrete. In: ACI Materials Journal 96 (1999), Nr. 5, S. 559-567
- [81] Gjörv, O. E.; Baerland, T.; Ronning, H. R.: Abrasion Resistance of High-Strength Concrete Pavements. In: Concrete International (1990), Nr.1, S. 45-48
- [82] Grübl, P.; Weigler, H.; Sieghart, K.: Beton – Arten, Herstellung und Eigenschaften. Ernst & Sohn Verlag, 2001
- [83] Gsaenger, A.: Beanspruchung von Beton unter Einwirkung hoher Wassergeschwindigkeiten. In: beton (1962), Nr. 9, S. 405-412
- [84] Gutacker, W. B.: Verschleiß von Spül- und Blasversatz-Rohrleitungen. Glückauf, 81/84 (1945), Nr. 3/4
- [85] Hallauer, O.: Schadensanalyse an Massivbauwerken des Verkehrswasserbaus. Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik e.V. (DVWK) Schriften, Nr. 77, Sanierung von Wasserbauten, Beiträge zum Symposium, München, 1986
- [86] Hallauer, O.: Die Abriebbeanspruchung von Tosbecken. Internationales Symposium über Erosion, Abrasion und Kavitation im Wasserbau, 19.-21. Oktober 1988 in Zürich, Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich, 1988, Nr. 99, S. 63-93
- [87] Hallauer, O.: Betone für Wasserbauwerke, Gestern – Heute – Morgen. In: beton (1997), Nr. 4, S. 202-208
- [88] Hanke, V.; Siebel, E.: Erweiterte Grundlagen für die Betonzusammensetzung. In: beton (1995), Nr. 6, S. 412-418
- [89] Hårdtl, R.: Veränderung des Betongefüges durch die Wirkung von Steinkohlenflugasche und ihr Einfluß auf die Betoneigenschaften. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Heft 448, Beuth Verlag, 1995
- [90] Haroske, G.: Beitrag zum Hydroabrasionsverschleiß von Betonoberflächen. Universität Rostock, Fachgebiet Baustoffe, Diss., 1998
- [91] Haroske, G.: Hydroabrasionsverschleiß von Betonoberflächen. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Heft 511, Beuth Verlag, 2000

- [92] Hartung, J.; Elpelt, B.: *Multivariate Statistik*. Oldenbourg Verlag, 2007
- [93] Helbig, U.; Horlacher, H.-B.; Schmutterer, C.; Engler, T.: Möglichkeit zur Erhöhung der Festigkeit abrasionsbeanspruchter Betonoberflächen bei wasserbaulichen Anlagen. In: *Bautechnik* 82 (2005), Nr. 12, S. 869-877
- [94] Helbig, U.; Horlacher, H.-B.: Ein Ansatz zur versuchstechnischen Simulation und Übertragbarkeit der Hydroabrasion strömungsbeanspruchter Betonoberflächen im Wasserbau. In: *Bautechnik* 84 (2007), Nr. 9, S. 641-645
- [95] Helbig, U.; Horlacher, H.-B.: Ein Approximationsverfahren zur rechnerischen Bestimmung des Hydroabrasionsverschleißes an überströmten Betonflächen. In: *Bautechnik* 84 (2007), Nr. 12, S. 854-861
- [96] Hennig, R.: *Untersuchung des Prallverschleißes ebener Platten*. VDI Forschungsheft 636, VDI-Verlag, 1986
- [97] Hergenröder, M.: *Zur statistischen Instandhaltungsplanung für bestehende Betonbauwerke bei Karbonatisierung des Betons und möglicher Korrosion der Bewehrung*. Technische Universität München, Diss., 1992
- [98] Hering, E.; Martin, R.; Stohrer, M.: *Physik für Ingenieure*. VDI Verlag, 1992
- [99] Hohberg, R.: E-Modul-Prüfmethodik – Statischer und dynamischer Elastizitätsmodul von Beton. In: *Prüftechnik* 43 (2001), Nr. 10, S. 404-410
- [100] Höcker, T.: *Einfluss von Stahlfasern auf das Verschleißverhalten von Betonen unter extremen Betriebsbedingungen in Bunkern von Abfallbehandlungsanlagen*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Heft 468, Beuth Verlag, 1996
- [101] Hofer, B.: *Der Feststofftransport von Hochgebirgsbächen am Beispiel des Pitzbaches*. Universität Innsbruck, Diss., 1985
- [102] Horszczaruk, E.: The model of abrasive wear in hydraulic structures. In: *Wear* 256 (2004), S. 787-796
- [103] Horszczaruk, E.: Abrasion resistance of high-strength concrete in hydraulic structures. In: *Wear* 259 (2005), S. 62-69
- [104] Hosser, D.; Gensel, B.: Einflüsse auf die Betondeckung von Stahlbetonbauteilen – statistische Analyse von Messungen an Wänden, Stützen und Unterzügen. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 91 (1996), Nr. 10, S. 229-235
- [105] Huet, S.; Bouvier, A.; Poursat, M.-A.; Jolivet, E.: *Statistical Tools for Nonlinear Regression – A Practical Guide with S-Plus and R Examples*. Springer Verlag, 2004
- [106] Huber, H.; Rozinski, F.: *Durotec-GF-EP-Platten als Schutzverkleidung für abrasions- und kavitationsbeanspruchte Bauteile*. Energie-Wirtschaft – Wien, Zeitschrift für die Anwendung der Energie in Wissenschaft, 1977

- [107] Huovinen, S.: Abrasion of concrete by ice in arctic sea structures. Technical Research Centre of Finland, Publications 62, Espoo, 1990
- [108] Hu, X.; Momber, A. W.; Yin, Y.: Flüssigkeitserosion und Hydroabrasivverschleiß von Stahlfaserbeton. In: Beton- und Stahlbetonbau 98 (2003), Nr. 12, S. 764-772
- [109] ICOLD Bulletin 93: Ageing of Dams and Appurtenant Works, 1994
- [110] Jacobs, F.: Abrasionsbeständigkeit von Beton in hydraulischen Systemen. Sachstandsbericht, Forschungsprojekt PSEL/TFB/VAW, Technische Forschungs- und Beratungsstelle der Schweizerischen Zementindustrie, Wildegg, 1994
- [111] Jacobs, F.; Winkler, K.; Hunkeler, F.; Volkart, P.: Betonabrasion im Wasserbau – Grundlagen/Feldversuche/Empfehlungen. Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau Hydrologie und Glaziologie der Eidgenössischen Hochschule Zürich, 2001
- [112] Jahnke, H.: Die Kavitationserosion von Beton. WWT, 1982
- [113] Jiao, G.; Moan, T.: Methods of Reliability Model Updating through Additional Events. In: Structural Safety 9 (1990), Nr. 2, S. 139-153
- [114] Joint Committee on Structural Safety (JCSS): Probabilistic Model Code, Part I: Basis of Design. 2001
- [115] Kessler-Kramer, C.: Zugverhalten von Beton unter Ermüdungsbeanspruchung. Universität Karlsruhe (TH), Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Diss., 2002
- [116] Kettle, R.; Sadegzadeh, M.: Abrasion resistance of concrete and the new BS 8204: Part 2. In: Concrete (2000), Nr. 2, S. 18-21
- [117] Kiliç, A.; Atiş, C. D.; Teymen, A.; Karahan, O.; Özcan, F.; Bilim, C.; Özdemir, M.: The influence of aggregate type on the strength and abrasion resistance of high strength concrete. In: Cement & Concrete Composites 30 (2008), S. 290-296
- [118] Kormann, A. C. M.; Portella, K. F.; Pereira, P. N.; Santos, R. P.: Study of the performance of four repairing material systems for hydraulic structures of concrete dams. In: Cerâmika 49 (2003), S. 48-54
- [119] Krautkrämer, J., Krautkrämer, H.: Werkstoffprüfung mit Ultraschall. Springer Verlag, 1986
- [120] Kreyszig, E.: Statistische Methoden und ihre Anwendung. Vandenhoeck & Ruprecht Verlag, 1991
- [121] Kunterding, R.: Beanspruchung der Oberfläche von Stahlbetonsilos durch Schüttgüter. Universität Karlsruhe (TH), Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Diss., 1991
- [122] Laplante, B. P.; Aitcin, P.-C.; Vézina, D.: Abrasion Resistance of Concrete. In: Journal of Materials in Civil Engineering 3 (1991), Nr. 1, S. 19-28

- [123] Li, H.; Zhang, M.-H.; Ou, J.-P.: Abrasion resistance of concrete containing nanoparticles for pavement. In: *Wear* 260 (2006), S. 1262-1266
- [124] Lier, P.; Müller, H.: Strömungsbedingte Schäden an einem Stauwehr. Internationales Symposium über Erosion, Abrasion und Kavitation im Wasserbau, 19.-21. Oktober 1988 in Zürich, Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich, Nr. 99, 1988
- [125] Litzner, H.-U.: Die „Bemessung“ auf Dauerhaftigkeit nach den neuen Betonbaunormen. In: *Der Prüflingenieur* (2004), Nr. 25, S. 38-47
- [126] Liu, T. C.: Abrasion Resistance of Concrete. In: *ACI Journal* (1981), Nr. 9/10, S. 341-350
- [127] Liu, Y.-W.; Yen, T.; Hsu, T.-H.: Abrasion erosion of concrete by water-borne sand. In: *Cement and Concrete Research* 36 (2006), S. 1814-1820
- [128] Liu, Y.-W.: Improving the abrasion resistance of hydraulic-concrete containing surface crack by adding silica fume. In: *Construction and Building Material* 21 (2007), S. 972-977
- [129] Madsen, H. O.; Krenk, S.; Lind, N. C.: *Methods of Structural Safety*. Prentice-Hall, 1986
- [130] Maniak, U.: *Hydrologie und Wasserwirtschaft*. Springer Verlag, 2005
- [131] McDonald, J. E.: *Maintenance and Preservation of Concrete Structures. Report 2, Repair of Erosion-Damaged Structures*, Technical Report C-78-4, Structures Laboratory, U. S Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss., 1980
- [132] Mechtcherine, V.: *Bruchmechanische und fraktologische Untersuchungen zur Rissausbreitung in Beton*. Universität Karlsruhe (TH), Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Diss., 2000
- [133] Melchers, R. E.: *Structural Reliability Analysis and Prediction*. John Wiley & Sons, 2001
- [134] Meyer-Peter, E.; Müller, R.: Eine Formel zur Berechnung des Geschiebetriebs. Mitteilungen aus der Versuchsanstalt für Wasserbau und Erdbau an der ETH Zürich, Nr. 16, 1949
- [135] Meyer, L.; Litzner, H.-U.: „Bemessung“ auf Dauerhaftigkeit. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 102 (2003), Nr. 10, S. 635-644
- [136] Müller, H. S.; Vogel, M.; Kotan, E.: Prognose der Zustandsentwicklung und Lebensdauer bestehender und neuer Bauwerke. In: *VDI Jahrbuch 2008, Bautechnik*, Verein Deutscher Ingenieure (Hrsg.), VDI Verlag GmbH, S. 254-274
- [137] Müller, H. S.; Vogel, M.: Lebenszyklusmanagement im Betonbau. In: *beton* (2008), Nr. 5, S. 206-214

- [138] Naik, T. R.; Singh, S. S.; Hossain, M. M.: Abrasion Resistance of High-Strength Concrete Made with Class C Fly Ash. In: *ACI Materials Journal* (1995), S. 649-659
- [139] Naik, T. R.; Singh, S. S.; Ramme, B. W.: Effect of Source of Fly Ash on Abrasion Resistance of Concrete. In: *Journal of Materials in Civil Engineering* 14 (2002), Nr. 5, S. 417-426
- [140] Neville, A. M.: *Properties of Concrete*. Pitman Publishing, 1978
- [141] Novak, A. S.; Collins, K. R.: *Reliability of Structures*. Mc Graw Hill, 2000
- [142] Offermann, P.; Horlacher, H.-B.; Franzke, G.; Engler, T.; Schmutterer, C.: Erhöhung der Abrasionsfestigkeit von dünnen Mörtelschichten durch textile Strukturen. Technische Universität Dresden, Schlussbericht zum AiF-Forschungsprojekt Nr. 12 872 BR, 2003
- [143] Papenfus, N.: Applying Concrete Technology to Abrasion Resistance. Proceedings of the 7th International Conference on Concrete Block Paving (Pave Africa 2003), Sun City, South Africa, 2003
- [144] Parhizkar, T.; Ramezani pour A. A.; Ghoddousi, P.: The effect of microsilica on the abrasion resistance of hydraulic concrete structures. Proceedings of the 3rd Conference on Large Dams (IRCOLD), Tehran, Iran, December 1997
- [145] Pat, M. G. M.; Reinhardt, H. W.: Erosion of Concrete. In: *Heron* 24 (1979), Nr. 3
- [146] Patt, H.; Jürging, P.; Kraus, W.: *Naturnaher Wasserbau*. Springer Verlag, 2004
- [147] Pieper, V.; Tiedge, J.: Zuverlässigkeitsmodelle auf der Grundlage stochastischer Modelle von Verschleißprozessen. In: *Statistics A Journal of Theoretical and Applied Statistics* 14 (1983), Nr. 3, S. 485-502
- [148] Plate, E. J.: *Statistik und angewandte Wahrscheinlichkeitslehre für Bauingenieure*. Ernst & Sohn Verlag, 1993
- [149] Plum, D.; Xu fei, F.: A rock and a hard place. In: *International Water Power & Dam Construction* (1996), Nr. 7, S. 30-33
- [150] Popovics, S.; McDonald, W. E.: Inspection of the engineering condition of underwater concrete structures. Repair, Evaluation, Maintenance, and Rehabilitation Research Program, Technical Report REMR-CS-9, US Army Corps of Engineers, 1989
- [151] Press, H.: *Stauanlagen und Wasserkraftwerke - Teil II: Wehre*. Ernst & Sohn Verlag, 1959
- [152] R Development Core Team (2007) R: A language and environment for statistical computing. R Foundation for Statistical Computing, Vienna, Austria. ISBN 3-900051-07-0, URL <http://www.R-project.org>.

- [153] Rackwitz, R.: Zuverlässigkeitsbetrachtungen bei Verlust der Dauerhaftigkeit von Bauteilen und Bauwerken. Bericht zum Forschungsvorhaben T 2847, Fraunhofer IRB Verlag, 1999
- [154] Ratkowsky, D. A.: Handbook of Nonlinear Regression Models. Marcel Dekker, 1990
- [155] RCP GmbH: STRUREL, A Structural Reliability Analysis Program System, (STATREL Manual 1999; COMREL & SYSREL Manual, 2003). RCP Consulting GmbH München
- [156] Ritz, C.; Streibig, J. C.: Nonlinear Regression with R. Springer Verlag, 2008
- [157] Röhling, S.; Eifert, H.; Kaden, R.: Betonbau – Planung und Ausführung. Verlag Bauwesen, 2000
- [158] Röhnisch, A.; Vollmer, E.: Ein Beitrag zur einheitlichen Beurteilung der Abriebfestigkeit der im Wasserbau und Rohrleitungsbau verwendeten Baustoffe. Mitteilungen für die Baupraxis, Schriftenreihe des Ingenieurbüros Prof. Dr.-Ing. Röhnisch, 1970
- [159] Ross, S. M.: Statistik für Ingenieure und Naturwissenschaftler. Spektrum Verlag, 2006
- [160] Sachs, L.; Hedderich, J.: Angewandte Statistik - Methodensammlung mit R. Springer Verlag, 2006
- [161] Sadegzadeh, M.: Abrasion Resistance of Concrete. Thesis submitted for the degree of Doctor of Philosophy, University of Aston in Birmingham, 1985
- [162] Sarja, A.: Predictive and Optimised Life Cycle Management. Taylor & Francis, 2006
- [163] Sasse, H. R.: Zum Problem des Bruchverhaltens betonähnlicher Zweistoffsysteme. Forschungsberichte des Landes Nordrhein-Westfalen, Nr. 2192, 1971
- [164] Schönlin K. F.: Permeabilität als Kennwert der Dauerhaftigkeit von Beton. Universität Karlsruhe (TH), Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Diss., 1989
- [165] Schröder, V.: Experimentelle Untersuchungen über das Verschleißverhalten verschiedener metallischer und nichtmetallischer Werkstoffe des Pumpen- und Anlagenbaus bei hydroabrasiver Beanspruchung. In: Materialwissenschaft und Werkstofftechnik 24 (1993), Nr. 5, S. 169-182
- [166] Schröder, W.; Römisch, K.: Gewässerregelung Binnenverkehrswasserbau. Werner Verlag, 2000
- [167] Schneider, J.: Sicherheit und Zuverlässigkeit im Bauwesen. Grundwissen für Ingenieure. Teubner Verlag, 1994
- [168] Schuëller, G. I.: Einführung in die Sicherheit und Zuverlässigkeit von Tragwerken. Ernst & Sohn Verlag, 1981

- [169] Schulz, A. B.: Die strömungstechnische Gestaltung der Wehre und Flusskraftwerke. Ein Beitrag zur Frage des Beherrschens und Nutzbarmachens „schädlicher“ Nebenströmungen, TU Berlin, Diss., 1954
- [170] Schwarz, H.-J.: Abrasion und Kavitation am Grundablass der Staumauer Luzzone und deren Sanierung. Internationales Symposium über Erosion, 19.-21. Oktober 1988 in Zürich, Abrasion und Kavitation im Wasserbau, Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich, Nr. 99, 1988
- [171] Setzer, M. J.; Auberg, R.: CIF-Test - Prüfverfahren des Frostwiderstandes von Beton. In: Beton + Fertigteil Technik (1998), Nr. 4, S. 94-105
- [172] Siddique, R.: Effect of fine aggregate replacement with Class F fly ash on the abrasion resistance of concrete. In: Cement and Concrete Research 33 (2003), S. 1877-1881
- [173] Soroka, I.: Abrasion Resistance of Concrete Terrazzo Flooring Tiles. In: Wear 8 (1965), S. 220-221
- [174] Spaethe, G.: Die Sicherheit tragender Baukonstruktionen. Springer Verlag, 1992
- [175] Springenschmid, R.: Betontechnologie im Wasserbau, Kapitel 1. Sonderdruck aus: Blind, H.: Wasserbauten aus Beton - Handbuch für Beton-, Stahlbeton und Spannbetonbau (Hrsg. Prof. Dr.-Ing. Herbert Kupfer), Ernst & Sohn Verlag, 1987
- [176] Springenschmid, R.: Betontechnologie für die Praxis. Bauwerk Verlag, 2007
- [177] Storm, R.: Wahrscheinlichkeitsrechnung, mathematische Statistik und statistische Qualitätskontrolle. Fachbuchverlag Leipzig, 2001
- [178] Strobl, T.; Zunic, F.: Wasserbau. Aktuelle Grundlagen - Neue Entwicklungen. Springer Verlag, 2006
- [179] The European Union – Brite EuRam III: Design Framework. DuraCrete: Probabilistic Performance based Durability Design of Concrete Structures, Contract BRPR-CT95-0132, Project BE95-1347, Document BE95-1347/R1, March 1997
- [180] The European Union – Brite EuRam III: Models for Environmental Actions on Concrete Structures. DuraCrete: Probabilistic Performance based Durability Design of Concrete Structures, Contract BRPR-CT95-0132, Project BE95-1347, Document BE95-1347/R3, March 1999
- [181] The European Union – Brite EuRam III: Modelling of Degradation. DuraCrete: Probabilistic Performance based Durability Design of Concrete Structures, Contract BRPR-CT95-0132, Project BE95-1347, Document BE95-1347/R4-5, December 1998
- [182] The European Union – Brite EuRam III: Statistical Quantification of the Variables in the Limit State Functions. DuraCrete: Probabilistic Performance based Durability Design of Concrete Structures, Contract BRPR-CT95-0132, Project BE95-1347, Document BE95-1347/R9, January 2000

- [183] The European Union – Brite EuRam III: General Guidelines for Durability Design and Redesign. DuraCrete: Probabilistic Performance based Durability Design of Concrete Structures, Contract BRPR-CT95-0132, Project BE95-1347, Document BE95-1347/R15, February 2000
- [184] Uetz, H.: Abrasion und Erosion - Grundlagen, Betriebliche Erfahrungen, Verminderung. Carl Hanser Verlag, 1986
- [185] Vala, J.: Zusammensetzung und Eigenschaften des im Teilvakuum und unter Normaldruck vibrationsverdichteten Normalbeton. Hochschule für Bauwesen, Leipzig, Diss., 1985
- [186] Vassou, V. C.; Short, N. R.; Kettle, R. J.: Microstructural Investigations into the Abrasion Resistance of Fiber-Reinforced Concrete Floors. In: Journal of Materials in Civil Engineering 20 (2008), Nr. 2, S. 157-168
- [187] VDI-Richtlinien, VDI 3822: Schadensanalyse – Schäden durch tribologische Beanspruchungen. Januar 1999
- [188] Vogel, M.; Bohner, E.; Günter, M.; Müller, H. S.: Modelling of Carbonation-Induced Corrosion of Concrete Facades. European Symposium on Service Life and Serviceability of Concrete Structures ESCS-2006, 12-14 June 2006, Espoo, Finland, 2006
- [189] Volkart, P. U.: Abrasion-Ursachen, Auswirkungen, Prävention. Schweizerische Tal-sperrenkomitee Fachtagung, Freiburg, 2003
- [190] Volkart, P. U.; Jacobs, F.: Prevention is better than cure. In: International Water Power & Dam Construction (2004), S. 24-25
- [191] Wahl, H.: Neue werkstoffliche Lösungen bei Abrasivproblemen in der Zementindustrie. In: ZKG International 55 (2002), Nr.11, S. 68-76
- [192] Walz, K.; Wischers, G.: Über den Widerstand von Beton gegen die mechanische Einwirkung von Wasser hoher Geschwindigkeit. Betontechnologische Berichte, Forschungsinstitut der Zementindustrie, In: beton (1969), Nr. 9-10, S. 403-406
- [193] Wellinger, K.; Uetz, H.: Gleitverschleiß, Spülverschleiß, Strahlverschleiß unter der Wirkung von körnigen Stoffen. VDI-Forschungsheft 449, Ausgabe B, Band 21, Deutscher Ingenieur-Verlag GmbH, 1955
- [194] Werthmann, E.: Synthetischer Hartzuschlag für abriebfesten Beton. In: beton (1999), Nr. 3, S. 132-134
- [195] Wesche, K.: Baustoffe für tragende Bauteile. Band 1: Grundlagen. Bauverlag, 1996
- [196] Wesche, K.: Baustoffe für tragende Bauteile. Band 2: Beton, Mauerwerk. Bauverlag, 1993
- [197] Westendarp, A.: Entwicklung und Tendenzen bei Baustoffen und Bauausführung im Schleusenbau. In: Beton-Informationen (2001), Nr. 1, S. 3-8

