

**SCHRIFTENREIHE ZUR
WASSERWIRTSCHAFT**

TECHNISCHE UNIVERSITÄT GRAZ

Gerald Gangl

**Rehabilitationsplanung
von Trinkwassernetzen**



Herausgeber:
Univ.-Prof. DDipl.-Ing. Dr.techn. Dr.h.c. Harald Kainz

Technische Universität Graz, Stremayrgasse 10, A-8010 Graz
Tel. +43(0)316 / 873-8371, Fax +43(0)316 / 873-8376
Email: office@sww.tugraz.at, Internet: www.sww.tugraz.at

Verlag der Technischen Universität Graz www.ub.tugraz.at/Verlag

ISBN 978-3-85125-007-7

Bibliografische Information der Deutschen Bibliothek: Die Deutsche Bibliothek verzeichnet diese Publikation in der Deutschen Nationalbibliografie; detaillierte bibliografische Daten sind im Internet über <http://dnb.ddb.de> abrufbar.

Printed by TU Graz / Büroservice

Vorwort des Herausgebers

Mit großem technischen und finanziellen Aufwand wurden die Wasserverteilnetze unserer Städte und Gemeinden über mehr als hundert Jahre ausgebaut. Für alle Wasserversorgungsunternehmen besteht eine wesentliche Zukunftsaufgabe darin, langfristig die Funktion dieser Netze und den Wert dieser über viele Jahrzehnte entstandenen Infrastruktur zu erhalten. Strategien zur wirtschaftlichen Umsetzung dieser Ziele sind daher gefragt.

Die Wasserversorgungsleitungen besitzen in Abhängigkeit vom Rohrmaterial, dem Durchmesser, den chemischen und mechanischen Bodenbedingungen und vielfältigen anderen Belastungen ein unterschiedliches Alterungsverhalten. Aufbauend auf die umfangreichen Schadensdaten der Städte Graz, Linz und Villach hat Herr Dipl.-Ing. Dr.techn. Gerald Gangl in seiner Dissertation wesentliche Beiträge zur Ermittlung des Alterungsverhaltens dieser Rohrleitungsnetze entwickelt.

Dr. Gangl stellt ein mathematisches Modell für Erstschäden vor, welches über die Analyse der Ausfallsprozesse von unterschiedlichen Zeitabschnitten auch wahrscheinliche Ausfälle in der Vergangenheit berücksichtigt. Zusätzlich hat er das Auftreten von Folgeschäden ausgewertet und dabei eine klare zeitliche Abhängigkeit dokumentieren können. Über die Wahrscheinlichkeit des Auftretens von Folgeschäden lassen sich wirtschaftlich nachvollziehbare Kriterien für die Reparatur oder den Austausch von einzelnen Strängen ermitteln.

Dr. Gangl zeigt auch, wie die direkten Kosten der Leitungsreparatur oder Leitungserneuerung von einer Reihe von sozialen und Umweltkosten wie zum Beispiel Staukosten überlagert werden.

Die vorliegende Arbeit mit ihren Alterungs- und Kostenfunktionen stellt somit eine wichtige Basis für die mittelfristige und strategische Planung von Wasserwerken dar. Durch die Implementierung dieser Funktionen in das am Institut entwickelte Softwarepaket PiReM wird dieses Decision Support Model für mittelfristige und strategische Planungen in der kommunalen Wasserversorgung deutlich aufgewertet und ein wesentliches Werkzeug für Investitionsentscheidungen in Wasserversorgungsunternehmen.

Graz, im April 2008

Harald Kainz

DANKSAGUNG

Beginnen möchte ich hier mit den beiden Professoren, Prof. Harald Kainz und Prof. Ernst-Peter Kauch, die es mir ermöglicht haben, in den letzten 4,5 Jahren neben der Verfassung dieser Arbeit, auch Lehrtätigkeit im Rahmen des Studiums Bauingenieurwissenschaften auszuüben. Zusätzlich war es mir auch möglich, zwei größere Projekte innerhalb dieser Zeit als Projektleiter abzuwickeln, wodurch die Verbindung zur Praxis für eine nachfolgende Berufswahl sehr erleichtert wurde. Auch die Möglichkeit der Teilnahme an diversen Kongressen sei hier erwähnt. Ein besonderer Dank gilt hier noch Prof. Kauch, der zusätzlich noch Erstbetreuer dieser Arbeit war. Meinem Zweitbetreuer Prof. Ernst Stadlober möchte ich hier auch danken, da er das zum Teil sehr komplexe Gebiet der Statistik entsprechend anwendungsorientiert aufbereitet hat und mir in diversen Diskussionen eine Richtung für meine Forschungen aufgezeigt hat. Einen weiteren Dank möchte ich noch Prof. Martin Fellendorf aussprechen, der mich bei den Auswertungen zu den Staukosten infolge Baumaßnahmen am Versorgungsnetz unterstützt hat.

Weiters möchte ich mich bei den verantwortlichen Personen der Wasserversorgungsunternehmen in Graz, Linz und Villach bedanken. Durch die Daten die sie mir zur Verfügung gestellt haben konnte der notwendige Praxisbezug hergestellt werden.

Auch das angenehme Arbeitsklima auf unserem Institut sei hier erwähnt, weshalb ich mich bei meinen nichtwissenschaftlichen und wissenschaftlichen Kollegen bedanken möchte. Bei meiner Kollegin Daniela Fuchs-Hanusch möchte ich mich besonders bedanken, sie stellt gemeinsam mit mir die Forschungsgruppe „Rehabilitationsplanung“ dar. Aufbauend auf ihrer Dissertation ist diese Arbeit entstanden, und durch zahlreiche Diskussionen konnte die eine oder andere Hürde in der Auswertung gemeistert werden!

Am Ende der Danksagung möchte ich mich hier noch bei meiner Familie und meinen Freunden bedanken. Bei meinen Eltern und Geschwistern, dass sie gewollt und zum Teil auch ungewollt, mir in mancher schwierigen Phase der letzten 4,5 Jahre beigegeben sind und mich auf meinem Weg unterstützt haben. Meinen Freunden Alexander, Christian, Christoph, Florian, Michael, und Raimund, sowie meinen Musik-Kollegen Alexander, Thomas und Vera für die schönen gemeinsamen Stunden. Abschließend möchte ich mich noch bei meiner langjährigen Freundin Miriam und deren Familie Inge, Hans, Ida und Petra bedanken, mit denen ich viele schöne als auch schwere Stunden erlebt habe.

Mit einem Zitat von Arthur Arscott (RPS Water Service, 1995) möchte ich schließen, welches verinnerlicht, dass diese Arbeit nur ein weiterer Schritt in die richtige Richtung der Rohrnetzrehabilitation ist, die Zukunft aber noch viel Arbeit bringen wird...

„... when we repair one leak another comes to its funeral ...“

KURZFASSUNG

Versorgungsnetze, in denen unterschiedlichste Materialien und Durchmesser zu verschiedenen Bauperioden verlegt wurden, altern aufgrund diverser Randbedingungen schneller oder langsamer. Schäden an Leitungen sind die Folge dieses Alterungsprozesses. Die Aufgabe der Entscheidungsträger im Wasserversorgungsunternehmen ist es, vorausschauend die Versorgungssicherheit zu wirtschaftlich vertretbaren Kosten zu gewährleisten.

In dieser Arbeit wird ein mathematisches Modell für Erstschäden beschrieben, welches über Ausfallsprozesse von Zeitabschnitten auch wahrscheinliche Ausfälle in der Vergangenheit in den Analysen berücksichtigt. Bei gleichbleibenden Materialeigenschaften, wie sie bei Grauguss- oder Asbestzementleitungen gegeben sind, lässt sich aus dem altersbezogenen Ausfallsprozess von Teilschritten, welcher auf der Grundlage von Schadensaufzeichnungen in einem Zeitraum von ca. 30 Jahren angepasst wird, ein durchgängiger Alterungsprozess über den gesamten Lebensabschnitt der Leitungen definieren. Auf Basis des „proportional-hazard-model“ nach Cox (1972) und angepasster parametrischer Funktionen (Weibull, Log-Logistik) lässt sich der Ausfallsprozess von Erstschäden bei Leitungen beschreiben.

Um auch mittelfristig dem Entscheidungsträger eine Abschätzung zu bieten, in welchem Zeitraum weitere Schäden zu erwarten sind, wurde der zeitliche Verlauf des Auftretens von Folgeschäden ebenfalls mittels mathematischer Funktionen beschrieben. Somit liegen mit entsprechenden Eintrittswahrscheinlichkeiten versehene Zeitperioden vor, in denen weitere Schäden an Leitungen, die bereits einen Schaden gehabt haben, auftreten. Damit lassen sich vorausschauend entsprechende Rehabilitationsprogramme planen.

In weiteren Analysen wurden Einflussfaktoren untersucht, welche die wirtschaftliche Entscheidung einer Rehabilitation beeinflussen können. Zum einen wurde untersucht, welchen Einfluss Baustellen auf den öffentlichen Verkehr haben. Diese sozialen Kosten, welche im Straßenbau bereits seit längerem im Planungsprozess berücksichtigt werden, können die Entscheidung zur Rehabilitation gegenüber einer weiteren Reparatur deutlich beeinflussen. Weiters wurde der jahreszeitliche Einfluss auf das Schadensverhalten sowie der Einfluss von Baustellen und die dadurch resultierenden Belastungen auf die Leitung untersucht.

Abschließend wird in der Arbeit noch ein, auf der Kostenbarwert-Methode basierendes, wirtschaftliches Modell beschrieben, in dem der Einfluss von sozialen Kosten auf die Rehabilitationsentscheidung einer Leitung dargestellt wird.

ABSTRACT

The aging process of networks with different kinds of materials, diameters and construction periods is influenced by several factors which can accelerate or decelerate this process. Nevertheless, a water supply company has to fulfil the high Austrian standards for supplying the costumers with drinking water for an economically justifiable price.

In this thesis, a mathematical model for describing the first failure of a pipeline is presented. For considering possible former failures, the survival function is calculated in age-related time steps, where the complete information of failures is known. If material-conditions remain constant over the years of construction, like for asbestos cement or cast iron, the survival functions which are calculated for age-related time steps, can be connected to a continuous survival function over the lifetime of a pipeline. Based on the proportional hazard model by Cox (1972), the survival function for first failures can be calculated, using a Weibull or Log-Logistik baseline function.

To support the decision making process for repair or replacement of a pipeline, another model is presented for describing the time depending occurrence of further failures. Therefore, when calculating time periods for additional failures on a pipe section, a mid-term rehabilitation program can be developed

In further analysis, factors that might have an influence on the technical and economical decision of repair and replacement were defined and their influence calculated. The influence of social costs caused by a construction site for repairing or replacing a drinking water pipeline was also calculated. Here, social costs are costs for the lost time in a traffic jam, which are state of the art to consider in a construction planning process of streets. These social costs can have a high influence on the decision of rehabilitation compared to an ongoing repair. Furthermore, the seasonal influence on the occurrence of failures and the influence of external loads to the buried pipeline were part of our analyses. High stresses on the soffit can lead to a collapse of the pipeline. First of all, the influence of loads caused by construction machinery when renewing the street body has to be taken into consideration and was calculated. Besides of economical effects of saving costs for the renewal of the asphalt cover, a renewal of a pipeline can be reasonable regarding possible construction loads which can reduce the lifetime of a pipeline.

Finally, an economical model is presented, based on the cash-value method, for calculating the optimal time for rehabilitation, where also the social costs described above and further-failure-methods can be considered.

Inhaltsverzeichnis

INHALTSVERZEICHNIS	7
1 VERANLASSUNG UND ZIEL	12
1.1 Ausgangslage und Datengrundlage	13
2 DERZEITIGE ERNEUERUNGSPLANUNG	15
2.1 Rechtliche Vorgaben	15
2.2 Rehabilitationsprozesse in der Praxis	18
2.2.1 Datengrundlage	18
2.2.2 Rehabilitationsstrategie	19
2.3 Datengewinnung	20
2.3.1 Leitungskataster	21
2.3.2 Schadensaufzeichnungen	22
2.3.3 Wasserverlustanalyse	24
2.4 Schlussfolgerung	29
3 GRUNDLAGEN ZU ALTERUNGSMODELLEN FÜR DIE REHABILITATIONSPLANUNG.....	31
3.1 Statistische Modelle	31
3.1.1 Zensierung.....	32
3.1.2 Trendfunktionen.....	34
3.1.3 Proportional Hazard Model.....	36
3.1.4 Kohorten Überlebensmodell	37
3.2 Abhängigkeit der Leitungslänge	38
4 ANALYSE VON ERSTSCHÄDEN	41
4.1 Theoretische Grundlagen	41

4.1.1	Kaplan-Meier-Schätzung	43
4.1.2	Cox-Regression	44
4.1.3	Zusammengesetzte Verteilungen	45
4.1.4	Anpassung der Verteilungen	50
4.2	Durchgeführte Analysen von Erstschäden	54
4.2.1	Material Grauguss	55
4.2.2	Material Asbestzement	61
4.2.3	Material Stahl	65
4.2.4	Material Polyvinylchlorid	68
4.2.5	Material Polyethylen	72
4.2.6	Material duktilen Gusseisen	75
4.2.7	Schlussfolgerung	78
5	ANALYSE VON FOLGESCHÄDEN	79
5.1	Datengrundlage	79
5.2	Beschreibung der statistischen Tests für die Datenanalyse	80
5.2.1	Kruskal-Wallis-Test für stetige Verteilungen	80
5.2.2	Kolmogorov-Smirnov-Test und Shapiro-Wilk-Test	81
5.2.3	Einfaktorielle Varianzanalyse	82
5.2.4	Residuenanalyse und Levene-Test	84
5.2.5	Multipler Mittelwertsvergleich	85
5.3	Gruppierung der Daten	86
5.3.1	Explorative Datenanalyse	86
5.3.2	Gruppierung der Daten für den 2. Schaden	89
5.3.3	Gruppierung der Daten für 3. Schaden	93
5.3.4	Gruppierung der Daten für 4. Schaden	96
5.4	Anpassung der Daten an eine Verteilungsfunktion	97
5.4.1	Anpassen an eine Verteilungsfunktion für die Zeitdifferenz 1. zu 2. Schaden	99

5.4.2	Anpassen an eine Verteilungsfunktion für die Zeitdifferenz 2. zu 3. Schaden	106
5.4.3	Anpassen an eine Verteilungsfunktion für die Zeitdifferenz 3.-4. Schaden	109
5.4.4	Zusammenfassung	110
6	EINFLUSSFAKTOREN AUF DIE MITTELFRISTIGE ERNEUERUNGS- PLANUNG	115
6.1	Staukosten infolge Baumaßnahmen am Versorgungsnetz	115
6.1.1	Berücksichtigung externer Kosten	116
6.1.2	Baumaßnahme	119
6.1.3	Modellierte Lastfälle	120
6.1.4	Grundlagen für die Modellierung	122
6.1.5	Modellierung	127
6.1.6	Vergleich der Berechnungsverfahren	129
6.1.7	Ergebnisse	130
6.1.8	Jahreszeitliche Schwankungen	130
6.1.9	Schlussfolgerung	132
6.2	Auswertung von Schäden nach Jahreszeit	133
6.2.1	Merkmal Durchmesser	133
6.2.2	Merkmal Material	134
6.2.3	Vergleich der Versorgungsnetze	136
6.2.4	Schlussfolgerung	139
6.3	Einfluss von externen Belastungen	140
6.3.1	Grundlagen zur Berechnung	140
6.3.2	Straße als Mehrschichtensystem	141
6.3.3	Verdichtung der Künette	143
6.3.4	Auswertungen	145
6.3.5	Schlussfolgerung	147

7	ANWENDUNG ANHAND EINES FALLBEISPIELS	149
7.1	Wirtschaftliche Grundlagen.....	149
7.2	Fallbeispiel Erstschaden	151
7.3	Fallbeispiel Folgeschaden.....	152
8	SCHLUSSFOLGERUNG UND AUSBLICK	156
9	LITERATURVERZEICHNIS	159
10	ANHANG	168
10.1	Anpassung an die Weibull-Funktion	168
10.1.1	Material Grauguss	168
10.1.2	Material Asbestzement.....	169
10.1.3	Material Stahl.....	170
10.2	Anpassung an die Log-Logistik-Funktion	172
10.2.1	Material Grauguss	172
10.2.2	Material Asbestzement.....	173
10.2.3	Material Stahl.....	174
10.3	Gegenüberstellung der Berechnungen mit Weibull- und Log-Logistik-Grundfunktion	175
10.4	Anpassung der Log-Logistik-Überlebensfunktion an die Kaplan-Meier Überlebensfunktion	177
10.5	Durchgeführte Tests für Gruppierung der Daten für Auswertung der Folgeschäden	180
10.5.1	Gruppierung in Versorgungsnetz.....	180
10.5.2	Gruppierung in Bodenart	182
10.5.3	Gruppierung in Baujahr	183
10.6	Grafische Anpassung einer Verteilung mit QQ-Plots	186
10.6.1	Anpassung für 2. Schaden	186

10.6.2 Anpassung für 3. Schaden	196
10.6.3 Anpassung für 4. Schaden	203
10.7 Angepasste Verteilung mit 80% Eintrittswahrscheinlichkeit	206
10.7.1 Verteilung für 2. Schaden	206
10.7.2 Verteilung für 3. Schaden	211
10.7.3 Verteilung für 4. Schaden	214
10.8 Gegenüberstellung der Berechnungen der Stauzeit nach HBS 2001 und VISSIM	216

1 Veranlassung und Ziel

Die Versorgung der Bevölkerung mit einwandfreiem Trinkwasser 24 h am Tag zu einem vernünftigen Preis ist zwar in Österreich glücklicherweise der Normalfall, in vielen Ländern der Erde ist das aber durchaus nicht immer gegeben. Aufgrund zunehmender Wasserknappheit, dem Rückgang an zur Verfügung stehenden Ressourcen bzw. dem Wachstum der Bevölkerung wird in vielen Ländern der Welt auf Technologien wie Meerwasserentsalzung oder Wiederaufbereitung von Abwasser gesetzt. Zusätzlich erschwert der Zustand der Versorgungsnetze massiv die einwandfreie Versorgung mit Trinkwasser. In vielen Ländern wird darüber diskutiert, weitere Ressourcen zur Versorgung zu erschließen, da zuviel Wasser im Versorgungsnetz verloren geht.

Nach Skala (2007) wurden seit 1959 in Österreich zumindest € 8,8 Mrd. in die Wasserwirtschaft investiert. Diese Summe basiert auf den zur Förderung bei der Kommunalkredit Public Consulting, welche die Abwicklung öffentlicher Förderprogramme managt, eingereichten Projekten. Da in der Wasserversorgung viele Investitionen auch ohne Bundes- oder Landesfördermittel abgewickelt werden, ist die tatsächliche Investitionssumme vermutlich deutlich höher.

Ziel eines Wasserversorgungsunternehmens sollte es sein, das Versorgungsnetz in einem einwandfreien Zustand zu erhalten, um nachfolgenden Generationen keinen Investitionsrückstau zu übergeben.