- [198] Westendarp, A.; Reschke, T.; Kühne, H.-C.; Maultzsch, M.; Dauberschmidt, C.; Rößler, G.: Instandsetzung von Wasserbauwerken aus Beton - Teil 1. In: beton (2006), Nr. 1/2, S. 22-29
- [199] Westendarp, A.; Reschke, T.; Kühne, H.-C.; Maultzsch, M.; Dauberschmidt, C.; Rößler, G.: Instandsetzung von Wasserbauwerken aus Beton – Teil 2. In: beton (2006), Nr. 3, S. 94-100
- [200] Wunderlich, W. O.: Hydraulic Structures – Probabilistic Approaches to Maintenance. ASCE Press, 2005
- [201] Zimbelmann, R.: A Contribution to the Problem of Cement-Aggregate Bond. In: Cement and Concrete Research 15 (1985), Nr. 5, S. 801-808
- [202] Zimbelmann, R.: A Method for Strengthening the Bond between Cement Stone and Aggregates. In: Cement and Concrete Research 17 (1987), Nr. 4, S. 651-660
- [203] ZTV-W LB 215: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen – Wasserbau (ZTV-W) für Wasserbauwerke aus Beton und Stahlbeton (Leistungsbereich 215). Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen; Abteilung Eisenbahnen, Wasserstraßen, Ausgabe 2004
- [204] ZTV-W LB 219: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen – Wasserbau (ZTV-W) für Schutz und Instandsetzung der Betonbauteile von Wasserbauwerken (Leistungsbereich 219). Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen; Abteilung Eisenbahnen, Wasserstraßen (zurückgezogen), Ausgabe 1997
- [205] ZTV-W LB 219: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen – Wasserbau (ZTV-W) für Schutz und Instandsetzung der Betonbauteile von Wasserbauwerken (Leistungsbereich 219). Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen; Abteilung Eisenbahnen, Wasserstraßen, Ausgabe 2004

Anhang

Anhang

Anhang zu Kapitel 2	A1
Anhang zu Kapitel 3	A15
A3.1 Vorversuche	A15
A3.2 Hauptversuche I	A34
A3.3 Hauptversuche II	A56

Anhang zu Kapitel 2



Bild A-2.1: Verschleißschädigung einer Wehrkrone mit freigelegtem Gesteinskorn [111]

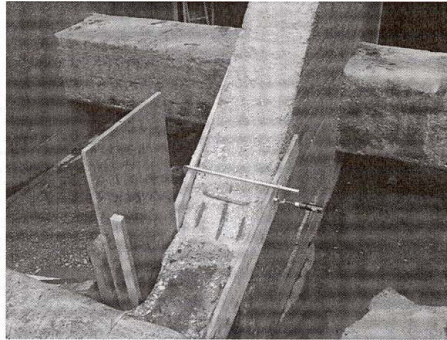


Bild A-2.2: Verschleißschäden am Pfeilerbereich einer wasserbaulichen Anlage [26]



Bild A-2.3: Verschleißschädigung des Betonbodens eines Umleitstollens [34]



Bild A-2.4: Verschleißschäden an einer Betonsohle einer Schleuse (Mittelhaupt), (eig. Foto)



Bild A-2.5: Verschleißschäden an einer Betonsohle einer Schleuse (Vorboden), (eig. Foto)

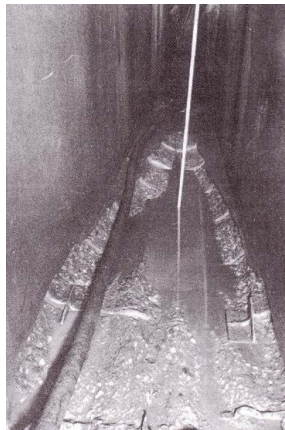


Bild A-2.6: Verschleißschäden innerhalb eines oberwasserseitigen Ablassbereiches [170]



Bild A-2.7: Verschleißschäden in einem Bachbett aus Beton [110]

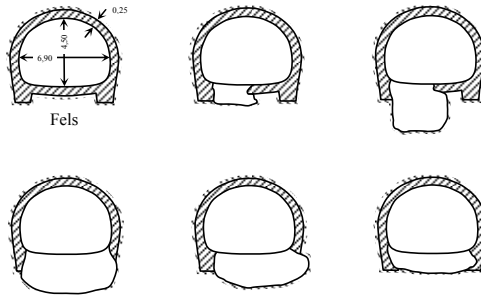
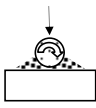




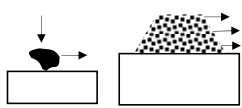
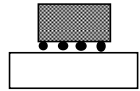
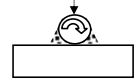
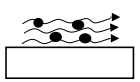
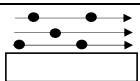
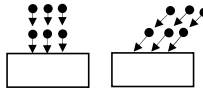




Bild A-2.8: Skizzierung der Verschleißschäden im Umleitstollen der Mollaro-Sperre am Noce; [83]



Bild A-2.9: Verschleißschäden im Tosbecken des Lake Waco Dammes, Texas, USA [109]

Tabelle A-2.1: Gliederung des Verschleißgebietes nach Art der tribologischen Beanspruchung [78] *) siehe hierzu Bild 2.1 im Kapitel 2

Elemente der Systemstruktur	Tribologische Beanspruchung (Symbole)	Verschleißart	Wirksame Mechanismen			
			Adhäsion	Abrasion	Oberflächenzerüttung	Tribologische Reaktionen
Festkörper (1) *) Zwischenstoff (3) (Hydrodynamik) Festkörper (2)	Gleiten Rollen Wälzen Prallen, Stoßen 	-----			X	X
Festkörper (1) Festkörper (2)	Gleiten 	Gleitverschleiß	X	X	X	X
(Festkörper-Reibung, Grenzreibung, Mischreibung)	Rollen Wälzen 	Rollverschleiß Wälzverschleiß	X	X	X	X
	Prallen Stoßen 	Prallverschleiß Stoßverschleiß	X	X	X	X
	Oszillieren 	Schwingungsverschleiß	X	X	X	X
	Festkörper (1) Festkörperpartikel (2)	Gleiten 	Furchungsverschleiß, Erosion		X	
Festkörper (1) Festkörper (2) Festkörperpartikel (3)	Gleiten 	Korngleitverschleiß, Dreikörperverschleiß		X	X	X
	Wälzen 	Kornwälzverschleiß		X	X	X
	Mahlen	Mahlverschleiß		X	X	X
	Festkörper (1) Flüssigkeit mit Partikeln (2)	Strömen 	Spülverschleiß (Erosionsverschleiß)		X	X
Festkörper (1) Gas mit Partikeln (2)	Strömen 	Gleitstrahlverschleiß (Erosionsverschleiß)		X	X	X
	Prallen 	Prallstrahl-, Schrägstrahlverschleiß		X	X	X
Festkörper (1) Flüssigkeit oder Gas (2)	Strömen Schwingen 	Werkstoffkavitation, Kavitationserosion			X	X
	Stoßen 	Tropfenschlag			X	X

Verfahren nach Böhme

Bei dem Schleifscheiben-Verfahren [50] basiert die Verschleißbeanspruchung auf einem Kornleitverschleiß. Hierbei werden Platten oder Würfel mit einer quadratischen Prüffläche von ca. 50 cm² auf einer mit Schleifmittel (Korund oder Granit) bestreuten Schleifbahn unter einem definierten Anpressdruck auf eine rotierende Scheibe aufgebracht, siehe Bild A-2.10.

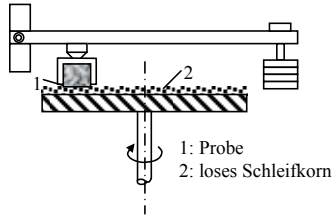


Bild A-2.10: Schematische Darstellung des Schleifscheiben-Verfahrens nach Böhme [50]

Der Prüfablauf umfasst 16 Prüfperioden mit jeweils 22 Umdrehungen bei einer Umdrehungsgeschwindigkeit von ca. 30 U/min. Bei jeder Prüfperiode wird der Körper um 90° gedreht und die Schleifbahn mit neuem Verschleißgut versehen. Der Schleifverschleiß wird durch Dicken- bzw. Volumenverlust ermittelt.

Verfahren nach ASTM 779/C

Bei dem Verfahren nach ASTM 779/C [7], das sowohl im Labor als auch in situ anwendbar ist, wird zwischen Methode A (Schleifteller), B (Stachelwalzen) und C (Stahlkugeln) unterschieden. Die Methode A beinhaltet Siliciumcarbit als Verschleißgut. Je nach Prüfmethode werden horizontal gelagerte Prüfkörper mit den Maßen 300 mm x 300 mm x 100 mm oberflächenparallel mittels gekerbten Stahlzylindern (Methode A), Stachelwalzen (Methode B) oder Stahlkugeln (Methode C) beansprucht, siehe Bild A-2.11.

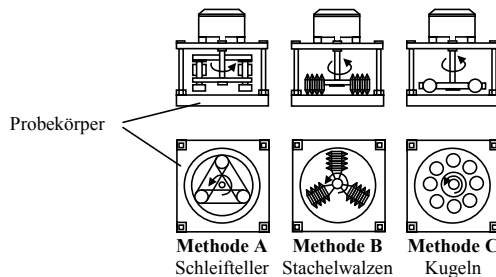


Bild A-2.11: Schematische Darstellung der Methoden A, B und C nach ASTM 779/C [7]

Die Stahlzylinder und Nagelwalzen drehen sich zusätzlich um ihre eigenen Achsen. Die Prüfung kann im Trocken- oder Nasszustand der Probekörper erfolgen. Bei den Prüfungen werden 12 bis 1000 Rotationen pro Minute durchgeführt, wobei die Belastungszeiträume 30 oder 60 Minuten betragen. Beim Erreichen der Maximalgeschwindigkeit beginnen die Stahlkugeln

bei der Methode C zu hüpfen, so dass ein Prallverschleißanteil am belasteten Beton zu verzeichnen ist. Die Beurteilung des Verschleißes erfolgt hier durch Tiefenmessungen.

Verfahren nach ASTM C 418

Mit dem Sandstrahlverfahren gemäß der ASTM C 418 [6] wird eine definierte Sandgutmenge bei einem Strahlabstand von ca. 75 mm mittels Injektorprinzip senkrecht auf Betonoberflächen gestrahlt, siehe Bild A-2.12.

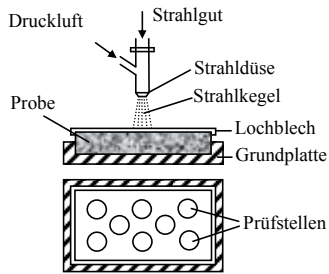
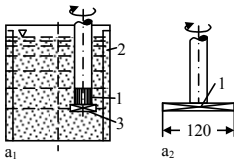


Bild A-2.12: Schematische Darstellung des Sandstrahlverfahrens nach ASTM C 418 [6]

Mit dieser Apparatur werden 600 g Silikasand (0,60 bis 0,85 mm) pro Minute mit einem Luftdruck von 410 kPa befördert. Die Belastungsdauer beträgt 1 Minute. Der Materialverschleiß wird i. d. R. volumetrisch bestimmt. Geprüft wird an 8 Stellen der Betonoberfläche im trockenen Zustand. Generell kann mit diesem Verfahren der Betonprobekörper so angeordnet werden, dass eine Variation des Anprallwinkels zu bewerkstelligen ist. Dieses Verfahren wird von Alexander [2] vorgeschlagen, um den Widerstand von Beton gegenüber Hydroabrasivverschleiß zu prüfen.

Verschleißtopf-Verfahren

Ein weiteres Prüfverfahren zur Nachahmung des Betonverschleißes ist der Verschleißtopf [121, 184]. Beim Verschleißtopf wird an einer rotierenden Welle über eine Halterung eine Leiste am unteren Ende angebracht, die das Abrasivkorn-Flüssigkeits-Gemisch aufwirbelt, siehe Bild A-2.13, links. Eine hohe Relativgeschwindigkeit zwischen Probe und Verschleißgut-Wassergemisch wird u. a. aufgrund der Exzentrizität der Probenachse zur Behälterachse erzeugt. Dieses Verfahren, mit dem Untersuchungen an Betonproben sehr schwierig zu bewerkstelligen sind, wird vorzugsweise im Maschinenbauwesen eingesetzt.



Verschleißtopf

Anordnung a₁: 1 Probe (18-45 mm Ø),
 2 Abrasivstoff/Wasser-Gemisch, 3 Leiste
 Anordnung a₂: 1 Probe (Blech 120 mm x 20 mm
 bis 50 mm) rotiert im Topf ohne Elektrizität

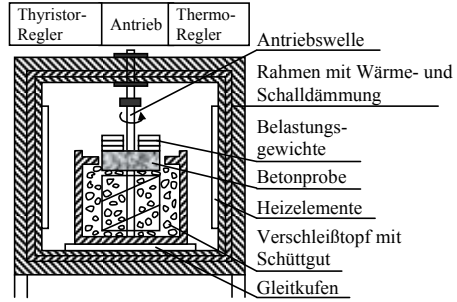


Bild A-2.13: Schematische Darstellung des Verschleißtopfverfahrens nach Uetz [184], links und nach Kunterding [121], rechts

Kunterding [121] hat ein modifiziertes Verschleißverfahren mit dem Verschleißtopf entwickelt, mit dem die Beanspruchung von Oberflächen von Stahlbetonsilos durch Schüttgüter nachgeahmt werden kann, siehe Bild A-2.13, rechts. Das im modifizierten Verschleißtopf befindliche Schüttgut (z. B. Kies oder Kohle) wird mittels zentrischer Wendel in Rotation versetzt und nach oben zum zylindrischen Probekörper mit einem Durchmesser von 150 mm und einer Höhe von 50 mm geführt. Am Probekörper wird das Verschleißgut kreisförmig an der Betonoberfläche entlang geführt und anschließend wieder zurück in das Behälterinnere befördert. Somit wird eine ständige Durchmischung des Verschleißgutes gewährleistet. Die Verschleißgeschwindigkeit ist stufenlos bis 6 m/s einstellbar. Zusätzlich kann eine thermische Belastung von 20 °C bis 200 °C erzeugt werden. Die Versuchsdauer beträgt 3 x 30 Minuten wobei das Verschleißgut alle 30 Minuten gewechselt wird. Als Prüfgröße wird i. d. R. der Massenverlust ermittelt.

Verfahren nach ASTM C 1138

Das Verfahren nach ASTM C 1138 [5] wurde von Liu [126] zur wirklichkeitsnahen Simulation von hydroabrasivem Verschleiß im Wasserbau entwickelt. Dieses Verfahren wird auch als Unterwassermethode bezeichnet. Die Prüfvorrichtung besteht aus einem senkrechten Stahlzylinder mit einem Durchmesser von ca. 305 mm und einer Höhe von ca. 457 mm, siehe Bild A-2.14.

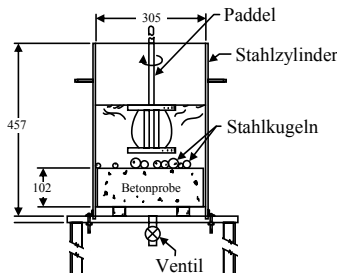


Bild A-2.14: Schematische Darstellung des Verfahrens nach ASTM C 1138 [5] nach Liu [126]; Maßangaben in mm

Der Stahlzylinder wird bis zu einer definierten Höhe mit Wasser befüllt. Als Abrasivgut werden Stahlkugeln verwendet, die in ihrem Durchmesser variieren. Der zylindrische Betonprüfkörper, der am Stahlzylinderboden befestigt ist, weist eine Höhe von etwa 100 mm auf. In der Mitte des Stahlzylinders ist ein motorbetriebenes Paddel über dem Prüfkörper angebracht, das sich mit einer Geschwindigkeit von 1.200 U/min dreht und somit das Wasser/Stahlkugel-Gemisch in Bewegung setzt. Die Belastungsdauer umfasst 6 x 12 Stunden. Als Prüfgröße wird die mittlere Verschleißtiefe gemessen.

Österreichische Geschiebetrommel

Huber und Rozinski [106] entwickelten für die Abriebbeanspruchung von Beschichtungen und Verkleidungen durch Geschiebe eine Prüftrommel. Die Trommel von ca. 1 m Durchmesser dreht sich um eine horizontale Achse mit ca. 46 U/min, wobei ein halbstündlicher Wechsel der Drehrichtung erfolgt. Als Abrasivstoff dienen 15 kg Quarz-Monokorn mit einem Durchmesser bis 50 mm. Zusätzlich wird die Trommel mit 30 l Wasser befüllt. Die Prüfplatten mit den Abmessungen 47 x 47 cm werden an die Wandung der Trommel eingespannt. Die Beanspruchung der Prüfplatten besteht vorwiegend aus schleifendem Verschleiß. Zusätzlich dazu wird bei hohen Umdrehungsgeschwindigkeiten das Abrasivkorn angehoben und fällt auf die darunter befindlichen Prüfplatten. Somit ist es teilweise möglich, eine kombinierte Prall- und Schleifbeanspruchung nachzuahmen. Die Gesamtprüfzeit entspricht 24 Stunden. Diese Prüfdauer kann aufgrund langjähriger Erfahrung angeblich mit einer zehnjährigen Beanspruchung in der Natur gleichgesetzt werden.

Dresdner Verschleißtrommel

Die Dresdner Verschleißtrommel gleicht prinzipiell der Verschleißtrommel der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) [24], die zur Verschleißprüfung von Geotextilien eingesetzt wird. Die achteckige Trommel besteht aus Edelstahl, siehe Bild A-2.15.

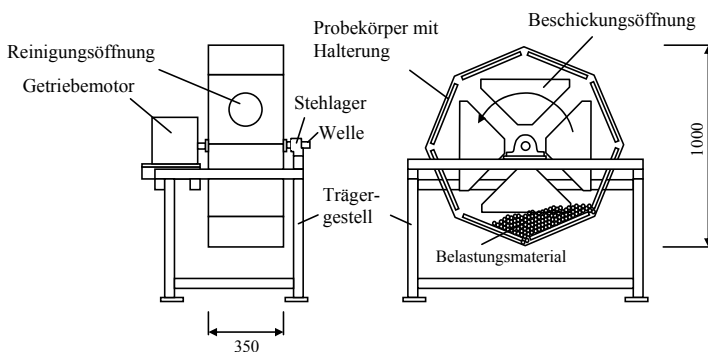


Bild A-2.15: Schematische Darstellung der Dresdner Verschleißtrommel [93]; Maßangaben in mm

Angetrieben wird die Trommel von einem 1,5 kW Getriebemotor. Mit Hilfe eines Frequenzumrichters kann eine Geschwindigkeit von bis zu 33 U/min eingestellt werden. Im Inneren

der Trommel befinden sich 8 Betonprüfkörper mit den Abmessungen 300 mm x 300 mm x 20 mm. Als Verschleißgut werden 8 kg Stahlkugeln (6000 Kugeln mit Durchmesser 7,0 mm) verwendet. Die Belastungsdauer beträgt 50.000 Belastungsgänge bei 0,16 Umdrehungen pro Sekunde. Hierdurch wird eine kombinierte schleifende- und prallende Belastung erzeugt. Für die zeitgeraffte Simulation des Betonverschleißes wird die o. g. Stahlkugelbefüllung ohne Anwesenheit von Wasser angewandt. Im Gegensatz dazu wird beim original BAW-Prüfverfahren 4 kg Basaltspalt verschiedener Fraktionen und 8 Liter Wasser in die Trommel gegeben. Eine ähnliche Verschleißtrommel – sechseckige Trommel – kam bei der Tiwag (Tiroler Wasserwerke AG) zum Einsatz [194]. Hier betragen die Abmessungen der beanspruchten Betonplatten 200 mm x 200 mm x 50 mm. Das Verschleißgut bestand aus vier Stahlkugeln mit einem Durchmesser von 40 mm. Diese Trommel wurde ebenfalls mit Wasser befüllt.

Verfahren nach Bania

Die Verschleißtrommel nach Bania [14] besteht aus einem horizontalen Zylinder mit einem Durchmesser von 1,55 m und einer Länge von 2,28 m, siehe Bild A-2.16. An der Welle befinden sich 36 Holme zur Befestigung der Prüfkörper, die würfel- bzw. zylinderförmig beschaffen sein können. Typische Prüfkörperformen sind Würfel mit einer Kantenlänge von 100 mm, sowie Zylinder mit den Abmessungen Durchmesser/Höhe = 80 mm/80 mm. Über einen Elektromotor mit einer Leistung von 3,0 kW wird über eine Kupplung und einen Keilriemen die Welle angetrieben. Die Drehzahl der Welle kann bis etwa 50 U/min variiert werden. Das Verschleißgut-Wassergemisch besteht aus 300 kg Kies der Fraktionen 2/4, 4/8 und 8/16 sowie 300 Liter Wasser.

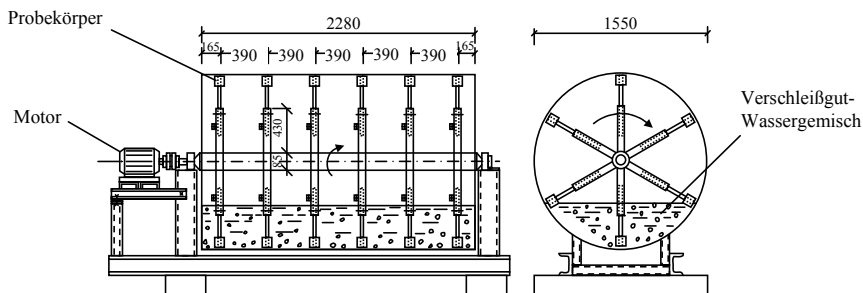


Bild A-2.16: Verschleißtrommel nach Bania [14]; Maßangaben in mm

Bei dieser Prüfvorrichtung wird die Forderung, dass das Verschleißgut-Wassergemisch über eine Betonoberfläche geführt werden soll vom Prinzip her umgekehrt. Das heißt, die Betonoberflächen der Prüfkörper werden durch das innerhalb der Trommel befindliche Feststoff/Wasser-Gemisch bewegt. Hierdurch wird sowohl schleifender als auch prallender Verschleiß nachgeahmt. Die Versuchsdauer kann beliebig variiert werden (die Langzeitversuche von Bania betragen etwa 120 Stunden). Die Beurteilung des Verschleißes erfolgt anhand der Ermittlung des Masseverlustes.

Kreisförmiges Gerinne

Das kreisförmige Gerinne von Pat & Reinhardt [145] besteht aus zwölf segmentförmigen Probekörpern mit einer Fläche von 0,5 m², die horizontal angeordnet sind. Ein Wasser/Feststoff-Gemisch aus Sand und Kies wird als Abrasivgut verwendet. Die Betonprüfkörper mit einer Höhe von 150 mm befinden sich auf dem Boden des Gerinnes, siehe Bild A-2.17. Durch senkrecht stehende Paddel, die sich unter der Wasseroberfläche befinden, wird das Abrasivgut gegen den Uhrzeigersinn in eine spiralförmige Bewegung versetzt. Die Durchschnittsgeschwindigkeit der Paddel beträgt etwa 3,5 m/s. Damit das Wasser infolge der Geschwindigkeit nicht aus dem Gerinne heraustritt, sind die Paddel zur Radialrichtung um 30° geneigt. Gleichzeitig dienen die Paddel der Verteilung des Verschleißgutes, das ein Größtkorn von 31,5 mm aufweist und im Verlauf des Prüfungsvorgangs mehrmals ausgetauscht wird. Das Verhältnis von Wasser zu Feststoff beträgt 87:1. Die Versuchsdauer wird üblicherweise mit ca. 240 Stunden veranschlagt.

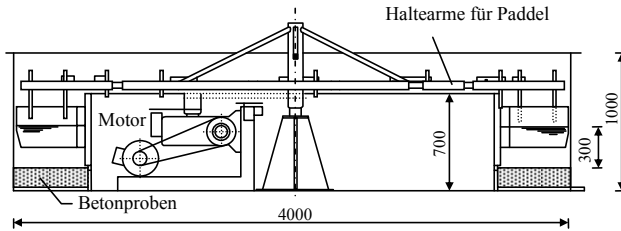


Bild A-2.17: Kreisförmiges Gerinne nach Pat & Reinhardt [145]; Maßangaben in mm

Weitere Prüfvorrichtungen (ohne Text)

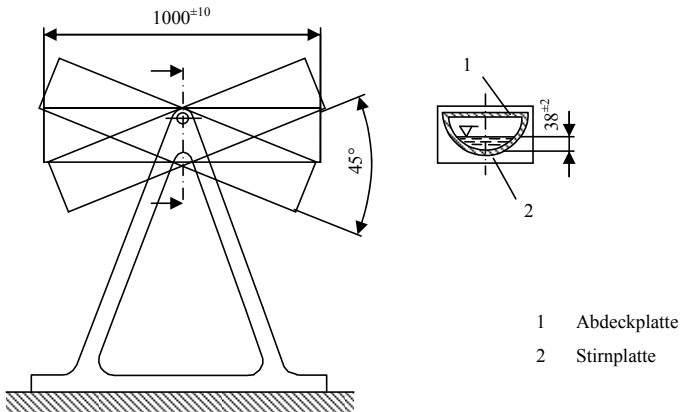
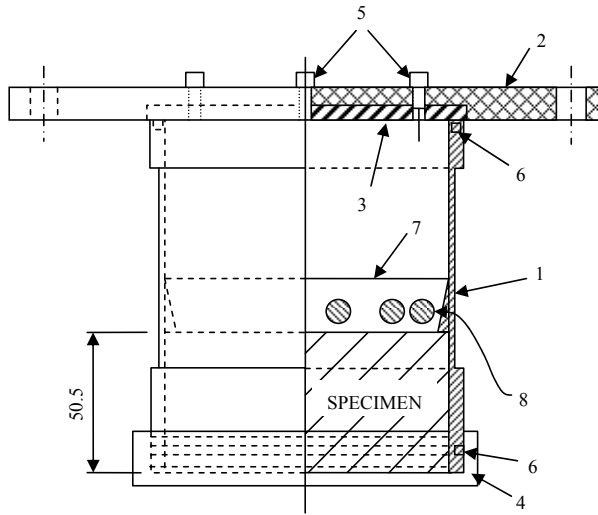


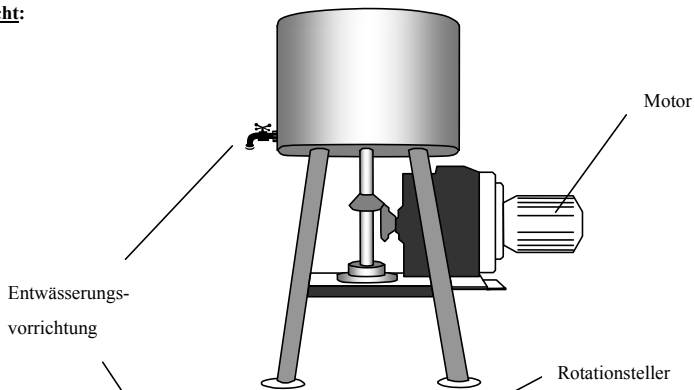
Bild A-2.18: Versuchsaufbau der Verschleißprüfung nach dem Darmstädter Verfahren [56]; Maßangaben in [mm]



8	8	Ball Bearings	10.3 mm dia., 4.5 g Steel		
1	7	Retaining Ring	4140 Steel		
2	6	“O” Ring	106.4 mm ID x 109.5 mm OD x 3.2 mm dia. Neoprene		
4	5	Cap Screws	10-32NF Socket, Filister HD		
1	4	Base	Alum		
1	3	Wear Plate	4140 Steel		
1	2	Cover	Alum		
1	1	Bod	Mild Steel		
No. Req.	Part No.	Description	Stock Size	Material	Remarks

Bild A-2.19: Prüfzylinder des California Test 550 [29]

Ansicht:



Draufsicht:

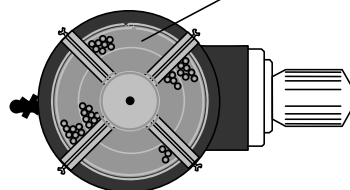


Bild A-2.20: Verschleißprüfgerät nach Röhnisch & Vollmer [158]

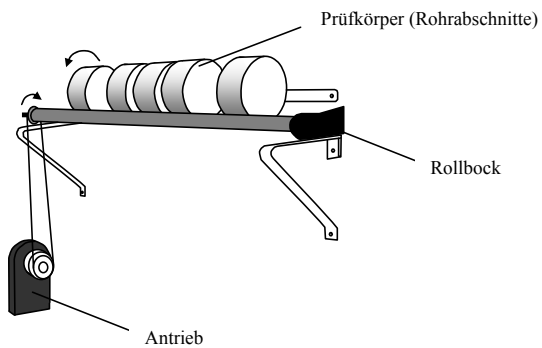


Bild A-2.21: Wuppertaler Prüfverfahren [16]

Tabelle A-2.2: Anforderungen an den Beton bei Verschleißbeanspruchung im Wasserbau [17]; (Auszug)

Wasserbau Bauteile im Süßwasser		Verschleiß			Mindest- druckfestig- keitsklasse	Beton- deckung $c_{\min}^{4)}$ [mm]	Überwachungs- klasse ÜK ²⁾	
		XM						
		5)	1	2	3			
Bauteile in Wildbächen Geschiebesperren, Stützwände	bewehrt	a			C25/30	25	1	
		b		X	C30/37 C35/45	25	2	
		c		X	C35/45	20	2	
Wehrpfeiler	bewehrt	a			C25/30	25	1	
		b	X		C25/30(LP) C35/45	25	2	
		c	X		C30/37	20	2	
Wehrrücken	bewehrt	c		X	C35/45	20	2	
Wehrrücken ohne Stauklappe	bewehrt	c		X	C35/45	25	2	
Tosbecken	bewehrt	c			X	C35/45	25	2
Schleusen-, Molenwände, Kaimauern	bewehrt	a	X		C30/37	25	2	
		b	X		C25/30(LP) C35/45	20	2	
		c	X		C35/45	20	2	
Schleusen-, Molen- und Wehrpfeilerplattformen, Kaimauerkronen Tausalz	bewehrt	a	X		C30/37(LP)	40	2	
Befahrene Hafenflächen Betonböden außen, Tausalz; Einzellasten, Radlasten Q > 80 kN	unbewehrt	a	X		C30/37(LP)		2	
²⁾ Soweit nicht aufgrund anderer Randbedingungen eine andere Überwachungsklasse maßgebend ist. ⁴⁾ nach ZTV-W, LB 215 „Wasserbauwerke aus Beton und Stahlbeton“, gilt unabhängig von der Expositionsklasse $c_{\min} \geq 50$ mm ⁵⁾ a – Sprühnebelbereich, b – Wasserwechselzone, Gezeitenzone und Spritzwasserbereich, c – Unterwasserbereich ⁷⁾ Wenn neben der Expositionsklasse XC2 die Expositionsklasse XC1 ebenfalls zutreffend ist, sind in der Festlegung beide Expositionsklassen anzugeben.								

Anhang zu Kapitel 3

A3.1 Vorversuche

Verschleißprüfgerät und Versuchsrandbedingungen



Bild A-3.1: *Karlsruher Verschleißtrommel*

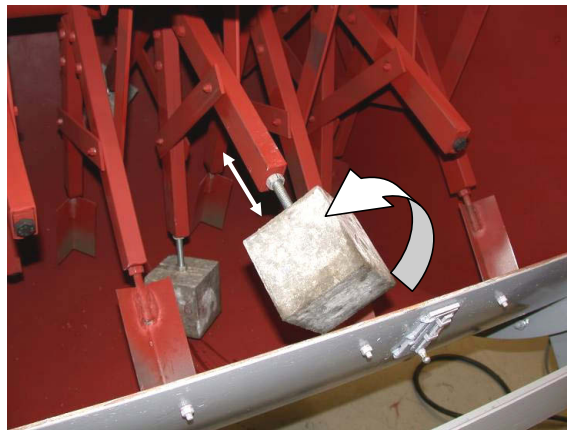


Bild A-3.2: *Blick in die geöffnete Verschleißtrommel mit fixiertem würfelförmigen Probekörper; die weißen Pfeile markieren die Translations- bzw. Rotationsmöglichkeit des am Haltearm befestigten Prüfkörpers*

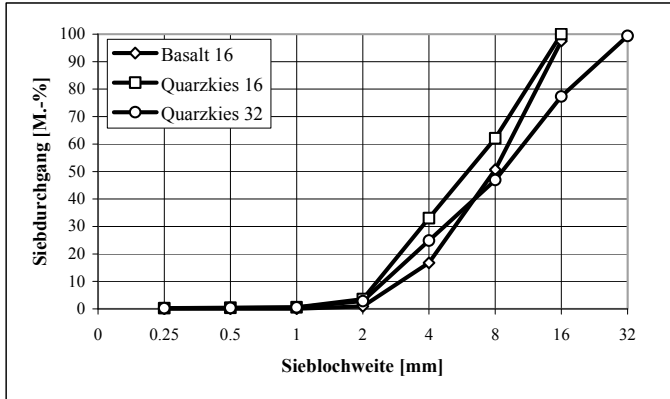


Bild A-3.3: Sieblinien des verwendeten Verschleißgutes

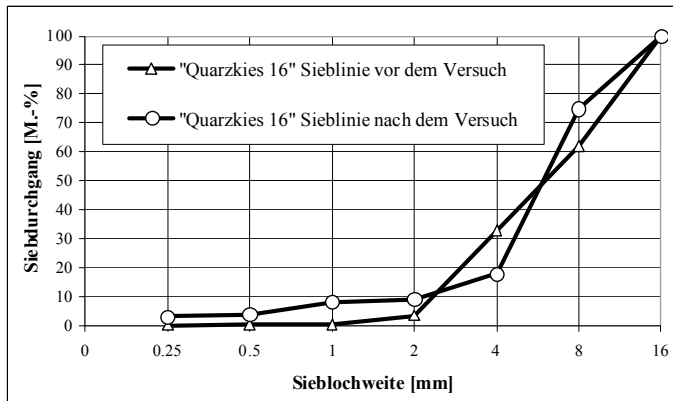


Bild A-3.4: Sieblinie des Verschleißgutes mit 16 mm Größtkorn vor und nach dem 22-stündigen Verschleißversuch



Bild A-3.5: Spezielle Schalungselemente zur Herstellung der Prüfkörper; links: Zylinder mit Gewindeeinsatz (Durchmesser/Höhe = 100 mm/100 mm); rechts: Würfel mit Gewindeeinsätzen (Kantenlänge = 100 mm)

Tabelle A-3.1: Zementkennwerte des CEM I 32,5 R und CEM III/B 32,5 NW/HS gemäß DIN EN 196-1 und -3 [52, 53, 54]

Zement	spez. Oberfläche (Blaine) [cm ² /g]	Wasseranspruch [%]	Reindichte [g/cm ³]	Druckfestigkeit nach 2 Tagen [N/mm ²]	Druckfestigkeit nach 7 Tagen [N/mm ²]	Druckfestigkeit nach 28 Tagen [N/mm ²]
CEM I	3443	28,0	3,138	23,8	37,4	49,9
CEM III	4643	29,4	2,977	8,2	33,7	49,1

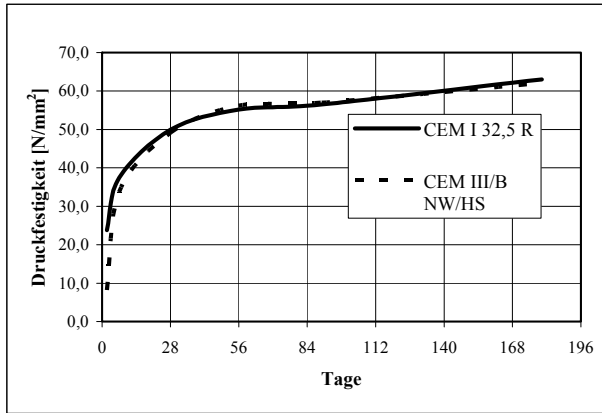


Bild A-3.6: Entwicklung der Zementfestigkeit des Zementes CEM I 32,5 R und CEM III/B 32,5 NW/HS

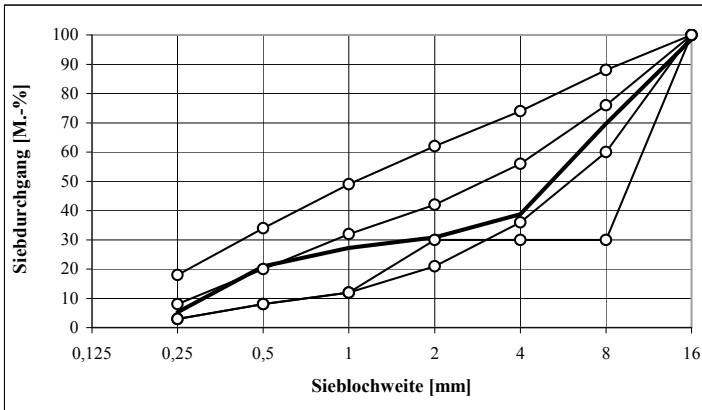


Bild A-3.7: Sieblinie A/B16 der verwendeten Gesteinskörnungen für die Vorversuche

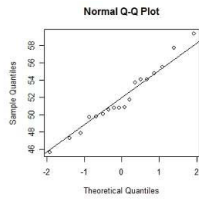
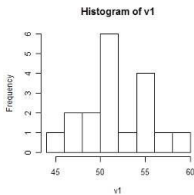
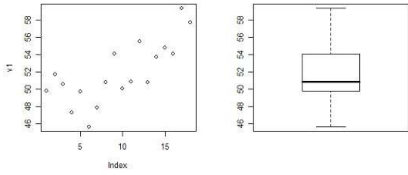
Tabelle A-3.2: Ergebnisse der statistischen Untersuchungen zum Versuch „Quarz 16 W“

Messzeitpunkt	Wiederholungsversuche			Statistischen Tests ($P_i \geq \alpha_i$)		
	1. Versuch Betonabtrag [g]	2. Versuch Betonabtrag [g]	3. Versuch Betonabtrag [g]	Shapiro-Wilk Test	Fligner-Killeen Test	Varianz- analyse
1. Stunde	49,8	47,9	50,8	P_{10} -Wert = 0,789	P_7 -Wert = 0,667	P_2 -Wert = 0,006
	51,7	50,8	53,7			
	50,6	54,1	54,8			
	47,3	50,1	54,1	α_{10} -Wert = 0,050	α_7 -Wert = 0,013	α_2 -Wert = 0,006
	49,7	50,9	59,3			
	45,7	55,5	57,7			
2. Stunde	27,4	26,4	30,5	P_4 -Wert = 0,072	P_4 -Wert = 0,391	P_3 -Wert = 0,066
	30,2	26,7	27,0			
	29,7	27,8	27,8			
	27,1	28,0	31,4	α_4 -Wert = 0,007	α_4 -Wert = 0,007	α_3 -Wert = 0,006
	20,1	27,7	32,8			
	28,4	26,5	34,2			
3. Stunde	23,3	24,4	21,6	P_1 -Wert = 0,005	P_3 -Wert = 0,294	P_4 -Wert = 0,092
	22,6	24,4	20,3			
	24,3	24,7	21,3			
	20,7	25,2	20,2	α_1 -Wert = 0,005	α_3 -Wert = 0,006	α_4 -Wert = 0,007
	32,9	26,4	22,8			
	24,6	23,5	23,6			
4. Stunde	19,0	18,5	21,3	P_7 -Wert = 0,433	P_6 -Wert = 0,540	P_1 -Wert = 0,001
	19,0	19,7	20,9			
	21,3	18,3	20,8			
	17,2	18,7	20,3	α_7 -Wert = 0,013	α_6 -Wert = 0,010	α_1 -Wert = 0,005
	17,9	18,0	23,3			
	19,7	19,4	23,0			
7. Stunde	49,1	44,2	52,0	P_6 -Wert = 0,312	P_5 -Wert = 0,483	P_6 -Wert = 0,335
	49,1	53,2	47,7			
	56,4	46,6	53,0			
	45,4	52,7	47,3	α_6 -Wert = 0,010	α_5 -Wert = 0,008	α_6 -Wert = 0,010
	44,4	48,7	54,1			
	43,4	45,6	53,0			
10. Stunde	44,4	39,5	45,9	P_5 -Wert = 0,208	P_1 -Wert = 0,028	P_9 -Wert = 0,818
	46,5	42,6	39,5			
	45,2	37,7	45,1			
	37,3	39,6	35,2	α_5 -Wert = 0,008	α_1 -Wert = 0,005	α_9 -Wert = 0,025
	35,3	40,0	42,6			
	36,3	39,8	39,2			

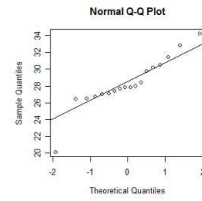
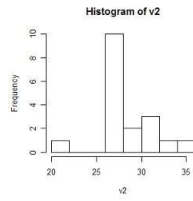
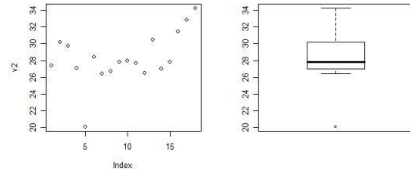
Tabelle A-3.2: Ergebnisse der statistischen Untersuchungen zum Versuch „Quarz 16 W“ (Forts.)