Der Begriff Generationenvertrag geht dabei auf das Pensionssystem zurück. Die Wirtschaftskraft der Erwerbstätigen finanziert die Leistungen der Pensionisten im Ruhestand desselben Zeitraumes (Mum & Klec, 2002). Im Hinblick auf die Infrastruktur sollte daher die jetzige Generation die Versorgungsinfrastruktur so erhalten, dass auch für die nachfolgende Generation die Erhaltung des Netzes finanzierbar bleibt.

Die Wasserversorgungsnetze speziell in den größeren Städten in Österreich sind zum Teil schon über 130 Jahre alt. Die Netze sind aber generell in einem guten Zustand. Ein Beweis dafür lässt sich aus dem ÖVGW Regelblatt W 100 (2007) ableiten, wo als Richtwert für eine geringe Schadensrate ein Wert von 7 Schäden / 100 km angegeben wird. Als Vergleich dazu liegt die Schadensrate mancher englischer Versorgungsgebiete wie Themse Water (430 Schäden / 100 km) oder Three Valleys (226 Schäden / 100 km) deutlich höher (Parker, 2007).

Entsprechend der österreichischen Gesetze können Wasserversorgungsunternehmen für den Bau sowie für die Benutzung ihrer Anlagen einen entsprechenden Wasserpreis verlangen. Dieser soll die Kosten für die Wartung und den Betrieb abdecken. Um die eingehobene Gebühr entsprechend effizient zu verwenden, bedarf es unterschiedlicher Hilfsmittel, die es dem Entscheidungsträger ermöglichen, einen vorausschauenden Rehabilitationsplan für das Versorgungsnetz zu entwickeln.

Eine Möglichkeit, den Zustand des Netzes zu bestimmen ist es, Wasserverlustmessungen durchzuführen. Über Undichtigkeiten bei Rohrverbindungen und Armaturen, sowie bei Leitungsschäden kann Wasser in den Untergrund austreten. Mit Hilfe der Berechnung einer Wasserbilanz (Eingespeiste Wassermenge – verbrauchte Wassermenge) lässt sich ein möglicher Wasserverlust übersichtlich darstellen. Über die Bildung von sogenannten Messzonen lassen sich zum einen diese Wasserverluste lokal eingrenzen, zum anderen können Messzonen miteinander verglichen werden. Durch die Entwicklung von Wasserverlusten über die Zeit kann somit eine Prioritätsreihung für die Rehabilitationsplanung der Messzonen erfolgen.

Eine weitere Möglichkeit besteht in der Auswertung aufgezeichneter Schadensereignisse. In der Literatur gibt es zahlreiche Publikationen über die Auswertung von Schadensaufzeichnungen und dazu angepasste mathematische Modelle, um die bisherige Schadensentwicklung zu beschreiben, beziehungsweise die zukünftigen Entwicklungen im Netz zu prognostizieren.

Vorausschauende Erneuerungsplanung mit Rücksicht auf die finanziellen Mittel sollte jedoch nicht nur aufgrund von Schäden im Netz abgeleitet werden. Anhand einer Schadensanalyse kann der Alterungsprozess der verlegten Leitungen abgebildet werden, die Entscheidung, ob ein Schaden repariert oder die Leitung erneuert werden soll, lässt sich daraus nur indirekt ableiten. In der Regel werden Reparaturkosten den Investitionskosten für den Neubau gegenübergestellt und aufgrund der prognostizierten Schadensentwicklung versucht, den optimalen Rehabilitationszeitpunkt zu berechnen.

Ziel dieser Arbeit ist es, ergänzend zu den bisher berücksichtigten Faktoren auch andere Randbedingungen aufzuzeigen, die die Entscheidung der Reparatur oder Rehabilitation beeinflussen können. Faktoren, die zum einen infolge eines Schadens auftreten (Beispiel Staukosten) oder Faktoren, die unabhängig von einem Schadensereignis die Rehabilitationsplanung beeinflussen können (Baustellenkoordination).

Erst wenn das System „Wasserleitung – umgebende Infrastruktur“ ganzheitlich betrachtet wird, lässt sich eine wirklich effiziente und vorausschauende Rehabilitationsplanung und somit eine langfristige Werterhaltung der Wasserinfrastruktur umsetzen.

1.1 Ausgangslage und Datengrundlage

Diese Arbeit baut auf der Entwicklung eines Decision Support Systems für die Rehabilitationsplanung von Wasserrohrnetzen von Fuchs (2001) auf. Dabei wurde auf der Datengrundlage der Grazer Stadtwerke AG ein Tool für die langfristige Rehabilitationsplanung auf Basis des Kohorten-Überlebensmodells nach Herz (1987) entwickelt. Über die Zuordnung einer definierten schadensbezogenen Länge ist es möglich, die Ausfallrate nach Herz an den aufgezeichneten Schäden zu kalibrieren. Somit ist eine netzbezogene Kalibrierung der Ausfallfunktion an die Daten des jeweiligen Wasserversorgungsunternehmens möglich.

Um in den angepassten Funktionen den Alterungsprozess besser abbilden zu können, wird in dieser Arbeit ein Modell vorgestellt, welches das Alterungsverhalten von Erstschäden auf Basis der Schadensdaten einer beschränkten Zeitperiode beschreibt. Über den Ansatz einer aus Zeitabschnitten zusammengefügte Berechnung der Überlebensfunktion lässt sich auch der Einfluss fehlender Schadensaufzeichnungen in früheren Jahren besser beschreiben.

Als Ergänzung werden in dieser Arbeit auch Analysen über die mittelfristige Rehabilitationsplanung durchgeführt. Dabei wird hier der Ansatz über die Analyse von Folgeschäden gewählt. Bei Leitungen, für die bereits mehrere Schäden aufgezeichnet wurden, reduziert sich die jeweilige Zeitperiode, bis der nächste Folgeschaden auftritt. In Kapitel 5 wird dieser Verlauf mit einem statistischen Modell beschrieben.

Zusätzlich wurden Analysen über verschiedene Einflussfaktoren durchgeführt, die einen Einfluss auf den Entscheidungsprozess Reparatur – Rehabilitation haben. Diese können sowohl auf Basis technischer, als auch auf Basis wirtschaftlicher Überlegungen den Entscheidungsprozess deutlich beeinflussen. In Kapitel 6 sind die Ergebnisse der Auswertungen zusammengestellt.

Die hier durchgeführten Auswertungen, welche in den folgenden Kapiteln beschrieben werden, wurden anhand der Daten aus den Versorgungsnetzen der Grazer Stadtwerke AG, der Linz Service AG und dem Wasserwerk Villach durchgeführt. In Summe umfassen die Aufzeichnungen der drei Wasserversorgungsunternehmen rund 3.660 Schäden. Die Gesamtlänge der drei Versorgungsnetze beträgt dabei rund 1.680.000 m.

Zusätzlich wurden vom Umweltamt der Stadt Graz Daten über die Verkehrsbelastung zur Verfügung gestellt. Von Seiten des Kanalbauamtes der Stadt Graz wurden Daten über Lage und Bauperiode zur Verfügung gestellt, von der Energie Graz wurden Lagedaten über Gas, Strom und Fernwärme zur Verfügung gestellt. Von Seiten des Vermessungsamtes der Stadt Graz wurden Naturbestandsdaten zur Verfügung gestellt.

2 Derzeitige Erneuerungsplanung

Die verlegten Versorgungsleitungen bei Wasserversorgungsunternehmen sind zum Teil über 100 Jahre alt und immer noch in Verwendung (Abbildung 1). Verschiedenste externe und interne Belastungen wie die Bodenbeschaffenheit, die Belastung von Baumaschinen beim Straßenbau, Baumaßnahmen anderer Leitungsträger, Streuströme bei ungeschützten metallischen Leitungen oder Druckstöße und Mischwässer beeinflussen das Alterungsverhalten von Trinkwassernetzen. Ziel eines Versorgungsunternehmens sollte es jedoch sein, die vorhandenen finanziellen Mittel und personelle Ressourcen optimal einzusetzen, um vorausschauend eine bestmögliche Versorgung seiner Kunden zu gewährleisten.

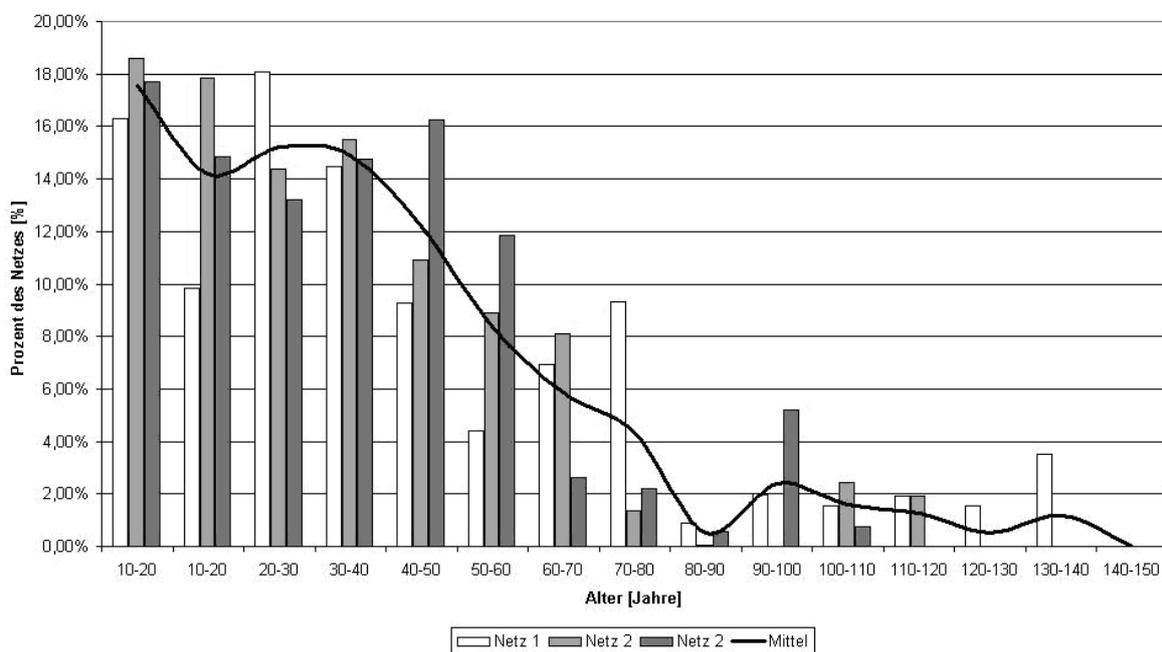


Abbildung 1: Altersverteilung von drei größeren österreichischen Wasserversorgungsnetzen (Gangl et al., 2007a)

Leitungsmaterialien haben eine unterschiedliche Lebenszeit, Rohrleitungen wie ältere PVC-Leitungen größerer Nennweiten, die zusätzlich noch mit mangelhafter Bettung verlegt wurden, werden in der Regel unter wirtschaftlichen Gesichtspunkten ein Alter von 50 Jahren nicht erreichen.

Wie in Abbildung 1 ersichtlich, gibt es aber sehr wohl Leitungsmaterialien, welche seit 130 Jahren verlegt immer noch in Betrieb sind.

2.1 Rechtliche Vorgaben

In Österreich regelt das Wasserrechtsgesetz 1959 (BGBl 123, 2006) die Bewilligung und die Errichtung von Wasserversorgungsanlagen. Im § 134 wird zusätzlich auch die hygienische und technische Überprüfung von öffentlichen Wasserversorgungsanlagen in einem Zeitraum von maximal 5 Jahren vorgeschrieben, sofern die Wasser-

rechtsbehörde keine kürzeren Zeiträume vorschreibt. Die Trinkwasserverordnung (BGBL 254, 2006) fordert im § 5 vom Betreiber einer Wasserversorgungsanlage, dass er seine Anlage im ordnungsgemäßen Zustand hält, wartet und instand hält, um eine negative Beeinflussung des Wassers zu vermeiden. Die europäische Normung (ÖNORM EN 805, 2000) verlangt im Kapitel 14.1 vom Wasserversorgungsunternehmen, die Unterbrechungen bei der Trinkwasserversorgung zu minimieren. In der ÖNORM B 2539 (2005) ist festgehalten, dass im Rahmen einer Eigenüberwachung zumindest monatlich die Einspeisemenge in das Rohrnetz gemessen werden soll. Die Messeinrichtungen bei der Wasserabgabe in das Rohrnetz sind entsprechend der Herstellerangaben bzw. bei Verdacht auf Messungenauigkeiten vorzunehmen.

Ergänzend zu den rechtlichen Vorgaben werden von der Österreichischen Vereinigung für das Gas- und Wasserfach zusätzlich noch Richtlinien publiziert, welche gewisse rechtliche Anforderungen im Detail behandeln. Diese Richtlinien stellen in Ergänzung zu den rechtlichen Vorgaben den Stand der Technik dar.

Die Rehabilitation umfasst definitionsgemäß (DVGW W 400-3, 2006; ÖVGW W 100, 2007) alle Maßnahmen zur Erhaltung oder Verbesserung der Funktionsfähigkeit bestehender Wasserverteilungsanlagen und schließt alle Reinigungs-, Sanierungs- und Erneuerungsmaßnahmen ein. Sie stellt eine geplante Maßnahme im Rohrnetz auf Basis von Zustands- bzw. Schwachstellenanalysen dar.

Die Umsetzung der Rehabilitation soll dabei nach Instandhaltungsstrategien erfolgen, die jedes Wasserversorgungsunternehmen entwickeln soll. Diese lässt sich in drei Arten unterteilen (ÖVGW W 100, 2007):

- **Ereignisorientierte Instandhaltung oder Ausfallstrategie**, d.h. Instandsetzung nur als Reaktion auf eingetretene Schäden bzw. auf externe Ereignisse und Maßnahmen; es wird nur im Schadensfall repariert; Inspektion und Wartung finden nicht oder nicht ausreichend statt.
- Vorbeugende und intervallorientierte Instandhaltung oder Präventivstrategie, d.h. Wartungs- und Rehabilitationsmaßnahmen in definierten Zeitabständen.
- **Vorbeugende und zustandsorientierte Instandhaltung oder Inspektionsstrategie**, d.h. Instandhaltung, die sich am festgestellten Ist-Zustand und an den Entwicklungstendenzen der Anlagen im Vergleich zu einem definierten Soll-Zustand bzw. Unternehmensziel orientiert.

Zur Umsetzung der Instandhaltungsziele ist die Entwicklung einer Instandhaltungsstrategie nach der **vorbeugenden und zustandsorientierten Instandhaltung oder Inspektionsstrategie** zweckmäßig.

Die Instandhaltung als Überbegriff umfasst die Wartung, Inspektion und Instandsetzung, welche sich wiederum in Reparatur und Rehabilitation aufteilt (Abbildung 2).

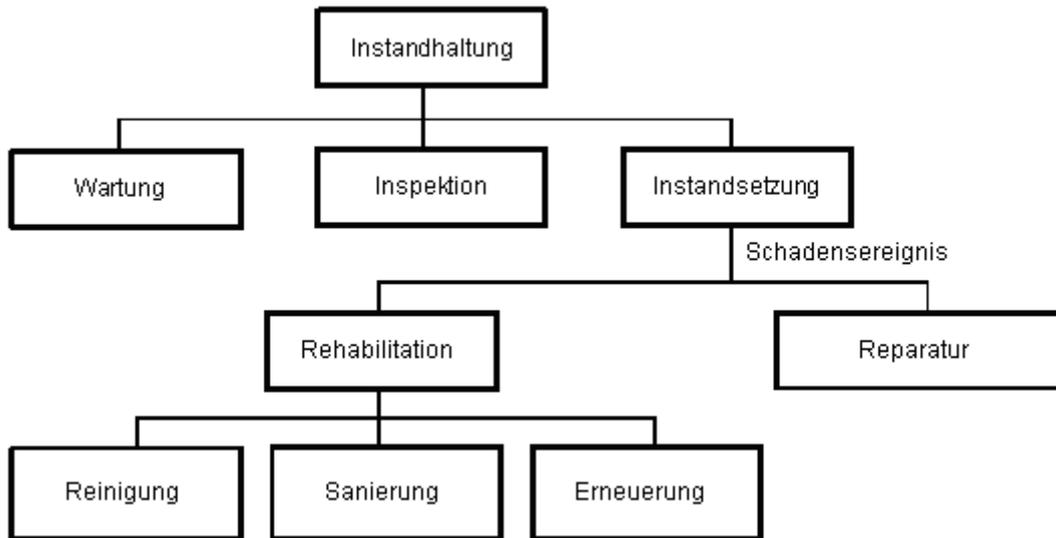


Abbildung 2: Bestandteile der Instandhaltung (ÖVGW W 100, 2007)

Die Rehabilitation wird zeitlich nach ÖVGW W 100 (2007) in folgende Abschnitte unterteilt:

- die langfristige Strategie (Rehabilitationsstrategie)
- die mittelfristige Planung (Rehabilitationsplanung)
- die einzelnen Baumaßnahmen (Rehabilitationsmaßnahmen)

Um eine Rehabilitation vorausschauend durchführen zu können, bedarf es entsprechender Grundinformationen über das Versorgungsnetz wie Leitungsdaten (Material, Baujahr, Durchmesser,...) und Schadensdaten (Schadensdatum, Schadensursache, Wasseraustritt,...). Auf Qualität und Quantität der Daten wird in Kapitel 2.3.2 eingegangen.

Eine Maßnahme, um eine vorausschauende Rehabilitationsstrategie entwickeln zu können, ist die Kontrolle der Entwicklung der Schadensrate. Dafür wird im Punkt 4.2 der ÖVGW-Richtlinie gefordert, Versorgungsunterbrechungen und Folgeschäden, insbesondere infolge von Rohrschäden (Anzahl und Dauer je Jahr und Kunde), niedrig zu halten.

Die Einhebung von Gebühren für den Bau und den Betriebs von Wasserversorgungsanlagen obliegt in Österreich den Gemeinden. Aufgrund des Gemeindewasserleitungsgesetzes (LGBl. 42/1971) werden zum Beispiel gemäß § 1 Gemeinden des Landes Steiermark (mit Ausnahme der Landeshauptstadt Graz), welche öffentliche Wasserversorgungsanlagen errichten und betreiben, auf Grund des § 8 Abs. 5 des Finanz-Verfassungsgesetzes (BGBl. 45/1948), ermächtigt, durch Beschluss des Gemeinderates eine einmalige Abgabe zur Deckung der Kosten der Errichtung und der Erweiterung der öffentlichen Wasserversorgungsanlage (Wasserleitungsbeitrag) einzuheben. Diese Beiträge sind zweckgebunden und dürfen nur zur Deckung der Kosten der Errichtung und der Erweiterung der öffentlichen Wasserversorgungs-

anlagen der Gemeinde verwendet werden. Zusätzlich dürfen auch Wasserverbrauchsgebühren (Wasserzins) sowie Wasserzählergebühren eingehoben werden. Zur Ausschreibung dieser Gebühren hat die Gemeinde eine Gebührenordnung zu erlassen.