Messzeitpunkt	Wiederholungsversuche			Statistischen Tests ($P_i \geq \alpha_i$)		
	1. Versuch Betonabtrag [g]	2. Versuch Betonabtrag [g]	3. Versuch Betonabtrag [g]	Shapiro-Wilk Test	Fligner-Killeen Test	Varianz- analyse
13. Stunde	33,9	34,1	40,4	P_2 -Wert = 0,009	P_8 -Wert = 0,787	P_8 -Wert = 0,737
	36,9	39,5	34,9			
	39,6	34,0	40,3			
	32,8	32,9	31,8	α_2 -Wert = 0,006	α_8 -Wert = 0,017	α_8 -Wert = 0,017
	33,5	35,9	34,2			
	32,7	32,5	34,6			
16. Stunde	31,0	29,5	29,3	P_8 -Wert = 0,583	P_{10} -Wert = 0,902	P_5 -Wert = 0,226
	33,7	32,6	27,2			
	35,7	33,0	33,9			
	29,4	28,5	24,6	α_8 -Wert = 0,017	α_{10} -Wert = 0,050	α_5 -Wert = 0,008
	28,4	31,3	28,3			
	28,6	29,3	27,7			
19. Stunde	27,0	24,6	28,9	P_9 -Wert = 0,592	P_2 -Wert = 0,256	P_7 -Wert = 0,612
	28,6	26,2	26,0			
	31,1	28,2	31,1			
	27,6	24,7	24,7	α_9 -Wert = 0,025	α_2 -Wert = 0,006	α_7 -Wert = 0,013
	26,6	26,8	30,3			
	23,1	26,6	23,9			
22. Stunde	28,3	28,8	28,3	P_3 -Wert = 0,026	P_9 -Wert = 0,891	P_{10} -Wert = 0,930
	28,1	23,4	28,1			
	31,3	27,4	31,3			
	28,5	28,0	28,5	α_3 -Wert = 0,006	α_9 -Wert = 0,025	α_{10} -Wert = 0,050
	21,4	24,5	21,4			
	22,2	23,7	22,2			

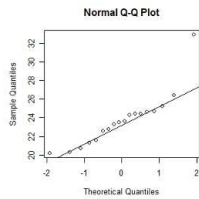
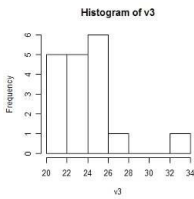
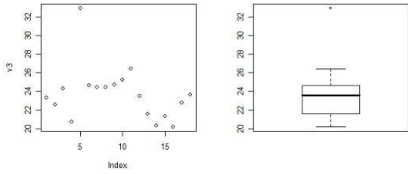
1. Stunde



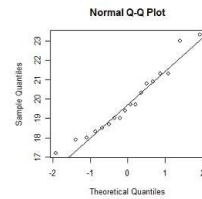
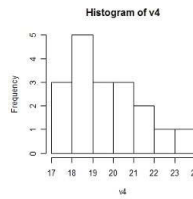
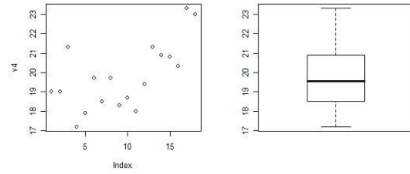
2. Stunde



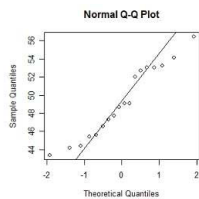
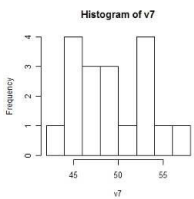
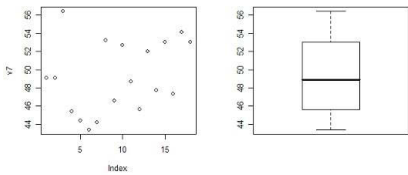
3. Stunde



4. Stunde



7. Stunde



10. Stunde

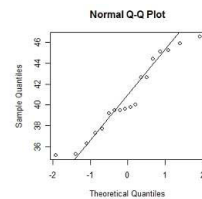
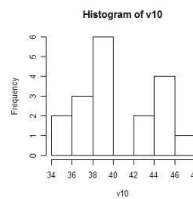
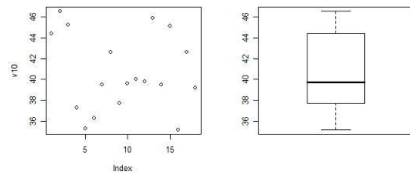
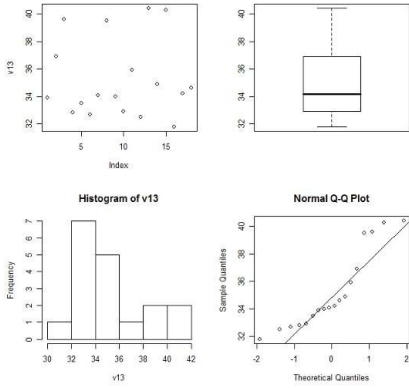
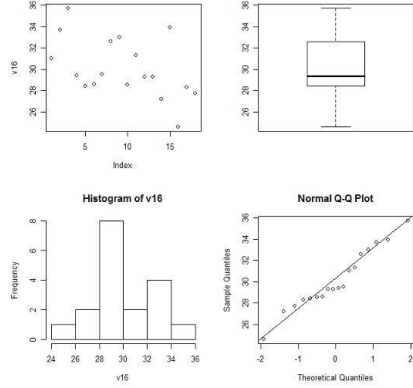


Bild A-3.8: Grafische Analyse der Versuchsdaten (18. Messdaten) aus dem Versuch „Quarz 16 W“-Versuche; Prüfung der Normalverteilungsannahme

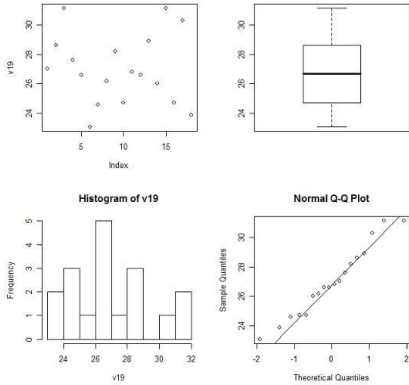
13. Stunde



16. Stunde



19. Stunde



22. Stunde

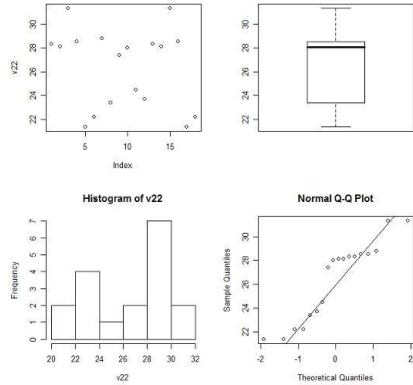
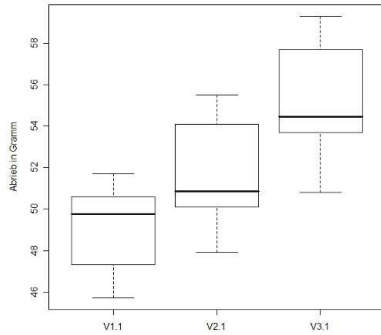
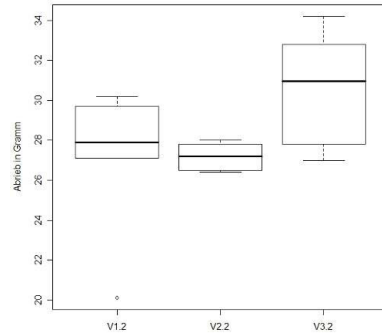


Bild A-3.8: Grafische Analyse der Versuchsdaten (18. Messdaten) aus dem Versuch „Quarz 16 W“-Versuche; Prüfung der Normalverteilungsannahme (Forts.)

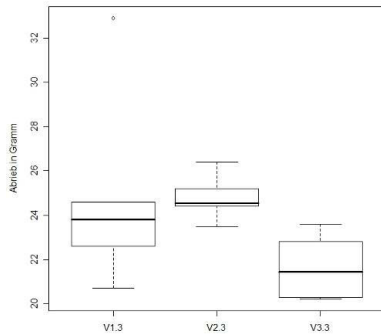
1. Stunde



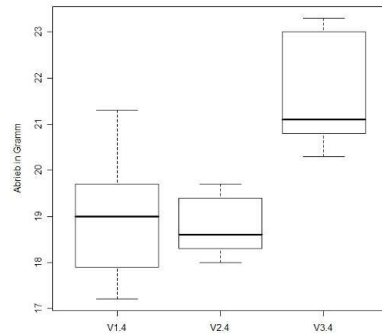
2. Stunde



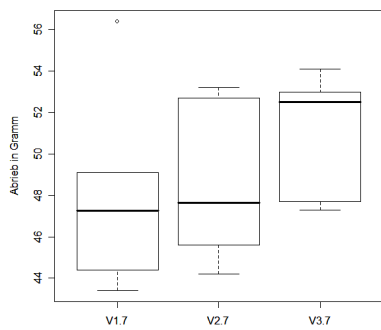
3. Stunde



4. Stunde



7. Stunde



10. Stunde

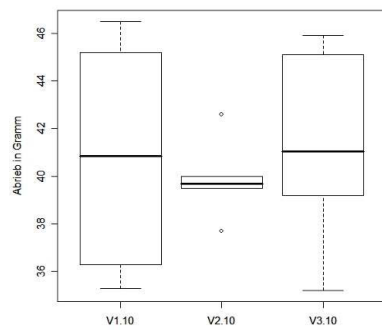
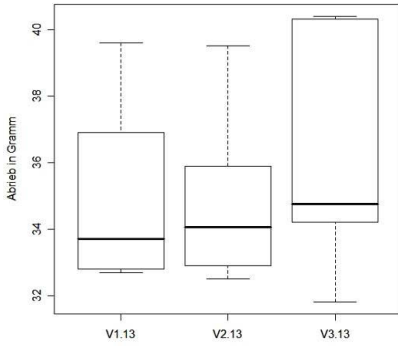
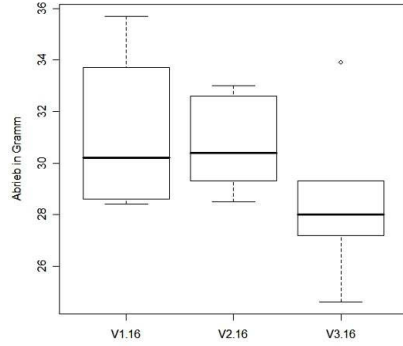


Bild A-3.9: Darstellung der Messwerte des Betonverschleißes in Form von Box-Whisker-Plots für den Verschleißversuch „Quarz 16 W“; Versuchsbezeichnung: z. B.: V2.10 = Versuch/zweite Wiederholung/zehnte Messstunde

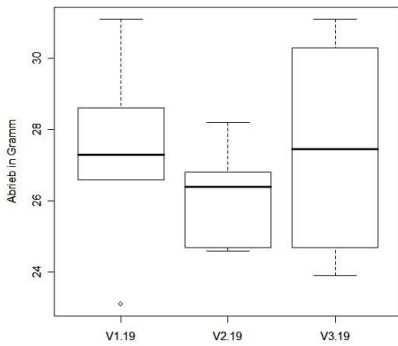
13. Stunde



16. Stunde



19. Stunde



22. Stunde

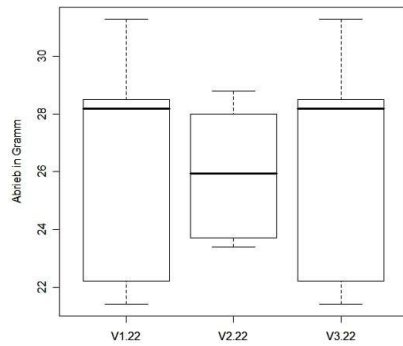
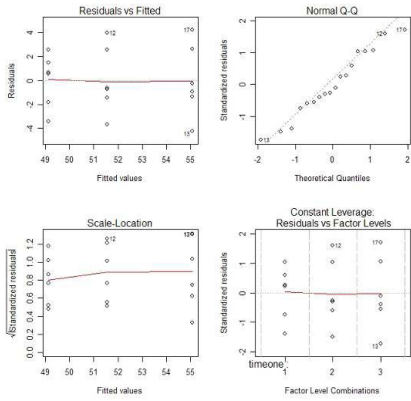
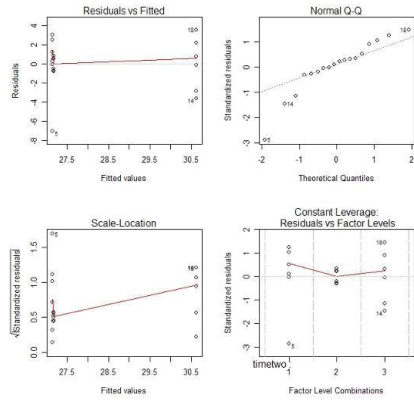


Bild A-3.9: Darstellung der Messwerte des Betonverschleißes in Form von Box-Whisker-Plots für den Verschleißversuch „Quarz 16 W“ (Forts.)

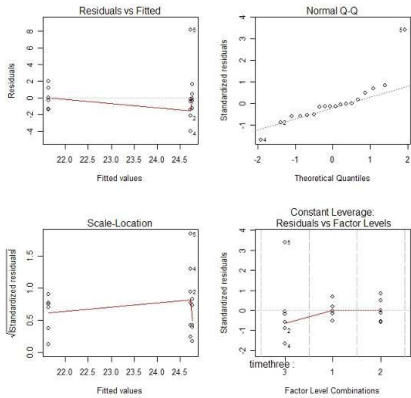
1. Stunde



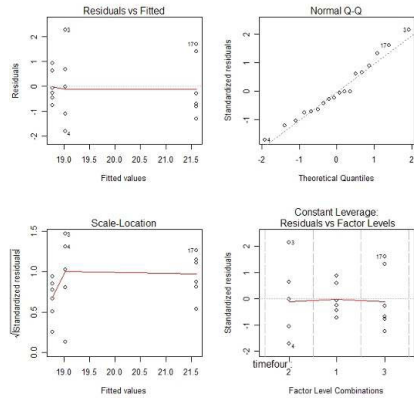
2. Stunde



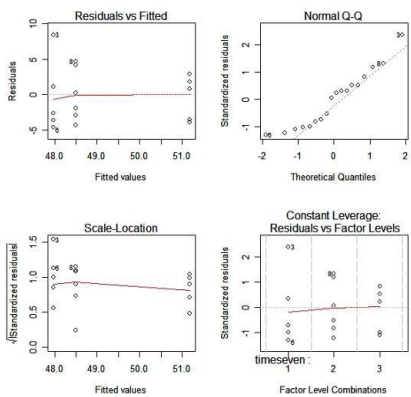
3. Stunde



4. Stunde



7. Stunde



10. Stunde

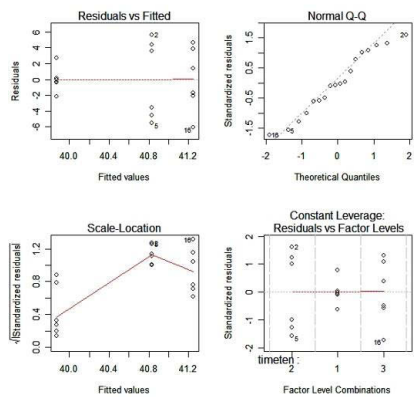
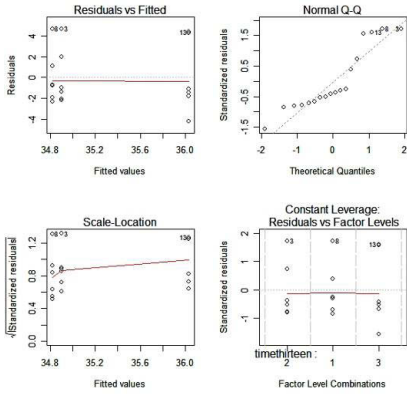
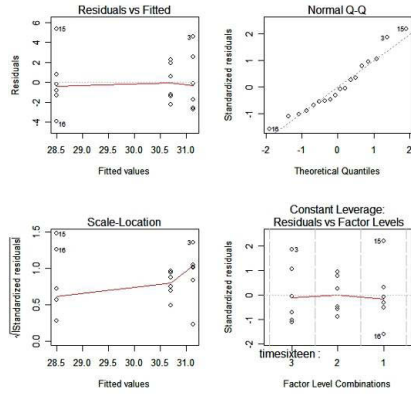


Bild A-3.10: Residualanalyse der Versuchsdaten (18. Messdaten) aus dem Versuch „Quarz 16 W“

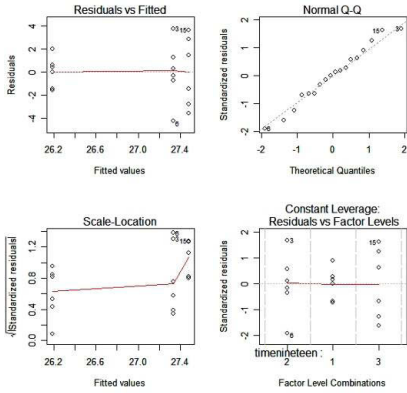
13. Stunde



16. Stunde



19. Stunde



22. Stunde

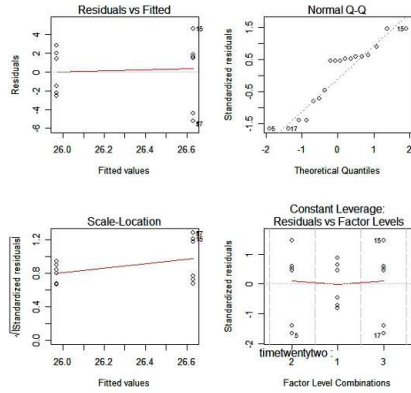


Bild A-3.10: Residualanalyse der Versuchsdaten (18. Messdaten) aus dem Versuch „Quarz 16 W“ (Forts.)

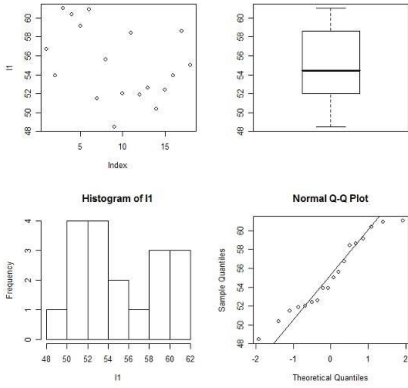
Tabelle A-3.3: Ergebnisse der statistischen Untersuchungen zum Versuch „Quarz 16 L“

Messzeitpunkt	Wiederholungsversuche			Statistischen Tests ($P_i \geq \alpha_i$)		
	links Betonab- trag [g]	Mitte Betonab- trag [g]	rechts Betonab- trag [g]	Shapiro-Wilk Test	Fligner- Killeen Test	Varianz- analyse
1. Stunde	56,7	51,5	52,6	P_6 -Wert = 0,341	P_9 -Wert = 0,983	P_1 -Wert = 0,012
	53,9	55,6	50,4			
	61,0	48,5	52,4			
	60,4	52,0	53,9	α_6 -Wert = 0,010	α_9 -Wert = 0,025	α_1 -Wert = 0,005
	59,1	58,4	58,6			
	60,9	51,9	55,0			
2. Stunde	27,8	28,3	26,6	P_{10} -Wert = 0,729	P_7 -Wert = 0,934	P_6 -Wert = 0,680
	29,5	30,8	29,3			
	30,3	30,2	27,5			
	32,5	27,9	31,2	α_{10} -Wert = 0,050	α_7 -Wert = 0,013	α_6 -Wert = 0,010
	26,6	33,1	30,6			
	32,0	29,4	30,5			
3. Stunde	23,8	24,4	20,4	P_3 -Wert = 0,244	P_6 -Wert = 0,695	P_8 -Wert = 0,747
	26,5	25,1	24,8			
	27,1	24,0	23,0			
	26,9	22,0	27,5	α_3 -Wert = 0,006	α_6 -Wert = 0,010	α_8 -Wert = 0,017
	19,2	25,6	24,1			
	26,7	23,8	24,8			
4. Stunde	19,2	20,5	16,4	P_5 -Wert = 0,328	P_4 -Wert = 0,410	P_5 -Wert = 0,593
	22,7	19,8	20,7			
	22,6	19,7	18,3			
	22,4	19,3	21,6	α_5 -Wert = 0,008	α_4 -Wert = 0,007	α_5 -Wert = 0,008
	17,3	20,2	20,8			
	21,6	21,7	21,6			
7. Stunde	49,3	48,8	36,7	P_7 -Wert = 0,418	P_5 -Wert = 0,595	P_4 -Wert = 0,448
	53,3	49,8	44,3			
	51,5	43,2	42,7			
	49,8	40,9	53,6	α_7 -Wert = 0,013	α_5 -Wert = 0,008	α_4 -Wert = 0,007
	41,2	39,6	49,0			
	47,3	52,1	44,8			
10. Stunde	36,2	36,2	29,6	P_8 -Wert = 0,489	P_8 -Wert = 0,945	P_2 -Wert = 0,390
	42,9	42,0	32,6			
	40,0	34,3	31,4			
	35,7	32,0	40,1	α_8 -Wert = 0,017	α_8 -Wert = 0,017	α_2 -Wert = 0,006
	35,5	31,7	36,3			
	32,5	38,7	34,1			

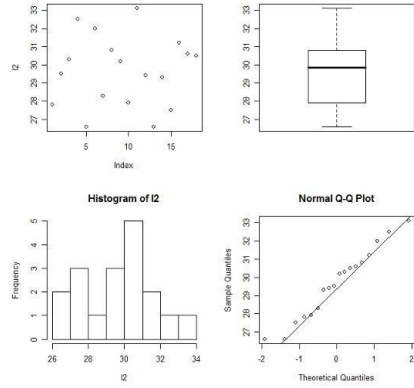
Tabella A-3.3: Ergebnisse der statistischen Untersuchungen zum Versuch „Quarz 16 L“
(Forts.)