Gemäß ÖVGW W 62 (2002) dürfen für die Gebührenermittlung nur jene Kosten angesetzt werden, die bei einer sparsamen, wirtschaftlichen und zweckmäßigen Führung der Einrichtung tatsächlich erwachsen sind, beziehungsweise erwachsen würden. Da die Gebührevorschreibung auf Prognosewerten basiert, ist ein mehrjähriger Ausgleich von Leistungen und Gegenleistungen bis zu einem Zeitraum von maximal 10 Jahren möglich.

In der Wasserrahmenrichtlinie (2000/60/EG) wird im Punkt 38 speziell auf den kostendeckenden Wasserpreis einschließlich umwelt- und ressourcenbezogener Kosten eingegangen.

2.2 *Rehabilitationsprozesse in der Praxis*

Anhand von 5 größeren österreichischen Wasserversorgungsunternehmen (Graz, Linz, Klagenfurt, Innsbruck, Villach) wird beispielhaft die derzeitige Rehabilitationsstrategie dargelegt. In mehreren Besprechungen wurden vor Ort die Datengrundlage, sowie die jeweiligen Kriterien diskutiert, die im Endeffekt in die Rehabilitationsstrategie einfließen. Die Ergebnisse werden aus Gründen der Anonymität nicht netzbezogen dargestellt, sondern die Vorgehensweise allgemein dargelegt.

Alle weiterführenden schadensbezogenen Analysen, welche in den Kapiteln 3 bis 5 beschrieben werden, basieren auf den Daten der Wasserversorgungsunternehmen aus Graz, Linz und Villach.

2.2.1 *Datengrundlage*

Als Stand der Technik in Österreich kann angenommen werden, dass zumindest das Versorgungsnetz lagemäßig digital vorliegt. In der Regel liegen diese Daten in einem Geografischen Informationssystem (GIS) vor. Sofern diese Daten nicht vorliegen, gibt es im Rahmen der Novelle zur Förderrichtlinie 1999 idF 2006 (FRL, 2006) die Möglichkeit, die Erstellung von digitalen Katastern für Wasserleitungen gefördert zu bekommen. Dabei wird auch ein Mindestumfang an zu erhebenden Daten angeführt, welche als Attributdaten der Leitung zugeordnet sind. Dieser Mindestumfang beinhaltet:

- Lagekoordinaten
- Überdeckung
- Druckstufe
- Baujahr

- Material
- Durchmesser

Zusätzlich ist die Schadensstatistik mit Schadensart und Schadensdatum anzugeben.

Aufzeichnungen von Schäden wurden bei den befragten Versorgungsunternehmen bereits seit Mitte der 70er bzw. Mitte der 80er Jahre durchgeführt. Alle fünf Versorgungsnetze verfügen über ein GIS, in dem der Mindestumfang der Daten gemäß Förderrichtlinie 1999 sowie zusätzliche Informationen abgelegt sind.

2.2.2 Rehabilitationsstrategie

Als wichtigstes Entscheidungskriterium für die Erneuerung einer Leitung werden bei allen Versorgungsunternehmen das Alter, das Material und die Anzahl von Schäden genannt. Da die befragten Unternehmen über eine zumindest 20jährige Schadenshistorie verfügen, lassen sich hier durch Auswertungen der Schadensrate Erneuerungsprioritäten festlegen. Einige der Versorgungsunternehmen haben das Versorgungsnetz in einzelne Messzonen unterteilt, wodurch auch Informationen über Wasserverluste je Messzonen in die Rehabilitationsstrategie mit einfließen.

Trinkwasserleitungen liegen großteils im öffentlichen Straßenraum, deren Verlegung ist über Gestattungsverträge mit dem jeweiligen Straßenamt/Tiefbauamt geregelt. Somit obliegt es dem Straßenerhalter, Vorgaben im Falle einer Aufgrabung für die Straßenwiederherstellung festzulegen. Die Vorgaben des Straßenerhalters sind dabei eine der einflussreichsten wirtschaftlichen Entscheidungskriterien für die Erneuerung einer Leitung. In Graz (Aufgrabungsrichtlinie der Stadt Graz, 2007) und in Linz (Richtlinie für Wiederinstandsetzungsarbeiten im Stadtgebiet von Linz, 2005) sind diese Vorgaben im Internet öffentlich zugänglich.

Bei allen fünf WVU (Wasserversorgungsunternehmen) gibt es jährlich, halbjährlich oder öfters Besprechungen, an denen der Straßenerhalter sowie die anderen Versorgungsunternehmen mit unterirdischer Infrastruktur teilnehmen. Bei diesen Besprechungen werden die jeweiligen jährlichen Bauprogramme untereinander abgestimmt. Dabei wird von Seiten des Straßenerhalters festgelegt, welche innerstädtischen Bereiche zukünftig ein zeitlich beschränktes Aufgrabungsverbot haben. Nach einer Sanierung einer Straße ist zumindest während der Haftzeit (mindestens 3 Jahre) jede Aufgrabung untersagt. In Graz gibt es durch einen Gemeinderatsbeschluss (GZ A 10/1-73072/2004-2) ein zusätzliches Grabungsentgelt, sofern ein straßenpolizeilicher Bescheid notwendig ist. Im Falle von Straßensanierungsarbeiten und einer koordinierten Mitverlegung entfällt dieses Grabungsentgelt. Grabungsverbote können aber auch aufgrund von Großveranstaltungen (Kulturhauptstadt, Fußball Europameisterschaft) verhängt werden.

Kommt es zu einer Grabungstätigkeit, so ist bei allen WVU nach der Verfüllung der Künette diese mit einem Provisorium entsprechend der Vorgaben des Straßenerhalters abzuschließen. In weiterer Folge gibt es hier zwei unterschiedliche Vorgehensweisen:

- Die Künette wird durch den zuständigen Straßenmeister besichtigt und die notwendigen Übergriffs-Flächen durch diesen festgelegt. Der Aufbau der Straße ist nicht fix festgelegt und wird anlassbezogen (Kategorie der Straße) durch den Straßenmeister festgelegt. Die Wiederherstellung der Straßenoberfläche wird dann durch die Jahresbauvertragsfirma des Straßenerhalters durchgeführt, die Kosten sind vom WVU zu tragen.
- Die Künette wird entsprechend den geltenden Aufgrabungsrichtlinien verfüllt. Die endgültige Wiederherstellung des Straßenbelags erfolgt nach einer festgelegten Setzungsfrist durch die jeweilige Baufirma des Leitungsträgers.

Es hat sich in der Praxis gezeigt, dass durch die Koordination mit Bauvorhaben des Straßenerhalters oder mit anderen Leitungsträgern ein Teil der Asphaltkosten eingespart werden kann. Eine weitere Überlegung zur Koordination von Baustellen hat sich in der Praxis aufgrund von zusätzlichen Belastungen der Leitungen ergeben. Durch Baumaßnahmen anderer Leitungsträger oder durch die Sanierung der Straße werden zusätzlich noch externe Belastungen auf die Trinkwasserleitungen ausgeübt, wodurch vor allem bruchgefährdete Leitungsmaterialien in Mitleidenschaft gezogen werden können (Kapitel 6.3). Auch hier gibt es mehr oder weniger fixe Regelungen zur Kostenaufteilung, wenn es infolge Baumaßnahmen anderer zu einem Gebrechen kommt.

Die Erhebungen haben gezeigt, dass Erneuerungen in Koordination mit Bauvorhaben anderer Leitungsträger oder des Straßenerhalters die Prioritätsreihung, welche aufgrund des Alters, des Materials oder der Anzahl der Schäden getroffen wurde, deutlich beeinflussen können.

2.3 Datengewinnung

Bei Trinkwasserleitungen ist eine optische Inspektion nur bedingt möglich. Bei Baumaßnahmen am eigenen Versorgungsnetz oder bei Baumaßnahmen anderer Leitungsträger, bei denen die Trinkwasserleitung freigelegt wird, lässt sich zumindest in einem kleinen Bereich der äußere Zustand der Leitungen beschreiben. Speziell bei metallischen Leitungen besteht die Möglichkeit, mittels Ultraschallmessgeräten die Wanddicke der Leitungen zu messen, um auf Korrosionserscheinungen Rückschlüsse ziehen zu können (Soares, 2000).

Nach Sorge (2007) lässt sich der Alterungsprozess einer Trinkwasserleitung aus materialtechnischen Zustandsuntersuchungen besser beschreiben und dient als Unterstützung zur statistischen Prognose. Mittels materialtechnischer Zustandsuntersu-

chungen können bereits Schwachstellen erkannt werden, bevor es zu einem Schaden kommt. Dafür ist es jedoch notwendig, entsprechende Untersuchungen der Rohrschubstanz durchzuführen, also Leitungen auszubauen, welche ihre technische Nutzungsdauer noch nicht erreicht haben.

Bei Öl- und Gasleitungen werden bereits zerstörungsfreie Prüfverfahren sowie Lecksuchgeräte eingesetzt. Diese Inspektionsgeräte werden im in Betrieb befindlichen Leitungssystem zur Ortung von Schäden eingesetzt. Als Techniken werden in der Regel Ultraschall-, Wirbelstrom- oder Magnetstreufussmolche verwendet (Beller, 2006). Dies ist jedoch nur bei Leitungsnetzen möglich, bei denen als Absperrarmaturen Keilschieber verwendet werden, welche im offenen Zustand den Durchgang solcher Molche nicht behindern. Klappen, welche auch im offenen Zustand die Durchgängigkeit von Inspektionsmolchen behindern, verhindern somit größtenteils den Einsatz in Trinkwassernetzen.

Bei Kanalleitungen kann die optische Inspektion direkt durch Inaugenscheinnahme bei Begehung oder Befahrung oder indirekt mit Hilfe einer TV-Anlage erfolgen. Die optische Inneninspektion dient damit der qualitativen Feststellung des Istzustandes von Kanalisationen (ATV M 143-2, 1999). Somit kann im Vergleich von zwei zeitlich versetzten Inspektionsergebnissen ein Alterungsprozess abgeleitet werden. Herz und Krug (2000) schlagen eine Zustandsübergangsfunktion vor, die an bereits inspezierten Kanalhaltungen angepasst wird und den Übergang einer Kanalhaltung von einer aktuellen Zustandsklasse in eine schlechtere Zustandsklasse beschreiben soll.

2.3.1 Leitungskataster

Die Zusammenfassung aller Ver- und Entsorgungsleitungen, aller Nachrichtenanlagen und sonstiger unterirdischer Einbauten und Bauwerke, die zur geometrischen Verwaltung des zur Leitungsverlegung geeigneten Raumes notwendig sind, wird als Leitungskataster bezeichnet (ÖNORM A2261-3, 1999).

Nach Grieb und Laber (2007) ist die Dokumentation der Wasserver- und Abwasserentsorgung in Form eines digitalen Leitungskatasters eine notwendige Basis für künftige technische und betriebswirtschaftliche Entscheidungen des Anlageneigentümers und -betreibers. Ein aktuell gehaltener Kataster ist auch ein wichtiges Instrument für eine optimale Betriebsführung und bedarfsgerechte Wartung der Anlagen.

Mindestanforderungen an den Leitungskataster, um eine entsprechende Bundesförderung zu erhalten, sind in der Förderrichtlinie 1999 idF 2006 für die Kommunale Siedlungswasserwirtschaft (FRL, 2006) enthalten. Zusätzlich kann in der Steiermark für Kanalanlagen auch eine Förderung für die Erstellung eines Kanalkatasters in Anspruch genommen werden. Diese ist in der Durchführungsbestimmung für die Abwicklung der Landesförderung von digitalen Kanalkatastern (LGBI. 134/2006) geregelt.

Gemäß ÖNORM B 2539 (2005) müssen zumindest Bestandspläne und Stammdaten sämtlicher Teile der Trinkwasserversorgungs-Anlage in geeigneter Form vorliegen. In der ÖVGW-Richtlinie W 60 (1993) wird die Durchführung der Überwachung nach ÖNORM B 2539 beschrieben. Hierin werden unter Stammdaten rechtliche, technische und wirtschaftliche Angaben über den aktuellen Bestand verstanden, die in Stammdatenblättern vorliegen müssen.

In der ÖVGW Richtlinie W 85 (2007) – Betriebs und Wartungshandbuch – ist beispielhaft angeführt, welche Einrichtungen eines Wasserwerks lagemäßig aufzuzeichnen sind. Es wird zwar darauf hingewiesen, dass bescheidmäßig genehmigte Anlagen vielfach in GIS-Systemen eingetragen sind, Pläne können aber auch in Papierform vorliegen.

Darüber hinaus weist die ÖVGW-Richtlinie W 100 (2007) darauf hin, dass eine Verknüpfung der Bestandsdaten mit weiteren raumbezogenen Daten (Geografische Informationssysteme) Möglichkeiten bietet, schnell und komfortabel Auskünfte über Lage, Art, Zustand und Funktion von Wasserverteilleitungen zu erhalten. Auch Verknüpfungen zu Daten der Materialwirtschaft, der Prozessleittechnik und zu kaufmännischen Daten sind möglich und sinnvoll.

Allgemeine Beschreibungen und Beispiele eines GIS sind in Fuchs (2001) enthalten. In Gangl et al. (2007a) ist schematisch eine Übersicht gegeben, welche Grunddaten einer Wasserversorgungsanlage notwendig sind, um eine entsprechende Rehabilitationsplanung von Wasserverteilleitungen durchführen zu können.

2.3.2 Schadensaufzeichnungen

Bei einigen österreichischen Wasserversorgungsunternehmen werden schon über mehrere Jahre sehr detaillierte Schadensaufzeichnungen durchgeführt. Als Beispiel sei hier die Schadensaufzeichnung der Grazer Stadtwerke AG – Bereich Wasser genannt, die bis in das Jahr 1974 zurückreicht oder jene der Innsbrucker Kommunalbetriebe AG, die bis ins Jahr 1976 zurückreicht. Nur eine detailliert geführte Schadensaufzeichnung ermöglicht es, aus den aufgezeichneten Schäden entsprechende Schlüsse zu ziehen.

Anhand von aufgezeichneten Schäden können Aussagen über die Entwicklung von Schäden bezogen auf Leitungsmaterialien getroffen werden. Dadurch ist es möglich, Erneuerungsprioritäten im Versorgungsnetz festzulegen.

Anhand von Schadensaufzeichnungen können auch Alterungsparameter mathematischer Überlebensfunktionen kalibriert werden, um so die örtlichen Besonderheiten des Schadensverhaltens einzelner Leitungsgruppen besser abbilden zu können. In Kapitel 5 wird darauf näher eingegangen.

Wichtig für die Ableitung von Alterungsprozessen von Trinkwasserleitungen aufgrund von Schadensaufzeichnungen ist es, nur jene Schäden in der Datenbank zu spei-

chern, die tatsächlich einem Alterungsprozess zuzuordnen sind. Schäden an Trinkwasserleitungen aufgrund externer Belastungen infolge Grabungstätigkeiten Dritter sollen zwar aufgezeichnet werden, diese dürfen aber nicht für die Kalibrierung von Alterungsprozessen herangezogen werden!

Speziell bei älteren Schadensdaten, wo die Informationen in der Datenbank die Schadensursache nicht beinhalten, bietet es sich an, einen Vergleich von Schadensdaten mit Baujahren anderer Leitungsträger durchzuführen. In der Regel wurden in der Vergangenheit Schäden auf Karteikarten aufgeschrieben, die dann im Zuge der Umstellung auf ein GIS in die Datenbank übertragen wurden.



Abbildung 3: Beispiel eines Schadens (Kreis) an einer Trinkwasserleitung mit Abwasserleitung

In Abbildung 3 ist ein Beispiel angeführt, wo zwei Schäden an Trinkwasserleitungen mit Schadensjahr 1984 dargestellt sind. Zusätzlich wird für den Kanal in dieser Straße ein Baujahr 1984 ausgewiesen. Ein möglicher Einfluss der Kanalbaustelle auf die Schäden der Trinkwasserleitungen sollte in diesem Fall anhand der Karteikarten soweit wie möglich überprüft werden.

Auch im DVGW W 400-3 (2006) wird auf die Notwendigkeit einer aussagekräftigen Schadensstatistik verwiesen. Dabei wird auch auf eine standardisierte und eindeuti-

ge Datenerfassung für die Schadensdokumentation verwiesen. Als Beispiel wird ein entsprechendes Störmeldeformular oder ein Schadensbericht angeführt, wo auch die Schadensursache einzutragen ist.

2.3.3 Wasserverlustanalyse

Der Zustand einer Trinkwasserleitung lässt sich zum einen anhand von Wasserverlustmessungen, über Durchflussmessungen und daraus abgeleiteten Inkrustationen oder anhand von mathematischen Modellen, welche an die Schadensaufzeichnungen angepasst sind, beschreiben. In der Regel sind Wasserverlustmessungen sowie Schadensaufzeichnungen und daraus abgeleitete Kennzahlen die häufigsten Methoden, um den Zustand im Netz zu beschreiben und um daraus Handlungsschwerpunkte abzuleiten.

Wasserverluste sind aus ökologischen, hygienischen, wirtschaftlichen sowie aus rechtlichen Gründen so gering wie möglich zu halten. Niedrige Wasserverluste sind ein maßgebender Indikator für einen guten Rohrnetzstatus und führen zu einem reduzierten Aufwand für die aktuelle Instandhaltung der Rohrnetze. Ein Wasserversorgungsnetz ist jedoch nie zu 100 % dicht. Zulässige Toleranzen bei der Verlegung, bei der Rohrbettung, bei den Verbindungen, äußere Einflüsse im Betrieb sowie die Alterung der verwendeten Rohrmaterialien führen zu kleineren und größeren Leckagen. Um diese auftretenden Wasserverluste mengenmäßig einordnen zu können, um daraus Maßnahmen zur Reduzierung abzuleiten, bedarf es normativer Vorgaben für Richt- und Grenzwerte. Nationale wie auch internationale Organisationen (IWA, DVGW, ÖVGW) geben Kennzahlen und Richtwerte vor, die aus verschiedenen Eingangsgrößen berechnet werden. Die Ergebnisse sollen dem Unternehmen Auskunft geben, wie gut der Zustand des Versorgungsnetzes ist und ob Maßnahmen zur Reduktion von Wasserverlusten zu setzen sind. Gangl et al. (2006) geben einen Vergleich von in Österreich gebräuchlichen Wasserverlustkennzahlen. Im Rahmen des österreichischen Benchmarkingprojekts Stufe B (Theuretzbacher-Fritz et al., 2006) wurden 25 Betriebe miteinander verglichen, welche die Kriterien der Kennzahlenberechnung für den Infrastructure Leakage Index – ILI, als Wasserverlustkennzahl der International Water Association IWA, erfüllten.