Messzeitpunkt	Wiederholungsversuche			Statistischen Tests ($P_i \geq \alpha_i$)		
	links Betonabtrag [g]	Mitte Betonabtrag [g]	rechts Betonabtrag [g]	Shapiro-Wilk Test	Fligner-Killeen Test	Varianz- analyse
13. Stunde	35,5	27,9	24,1	P_4 -Wert = 0,252	P_2 -Wert = 0,230	P_3 -Wert = 0,396
	38,9	32,3	29,5			
	23,2	28,3	26,1			
	30,7	24,1	30,1	α_4 -Wert = 0,007	α_2 -Wert = 0,006	α_3 -Wert = 0,006
	32,6	26,6	30,5			
	23,9	30,7	24,0			
16. Stunde	25,1	25,0	21,2	P_9 -Wert = 0,575	P_{10} -Wert = 0,994	P_7 -Wert = 0,696
	30,3	26,4	25,0			
	22,9	22,6	22,0			
	25,2	20,9	24,5	α_9 -Wert = 0,025	α_{10} -Wert = 0,050	α_7 -Wert = 0,013
	23,8	22,3	25,9			
	20,0	27,1	20,6			
19. Stunde	21,2	20,4	17,9	P_1 -Wert = 0,592	P_1 -Wert = 0,256	P_{10} -Wert = 0,612
	24,6	21,8	23,7			
	18,9	18,6	18,5			
	24,0	16,6	23,3	α_1 -Wert = 0,005	α_1 -Wert = 0,005	α_{10} -Wert = 0,050
	17,1	20,6	24,1			
	17,0	21,6	16,9			
22. Stunde	15,8	18,8	15,9	P_2 -Wert = 0,026	P_3 -Wert = 0,891	P_9 -Wert = 0,93
	24,2	20,9	20,1			
	17,1	17,2	16,2			
	19,8	19,0	22,6	α_2 -Wert = 0,006	α_3 -Wert = 0,006	α_9 -Wert = 0,025
	16,5	17,5	21,3			
	15,6	22,2	15,5			

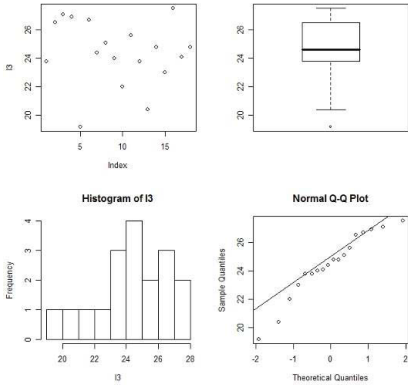
1. Stunde



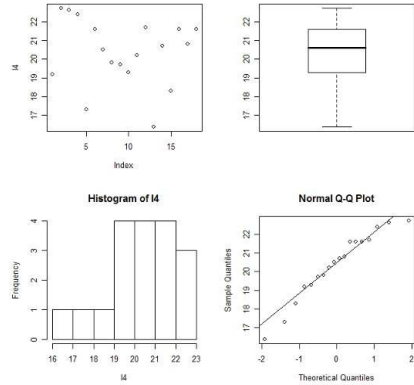
2. Stunde



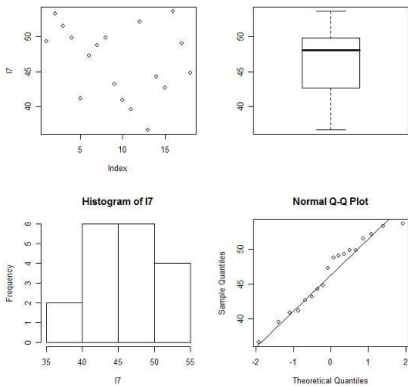
3. Stunde



4. Stunde



7. Stunde



10. Stunde

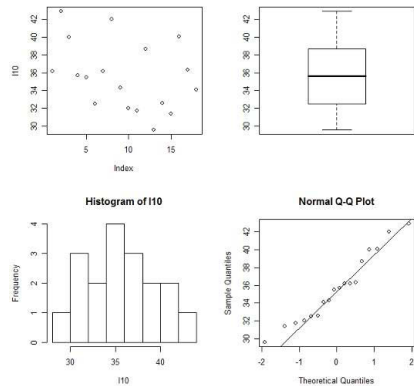
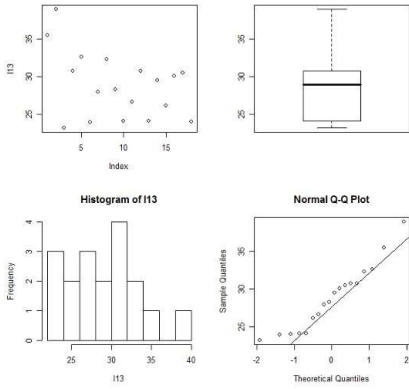
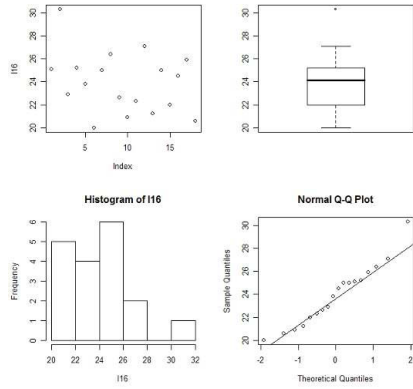


Bild A-3.11: Grafische Analyse der Versuchsdaten (18. Messdaten) aus dem Versuch „Quarz 16 L“-Versuche; Prüfung der Normalverteilungsannahme

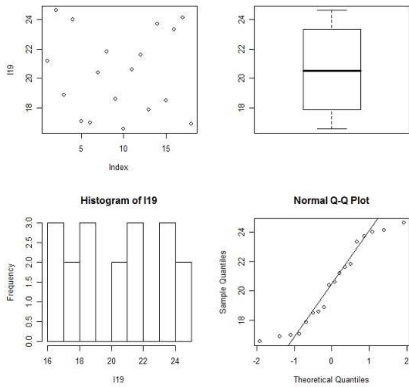
13. Stunde



16. Stunde



19. Stunde



22. Stunde

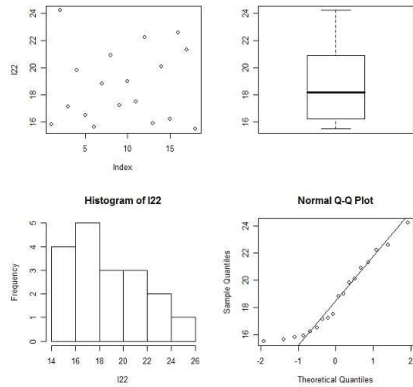
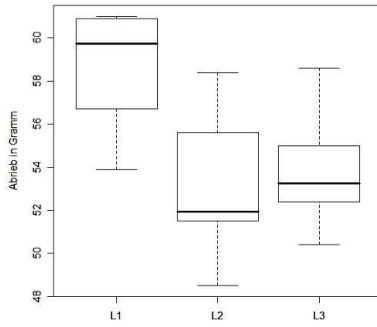
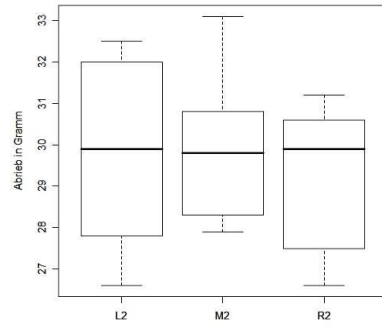


Bild A-3.11: Grafische Analyse der Versuchsdaten (18. Messdaten) aus dem Versuch „Quarz 16 L“-Versuche; Prüfung der Normalverteilungsannahme (Forts.)

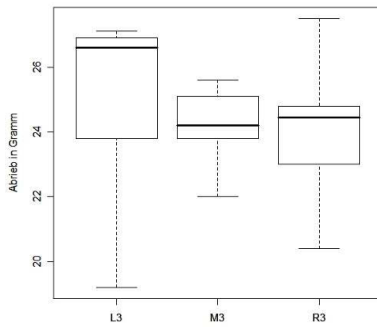
1. Stunde



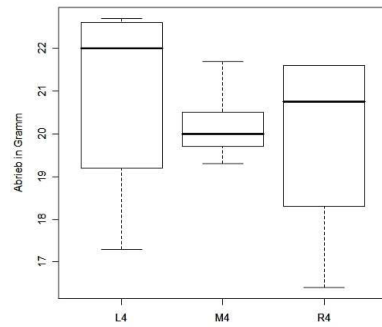
2. Stunde



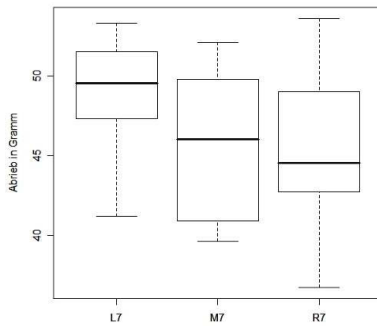
3. Stunde



4. Stunde



7. Stunde



10. Stunde

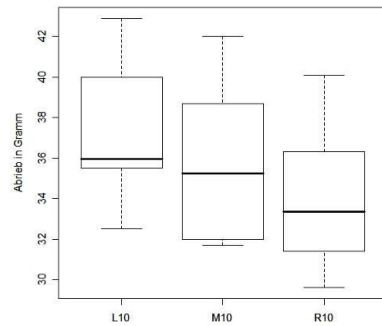
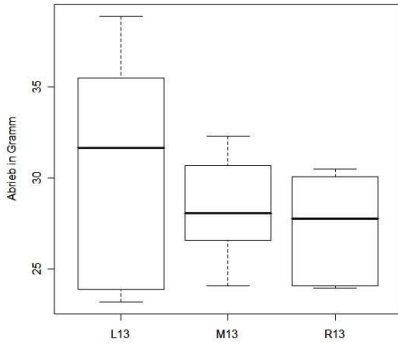
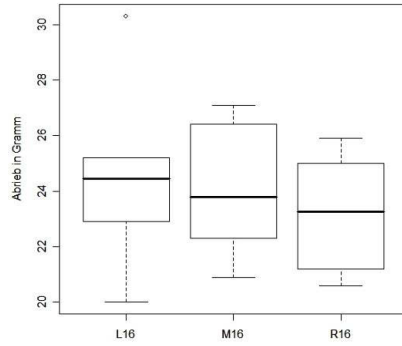


Bild A-3.12: Darstellung der Messwerte des Betonverschleißes in Form von Box-Whisker-Plots für den Verschleißversuch „Quarz 16 L“; Versuchsbezeichnung: z. B.: L10 = linke Reihe/zehnte Messstunde

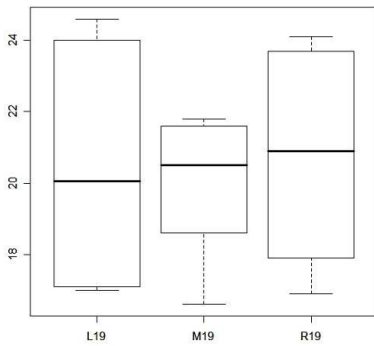
13. Stunde



16. Stunde



19. Stunde



22. Stunde

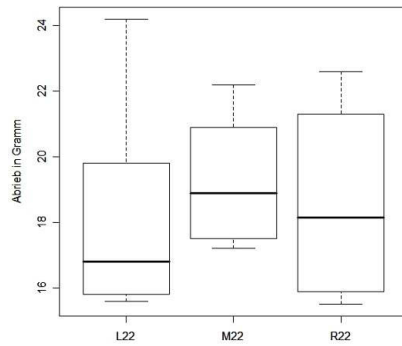
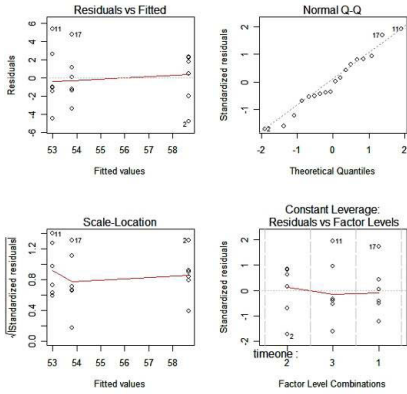
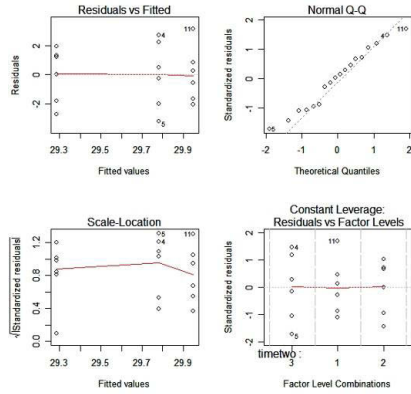


Bild A-3.12: Darstellung der Messwerte des Betonverschleißes in Form von Box-Whisker-Plots für den Verschleißversuch „Quarz 16 L“ (Forts.)

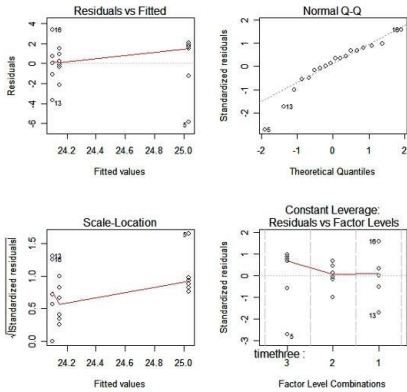
1. Stunde



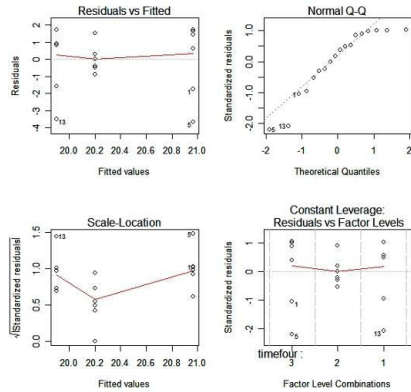
2. Stunde



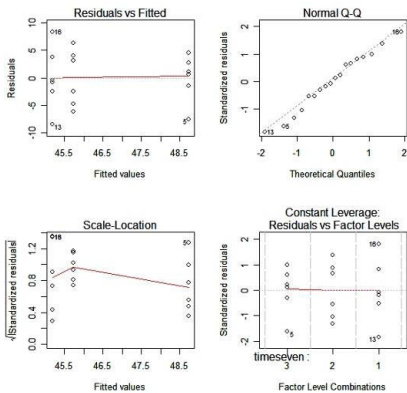
3. Stunde



4. Stunde



7. Stunde



10. Stunde

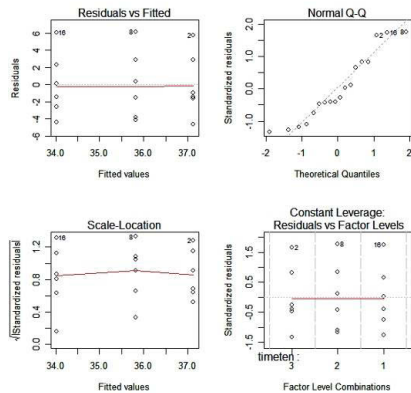
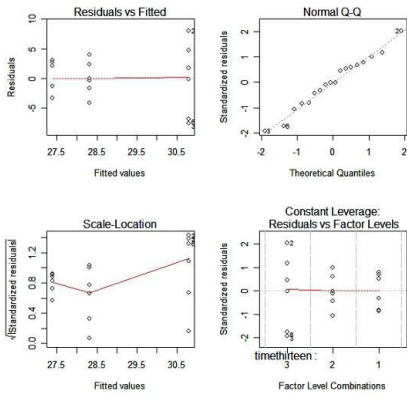
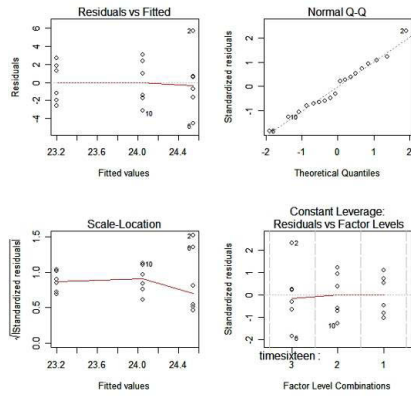


Bild A-3.13: Residualanalyse der Versuchsdaten (18. Messdaten) aus dem Versuch „Quarz 16 L“-Versuche

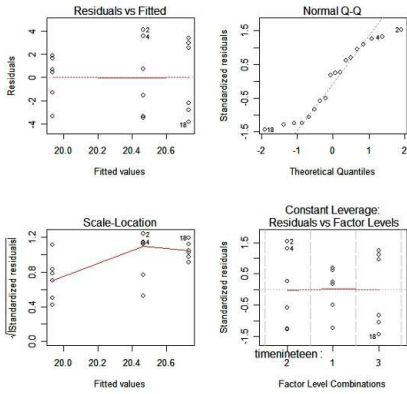
13. Stunde



16. Stunde



19. Stunde



22. Stunde

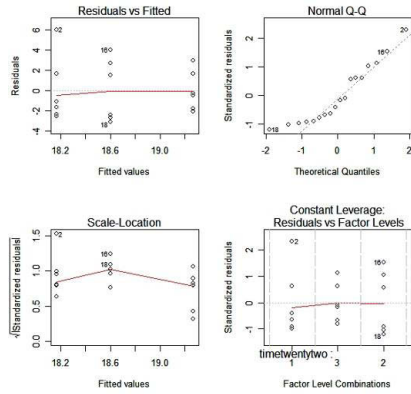


Bild A-3.13: Residualanalyse der Versuchsdaten (18. Messdaten) aus dem Versuch „Quarz 16 L“-Versuche (Forts.)

A3.2 Hauptversuche I

Sieblinien

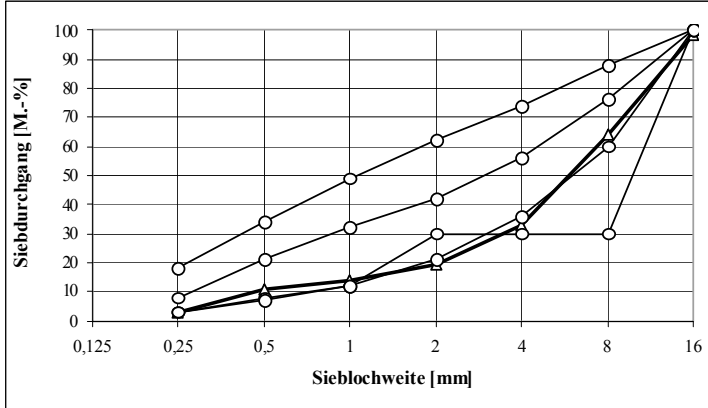


Bild A-3.14: Sieblinie A16 der verwendeten Gesteinskörnungen des Betons für die Hauptversuche I

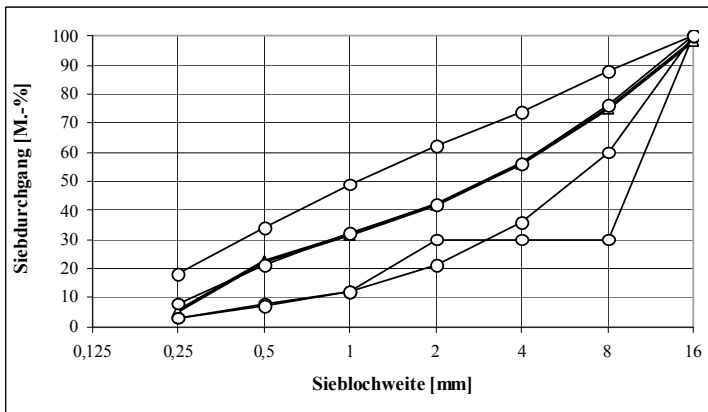


Bild A-3.15: Sieblinie B16 der verwendeten Gesteinskörnungen des Betons für die Hauptversuche I

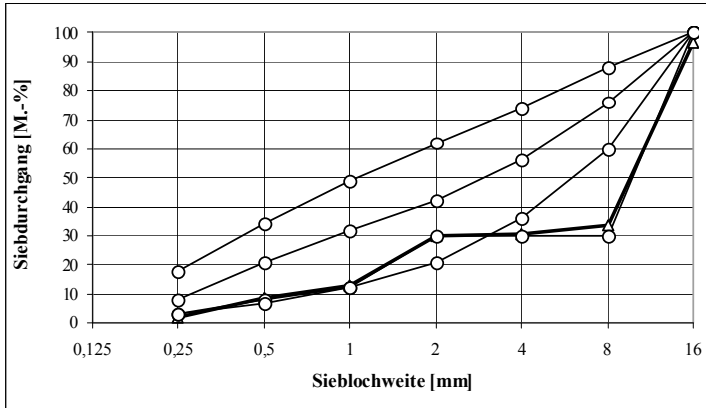


Bild A-3.16: Sieblinie U16 der verwendeten Gesteinskörnungen des Betons für die Hauptversuche I

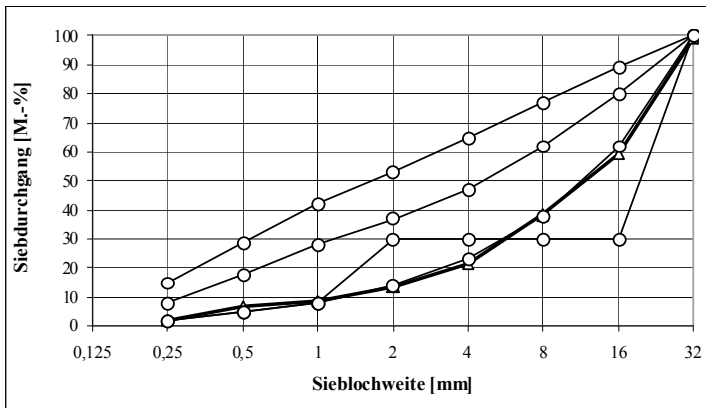


Bild A-3.17: Sieblinie A32 der verwendeten Gesteinskörnungen des Betons für die Hauptversuche I