Der ILI ist eine dimensionslose Kennzahl, die einen internationalen Vergleich von Versorgungsunternehmen ermöglichen soll. Er lässt sich nach folgender Gleichung errechnen:

$$\text{ILI (Infrastructure leakage index)} = \frac{\text{TIRL (technical indicator real losses)}}{\text{UARL (unavoidable average real losses)}} [-]$$

In den TIRL (reale Verluste je Hausanschluss) fließen die Anzahl der Hausanschlüsse, der durchschnittliche tägliche reale Wasserverlust sowie die Zeit, in der das System unter Druck steht, ein. Der TIRL erfasst also den realen Wasserverlust je Hausanschluss und Tag.

Der UARL (technisch unvermeidbarer realer Wasserverlust) lässt sich nach folgender nicht dimensionsreiner Formel berechnen:

$$\text{UARL} = \left(18 \cdot \frac{L_m}{N_c} + 0,8 + 25 \cdot \frac{L_p}{N_c} \right) \cdot P^n \text{ [Liter/(Anschluss} \cdot \text{Tag unter Druck)]}$$

L_m = Länge der Haupt- und Versorgungsleitungen [km]

N_c = Anzahl der Hausanschlüsse [-]

L_p = Länge der Hausanschlussleitungen [km]

P = durchschnittliche Betriebsdruckhöhe [m Druckhöhe]

n = Einflussfaktor der Rohrmaterialien [-]

Durch den Einsatz der dimensionslosen Kennzahl ist ein internationaler Vergleich von Wasserversorgungsunternehmen möglich.

Als Randbedingung für den Einsatz des ILI müssen Netze mindestens 3000 Hausanschlüsse haben.

Nach Liemberger (2006) können für entwickelte Länder als auch Entwicklungsländer folgende Richtwerte für den Infrastructure Leakage Index angegeben werden.

technische Performance-Kategorie	ILI	Liter/Anschluss/Tag bei durchschnittlichem Systemdruck von					
		10m	20m	30m	40m	50m	
ILI entwickelte Länder	A	1-2		<50	<75	<100	<125
	B	2-4		50-100	75-150	100-200	125-250
	C	4-8		100-200	150-300	200-400	250-500
	D	>8		>200	>300	>400	>500
ILI Entwicklungsländer	A	1-4	<50	<100	<150	<200	<250
	B	4-8	50-100	100-200	150-300	200-400	250-500
	C	8-16	100-200	200-400	300-600	400-800	500-1000
	D	>16	>200	>400	>600	>800	>1000

Abbildung 4: Wasserverlustkategorien (Liemberger, 2006)

Erhebungen von McKencie et al. (2007) von 197 Wasserverlustdaten aus unterschiedlichsten Ländern zeigen vor allem für Versorgungsnetze mit geringem Druck oder vorübergehender Wasserversorgung ILI-Werte bis zu 600. Vergleichbare Bereiche zu Ländern wie Österreich weisen McKenzie & Seago (2005) mit ILI-Werten im Bereich von 2 – 5 aus.

Ein Vergleich von den 25 in Österreich untersuchten Betrieben mit der Bandbreite nach McKencie & Saego ist von Gangl et al. (2006) durchgeführt worden und in

Abbildung 5 dargestellt. Vor allem für gut gewartete Versorgungsnetze im Bereich von 3000 Hausanschlüssen, welche die Untergrenze für die Anwendbarkeit dieser Kennzahl darstellen, können Werte auch unter 1,0 liegen. Generell kann jedoch festgehalten werden, dass österreichische Versorgungsnetze im internationalen Vergleich in gutem Zustand sind.

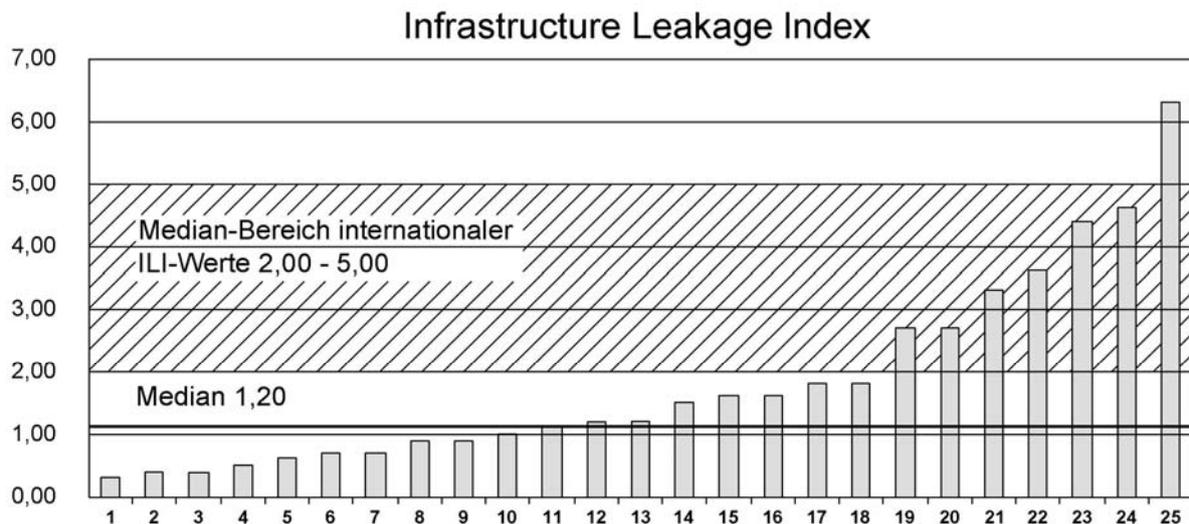


Abbildung 5: ILI-Werte von 25 österreichischen Betrieben (Gangl et al., 2006)

Kennzahlen sind eine zusammenfassende und leicht überschaubare Zahlenangabe über wichtige betriebliche Tatbestände, die für einen innerbetrieblichen oder zwischenbetrieblichen Vergleich [...] ermittelt werden (Brockhaus Enzyklopädie, 1970).

Um aussagekräftige Kennzahlen über Wasserverluste zu bekommen, müssen die Eingangsdaten in einer entsprechenden Qualität vorliegen. Dies ist nur möglich, wenn die eingespeiste Wassermenge ins Versorgungsnetz sowie die verbrauchte Menge mit Messgeräten einer hohen Genauigkeit erfasst werden.

Gangl et al. (2007b) zeigen beispielsweise den Einfluss von Messungenauigkeiten bei der Durchflussmessung bei Hochbehältern anhand eines Beispiels. In Abbildung 6 ist der Vergleich von zwei gemessenen Systemeinspeisungen in eine Messzone dargestellt. Die beiden Messgeräte sind bei einem Hochbehälter situiert, wobei über den Höhenstandsmesser die Änderung im Wasserspiegel und im magnetisch induktiven Durchflussmesser die ins Netz eingespeiste Wassermenge gemessen wird. Bei bekannten Hochbehälterabmessungen und dem Absinken des Wasserspiegels über die Zeit ist es möglich, in jenen Zeiten, in denen der Hochbehälter nicht befüllt wird, die gemessenen Netzeinspeisungen der beiden Messgeräte miteinander zu vergleichen.

Vergleicht man die Abweichung der beiden Messgeräte innerhalb der vergleichbaren Zeiträume eines Jahres (keine Befüllung des Hochbehälters zur Zeit der Entnahme), ergibt sich eine Differenzmenge von 12.380 m³ oder 11,6 % der gemessenen Systemeinspeisung mit dem Höhenstandsmesser.

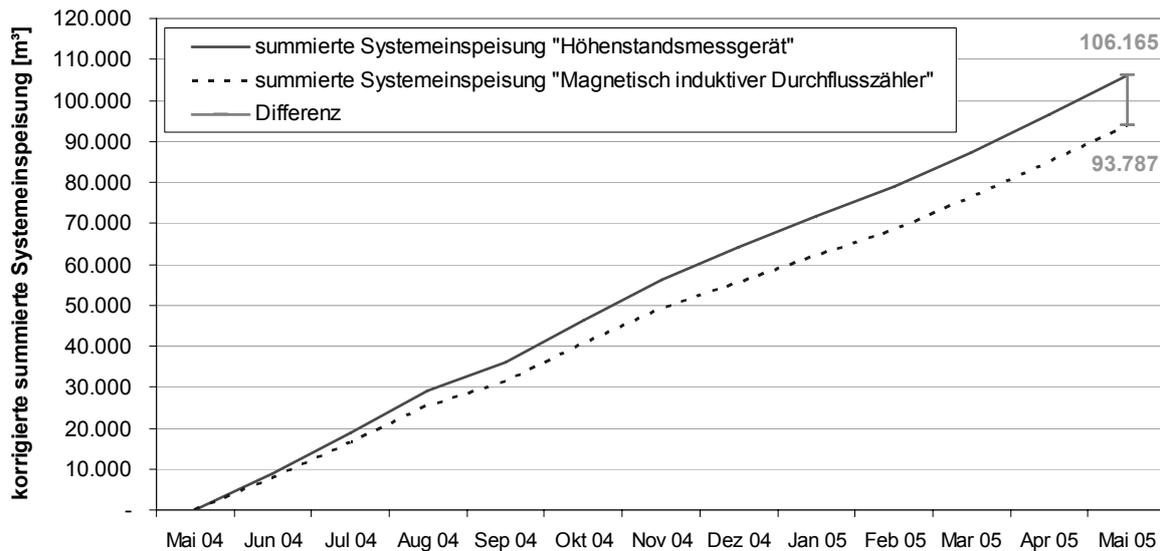


Abbildung 6: korrigierte aufsummierte gemessene Systemeinspeisung (Gangl et al., 2007b)

Abweichungen in dieser Größenordnung haben massiven Einfluss auf die Erstellung einer Wasserbilanz und in weiterer Folge auf die Berechnung entsprechender Wasserverlustkennzahlen, die Aussage über den Netzzustand geben sollen. In einer Wasserbilanz werden die eingespeisten und die gemessenen und ungemessenen Abgaben an die Kunden gegenübergestellt, um somit den Wasserverlust (scheinbar und real) berechnen zu können.

Kennzahlen wie der ILI - Infrastructure Leakage Index der International Water Association IWA setzen eine Mindestgröße eines Versorgungsgebietes voraus, um diese miteinander vergleichen zu können. Aufgrund der regionalen Struktur in Österreich können zwar Versorgungsnetze miteinander verglichen werden (Gangl et al., 2006), innerbetrieblich erfüllen Messzonen diese Voraussetzungen in der Regel jedoch nicht. Werden aber einzelne Messzonen mit ähnlichen Strukturen und deren Wasserverlustentwicklung relativ zueinander verglichen, können unterschiedliche Kennzahlen durchaus aussagekräftige Ergebnisse über den Zustand von Messzonen liefern.

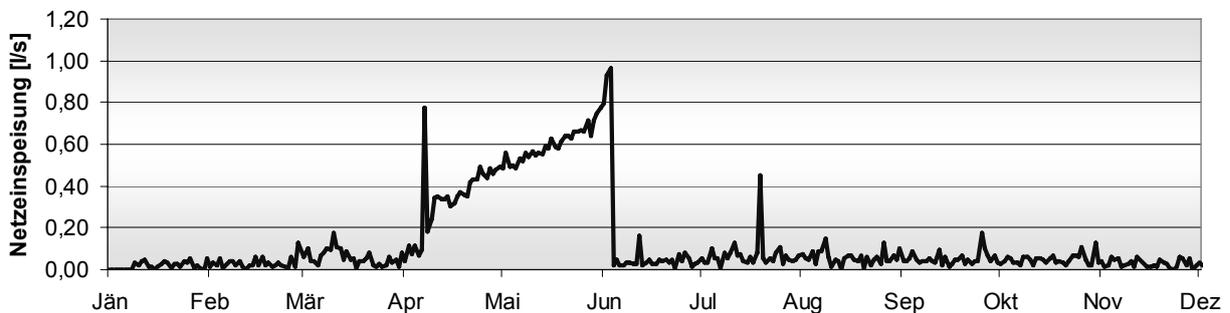


Abbildung 7: jährliche Netzeinspeisung in einer Messzone (Gangl et al., 2007b)

Die Entwicklung von Wasserverlusten sowie aufgezeichneter Alterungsschäden an Trinkwasserleitungen geht in der Regel Hand in Hand. Alterungsbedingte Schäden zeichnen sich meist bereits über eine längere Periode ab, bis die Austrittsmenge bereits so groß ist, dass sie in den Einspeisedaten einer Messzone erkannt werden. In Abbildung 7 ist der Verlauf einer Netzeinspeisung über ein Jahr dargestellt. Dabei kann der Anstieg in der Netzeinspeisung bis zur Reparatur des Schadens im Juni beobachtet werden.

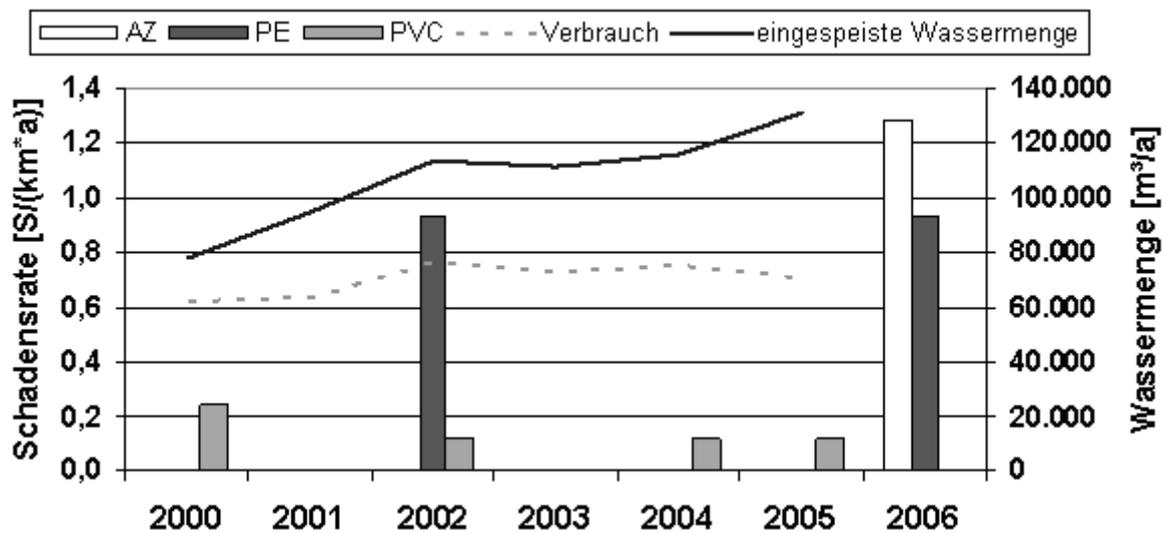


Abbildung 8: Verlauf der Netzeinspeisung im Vergleich mit der jährlichen Schadensrate

In Abbildung 8 wird die Netzeinspeisung für eine kleine Messzone der Jahre 2000 bis 2006 der verbrauchten Wassermenge gegenübergestellt. Die verbrauchte Wassermenge ist dabei annähernd konstant zwischen 60.000 und 80.000 m³/Jahr gelegen. Die Netzeinspeisung hingegen ist in diesem Zeitraum deutlich angestiegen. Ein Vergleich mit der jährlichen Schadensrate in dieser Messzone zeigt deutlich den Zusammenhang zwischen dem Anstieg der Netzeinspeisung bis zum Erkennen eines Schadens.

Nutzt man nun die Informationen über die Netzeinspeisung von Zonen vergleichbarer Größe und Struktur, können Netzzonen auch in Relation zueinander gestellt werden. Somit lässt sich zusätzlich zur Auswertung von Schäden auch lagebezogen eine Prioritätenreihung von Messzonen untereinander erstellen.

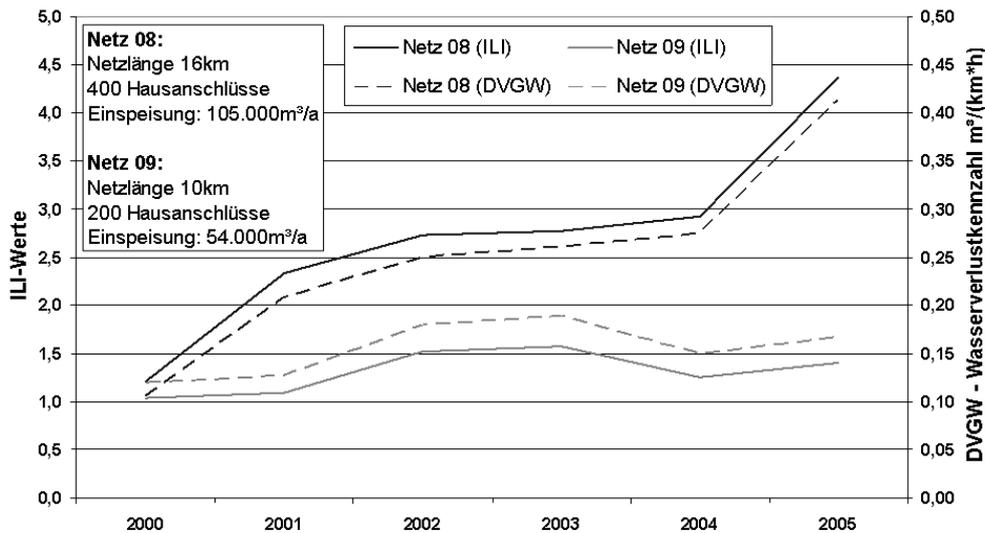


Abbildung 9: Vergleich von Wasserverlustkennzahlen zweier Messzonen

2.4 Schlussfolgerung

Um den aktuellen Zustand des Netzes eines Wasserversorgungsunternehmens beschreiben zu können, kann man zum einen Wasserverlustkennzahlen bilden und deren Veränderung über die Zeit analysieren, oder über die Definition von Grenzwerten für diese Kennzahlen Zustandsbereiche angeben. Eine andere Möglichkeit besteht darin, altersabhängige Schäden an Versorgungsleitungen aufzuzeichnen und deren Entwicklung über die Zeit zu beobachten.

Beide Verfahren können entsprechend der Regelwerke (ÖVGW W 100, ÖVGW W 63) für die Zustandsbeschreibung eines Netzes vorgeschlagen.

Schadensaufzeichnungen werden in Österreich erst seit einigen Jahren geführt. In Graz oder Innsbruck werden bereits seit über 30 Jahren Aufzeichnungen geführt, in anderen größeren Versorgungsnetzen werden Schadensdaten noch nicht so lange aufgezeichnet.

Um Prognosen über zukünftige Ausfälle geben zu können, werden mathematische Funktionen an die Schadensdaten angepasst. Mit Hilfe dieser Funktionen (Überlebensfunktionen, Ausfallfunktionen) können in Abhängigkeit des Alters, Angaben über prozentuelle Ausfälle gemacht werden. Somit lässt sich ein jährlicher Prozentsatz in Abhängigkeit des Alters der verlegten Leitungen berechnen, bei denen mit einem Schaden zu rechnen ist.

Viele Leitungen sind jedoch schon lange bevor Schäden aufgezeichnet wurden, verlegt worden. Somit kann es vorkommen, dass für eine Leitung beispielsweise aus dem Material Grauguss, welche 1900 verlegt wurde, der erste Schaden im Jahr 1980 aufgezeichnet wurde, die Leitung also mit einem Alter von 80 Jahren den ersten Schaden gehabt hat. Eine Leitung aus dem Material Grauguss im Jahr 1940 verlegt, für die ebenfalls im Jahr 1980 der erste Schaden aufgezeichnet wurde, ist hier je-

doch nur 40 Jahre alt. Wenn die Schadensaufzeichnungen jetzt erst ab 1980 geführt werden, liegen über den Zeitraum 1900 – 1980 beziehungsweise 1940 – 1980 keine weiteren Informationen vor. Da nur aus einem beschränkten Zeitfenster seit Beginn der Schadensaufzeichnungen Daten vorliegen, ist eine Aussage über das Ausfallverhalten einer Leitungsgruppe über einen größeren Zeitraum nicht zulässig, da aufgrund fehlender früherer Schadensaufzeichnungen die Überlebenswahrscheinlichkeit überschätzt wird.

In Kapitel 4 wird ein Modell für die Berechnung von Erstschäden vorgestellt, bei dem aufgrund der Anpassung von Alterungsfunktionen in Zeitabschnitten, in denen Schäden aufgezeichnet wurden, eine zusammengefügte Überlebensfunktion, auf Basis eines ähnlichen Alterungsverhaltens, berechnet werden kann.

Für die Entscheidung einer Reparatur oder Erneuerung einer Leitung im Fall eines Gebrechens wird oft die Anzahl der Schäden herangezogen, die bereits bei einer Leitung aufgezeichnet wurden. Um die Historie vergangener Schäden auch als Prognose verwenden zu können, um nicht nur anlassbezogen eine Entscheidung zu treffen, wird in Kapitel 5 ein Modell vorgestellt, das den zeitlichen Verlauf von Folgeschäden abbildet. Somit ist auch ein Budget für eine vorausschauende Rehabilitationsmaßnahme planbar.

In den vergangenen Jahren wurden von verschiedenen städtischen Einrichtungen wie der Wasserversorgung, der Abwasserentsorgung, dem Straßenerhalter oder anderen städtischen Abteilungen, Daten erhoben. In vielen Fällen stehen diese jedoch nur jenen zur Verfügung, die sie erhoben haben, oder sich an den Kosten für die Erhebung beteiligt haben. Für Forschungszwecke war es jedoch möglich, lagebezogene Daten über die Verkehrsbelastung, über den öffentlichen Verkehr beziehungsweise der Lage der Trinkwasserleitung im öffentlichen Raum zu bekommen. In Kapitel 6 werden verschiedene Einflussfaktoren auf die mittelfristige Rehabilitationsplanung dargelegt, die aufgrund dieser Datengrundlage erst möglich waren. Somit können auch Einflussfaktoren im Entscheidungsprozess Reparatur – Rehabilitation berücksichtigt werden, die bis lange aufgrund fehlender Daten nicht berücksichtigt werden konnten.

3 Grundlagen zu Alterungsmodellen für die Rehabilitationsplanung

Rehabilitation umfasst definitionsgemäß alle Maßnahmen zur Erhaltung oder Verbesserung der Funktionsfähigkeit bestehender Wasserverteilungsanlagen und schließt alle Reinigungs-, Sanierungs- und Erneuerungsmaßnahmen ein (DVGW W 400-3, 2006; ÖVGW W 100, 2007). Sie stellt eine geplante Maßnahme im Rohrnetz auf Basis von Zustands- bzw. Schwachstellenanalysen dar.

Die Reparatur von Schäden zählt nicht zu den Rehabilitationsmaßnahmen, da eine Reparatur keine Verlängerung der Lebensdauer eines Leitungsabschnittes bewirkt.

In diesem Kapitel werden die theoretischen Grundlagen für zwei Modelle vorgestellt, die zum einen eine Prognose der Überlebenswahrscheinlichkeit von Leitungen in Bezug auf den Erstschaaden ermöglichen (Kapitel 4), und zum anderen, über die Berechnung der zeitlichen Abstände von Folgeschäden, auch Zeitperioden zu definieren, in denen mit zukünftigen Schäden auf Leitungen zu rechnen ist, die bereits einen Schaden gehabt haben (Kapitel 5).

3.1 Statistische Modelle

Die DVGW Richtlinie W 400-3 und auch die ÖVGW Richtlinie W 100 fordern von einem Wasserversorgungsunternehmen, möglichst eine vorbeugende und zustandsorientierte Instandhaltung oder Inspektionsstrategie zu verfolgen. Um vorbeugend Instandhaltungen durchzuführen, ist es neben den vorhandenen Aufzeichnungen über das Rohrnetz (Leitungen, Schäden, Wasserverluste) wichtig, welche Schlüsse aus den gewonnenen Daten gezogen werden.

In der Literatur gibt es mehrere Ansätze, wie der Alterungsprozess der Rohrleitungen mathematisch abgebildet werden kann, um daraus eine entsprechende Rehabilitationsstrategie ableiten zu können.

Als Grundlage für die Anwendung von statistischen Modellen sind entsprechend qualitativ hochwertige Schadensaufzeichnungen notwendig, anhand derer mathematische Ausfalls-, Überlebens- oder Lebensdauerverteilungen angepasst werden können. In Kapitel 2.3.3 wurde auf die Datengewinnung bereits eingegangen.

Alterungsprozesse lassen sich nach Herz (1994) mathematisch als alterungsabhängige Wahrscheinlichkeit des Übergangs in schlechtere Zustände beschreiben, Zustände wie lebendig oder tot, heil oder kaputt, funktionstüchtig oder nicht. Diese Übergangsraten, Sterberaten oder Ausfallraten verändern sich im Laufe des Alters, je nach Material und Beanspruchung, und sind funktional verknüpft mit Überlebenswahrscheinlichkeiten und Lebenserwartung.

Anders als bei klinischen Analysen, wo ein Ereignis (Tot des Patienten) nur einmal vorkommt, können Infrastrukturanlagen mehrere Schäden haben bis die Entschei-

derung getroffen wird, diese außer Betrieb zu nehmen. Aus diesem Grund erfolgt in den hier durchgeführten Analysen eine Zweiteilung. In einem ersten Schritt werden nur Erstschäden an Leitungen betrachtet, deren Ausfallrate mit einem entsprechenden statistischen Verfahren beschrieben werden kann (Kapitel 4). Bei Leitungen, die bereits den ersten Schaden aufgrund ihres Alterungsprozesses gehabt haben, lässt sich der Verlauf des Folgeschadens ebenfalls mathematisch beschreiben (siehe Kapitel 5).

Relevant hier zu erwähnen ist, dass Prognosemodelle entweder über Schadensraten, also Schäden pro Kilometer Gesamtnetz oder Schäden pro Länge einer Leitungsgruppe angepasst werden können, oder die Anpassung erfolgt über die Häufigkeit, mit der ein Ereignis auftritt. Dabei ist zu erwähnen, dass bei der Häufigkeitsbetrachtung, also die Anzahl der Schäden gegenüber der Anzahl der Leitungen, stark längenbezogen abhängig ist. In Kapitel 3.2 wird auf diesen Sachverhalt näher eingegangen.

3.1.1 Zensierung

Bei Überlebensanalysen ist wichtig zu berücksichtigen, dass im Betrachtungszeitraum ein bestimmtes Ereignis nicht bei allen Daten auftritt. Das soll heißen, nicht alle Leitungen im Betrachtungszeitraum haben einen Schaden, manche Leitungen liegen längere Zeit im Untergrund und haben noch keinen Rohrbruch gehabt.

Nach Wernecke (1995) wäre es natürlich möglich, diese Leitungen aus der Untersuchung zu entfernen. Wenn jedoch der Anfangszeitpunkt (Baujahr) und der Endzeitpunkt (aktuelles Jahr der Betrachtung) bekannt sind, wäre es sinnvoll, die Information als zensierte Beobachtungen für Schätzungen und Tests zu nutzen. Die Verwendung von zensierten Beobachtungen setzt allerdings voraus, dass die Überlebens- und Zensierungszeiten stochastisch unabhängig voneinander sind.

In einem Beispiel soll der vorher nach Wernecke (1995) beschriebene Zusammenhang kurz erklärt werden. In Abbildung 10 liegen 10 Leitungsdaten vor, von denen vier bis zum Beginn des Jahres 2007 einen Schaden gehabt haben. Die restlichen sechs Leitungen sind noch in Betrieb.

Nr	Baujahr	Schadensdatum	Auswertung	Zeit (Jahre)	Zensiert
1	11.01.1973	20.04.1994		21,27	1
2	05.02.1975		01.01.2007	31,90	0
3	12.04.1974		01.01.2007	32,72	0
4	24.07.1973		01.01.2007	33,44	0
5	05.05.1977	15.06.1998		20,11	1
6	01.10.1976	07.12.1991		14,20	1
7	07.12.1975		01.01.2007	31,07	0
8	21.11.1974		01.01.2007	32,11	0
9	17.09.1976	08.03.2002		25,50	1
10	19.08.1978		01.01.2007	28,37	0

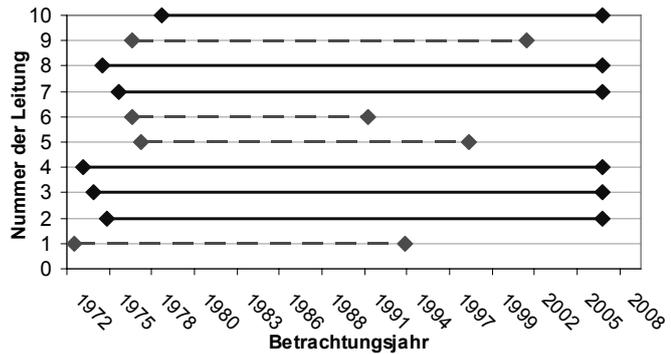


Abbildung 10: Beispiel über die grafische Darstellung der Lebensdauer mit zensierten und unzensierten Daten

Die blau markierten durchgängigen Linien stellen somit zensierte Daten dar. Nach Wernecke (1995) liegt in der Praxis in der Regel eine repräsentative Stichprobe t_1, t_2, \dots, t_n aus n regulären und zensierten Beobachtungen vor, auf deren Basis die Überlebensfunktion der Population geschätzt werden kann. Eine Möglichkeit, anhand der empirischen Verteilungsfunktion eine nichtparametrische Schätzung der Überlebensfunktion $S(t)$ zu machen, ist die Kaplan-Meier-Schätzung (Kaplan & Meier, 1958).

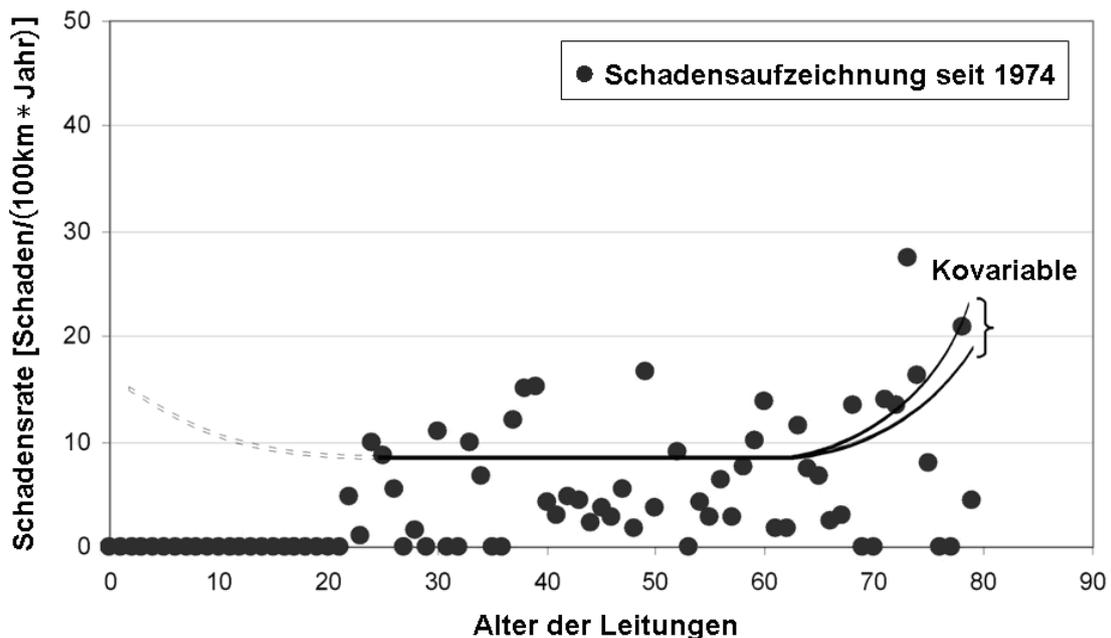


Abbildung 11: Beispiel einer „Badewannenkurve“ (Gangl et al., 2007c)

In der Literatur (Ascher & Feingold, 1984; Rostum, 2000) wird der Verlauf des Alterungsprozess von Trinkwasserleitungen anhand einer „Badewannenkurve“ beschrieben (Abbildung 11). Die Schäden in den ersten Jahren sind zumeist auf Verlege- oder Materialfehler zurückzuführen. Danach folgt der fortschreitende Alterungsprozess des Rohres, bis die Lebensdauer erreicht ist und die Zahl der Schäden steigt. In der Regel kann man jedoch den Zeitpunkt des ersten Schadens an einer Rohrleitung nicht vorhersagen. Kommt es jedoch zu einem Schadensfall, steht das Wasserver-

sorgungsunternehmen vor der Entscheidung, ob das Rohr repariert oder erneuert werden soll.

In weiterer Folge werden gängige Verfahren zur Abschätzung des Alterungsverhaltens von Versorgungsleitungen beschrieben. Die dabei vorkommenden Abkürzungen in den Formeln sind in Tabelle 1 zusammengefasst.

Tabelle 1: verwendete Abkürzungen bei Formeln

T	Überlebenszeit einer Leitung	
t_i	Betrachtungszeitpunkt einer Leitung	
F(t)	Verteilungsfunktion der Lebensdauer	$S(t) = 1 - F(t)$
S(t)	Überlebensfunktion	$f(t) = \frac{d}{dt} F(t)$
f(t)	Dichtefunktion	$P(t) = F(t)$
P(t)	Gesamtwahrscheinlichkeit	
p_i	Einzelwert der Wahrscheinlichkeit	
$\lambda(t)$	Ausfallsrate, Hazardrate	$\lambda(t) = \frac{f(t)}{S(t)}$ $\Lambda(t) = \int_0^t \lambda(t) dt$
$\Lambda(t)$	kumulierte Hazardrate	
N(t)	Anzahl der Schäden pro Längeneinheit und Jahr	
$N_0(t)$	N(t) zum Zeitpunkt = 0	
a	Regressionskoeffizient für die Änderung der Schadensrate	Shamir & Howard (1979)
g(t)	Alter zum Zeitpunkt t	
a, b, c	Gestaltparameter nach Herz	Herz (1987)
n_i	Anzahl der Leitungen ohne Schaden	
d_i	Anzahl der unzensierten Ereignisse	
β	Koeffizienten einer Kovariable	

3.1.2 Trendfunktionen

Für die Beschreibung der Entwicklung des Schadensverhaltens von Rohrleitungen werden in der Regel Exponentialfunktionen (Shamir & Howard, 1979) verwendet.

Formel 1: $N(t) = N(t_0) * e^{a*(t+g(t))}$

N(t) = Schadensrate im Jahr t

N(t₀) = Grundschadensrate

a = Regressionskoeffizient

g(t) = Alter zum Zeitpunkt t

Damit wird über eine fixe Funktion, ausgehend von den aufgezeichneten Schäden für eine bestimmte Leitungsgruppe, die zukünftige Entwicklung der Schadensrate vorgegeben. Als Rate wird hier das Verhältnis der Schäden einer bestimmten Gruppe pro Länge der gesamten Leitungen dieser Gruppe bezeichnet. In der Literatur können noch mehrere Erweiterungen dieses Ansatzes gefunden werden (Clark et al., 1982; Walski und Pelliccia, 1982; Mavin, 1996).

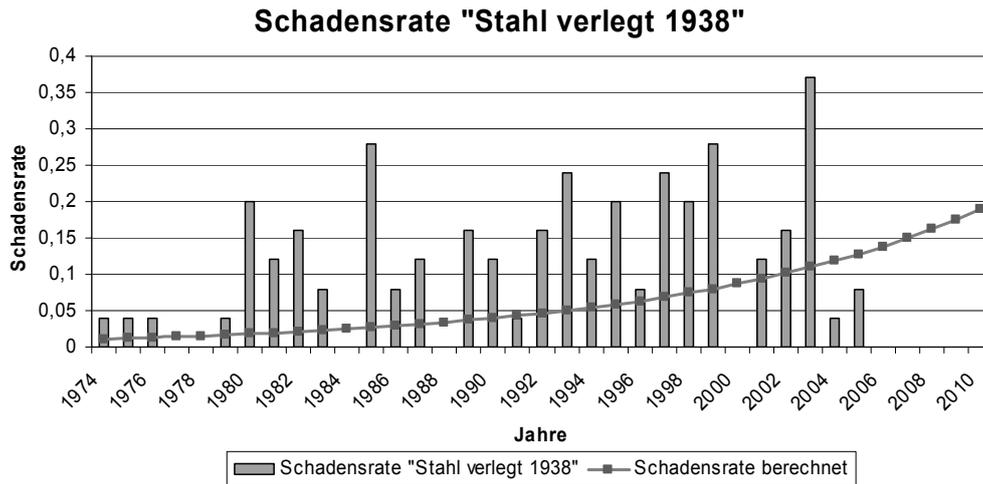


Abbildung 12: Schadensrate für die Leitungsgruppe „Stahl verlegt 1938“ (Gangl et al., 2007a)

In Abbildung 12 ist beispielhaft für die Leitungsgruppe „Stahl Baujahr 1938“ der Verlauf der aufgezeichneten Schäden dargestellt. Entsprechend Formel 1 wurde der Verlauf der Schadensentwicklung berechnet.

Eine Erweiterung des Modells der Trendfunktion nach Shamir & Howard durch Logathan et al. (2002) über eine definierte Grenzsadensrate Brk_{th} deckt auch wirtschaftliche Überlegungen ab. Mit der Änderung der Schadensrate, hinterlegt mit entsprechenden Kosten für Reparatur- und Erneuerungskosten, kann somit eine Grenzsadensrate berechnet werden. Diese beschreibt über eine Break-Even-Analyse den wirtschaftlich optimalen Zeitpunkt für die Erneuerung von Leitungen, bei dem die Kosten aus Reparatur und Erneuerung ein Minimum ergeben.

Formel 2:

$$Brk_{th} > \frac{\ln(1+R)}{\ln\left(\frac{C_{n+1}}{F_n} + \frac{F_{n+1}}{F_n}\right)}$$

In Formel 2 ist die Berechnung der Grenzsadensrate dargestellt, wobei über die Trendfunktion der Schäden je Leitung jene Leitungen ausgewählt werden können, bei denen zukünftig die Schadensrate über die Grenzsadensrate steigt.