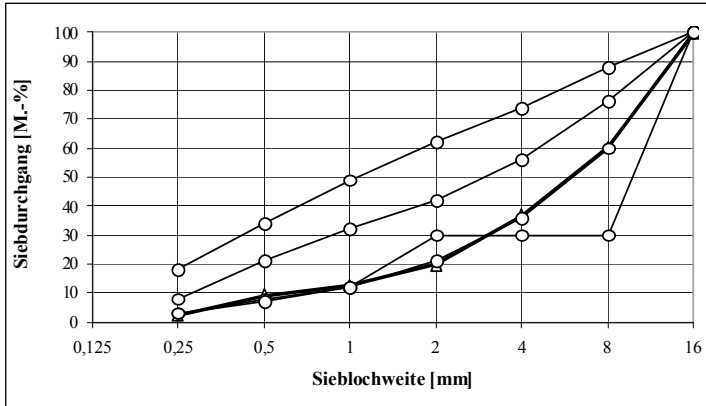


Bild A-3.18: Sieblinie A16SP der verwendeten Gesteinskörnung des Betons für die Hauptversuche I

Ermittlung der Festbetonkennwerte

Druckfestigkeit

Die Druckfestigkeitsuntersuchungen an den zylindrischen Probekörpern wurden gemäß DIN EN 12390-3 [60] durchgeführt. Die zu berechnende Druckfestigkeit ergibt sich gemäß nachfolgender Gleichung A-3.1. Die Zylinderdruckfestigkeit wurde als Mittelwert aus drei Prüfungen ermittelt.

$$f_c = \frac{F}{A_c} \quad (A-3.1)$$

mit: f_c Druckfestigkeit [N/mm²]
 F Höchstkraft beim Bruch [N]
 A_c Fläche des Probenquerschnitts [mm²]

Spaltzugfestigkeit

Die Bestimmung der Spaltzugfestigkeit erfolgte nach DIN EN 12390-6 [62]. Die Spaltzugfestigkeit wurde entsprechend der Gleichung A-3.2 berechnet. Hierbei wurde die Spaltzugfestigkeit als Mittelwert aus drei Prüfungen an zylindrischen Proben gewonnen.

$$f_{ct, sp} = \frac{2 \cdot F}{\pi \cdot L \cdot d} \quad (A-3.2)$$

mit: $f_{ct, sp}$ Spaltzugfestigkeit [N/mm²]
 F Höchstkraft beim Bruch [N]
 L Länge der Kontaktlinie beim Probekörper [mm]
 d Querschnittsmaß [mm]

Biegezugfestigkeit

Die Bestimmung der Biegezugfestigkeit an drei prismenförmigen Parallelproben erfolgte gemäß DIN EN 12390-5 [61]. Im Rahmen der eigenen Versuche wurde als Referenzverfahren die Zweipunkt-Lasteintragung angewandt. Die Biegezugfestigkeit ist entsprechend der Gleichung A.3.3 zu ermitteln. Hierbei wurde die Biegezugfestigkeit als Mittelwert aus drei Prüfungen ermittelt.

$$f_{ct,fl} = \frac{F \cdot l}{d_1 \cdot d_2^2} \quad (A-3.3)$$

mit: $f_{ct,fl}$ Biegezugfestigkeit [N/mm^2]
 F Höchstkraft beim Bruch [N]
 l Abstand zwischen den Auflagerrollen [mm]; hier: 300 mm
 d_1, d_2 Seitemaße des Querschnitts [mm]

Oberflächenzugfestigkeit

Die Oberflächenzugfestigkeit ist gemäß DIN 1048 Teil 2 [45] durchgeführt worden, wobei die Festigkeit als Mittelwert aus sechs Prüfungen ermittelt wurde. Die Oberflächenzugfestigkeit errechnet sich aus der auf die Stempelfläche bezogenen Höchstkraft und wird in N/mm^2 angegeben, siehe Gleichung A-3.4.

$$\beta_{OZ} = \frac{4 \cdot F}{\pi \cdot d_s^2} \quad (A-3.4)$$

mit: β_{OZ} Oberflächenzugfestigkeit [N/mm^2]
 F Höchstkraft [N]
 d_s Durchmesser des Prüfstempels [mm]

Bruchenergie

Die Ermittlung der Bruchenergie erfolgte in Anlehnung an Kessler-Kramer [115] und Mechtcherine [132]. Hierbei wurden gekerbte Prismen verwendet, an denen das Spannungs-Verformungsverhalten des Betons ermittelt wurde. Anschließend wurde die Bruchenergie G_F aus der Fläche unter der Spannungs-Verformungskurve berechnet, siehe Bild A-3.19.

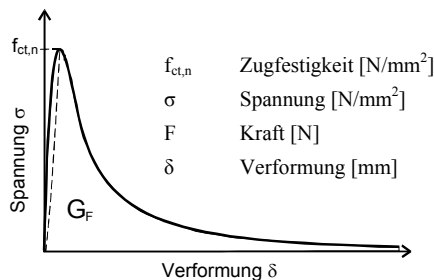


Bild A-3.19: Spannungs-Verformungs-Kennlinie von Beton zur Ermittlung der Bruchenergie G_F

Die Probekörper wurden in eine Prüfvorrichtung eingeklebt und im Bereich der 5 mm Kerböffnungen wurden zwei induktive Wegaufnehmer angebracht, siehe Bild A-3.20 und A-3.21. Die Kerbtiefe an den Prismen wies an beiden Seiten 20 mm auf, so dass eine Nettofläche im Kerbquerschnitt von 600 cm^2 verblieb. Die Versuche wurden mithilfe einer servomechanischen Prüfmaschine INSTRON 4508 durchgeführt. Die Verformungsgeschwindigkeit im Kerbspalt wurde zu $\dot{\delta} = 3 \cdot 10^{-4} \text{ mm/s}$ eingestellt.

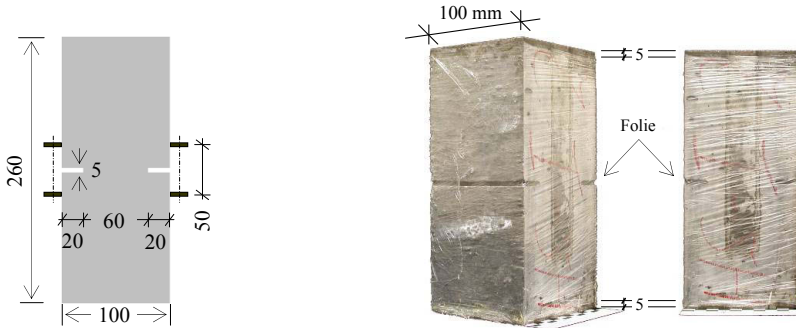


Bild A-3.20: Vorbereitung der Probekörper für die bruchmechanischen Untersuchungen: links: Probekörpergeometrie (Angaben in mm), rechts: Versiegelung der Probekörper

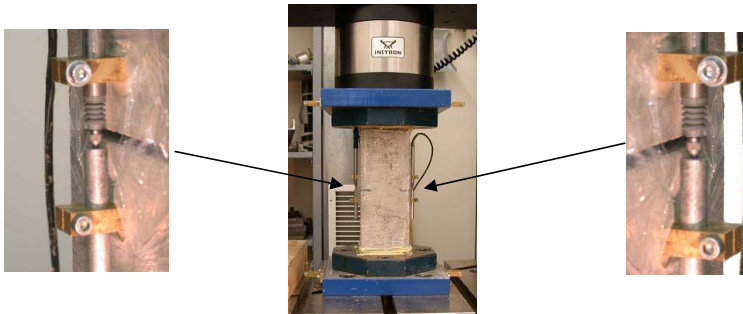


Bild A-3.21: Prüfkörper in Zugvorrichtung und Messwertaufnehmer zur Ermittlung der Bruchenergie

Rückprallwert (Schmidt Hammer)

Für diese Prüfung wurden an insgesamt drei Zylindern zerstörungsfreie Prüfungen mit dem Rückprallhammer gemäß DIN 1048 Teil 2 [45] vorgenommen. Es wurden die Mantelflächen der Zylinder an mehreren Stellen mit dem Rückprallhammer geprüft. Je Zylinder wurden mit einem waagrechten Schlag 20 Messwerte ermittelt, so dass bei drei Zylindern der Mittelwert der Rückprallstrecke R_m aus der Rückprallhammerprüfung aus 60 Messwerten gewonnen werden konnte.

Statischer Elastizitätsmodul

Der statische Elastizitätsmodul E_b des Betons wurde gemäß in der DIN 1048 Teil 5 [46] beschriebenen Vorgehensweise ermittelt. Als statischer Druck-Elastizitätsmodul gilt der als Sehnenmodul ermittelte Verhältniswert zwischen einer Druckspannungsdifferenz und der ihr entsprechenden so genannten elastischen Verformung, siehe Gl. A-3.5. Der statische Elastizitätsmodul E_b wurde als Mittelwert aus drei Prüfungen ermittelt.

$$E_b = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} = \frac{\sigma_o - \sigma_u}{\varepsilon_o - \varepsilon_u} \quad (A-3.5)$$

- mit: E_b statischer Elastizitätsmodul [N/mm^2]
 σ_o die obere Prüfspannung N/mm^2 bei der dritten Belastung [N/mm^2]
 σ_u die untere Prüfspannung vor der dritten Belastung [N/mm^2]
 ε_o die bei σ_o am Punkt B (siehe Bild A-3.22) gemessene bzw. aus den Messwerten errechnete Dehnung [-]
 ε_u die bei σ_u am Punkt A (siehe Bild A-3.22) gemessene bzw. aus den Messwerten errechnete Dehnung [-]

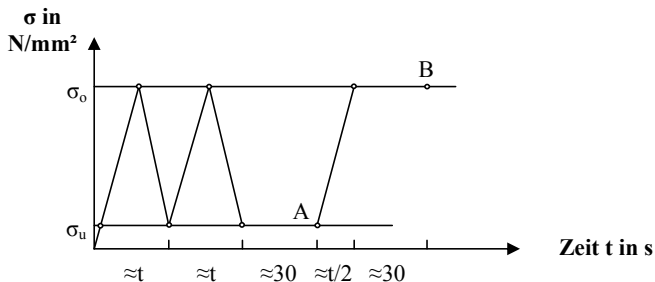


Bild A-3.22: Belastungs-Zeit-Diagramm für die Elastizitätsmodul-Messung

Dynamischer Elastizitätsmodul

Der dynamische E-Modul des Betons wurde entsprechend der in [28] beschriebenen Vorgehensweise ermittelt. Hierzu wurden die Verfahren der Laufzeitmessung eines Ultraschall-Impulses angewandt. Bei diesem Verfahren durchläuft ein Ultraschallimpuls einen Baustoff mit der Rohdichte ρ_R die Messstrecke l mit der Geschwindigkeit t . Hierfür werden ein Impulsgeber (Sender) und ein Impulsaufnehmer (Empfänger) an den Baustoff mittels Kopplungsmittels (z. B. Glycerin) angekoppelt und die Laufzeit zwischen Sender und Empfänger

gemessen. Nach dem Verfahren der Laufzeitmessung eines Ultraschall-Impulses kann der dynamische E-Modul nach Gleichung A-3.6 berechnet werden.

$$\text{dyn } E_L = \frac{l^2}{t^2} \cdot \rho_R \cdot C_L \quad (\text{A-3.6})$$

mit: $\text{dyn } E_L$ dynamischer Elastizitätsmodul [N/mm²]
 L Index L für Longitudinalwellen
 t Laufzeit des Schallimpulses [μs]
 l Durchschallungslänge [mm]
 ρ_R Rohdichte der Probe [kg/m³]
 C_L Korrekturfaktor [-]

Der dynamische Elastizitätsmodul $\text{dyn } E_L$ wurde als Mittelwert aus drei Prüfungen ermittelt, wobei je Zylinder die Schalllaufzeit t der Mittelwert aus zwei Schalllaufzeitmessungen darstellt. Mit dem Korrekturfaktor C_L wird die Querdehnungsbehinderung im ausgedehnten elastischen Körper berücksichtigt, siehe Gleichung A-3.7. Für Beton kann die dynamische Querkontraktionszahl $\text{dyn } \nu \approx 0,20$ und somit $C_L \approx 0,90$ angenommen werden.

$$C_L = \frac{(1 + \text{dyn } \nu)(1 - 2 \cdot \text{dyn } \nu)}{1 - \text{dyn } \nu} \quad (\text{A-3.7})$$

Reindichte, Trockenrohichte und Gesamtporosität

Es wurde die Reindichte der Würfelprouben unter Atmosphärendruck und einem Druck von 150 bar gemäß DIN 52102 [49] ermittelt. Die Reindichte berechnet sich aus dem Verhältnis der Masse des Probenstückes bezogen auf das Volumen, das von der Materialmatrix eingenommen wird. Die Reindichte wird unter Verwendung der Gleichung A-3.8 ermittelt.

$$\rho_0 = \frac{m_{tr}}{V_0} \quad (\text{A-3.8})$$

mit: ρ_0 Reindichte der Probe [g/cm³]
 m_{tr} Trockenmasse der Probe [g]
 V_0 Volumen der Probe ausschließlich etwa vorhandenen Porenraumes [cm³]

Die Trockenrohichte der Prüfkörper unter Atmosphärendruck und einem Druck von 150 bar wurde nach DIN 52102 [49] ermittelt. Die Trockenrohichte des Betons ergibt sich jeweils aus der Masse des Prüfkörpers dividiert durch sein Volumen einschließlich des etwa vorhandenen Porenraumes, siehe Gleichung A-3.9.

$$\rho_R = \frac{m_{tr}}{V_R} \quad (\text{A-3.9})$$

mit: ρ_R Trockenrohichte der Probe [g/cm³]
 m_{tr} Trockenmasse der Probe [g]
 V_R Volumen der Probe einschließlich des etwa vorhandenen Porenraumes [cm³]

Die Gesamtporosität des Betons unter Atmosphärendruck und unter einem Druck von 150 bar (Verfahren RE) wurde nach DIN 52102 [49] ermittelt. Die Gesamtporosität umfasst die offenen und geschlossenen Poren und errechnet sich nach Gleichung A-3.10.

$$p = \left(1 - \frac{\rho_R}{\rho_0} \right) \cdot 100\% \quad (A-3.10)$$

mit: p Gesamtporosität [Vol.-%]
 ρ_R Trockenrohddichte der Probe [g/cm^3]
 ρ_0 Reindichte der Probe in [g/cm^3]

Die Reindichte, Trockenrohddichte und Gesamtporosität wurden als Mittelwerte aus je neun Prüfwerten – drei Prüfwerte je Betonwürfel – ermittelt. Als Referenzwert zur Beurteilung des Verschleißverhaltens des Betons wurde die Gesamtporosität unter einem Druck von 150 bar angesetzt.

Wasseraufnahmekoeffizient

Die Ermittlung des Wasseraufnahmekoeffizienten des Betons erfolgte gemäß der in [28] beschriebenen Vorgehensweise. Die Wasseraufnahme W_{ak} kennzeichnet die durch kapillare oder adsorptive Kräfte bedingte flächenbezogene Wasseraufnahme von Baustoffen bei Oberflächenbenetzung ohne Überdruck.

Die Messung der kapillaren Wasseraufnahme erfolgte an den Schnittflächen dreier Teilproben, die aus einem Betonzylinder mit einem Durchmesser von 150 mm und einer Höhe von 300 mm geschnitten wurden. Die Proben wurden 14 Tage lang bei 40 ± 2 °C getrocknet. Danach wurden die Probekörper mit einer Stirnfläche nach unten so in das Wasser gelegt, dass sie mindestens 2 mm tief eintauchten. In bestimmten Zeitintervallen wurden die Proben aus dem Wasser genommen und gewogen. Die in den ersten 24 Stunden gewonnenen und über der Wurzel der jeweiligen Versuchsdauer aufgetragenen Werte der Wasseraufnahme der Teilproben wurden einer linearen Regression unterzogen. Ist die Abhängigkeit zwischen der flächenbezogenen Wasseraufnahme W_{ak} und der Quadratwurzel der Versuchszeit t – abgesehen vom Anfangsverlauf – annähernd linear, ergibt sich der Wasseraufnahmekoeffizient w aus der Steigung dieser Geraden, siehe Gleichung A-3.11.

$$W_{ak} = \frac{m_{wak} - m_{kd}}{A} \quad (A-3.11)$$

mit: W_{ak} flächenbezogene kapillare Wasseraufnahme [kg/m^2]
 m_{wak} Masse des Probekörpers zum jeweiligen Messzeitpunkt [kg]
 m_{kd} Masse der Probekörper nach der Trocknung [kg]
 A Grundfläche der Probe [m^2]

Der Wasseraufnahmekoeffizient w_{24} [$\text{kg}/\text{m}^2 \cdot \text{h}^{0,5}$] ergibt sich aus der flächenbezogenen kapillaren Wasseraufnahme nach 24 Stunden (W_{ak24}) und der Quadratwurzel aus der Zeit, siehe

Gleichung A-3.12. Der Wasseraufnahmekoeffizient w_{24} wurde als Mittelwert aus drei Messungen ermittelt.

$$w_{24} = \frac{W_{ak24}}{\sqrt{24}} \quad (A-3.12)$$

Porenradienverteilung (mittels Quecksilberdruckporosimetrie)

An den Würfelpuben wurde die Porengrößenverteilung mit dem Verfahren der Quecksilberdruckporosimetrie gemäß Bunke [28] bestimmt. Bei diesem Verfahren wird Quecksilber unter kontinuierlich steigendem Druck in eine ofengetrocknete Probe des Feinmörtels der Betonmatrix gepresst. Das beim jeweiligen äußeren Druck in die Poren der Probe eingedrungene Quecksilbervolumen wird aufgezeichnet. Bei der Anwendung der Quecksilberdruckporosimetrie an den Betonproben wurde mit einem maximalen Druck von 2000 bar geprüft. Mit Hilfe der Washburn-Gleichung – siehe Gl. A-3.13 – können unter Annahme zylinderförmiger Poren die den jeweiligen Drücken entsprechenden Porenradien berechnet werden.

$$\Delta p = \frac{2 \cdot \sigma_{\theta} \cdot \cos \theta}{r} \quad (A-3.13)$$

- mit: Δp Druckdifferenz [Pa]
 σ_{θ} Oberflächenspannung des Quecksilbers [N/m]; $\sigma_0 = 485,0$ N/m
 θ Randwinkel [grad]; $\theta = 141,3^{\circ}$
 r Porenradius [m]

Zur Charakterisierung des Zementsteinsporenraumes in Hinblick auf die Dauerhaftigkeit wurden in Anlehnung an Bier [20], Hårdtl [89] und Schönlin [164] die Porenstrukturkennwerte Gesamtporenvolumen GP_{HG} [%], Schwellenradius SR_{HG} [nm] und maximaler Porenradius MR_{HG} [nm] ermittelt. Der Schwellenradius entspricht derjenigen Porengröße der Summenporenvolumenkurve, ab der das poröse System in nennenswertem Umfang mit Quecksilber gefüllt wird. Der Porenradius, bei dem das Maximum der Porenverteilung auftritt, wird mit dem maximalen Porenradius beschrieben [172], siehe Bild A-3.23 und A-3.24.

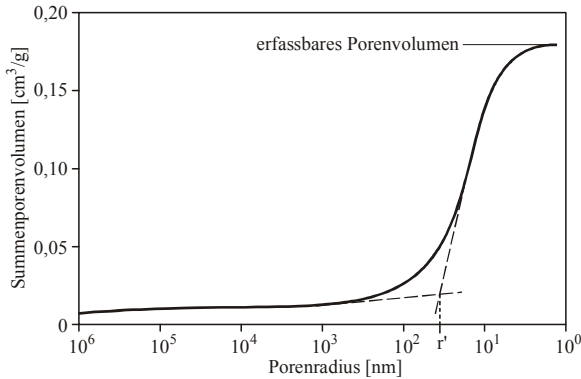


Bild A-3.23: Ermittlung des Schwellenradius anhand der Summenporenkurve [20, 164]

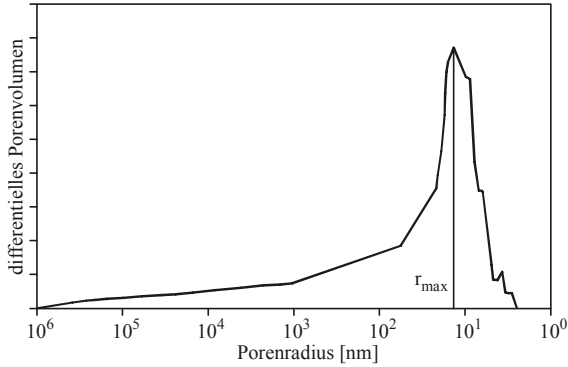


Bild A-3.24: Ermittlung des Porenradius, bei dem das Maximum der Porenverteilung auftritt [20, 164]

Das Gesamtporenvolumen, der Schwellenradius und der maximale Porenradius wurden als Mittelwerte aus zwei Messungen bestimmt, wobei hierfür der Randbeton der Betonprobewürfel herangezogen wurde. Zusätzlich sind zu Vergleichszwecken auch Porenstrukturwerte vom Kernbeton der Würfel ermittelt worden. Für jeden Beton wurden aus jeder der zwei Würfelproben zwei ca. 1 cm dicke Betonscheiben aus dem Rand- und Kernbereich des Würfels entnommen, siehe Bild A-3.25.