Formel 3:

$$t^* = t_0 + \frac{1}{a} \ln\left[\frac{\ln(1+R) * F_n}{N(t_0) * C_{n+1}}\right]$$

In Formel 3 ist jener Zeitpunkt ab Verlegung der Leitung dargestellt, ab dem eine Erneuerung wirtschaftlich sinnvoll ist. Dabei steht R für den jährlichen Zinssatz, C_n für Reparaturkosten zum Zeitpunkt n, F_n für Erneuerungskosten zum Zeitpunkt n, $N(t_0)$ für die Schadensrate im Ausgangsjahr und a für einen Regressionskoeffizienten.

Schmidt (2003) geht von einem ähnlichen Ansatz aus, in dem er eine wirtschaftlich zulässige Schadensrate definiert (Formel 4), und die wirtschaftlich begründete notwendige Reduzierung der Schadensrate berechnet (Formel 5).

Formel 4: wirtschaftlich zulässige Schadensrate

= Ausgangsschadensrate – notwendige Reduzierung der Schadensrate

Formel 5: notwendige Reduzierung der Schadensrate (Schäden/(km*a))

$$= \frac{\{\text{Veränderung der Schadens – u. Wasserverlustkosten sowie Kosten infolge Rehabilitation (€ / a)}\}}{\{\text{Bestand (km) * spezifische Schadens – u. Wasserverlustkosten (€ / Schaden)}\}}$$

Dadurch sind eine direkte Verknüpfung der Trendfunktion der Schadensrate mit allen schadensrelevanten Kosten (Schadensbeseitigung, Wasserverluste,...) und der Vergleich mit den Rehabilitationskosten möglich. In Abhängigkeit der gewählten Rehabilitationsrate kann unmittelbar die Rehabilitationsrate mit der geringsten oder wirtschaftlich vertretbaren Kostenbelastung berechnet werden.

Wichtig dabei ist es jedoch, alle relevanten Kosten zu kennen, um einen echten Vergleich der beiden Strategien zu ermöglichen.

3.1.3 Proportional Hazard Model

Als Grundfunktion für die Bestimmung der Ausfallrate wird hier eine beliebige Schadensfunktion, abgestimmt auf die tatsächlichen Gegebenheiten, definiert (Cox, 1972)

Formel 6: $\lambda(t) = \lambda_0(t) * \exp(a * t)$

Bei dieser Betrachtung erfolgt die Berechnung der Ausfallfunktion über die Anzahl von Schäden in Bezug auf die Anzahl der Leitungen.

Weitere Modelle (Rostum, 2000) verwenden auch nicht homogene Poisson-Verteilungen mit Kovariablen (erklärende Variablen) anstelle eines Weibull proportional hazard model wie es Eisenbeis (1994) vorschlägt

Formel 7: $\lambda(t, x) = \lambda_0(t) * \exp(\beta_1 x_1 + \beta_2 x_2 + \beta_3 x_3 + \dots + \beta_n x_n)$

Faktoren, die das Schadensverhalten beeinflussen, wie die Bodenbeschaffenheit, Korrosionsschutz, externe Lasten wie Verkehrslast, oder die vorangegangene Anzahl aufgetretener Schäden, können in das Modell über Kovariablen x_i einbezogen werden. Der Vorteil des Modells nach Cox liegt darin, auch rechts zensierte Daten in der Berechnung der Überlebensfunktion einzubeziehen. Als Basis-Ausfallrate $\lambda_0(t)$ kann jede beliebige Funktion verwendet werden.

Park et al. (2007) haben das proportional hazard model um einen wirtschaftlichen Ansatz erweitert, um das wirtschaftlich optimale Erneuerungsintervall von Wasserversorgungsleitungen zu bestimmen. Aufbauend auf der Beziehung der Grenzschadensrate nach Loganathan et al. (2002) und dem General Pipe Break Prediction Model GPBM (Park, 2002) wird das Modell um den jährlichen Zinssatz „R“, die jährliche Inflationsrate „i“ sowie um die Reparaturkosten „C“, und die Erneuerungskosten „F“ erweitert (Formel 8). Die anderen in der Gleichung verwendeten Faktoren „WF“, „BI“, „AI“, „Be“ und „Ae“ werden geschätzt, wobei „WF“ für einen Gewichtungsfaktor für

eine Anpassung der Schadensrate zwischen einem exponentiellen und linearen Verlauf steht. Der rechte Teil der Gleichung steht dabei für die Grenzschadensrate, bei der der aktuelle Wert der gesamten Reparaturkosten und Erneuerungskosten ein Minimum ergibt.

Formel 8:
$$\frac{d[(1 - WF) * \{BI + AI * t\} + WF * \exp\{Ae * t + Be\}]}{dt} = \frac{\ln\{(1 + R)/(1 + i)\}}{\ln(1 + C / F)}$$

3.1.4 Kohorten Überlebensmodell

Alterungsprozesse lassen sich mathematisch als alterungsabhängige Wahrscheinlichkeiten des Übergangs in schlechtere Zustände beschreiben. Diese Übergangsraten oder Ausfallraten verändern sich im Laufe des Alters je nach Material und Beanspruchung und sind funktional verknüpft mit Überlebenswahrscheinlichkeiten und Lebenserwartungen. Herz (1987) hat diesen Prozess mathematisch beschrieben und als Grundlage des Alterungsprozesses, abweichend von den gängigen Alterungsfunktionen (Exponential-, Weibull-, Gamma-, Logistik-Verteilung), eine eigene, speziell auf das Alterungsverhalten von Infrastrukturelementen abgestimmte, Funktion definiert. In Abbildung 13 sind sowohl die Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion der Lebensdauer als auch der Verlauf der Ausfallrate dargestellt. Die Wahrscheinlichkeitsdichte der Lebensdauer ist, mathematisch betrachtet, die erste Ableitung der Verteilungsfunktion und stellt in Prozent dar, welches Alter die jeweiligen Leitungen erreichen, bis ein Schaden eintritt.

Die Ausfallrate ist definiert als Verhältnis der Ausfälle bezogen auf den jeweiligen Bestand und lässt sich aus der Lebensdauerverteilung und der Überlebensfunktion errechnen (Herz, 1994).

Die Ausfälle entsprechen der Lebensdauerverteilung, wobei Anfangsausfälle von Alterungsausfällen zu unterscheiden sind. Anfangsausfälle resultieren meistens aus unsachgemäßer Herstellung und werden im Rahmen der Garantieleistungen ersetzt. Unter Ausfall wird hier jedoch nicht der Ausfall einer Leitung (außer Betrieb nehmen) verstanden, sondern das Auftreten eines Schadens an der Leitung.

Da die Parameter der Herz-Funktion mathematisch nicht direkt aus den Daten geschätzt werden können, ist nach Fuchs (2001) eine Anpassung der Herz-Funktion über die Ausfallrate möglich. Dabei wird einem Schaden eine definierte Länge von 50 m hinterlegt. Dadurch ist die Berechnung einer Schadensrate und somit eine Anpassung an die Ausfallrate möglich.

Dichte der Lebensdauerernteilung

$$f(t) = 0 \quad \text{für } t \leq c$$

$$f(t) = \frac{(a+1) \cdot b \cdot e^{b \cdot (t-c)}}{(a + e^{b \cdot (t-c)})^2} \quad \text{für } t > c$$

Ausfall-/Erneuerungsrate

$$\lambda(t) = \frac{f(t)}{S(t)}$$

$$\lambda(t) = 0 \quad \text{für } t \leq c$$

$$\lambda(t) = \frac{b \cdot e^{b \cdot (t-c)}}{a + e^{b \cdot (t-c)}} \quad \text{für } t > c$$

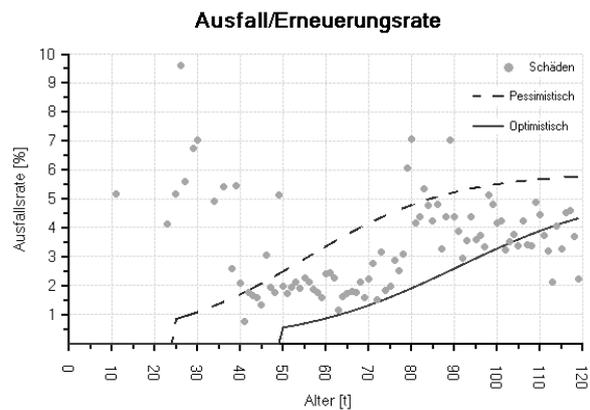
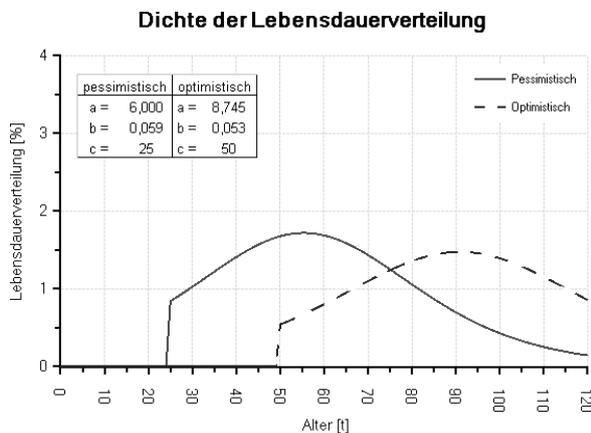


Abbildung 13: Funktion nach Herz (Gangl et al., 2007a)

Eine Erweiterung der Überprüfung der Anpassung der Herz-Funktion ist in Fuchs-Hanusch et al. (2007a) beschrieben, wo aus den Schadensdaten Funktionen wie Weibull, Logistik oder Lognormal geschätzt werden, die dann mit der empirischen Funktion und der Herz-Funktion verglichen werden können.

In der rechten Hälfte von Abbildung 13 kann man erkennen, dass in den Anfangsjahren die Ausfallrate höher ist, diese sich danach jedoch auf ein geringeres Niveau senkt und danach wieder ansteigt (Badewannenkurve, siehe Abbildung 11). Die an die Daten angepasste Herz-Funktion kann die in der Realität bekannte Eigenschaft der Anfangsausfälle nicht berücksichtigen.

3.2 Abhängigkeit der Leitungslänge

Die in weiterer Folge vorgestellten Modelle für die Analyse von Erstschäden und Folgeschäden beziehen sich auf Leitungsstränge.

Die Datenbestände bei Wasserversorgungsunternehmen sollen den tatsächlichen Netzbestand widerspiegeln. Kommt es zu einer Teilerneuerung im Rahmen einer Reparatur, so wird dieses Teilstück, welches auch nur eine sehr geringe Länge haben kann, als neue Leitung in der Datenbank abgelegt. Da jedes Leitungsstück eindeutig mit einer entsprechenden Identifikationsnummer codiert wird, unterteilt sich die erneuerte Leitung somit in drei Einzelabschnitte (Abbildung 14). Da die Entscheidung zur Erneuerung oder Reparatur in der Regel strangbezogen getroffen wird, müssen die Daten entsprechend aufbereitet werden, bevor Überlebensanalysen durchgeführt werden können.

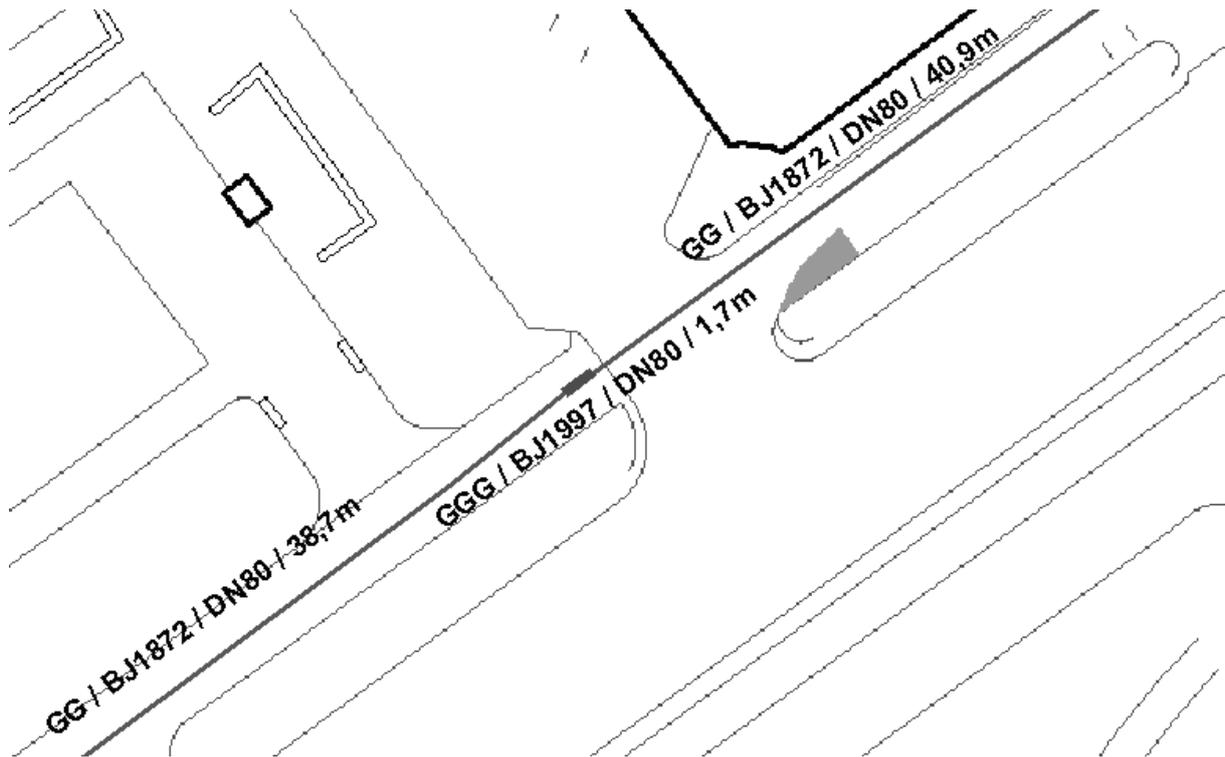


Abbildung 14: Beispiel für die Unterteilung eines Leitungsteilstücks

Da in den untersuchten Versorgungsnetzen in Graz, Linz und Villach, Leitungsabschnitte mit unterschiedlichsten Längen ab ca. 0,2 m in den Datenbeständen geführt werden, wurde durch eine Normierung auf definierte Längen der Einfluss auf Erstschäden und Folgeschäden bei Leitungen berücksichtigt. Dabei wurden Leitungsabschnitte mit gleichen Eigenschaften wie Material, Baujahr, Durchmesser und Straßennamen vereinigt und in normierte Längen unterteilt. Je kleiner die gewählte normierte Länge, desto geringer auch die Wahrscheinlichkeit, dass mehrere Schäden (Folgeschäden) auf einem Abschnitt vorkommen. Wurden auf einem Abschnitt mit einer Länge von 200 m drei Schäden aufgezeichnet, so kann bei einer Unterteilung in mehrere Teilabschnitte, eine Aufteilung dieser drei Schäden auf jeweils unterschiedliche Abschnitte erfolgen. Somit würden für die Analysen anstatt einem Schaden mit zwei zugehörigen Folgeschäden drei Einzelschäden zur Verfügung stehen.

In einer weiteren Untersuchung wurde daher der relative Abstand von Schäden zueinander untersucht (Abbildung 15). Für diese Untersuchungen wurden Leitungsteile mit einer Länge von 200 m aus dem Datenbestand der Grazer Stadtwerke AG herangezogen. Die Überlegung hinter der Analyse war, ob es sich bei Schäden an Trinkwasserleitungen um lokal begrenzte Schäden handelt, die, wenn einmal der erste Schaden aufgetreten ist, in unmittelbarer Nähe wieder auftreten, oder ob es sich um eine lokal unabhängige Verteilung der Schäden im Versorgungsnetz handelt.

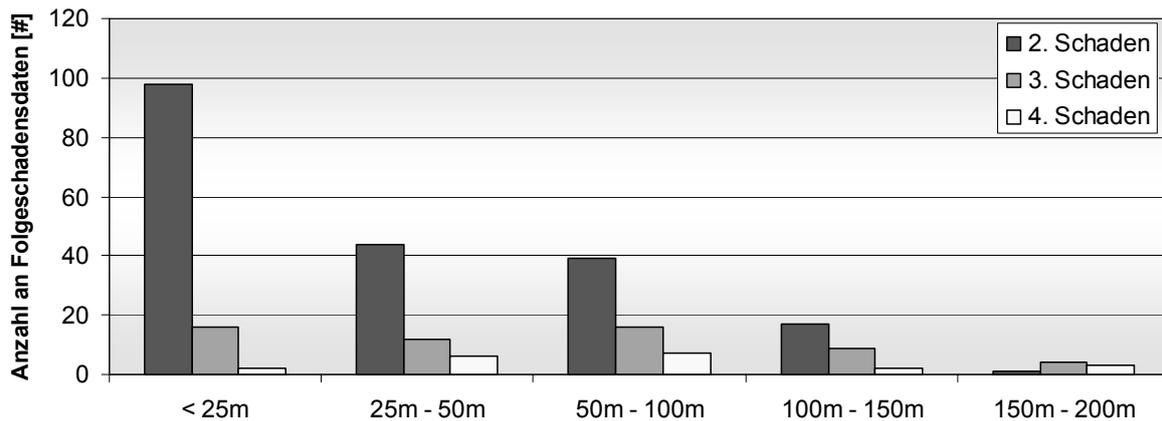


Abbildung 15: Verteilung der Schäden in relativem Abstand zueinander

In Abbildung 15 ist jene Anzahl an Schäden dargestellt, die als Folgeschäden einer Leitung mit einer Länge von 200 m zugeordnet werden. Es wurden hier nur jene Schäden hergenommen, die an Leitungen liegen, die noch in Betrieb sind. Die Abstände auf der x-Achse repräsentieren dabei jene Länge, die die Schäden maximal zueinander haben. Der Übersichtlichkeit halber werden auch nur Leitungen mit 2 bis 4 Schäden auf 200 m dargestellt. Die Auswertungen zeigen aber deutlich, dass ein Großteil der Schäden in einem geringeren Abstand als 150 m zueinander liegt.

Somit ist eine Unterteilung in Leitungsabschnitte mit einer Länge zwischen 100 m und 200 m, welche der Erneuerungspraxis bei den Wasserwerken entspricht, zulässig. Kleinere Leitungsabschnitte würden zu einer Verzerrung der Überlebensanalyse führen.

In den weiterführenden Auswertungen über die Überlebensanalyse von Erstschäden (Kapitel 4) und die Prognose von Folgeschäden (Kapitel 5) wird in den jeweiligen Unterkapiteln (Kapitel 4.1.3.3 und Kapitel 5.4.1.3) im Detail auf den Einfluss der Länge anhand von Beispielen eingegangen.

4 Analyse von Erstschäden

Um Aussagen über den Netzzustand oder die Lebensdauer von Leitungen machen zu können, werden an die aufgezeichneten Schadensdaten mathematische Funktionen angepasst, die den Verlauf der Lebensdauer über das Alter der Leitungen beschreiben. In der Regel gibt es aber nur aus einem zeitlich beschränkten Bereich jener Zeitdauer, in der eine Leitung verlegt ist, Schadensaufzeichnungen. In Villach werden beispielsweise seit 1983 Schäden an Trinkwasserleitungen aufgezeichnet. Wenn daher eine Leitung 1900 verlegt wurde, ist über den Altersprozess der ersten 84 Jahre, der anhand von Schadensereignissen abgeleitet werden kann, nichts bekannt. Erst danach gibt es Aufzeichnungen, anhand derer eine Funktion an die Daten angepasst werden kann. Nimmt man daher diese Daten ohne Einschränkung des oben genannten Sachverhaltes für eine Anpassung einer Überlebensfunktion, dann wird diese Überlebensfunktion den tatsächlichen Überlebensverlauf stets zu gering prognostizieren.

Bei Materialien wie Asbestzement oder Grauguss hat es nur geringe Veränderungen im Herstellungsprozess gegeben. Mit Ausnahme von den ersten eingebauten Graugussrohren in Graz (Varetza, 1980), die über besondere Wandstärken und eine hohe Festigkeit verfügen, ist auch mit der Umstellung im Gießverfahren bei Graugussleitungen keine große materialtechnische Verbesserung vorgenommen worden. Man kann daher ausgehen, dass eine Leitung, welche 1900 verlegt wurde, ähnliche Materialeigenschaften besitzt, wie eine Leitung die 1950 verlegt wurde. Auf Grundlage dieser Information und der zeitlich beschränkten Datenlage von Schadensaufzeichnungen der letzten 30 Jahre, lässt sich der Alterungsprozess anhand von Teilabschnitten berechnen und zu einer durchgängigen Überlebensfunktion zusammensetzen. Somit kann dieser Verlauf das Überlebensverhalten der verlegten Leitungen realistischer beschreiben, wodurch eine bessere Prognose für die zu Verfügung zu stellenden finanziellen Mittel für die zukünftige Rehabilitation möglich ist.

Im Kapitel 4.1 wird die Theorie dazu beschrieben. Die Anwendung anhand von Beispielen wird in Kapitel 4.2 beschrieben.

4.1 *Theoretische Grundlagen*

Nach Wernecke (1995) geht es bei der Überlebensanalyse um die Zuverlässigkeit von Systemen, wobei diese Systeme im Allgemeinen von technischer, ökonomischer oder biologischer Natur sein können. Die Zuverlässigkeit kann hier von der Lebensdauer abhängig gemacht werden. In den meisten Überlebensanalysen verfolgt man gleich mehrere Ziele:

- Beschreibung des zeitlichen Verlaufes des Überlebens,
- Schätzen der Überlebensrate zu einem bestimmten Zeitpunkt,

- Vergleich verschiedener Überlebenskurven

Die Zeit von einem definierten Anfangszeitpunkt (z.B. Verlegung einer Rohrleitung) bis zum Eintritt eines Zielereignisses (Rohrbruch) wird als Überlebenszeit T bezeichnet. In der Praxis interessiert man sich in der Regel nicht für die Wahrscheinlichkeit $F(t) = P(T < t)$, also dass eine Leitung zum Zeitpunkt t bereits einen Schaden hat, sondern für die Wahrscheinlichkeit, dass die Überlebenszeit T eine gegebene Schranke t mindestens überschreitet, also die Leitung mindestens bis zum Zeitpunkt t keinen Schaden hat. Das wird in der Überlebensfunktion der zugrundeliegenden Population wie folgt ausgedrückt (Formel 9):

Formel 9:
$$S(t) = P(T \geq t) = \int_t^{\infty} f(x) \cdot dx = 1 - F(t)$$

Formel 10:
$$\lambda(t) = \lim_{\Delta t \rightarrow 0^+} \frac{P(t \leq T < t + \Delta t \mid T \geq t)}{\Delta t} = \lim_{\Delta t \rightarrow 0} \frac{P(t \leq T < t + \Delta t)}{\Delta t}; \quad P(T \geq t) = \frac{f(t)}{S(t)}$$

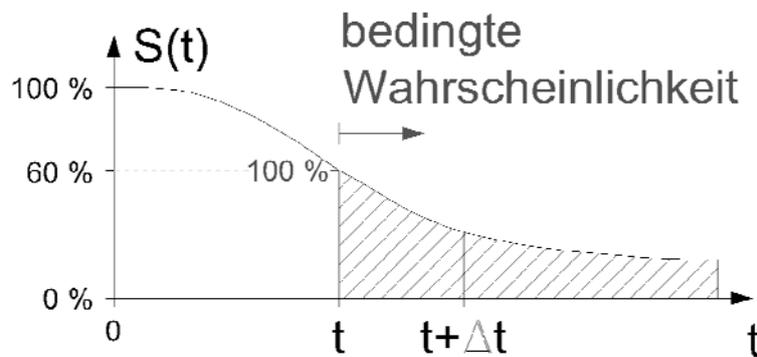


Abbildung 16: grafische Erklärung des mathematischen Zusammenhangs in Formel 10

Bei einer bedingten Wahrscheinlichkeit, wie sie in Formel 10 beschrieben wird, setzt man Bedingungen fest, unter denen diese Wahrscheinlichkeit gilt. Für die unbedingte Wahrscheinlichkeit lässt sich zum Zeitpunkt $T = t$, ausgehend vom Zeitpunkt $t = 0$, anhand des Beispiels in Abbildung 16 eine Überlebenswahrscheinlichkeit $S(t)$ von 60 % berechnen. Unter der Bedingung, dass man erst vom Zeitpunkt $T = t$ ausgeht, startet man hier bei einer Überlebenswahrscheinlichkeit von 100 %. Man betrachtet also immer nur jene Leitungen, die ab dem Zeitpunkt t ausfallen.

Die Funktion $\lambda(t)$ nennt man Hazardrate oder Ausfallrate und gibt die momentane Rate an, dass eine Leitung, welche zum Zeitpunkt t noch keinen Schaden gehabt hat, kurz nach t einen Schaden haben wird. Die kumulierte Hazardrate ist definiert mit:

Formel 11: $\Lambda(t) = \int_0^t \lambda(u) \cdot du$

Formel 12: $\lambda(t) = -\frac{d}{dt} \log S(t) \rightarrow \Lambda(t) = -\log S(t)$

4.1.1 Kaplan-Meier-Schätzung

Die beobachteten Werte t_1, t_2, \dots, t_n (Abbildung 17) werden in einem ersten Schritt der Größe nach geordnet. Für die Auswertung entspricht n_i der Anzahl der Leitungen, die unmittelbar vor dem Beobachtungszeitpunkt t_i noch keinen Schaden gehabt haben. Die Anzahl der unzensierten Ereignisse zum Zeitpunkt t_i wird als d_i bezeichnet. Unter t_i wird die Lebenszeit bezeichnet, diese kann zensiert als auch unzensiert sein.

Somit folgt für die Schätzung der Wahrscheinlichkeit, den Zeitpunkt t_i zu überleben, wenn dieses Alter schon erreicht wurde, gerade die Größe:

Formel 13:
$$p_i = \begin{cases} 1 - (d_i / n_i), & \text{falls } t_i \text{ unzensiert} \\ 1 & \text{falls } t_i \text{ zensiert} \end{cases}$$

Und daraus die Schätzung der Überlebensfunktion $S_{K-M}(t)$ nach Kaplan-Meier mit:

Formel 14:
$$S_{K-M}(t) = \prod_{i=1}^i p_i$$

mit $t \leq t_{\max}$ als letzte unzensierte Beobachtung

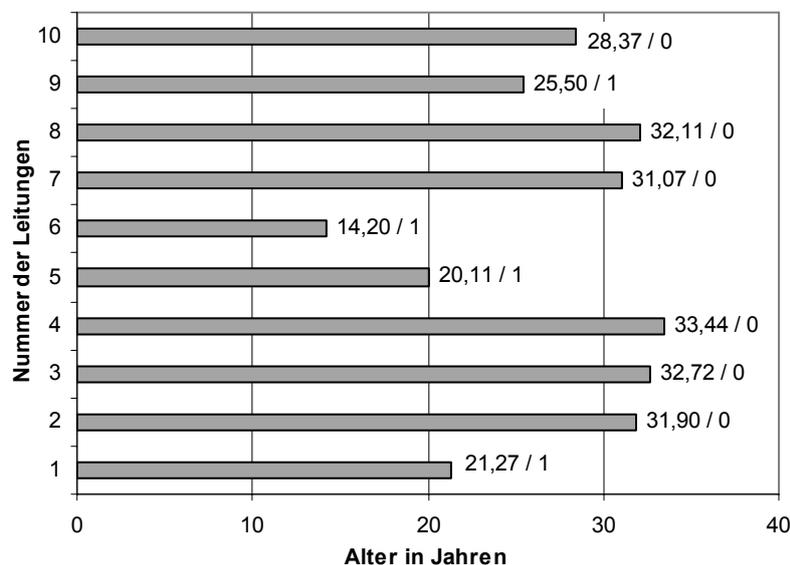


Abbildung 17: reguläre und zensierte Überlebenszeit auf Grundlage der Daten in Abbildung 10

In Abbildung 17 sind beispielhaft Überlebenszeiten aufgetragen, die sowohl zensierte, als auch nicht zensierte Daten beinhalten. Diese Abbildung bezieht sich dabei auf die Daten aus Abbildung 10, wo mit dem Betrachtungsjahr 2007 eine Zensierung der Daten vorliegt. Leitungen mit der Codierung 1, diese sind die Leitung mit den Num-

mern 1, 5, 6 und 9, sind beispielsweise Leitungen, die bis zum Betrachtungsjahr einen Schaden gehabt haben. Man spricht hier von nicht zensierten Daten

4.1.2 Cox-Regression

Das von Cox (1972) entwickelte Regressionsmodell für zensierte Daten ermöglicht es, über Kovariablen unterschiedliche Einflussfaktoren auf die Überlebenszeit zu bestimmen. Unter Kovariablen versteht man charakteristische Merkmale, welche die Überlebenszeit beeinflussen können. So können über Kovariablen der Einfluss von unterschiedlichen Bodentypen, Bauperioden, Durchmesserklassen oder die Lage im Verkehrsraum bestimmt werden.

Sind neben den Überlebenszeiten t_1, t_2, \dots, t_n für jede Beobachtung noch m weitere Merkmale (Kovariablen) $x_{i1}, x_{i2}, \dots, x_{im}; i = 1, 2, \dots, n$ mit ordinal oder metrisch skalierten Werten bekannt, dann kann man versuchen, die Hazardfunktion nicht nur in Abhängigkeit von der Zeitdauer t , sondern noch in Abhängigkeit von diesen Kovariablen zu modellieren (Wernecke, 1995).

Cox (1972) schlägt folgendes Regressionsmodell vor:

Formel 15:
$$\lambda(t; x_1, \dots, x_m) = \lambda_0(t) * \exp(\beta_1 x_1 + \dots + \beta_m x_m) = \lambda_0(t) \exp\left(\sum_{j=1}^m \beta_j x_j\right)$$

Für die Kovariablen wird jedoch vorausgesetzt, dass sie konstant über die Zeit sind. So ändert sich der Bodentyp nicht mit der Zeit, auch der Durchmesser oder das Material bleiben über die Zeit konstant. Der erste Teil der Gleichung $\lambda_0(t)$ ist eine beliebige zeitabhängige Funktion, welche für alle Leitungen gleich ist. Der zweite Teil der Gleichung hängt von den jeweiligen Kovariablen ab, erklärt durch die Regressionskoeffizienten β' des $m \times 1$ Vektors $(\beta_1, \dots, \beta_m)$. Da die Grundfunktion nicht eindeutig definiert ist, ist das Cox-Modell kein vollkommen bestimmtes Modell. Es erklärt nur das Ausfalls-Verhältnis von zwei Leitungen mit den Kovariablen x_1 und x_2 . Dadurch wird es auch „proportional hazard (PH) regression model“ genannt, da es das Verhältnis zweier Ausfallraten beschreibt, welche nicht von der Zeit abhängen (Marubini, 2004).

Formel 16: Berechnungsschema nach Cox

$$\hat{S}_0(t) = \prod_{t^{(j)} \leq t} \left(1 - \frac{d_j}{\sum_{i \in R_j} \exp(\beta' x_i)} \right) \quad \Bigg| \quad \hat{S}(t, x_i) = \hat{S}_0(t)^{\exp(\beta' x_i)}$$

- d_j Anzahl der Ereignisse zum Zeitpunkt t_j

Die Überlebenswahrscheinlichkeit $\hat{S}(t)$ beginnt bei 1 und nimmt entsprechend der Ereignisse ab. Das Überlebensverhältnis (proportional hazard) wird mit dem Kovariablenkoeffizienten β beschrieben.

Es sei hier jedoch angemerkt, dass aufgrund der Berechnungsmethodik nach Cox, der tatsächliche Verlauf der Überlebensfunktion eines Merkmals nicht direkt abgebildet werden kann. Abgebildet wird, wie aus Formel 16 ersichtlich, ein Verlauf der Überlebensfunktion welche im Verhältnis zur Grundfunktion steht. Wenn man für jedes Einzelmerkmal einen Verlauf der Überlebensfunktion zum Beispiel mit der Methode nach Kaplan-Meier berechnet, können diese Funktionen voneinander abweichen. Der Verlauf der Grundfunktion ist in beiden Funktionen derselbe.

4.1.3 Zusammengesetzte Verteilungen

Aufgrund der Schadensaufzeichnungen liegt von manchen Materialien nur ein Schadensbereich innerhalb eines bestimmten Zeitraums vor. Zum einen sind die Daten rechtsseitig zensiert, da mit dem Datum der Analyse manche Leitungen noch keinen Schaden gehabt haben, andererseits sind manche Daten linksseitig zensiert, da sie vor Beginn der Schadensaufzeichnungen möglicherweise bereits einen Schaden gehabt haben, dieser aber nicht bekannt ist. In der Regel wurden einige derzeit im Versorgungsnetz befindlichen Leitungsmaterialien wie zum Beispiel Grauguss, Asbestzement, Duktulguss, Polyvinylchlorid, Polyethylen, oder Stahlleitungen zu einem Zeitpunkt verlegt, als Schäden noch nicht aufgezeichnet wurden.

Von Leitungen wie Grauguss, bei denen die ersten Rohre 1872 in Graz verlegt wurden, liegen mit Beginn der Schadensaufzeichnung 1974 daher nur von einer Zeitspanne von 33 Jahren Schadensaufzeichnungen vor, was in den ersten 100 „Lebensjahren“ geschehen ist, ist unbekannt. Wendet man nun das Modell nach Cox (Formel 16) an, ohne die Tatsache zu berücksichtigen, dass nur von einer kurzen Periode Ausfälle aufgezeichnet wurden, so zeigt sich, dass die Stichprobengröße, also die Anzahl der Leitungen n_i im Verhältnis zur Anzahl der Ausfälle d_j überproportional groß ist. Daher wird die Überlebensfunktion einen flachen Verlauf annehmen.

Wenn bekannt ist, dass sich über einen bestimmten Zeitraum Materialeigenschaften bei der Herstellung von Rohrleitungen nicht verändert haben und der Alterungsprozess bei den Rohrleitungen deshalb ähnlich voranschreiten sollte, lässt sich die Alterungsfunktion dieser Leitungen auch aus Teilfunktionen zusammensetzen. Das heißt, aus zeitlich beschränkten Informationen lassen sich vollständige Alterungsfunktionen zusammensetzen.

Die Vorgehensweise soll anhand eines Beispiels beschrieben werden. In Abbildung 18 sind für die Bauperioden 1890-1909, 1910-1929, 1930-1949 und 1950-1973 die jeweiligen Überlebensfunktionen des Rohrmaterials Grauguss aufgetragen. Da die Schadensaufzeichnungen erst 1974 beginnen, kann zum Beispiel für die Bauperiode 1930-1949 der erste Schaden erst mit einem Alter von mindestens 25 Jahren aufge-

treten sein. Für die Bauperiode 1910-1929 liegt eine zeitliche Verschiebung vor, da hier der erste Schaden erst bei einem Alter von 25 Jahren aufgezeichnet werden konnte.

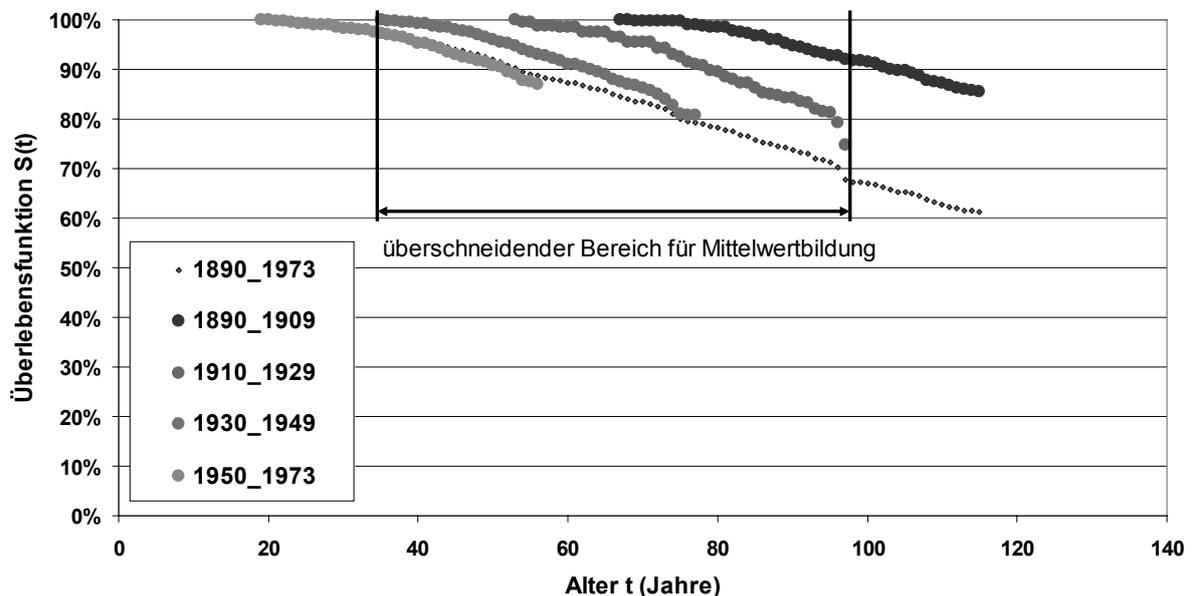


Abbildung 18: Beispiel einer Überlebensfunktion für vier Bauperioden für das Material Grauguss der Netze Graz, Linz und Villach

Geht man von einem gleichmäßigen Alterungsverlauf aus, welcher durch den parallelen Verlauf der Überlebensfunktionen auch bestätigt wird, so können die Informationen von älteren Leitungen herangezogen werden, um eine durchgängige Überlebensfunktion bestimmen zu können. So liegen für die Bauperiode 1910-1929 keine Informationen für Leitungen jünger als 45 Jahre vor, bei später verlegten Leitungen, wie solche der Bauperiode 1950-1973, liegt diese Information aber vor. Zusammengefügt lässt sich somit bei einer gemeinsamen Betrachtung eine durchgängige Überlebensfunktion für Leitungen bis zu einem Alter von 117 Jahren bestimmen.