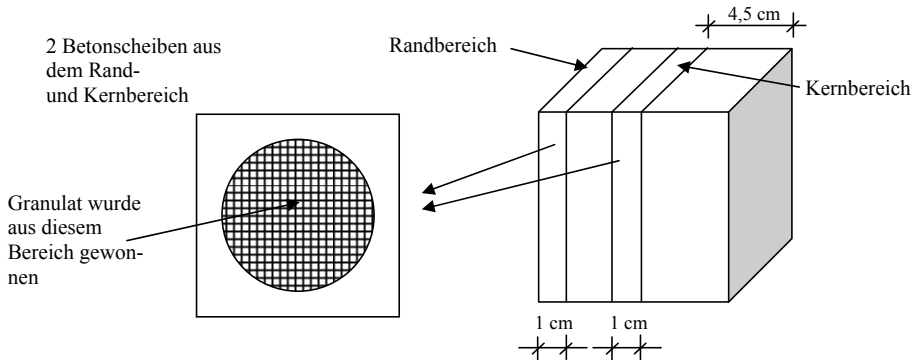


Bild A-3.25: Schema der Grob- und Feinpräparation der Betonwürfel für die Quecksilber-Druckporosimetrie aus dem Rand- und Kernbereich des Betonwürfels

Nach der Grobpräparation der Würfelproben wurde aus dem mittleren Bereich der ca. 1 cm dicken Betonscheiben ein Granulat hergestellt. Innerhalb der Feinpräparation des Betons wurden Sandkörner bis 1 mm Größe aussortiert, so dass bei der anschließend durchgeführten Quecksilberdruckporosimetrie im Wesentlichen die Porigkeit des Zementsteins bestimmt wurde. Vor der Ermittlung der Porenradienverteilung an den Betonproben wurden diese zuvor im Ofen bei 105°C 24 Stunden lang getrocknet.

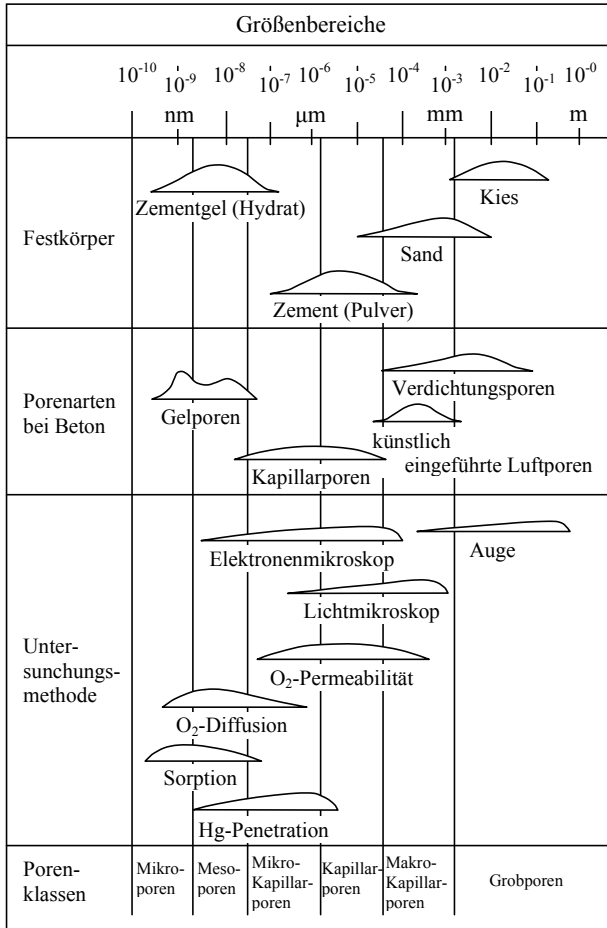


Bild A-3.26: Größenbereiche der Betonbestandteile und Porenarten sowie zugehörige Untersuchungsmethoden nach [28]

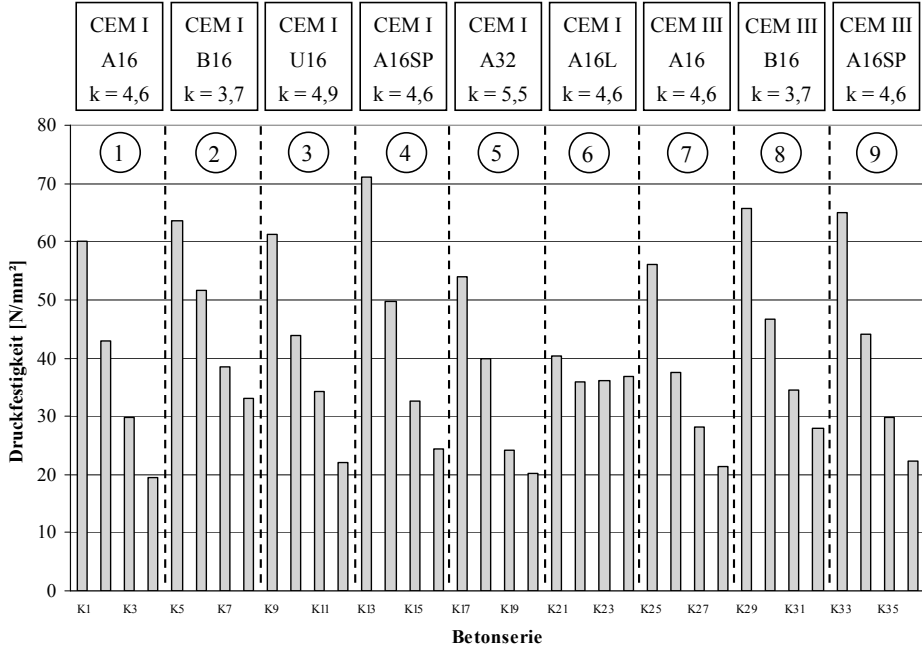


Bild A-3.27: Hauptversuche I: Druckfestigkeit

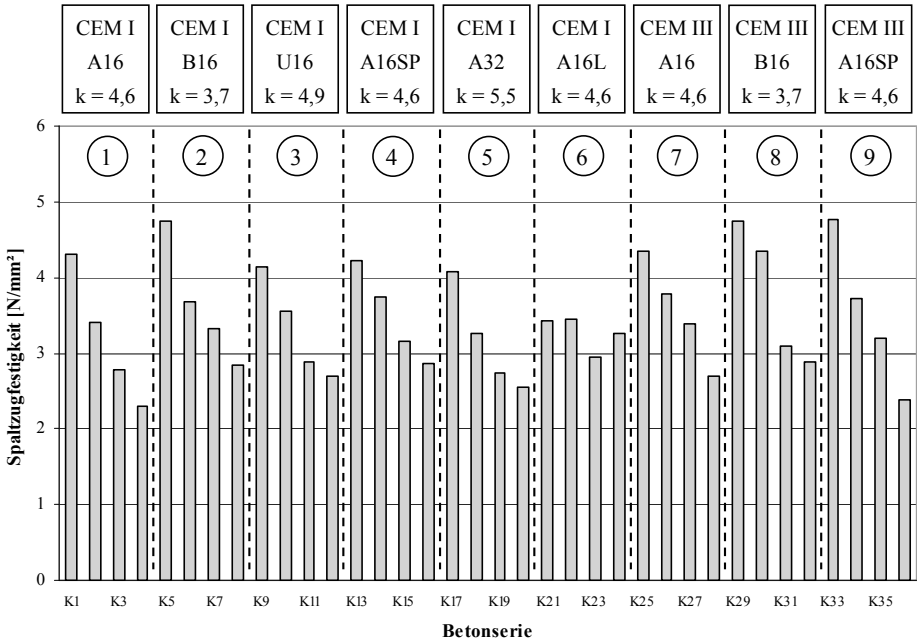


Bild A-3.28: Hauptversuche I: Spaltzugfestigkeit

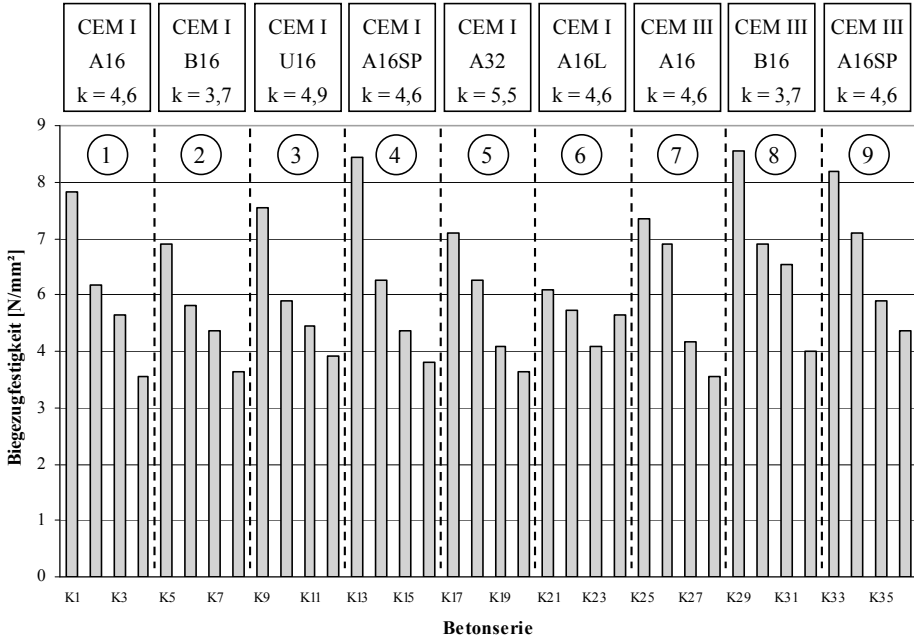


Bild A-3.29: Hauptversuche I: Biegezugfestigkeit

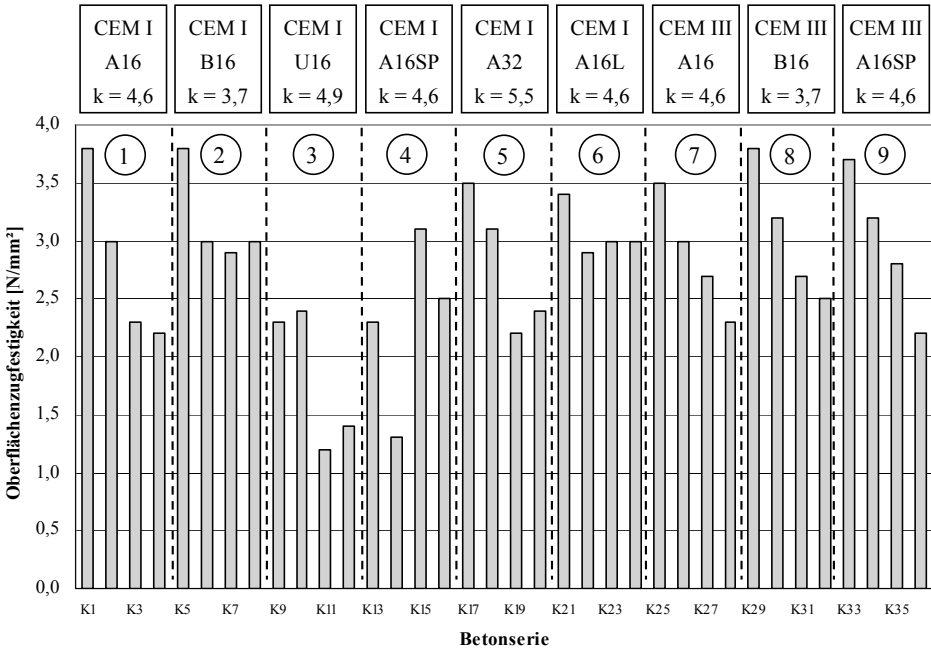


Bild A-3.30: Hauptversuche I: Oberflächenzugfestigkeit

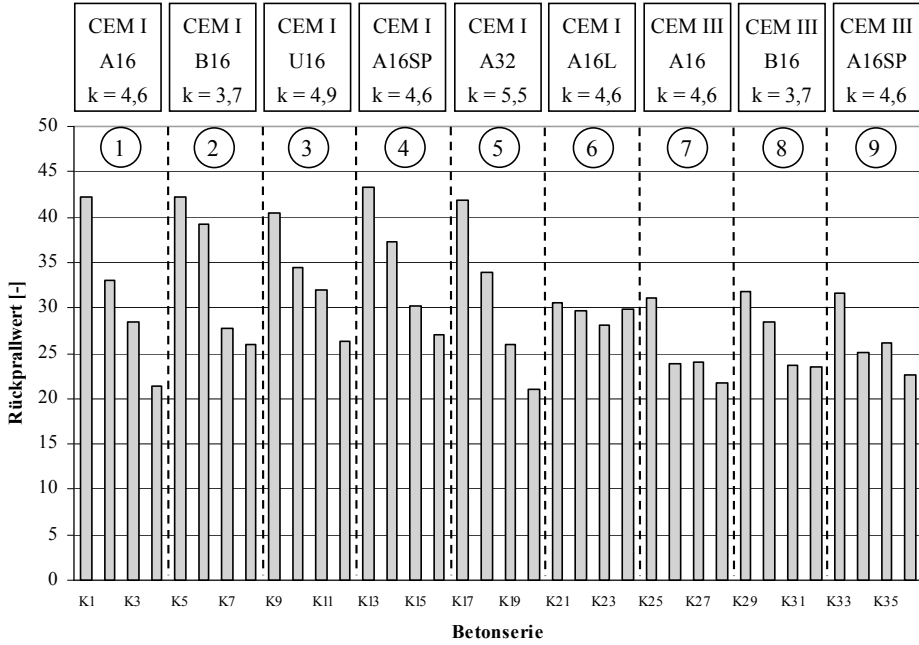


Bild A-3.31: Hauptversuche I: Rückprallwert

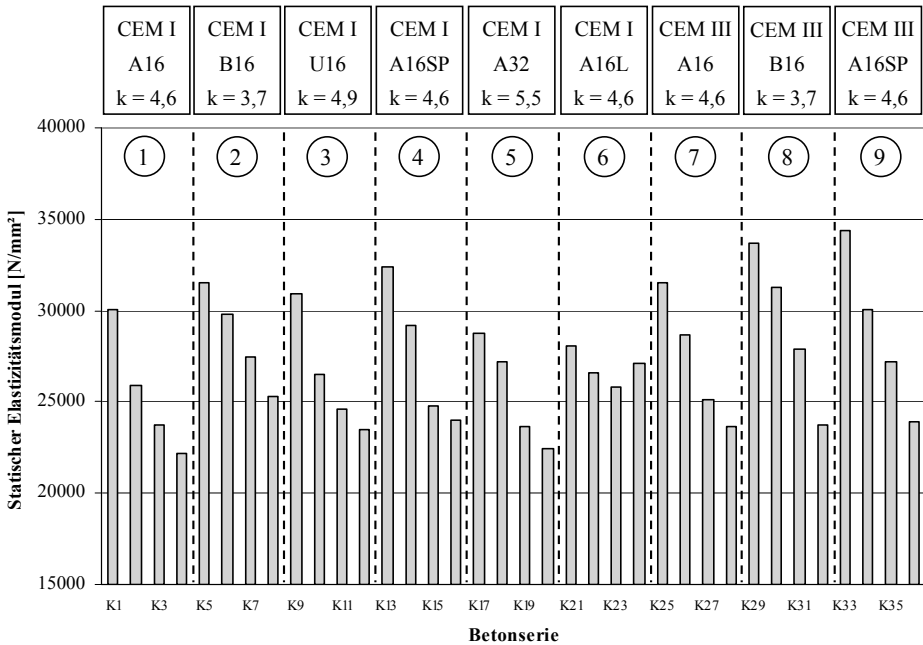


Bild A-3.32: Hauptversuche I: Statischer Elastizitätsmodul

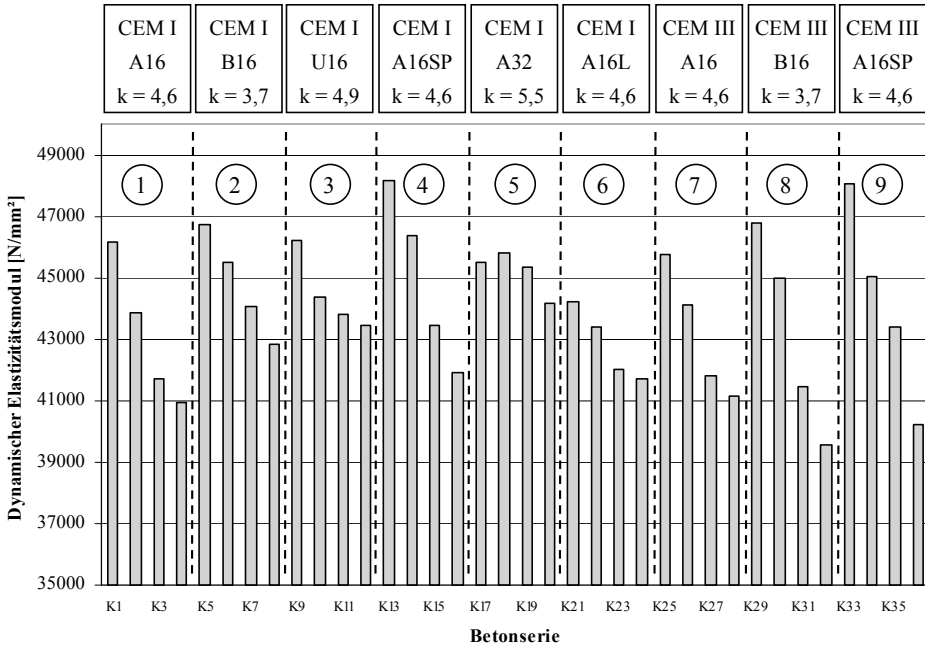


Bild A-3.33: Hauptversuche I: Dynamischer Elastizitätsmodul

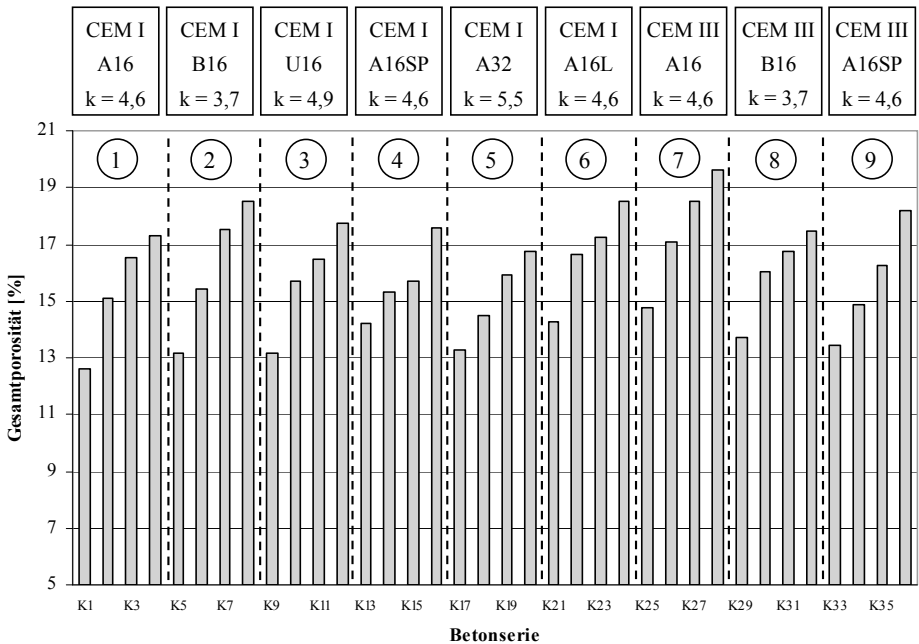


Bild A-3.34: Hauptversuche I: Gesamtporosität

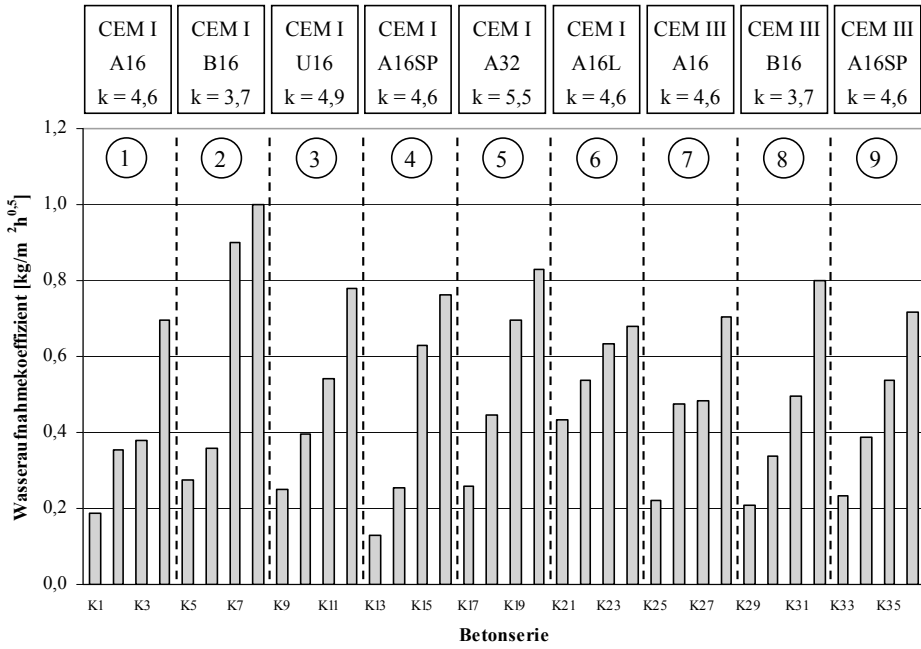


Bild A-3.35: Hauptversuche I: Wasseraufnahmekoeffizient

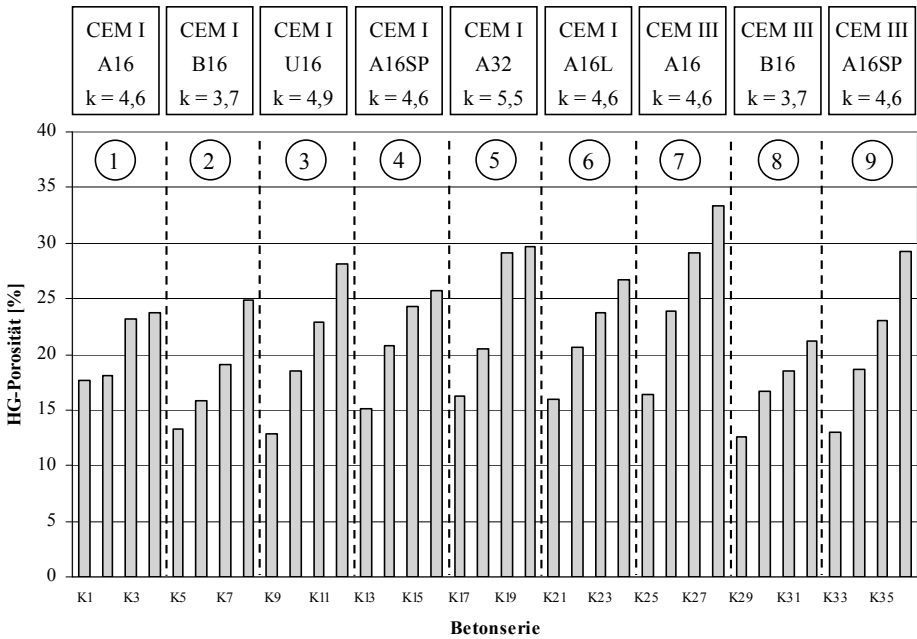


Bild A-3.36: Hauptversuche I: HG-Porosität

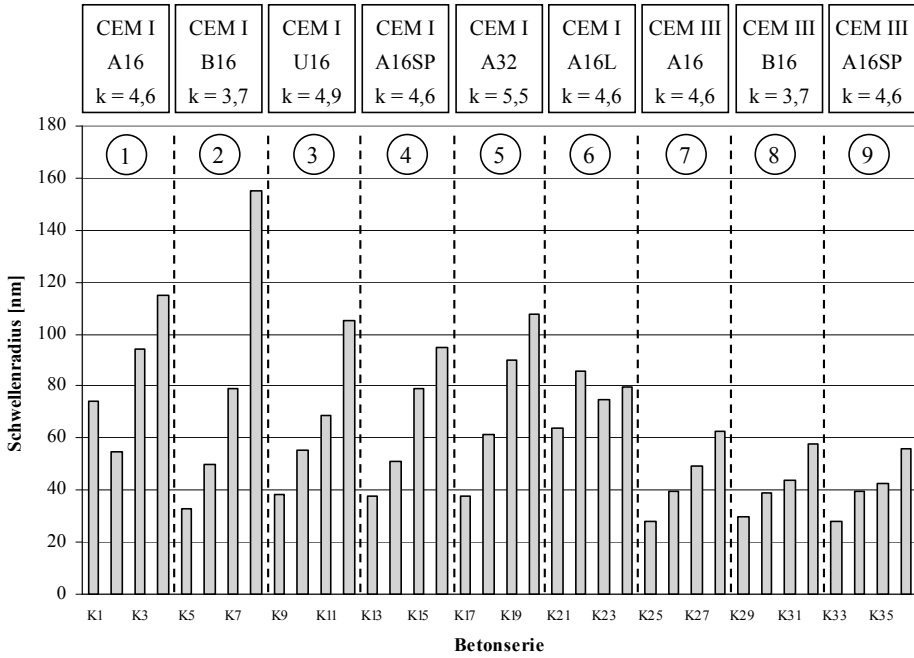


Bild A-3.37: Hauptversuche I: Schwellenradius

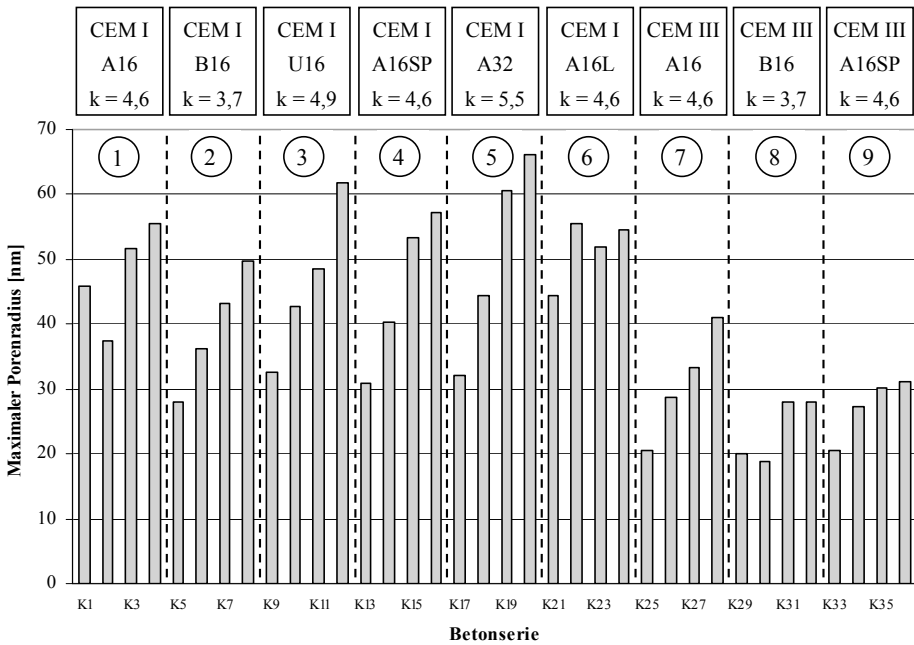


Bild A-3.38: Hauptversuche I: Maximaler Porenradius

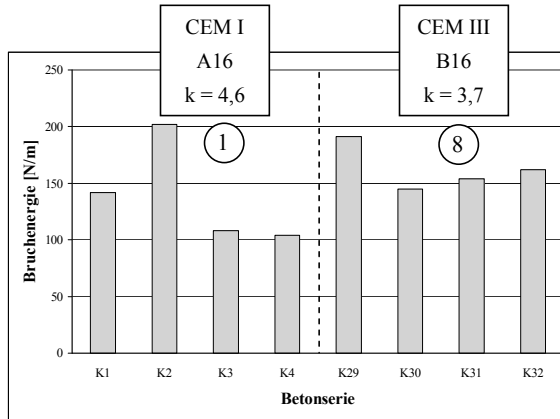


Bild A-3.39: Hauptversuche I: Bruchenergie G_F

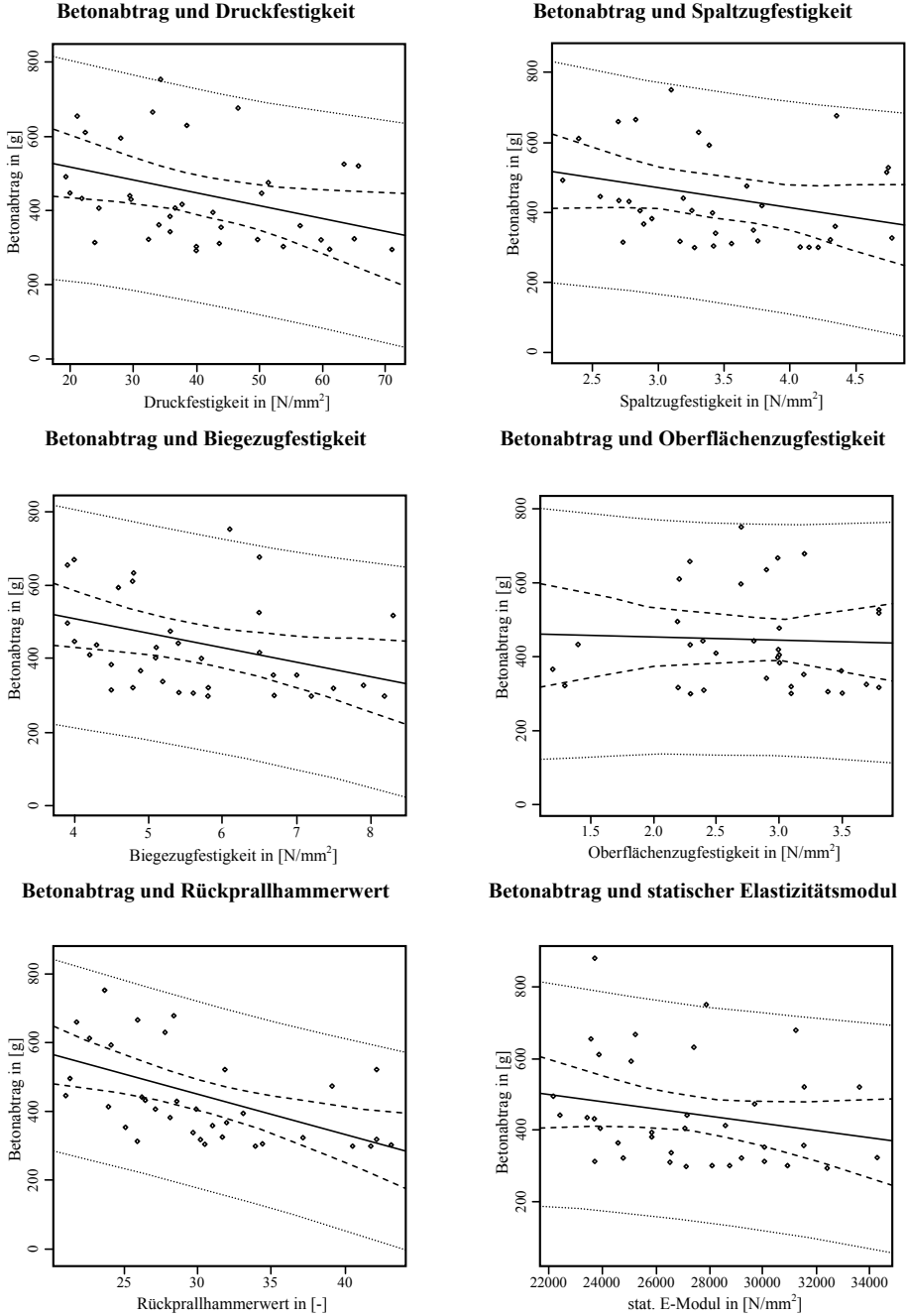
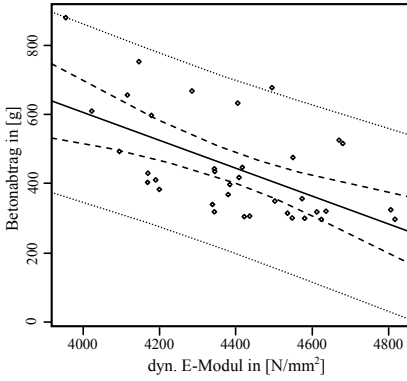
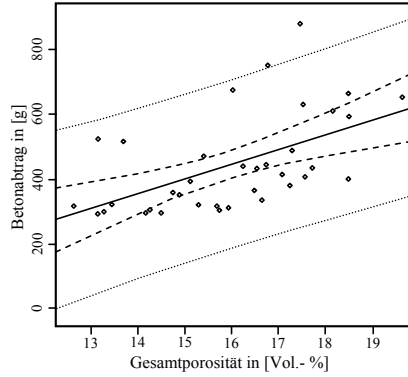


Bild A-3.40: Hauptversuche I: Regressionsanalyse mit Konfidenzbändern

Betonabtrag und dynamischer Elastizitätsmodul

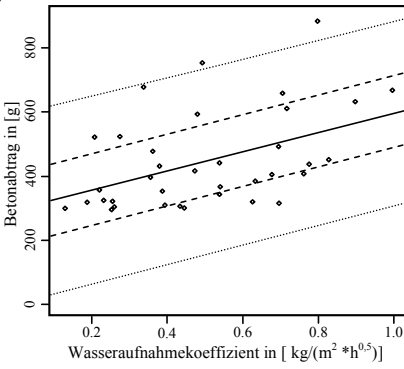


Betonabtrag und Gesamtporosität

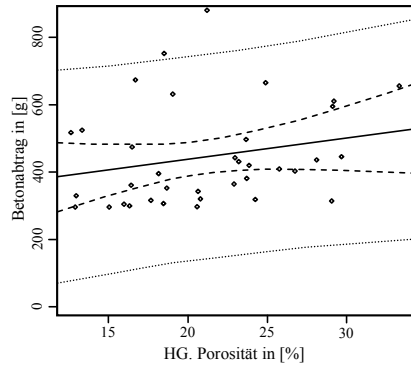


Betonabtrag und Wasseraufnahmekoeffizient

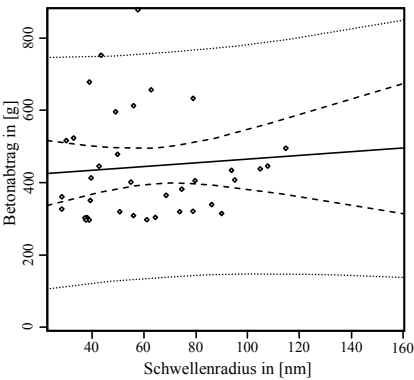
7



Betonabtrag und HG-Porosität



Betonabtrag und Schwellenradius



Betonabtrag und maximaler Radius

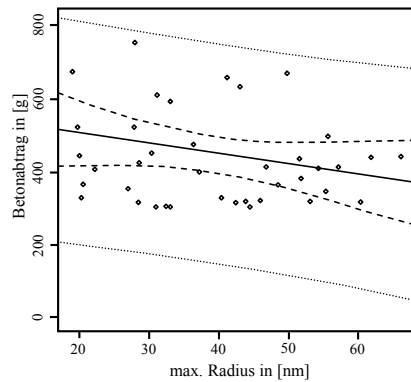


Bild A-3.40: Hauptversuche I: Regressionsanalyse mit Konfidenzbändern (Forts.)

Betonabtrag und Bruchenergie

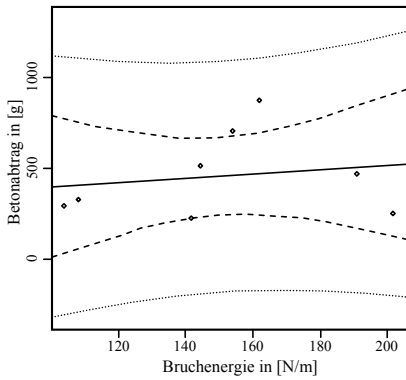
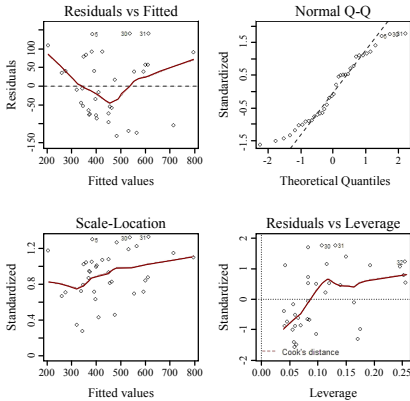
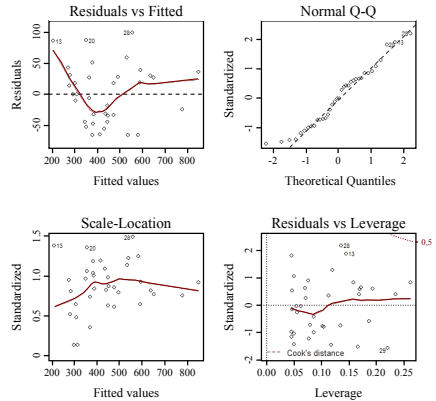


Bild A-3.40: Hauptversuche I: Regressionsanalyse mit Konfidenzbändern (Forts.)

Modell 2



Modell 4



Modell 5

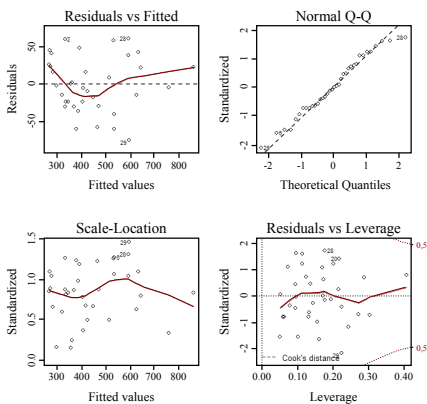


Bild A-3.41: Hauptversuche I: Ergebnisse der Residualanalyse

Tabelle A-3.4: Ergebnisse der multiplen statistischen Regressionsanalysen

Modell Nr.	Modellauswahl	Kovariablen/Interaktionen	Koeffizienten des Modells	P-Wert (t-Test)	R _a ²	R _p ²
1	AIC	dyn E _L MR _{HG} w ₂₄ SR _{HG} Intercept	$\theta_{12} = -2,59 \cdot 10^{-2}$ $\theta_{12} = -11,57$ $\theta_{13} = 320,8$ $\theta_{14} = 2,204$ $\theta_{15} = 1,75 \cdot 10^3$	0,0003 < 0,05 0,0075 < 0,05 $1,6 \cdot 10^{-6} < 0,05$ 0,0095 < 0,05 0,0525 > 0,05	0,704	0,582
2	manuell	dyn E _L MR _{HG} w ₂₄ Intercept	$\theta_{21} = -2,47 \cdot 10^{-2}$ $\theta_{22} = -8,64$ $\theta_{23} = 436,2$ $\theta_{24} = 1,66 \cdot 10^3$	0,0007 < 0,05 0,0136 < 0,05 $4,7 \cdot 10^{-7} < 0,05$ 0,0002 < 0,05	0,675	0,622
3	manuell	dyn E _L MR _{HG} w ₂₄ gg Za Intercept	$\theta_{31} = -3,08 \cdot 10^{-2}$ $\theta_{32} = -7,87 \cdot 10^{-1}$ $\theta_{33} = 99,36$ $\theta_{34} = 216,3$ $\theta_{35} = -85,35$ $\theta_{36} = 1,79 \cdot 10^3$	$2,9 \cdot 10^{-7} < 0,05$ $8,5 \cdot 10^{-6} < 0,05$ 0,6547 > 0,05 0,2012 > 0,05 $3,4 \cdot 10^{-9} < 0,05$ 0,0195 < 0,05	0,895	0,873
4	manuell	dyn E _L gg Za Intercept	$\theta_{41} = -3,64 \cdot 10^{-2}$ $\theta_{42} = 230,3$ $\theta_{43} = -89,46$ $\theta_{44} = 2,06 \cdot 10^3$	$1,2 \cdot 10^{-13} < 0,05$ $8,1 \cdot 10^{-11} < 0,05$ $4,6 \cdot 10^{-13} < 0,05$ $1,6 \cdot 10^{-5} < 0,05$	0,895	0,877
5	manuell	dyn E _L f _{cm} gg za dyn E _L : f _{cm} Intercept	$\theta_{51} = -6,12 \cdot 10^{-2}$ $\theta_{52} = -45,37$ $\theta_{53} = 247,6$ $\theta_{54} = -80,24$ $\theta_{55} = 9,61 \cdot 10^{-4}$ $\theta_{56} = 3,24 \cdot 10^3$	$6,1 \cdot 10^{-8} < 0,05$ $2,2 \cdot 10^{-6} < 0,05$ 0,0007 < 0,05 $9,6 \cdot 10^{-15} < 0,05$ $1,2 \cdot 10^{-5} < 0,05$ 0,0009 < 0,05	0,926	0,908

Tabelle A-3.5: Codierung der kategorialen Kovariablen

kategoriale Kovariable	Bezeichnung	Differenzierung der kategorialen Kovariable	Bezeichnung	Codierung
Gesteinskörnungsgemisch	gg	sandarm	sa	0
		sandreich	sr	1
Zementart	za	Portlandzement	PZ	1
		Hochofenzement	HOZ	0

Tabelle A-3.6: Parametrisierung des Regressionsmodells

Zementart	Gesteinskörnungsgemisch	Parametrisiertes Modell gemäß Gl. (3.16)	
PZ	sandarm	$Y_{PZsa} =$	$-6,12 \cdot 10^{-2} \cdot \text{dyn E}_L - 45,37 \cdot f_{cm} + 9,61 \cdot 10^{-4} \cdot \text{dyn E}_L \cdot f_{cm} + 3240 - 80,24$
	sandreich	$Y_{PZsr} =$	$-6,12 \cdot 10^{-2} \cdot \text{dyn E}_L - 45,37 \cdot f_{cm} + 9,61 \cdot 10^{-4} \cdot \text{dyn E}_L \cdot f_{cm} + 3240 + 247,6 - 80,24$
HOZ	sandarm	$Y_{HOZsa} =$	$-6,12 \cdot 10^{-2} \cdot \text{dyn E}_L - 45,37 \cdot f_{cm} + 9,61 \cdot 10^{-4} \cdot \text{dyn E}_L \cdot f_{cm} + 3240$
	sandreich	$Y_{HOZsr} =$	$-6,12 \cdot 10^{-2} \cdot \text{dyn E}_L - 45,37 \cdot f_{cm} + 9,61 \cdot 10^{-4} \cdot \text{dyn E}_L \cdot f_{cm} + 3240 + 247,6$

A3.3 Hauptversuche II

Sieblinie

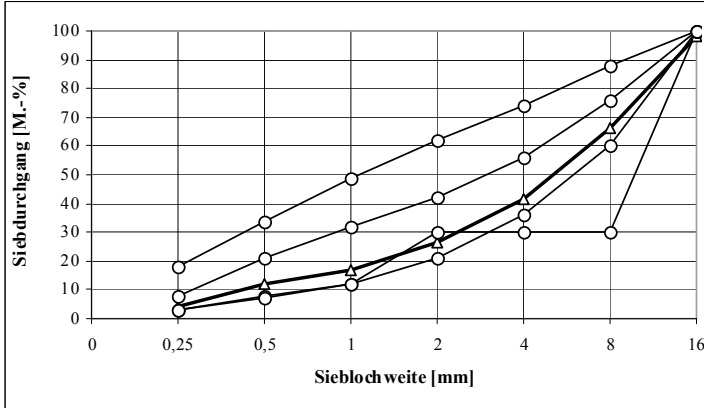


Bild A-3.42: Sieblinie A/B16 der verwendeten Gesteinskörnungen des Betons für die Hauptversuche II