Man spricht hier von bedingten Überlebenswahrscheinlichkeiten, da der Verlauf der Überlebensfunktion der Bauperiode 1930-1949 vom Verlauf der Überlebensfunktion 1950-1973 abhängt.

4.1.3.1. Grafische Zusammensetzung

Ein Näherungsverfahren für das Zusammenfügen von Teilfunktionen wäre es auch, die Abschnitte zu verschieben und sie rein grafisch zusammenzufügen.

Um die Teilfunktionen entsprechend zusammensetzen zu können, werden die Funktionen im Beginn der Überschneidungsbereiche verschoben und bei gleichem Verlauf der Mittelwert der beiden Funktionen gebildet.

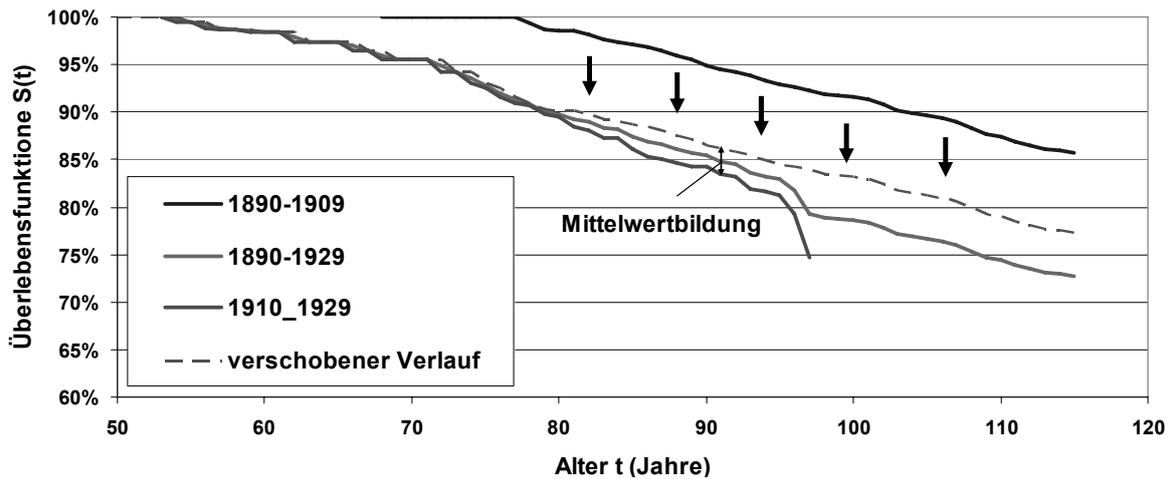


Abbildung 19: Schema der Anpassung der zusammengesetzten Überlebensfunktion

In Abbildung 19 ist schematisch dargestellt, wie eine zusammengefügte Überlebensfunktion aus zwei Teilfunktionen zusammengesetzt werden kann. Der Verlauf der Bauperiode 1890 – 1909 wird dabei auf den Wert der Überlebensfunktion der Bauperiode 1910 – 1929 im Übergangsbereich zum Zeitpunkt $t = 77$ verschoben. Da die beiden Überlebensfunktionen nicht exakt denselben Verlauf haben, erfolgt hier eine Mittelwertbildung in den Überschneidungsbereichen. Bei mehreren Abschnitten wird der jeweils überlappende Bereich der bereits zusammengesetzten Funktion mit dem neuen Teilabschnitt ebenfalls gemittelt. Durch diese Vorgehensweise wird der Verlauf der Überlebensfunktion aus dem Zeitbereich beibehalten und nur durch die Mittelwertbildung leicht verändert.

4.1.3.2. Rechnerische Zusammensetzung

In der Berechnung nach Cox geht sowohl die Gesamtanzahl der Leitungen der Grundfunktion n_B als auch die Gesamtanzahl der Leitungen der Vergleichsfunktion n_A ein. Werden also zwei Perioden gemeinsam betrachtet, erhöht sich die Stichprobenanzahl der Leitungen, weshalb der Verlauf der einzeln betrachteten Teilfunktionen nicht mehr repräsentiert werden kann. Aufgrund der größeren Stichprobenanzahl verläuft die Überlebensfunktion flacher.

Setzt man jedoch nur die jeweiligen Stichprobengrößen der Zeitabschnitte an, und erhöht im Überlappungsbereich sowohl die Grundgesamtheit n_B als auch die Grundgesamtheit n_A sowie die jährlichen Ausfälle d_j , so wird der Verlauf der Teilfunktionen im gemeinsam betrachteten Fall entsprechend abgebildet.

Mathematisch ist der Zusammenhang aus Abbildung 18 in Tabelle 2 erklärt. Dabei stehen Stichproben aus den zuvor beschriebenen vier Zeitabschnitten zur Verfügung. Die Zeitabschnitte werden durch die Variablen $S_1 - S_4$ und die Stichprobengröße je Zeitabschnitt durch die Variablen $n_1 - n_4$ beschrieben. Das Alter der Zeitabschnitte ergibt sich für dieses Beispiel aus den Berechnungen der Überlebensfunktio-

onen je Abschnitt auf Grundlage der Daten für Grauguss aus den Versorgungsnetzen Graz, Linz und Villach.

Tabelle 2: Definition der Zeitabschnitte aus Abbildung 18

	S ₁ (1950-1973)	S ₂ (1930-1949)	S ₃ (1910-1929)	S ₄ (1890-1909)
Alter t	20 - 57	36 - 77	54 - 97	69 - 117
Anzahl n _i	n ₁ = 992	n ₂ = 923	n ₃ = 298	n ₄ = 502

\ddot{u}_{it} = Anzahl der Leitungen der Bauperiode i ohne Schaden bis zum Alter t

n_i = Anzahl der Leitungen der Bauperiode i

d_{it} = Anzahl der Ausfälle im Alter t

für t = 20 n₁ = $\ddot{u}_{1,20}$

für t = 36 n₂ = $\ddot{u}_{2,36}$

für t = 54 n₃ = $\ddot{u}_{3,54}$

für t = 69 n₄ = $\ddot{u}_{4,69}$

Zusammenfügen der Grundgesamtheit aus den Zeitabschnitten (Tabelle 3)

Tabelle 3: Zeitabschnitte mit jeweiliger Stichprobengröße

20 ≤ t ≤ 36 n₁ = $\ddot{u}_{1,20}$

36 ≤ t ≤ 54 n₂ = $\ddot{u}_{1,36} + \ddot{u}_{2,36}$

54 ≤ t ≤ 57 n₃ = $\ddot{u}_{1,54} + \ddot{u}_{2,54} + \ddot{u}_{3,54}$

57 ≤ t ≤ 69 n₄ = $\ddot{u}_{2,57} + \ddot{u}_{3,57}$

69 ≤ t ≤ 77 n₅ = $\ddot{u}_{2,69} + \ddot{u}_{3,69} + \ddot{u}_{4,69}$

77 ≤ t ≤ 97 n₆ = $\ddot{u}_{3,77} + \ddot{u}_{4,77}$

97 ≤ t ≤ 117 n₇ = $\ddot{u}_{4,97}$

Tabelle 4: Rechenschema der zusammengeführten Grundgesamtheit

Schema	S ₁ (1950-1973)	S ₂ (1930-1949)	S ₃ (1910-1929)	S ₄ (1890-1909)	S (1890 - 1973)
t = 1	n ₁ = 992 d ₁ = 0				n = 992 d = 0
⋮	⋮				⋮
t = 20	n ₁ = 992 d ₁ = 1				n = 992 d = 1
⋮	⋮				⋮
t = 36	n ₁ = 944 d ₁ = 6	n ₂ = 923 d ₂ = 2			n = 1867 d = 8
⋮	⋮	⋮			⋮
t = 54	n ₁ = 222 d ₁ = 3	n ₂ = 923 d ₂ = 6	n ₃ = 298 d ₃ = 2		n = 1443 d = 11
⋮	⋮	⋮	⋮		⋮

Die gemeinsame Berechnung wird so durchgeführt, dass sich die Stichprobenanzahl je Überlappungsbereich erhöht. Liegt kein Überlappungsbereich vor, entspricht der

Verlauf der zusammengesetzten Funktion jenem der einzeln betrachteten Teilfunktionen.

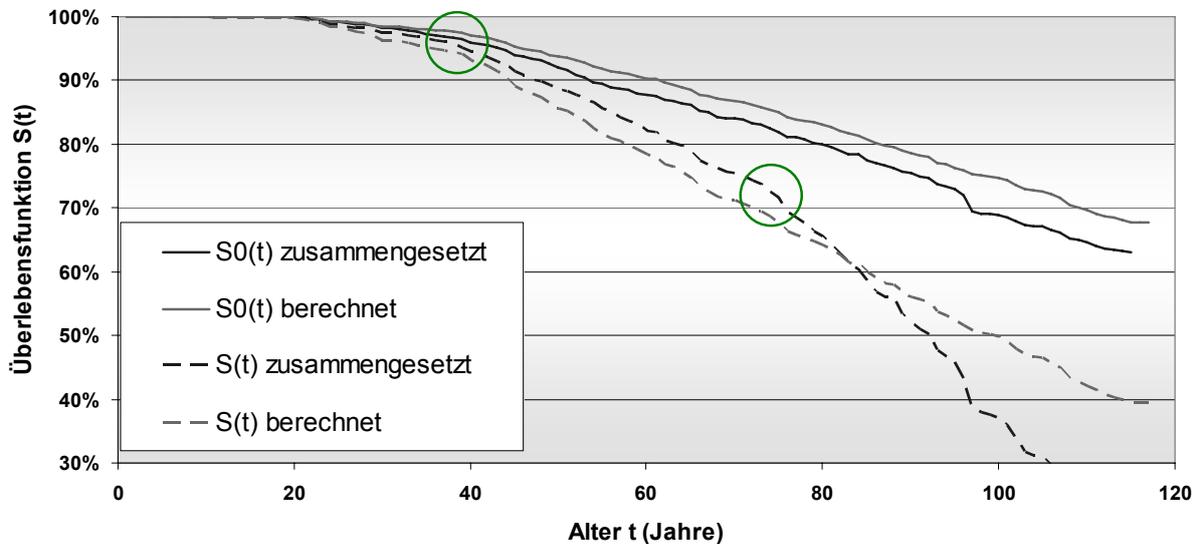


Abbildung 20: Differenz der beiden Cox-Überlebensfunktionen

In Abbildung 20 ist die Differenz der Cox-Überlebensfunktionen mit einem Merkmal abgebildet, je nach dem, ob die Teilfunktionen grafisch angepasst wurden oder die Überlappungsbereiche gemeinsam berechnet wurden. Eine gemeinsame Berechnung der Daten zeigt eine deutlich größere Überlebenswahrscheinlichkeit für die Leitung an. Vergleicht man dazu den jeweiligen Verlauf der Teil-Überlebensfunktionen, so repräsentiert die grafisch zusammengesetzte Funktion diesen Verlauf besser. In Abbildung 20 kann sehr deutlich eine Änderung im Verlauf der grafisch zusammengesetzten Funktion erkannt werden. Diese plötzliche Änderung zeigt den Übergangsbereich von zwei zusammengesetzten Funktionen. Sehr deutlich ist der Unterschied zum Zeitpunkt $t = 36$ und $t = 77$ zu erkennen. Die Änderung im Verlauf zum Zeitpunkt $t = 36$ ist auch im berechneten Verlauf erkennbar. Dies ist durch die Berücksichtigung der Daten aus der Bauperiode 1930-1949 bedingt, wodurch sich die Stichprobengröße verändert.

Berechnet man jede Überlebensfunktion in einzelnen Zeitabschnitten, so können diese Überlebensfunktionen unterschiedliche Kovariablen haben. Bei einer gemeinsamen Berechnung über die gesamte Zeiteinheit wird hier der jeweilige Wert aus den Kovariablen der Zeitabschnitte herangezogen, um den zusammengesetzten Verlauf zu repräsentieren.

4.1.3.3. Einfluss der Länge

Wie bereits in Kapitel 3.2 beschrieben, kann die Länge der Einzelleitungen, wenn man die Häufigkeit betrachtet, einen deutlichen Einfluss in den Analysen haben.

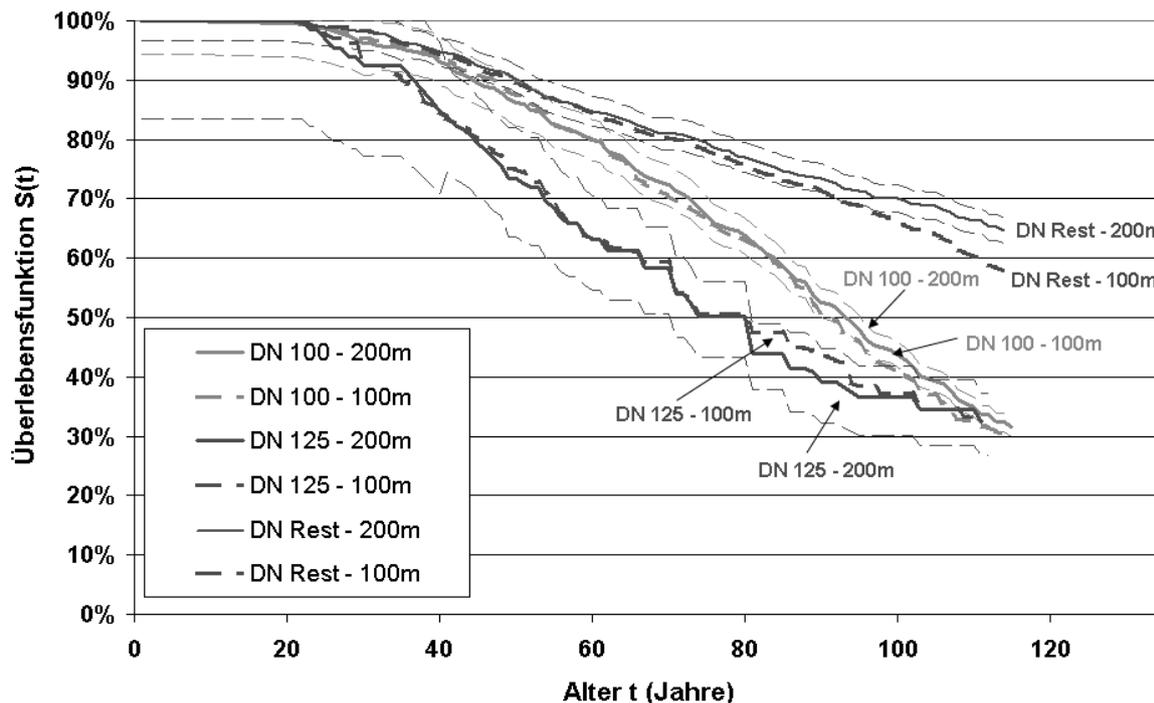


Abbildung 21: Einfluss der Leitungsstücke auf die Überlebensfunktion nach Kaplan-Meier

In Abbildung 21 ist der Verlauf der Überlebensfunktion, berechnet nach dem Verfahren nach Kaplan-Meier, für Leitungen mit einer Länge von 100 m und 200 m dargestellt. Wie bereits die räumliche Verteilung der Schäden auf der Leitung gezeigt hat, ist eine Analyse für Leitungsstücke mit geringerer Längennormierung als 100 m kritisch zu betrachten. Aus der Abbildung kann man erkennen, dass die Annahme einer Betrachtung von Leitungsstücken mit 200 m zulässig ist. Der Verlauf der durchgängigen Linie, welche für die Überlebensfunktion für 200 m Stücke steht, weicht nur gering von der strichlierten Linie ab, welche für die Überlebensfunktion für 100 m Teilstücke steht. Der Verlauf der Überlebensfunktion der Teilstücke mit 100 m liegt im 95% Konfidenzband der Teilstücke mit 200 m Länge. Nur der Verlauf der Grundfunktion für 100 m, hier durch die Gruppe „DN Rest“ dargestellt, weicht im Endbereich ab 100 Jahren vom 95% Konfidenzband ab.

4.1.4 Anpassung der Verteilungen

Da für das Cox-Modell jede beliebige Grundfunktion herangenommen werden kann, und nur das Verhältnis der Kovariablen untersucht wird, ist es notwendig, die Grundfunktion der Überlebensfunktion $S(t)$ zu bestimmen, welche dann mit den Kovariablen multipliziert wird. Diese kann zum einen über die nicht parametrische Kaplan-Meier-Schätzung erfolgen. Zum anderen bietet es sich für eine einfachere Anwendung des Regressionsmodells an, parametrische Modelle als Grundfunktion zu verwenden. In der Literatur findet man dabei sehr häufig eine Weibull-Verteilung als Grundfunktion, welche mit den entsprechenden Kovariablen erweitert wird. Im nächsten Schritt werden hier unterschiedliche Verteilungen vorgestellt, die optimal an die

zur Verfügung stehenden Daten angepasst werden können. Die Güte der Anpassung der Grundfunktion kann anhand grafischer Analysen erfolgen.

4.1.4.1. Exponentialverteilung

$$\text{Formel 17: } S(t) = e^{-\lambda t} \Rightarrow \log S(t) = -\lambda t \Rightarrow \lambda(t) = -\frac{d \log S(t)}{dt} = \lambda$$

Über die Steigung einer Ausgleichsgeraden durch die logarithmierte Überlebensfunktion $S(t)$ kann die Hazardrate λ abgelesen werden. Das Alter t ist dabei nicht zu logarithmieren.

4.1.4.2. Weibull-Verteilung

$$\text{Formel 18: } S(t) = e^{-(\lambda t)^p} \Rightarrow \log S(t) = -(\lambda t)^p \Rightarrow \lambda(t) = \lambda p (\lambda t)^{p-1}$$

$$\text{Formel 19: } \log[-\log S(t)] = p \log \lambda + p \log t$$

Über den Intercept der Ausgleichsgeraden lässt sich die Hazardrate λ bestimmen, über die Steigung der Geraden lässt sich dann p bestimmen. Die Überlebensfunktion auf der y-Achse ist dabei doppelt zu logarithmieren, das Alter t einfach zu logarithmieren.

4.1.4.3. Log-Logistik-Verteilung

$$\text{Formel 20: } S(t) = \frac{1}{1 + (\lambda t)^p} \Rightarrow \lambda(t) = \frac{\lambda p (\lambda t)^{p-1}}{1 + (\lambda t)^p}$$

$$\text{Formel 21: } \log\left(\frac{S(t)}{1 - S(t)}\right) = p \log \lambda + p \log t$$

Über den Intercept der Ausgleichsgeraden lässt sich die Hazardrate λ bestimmen, über die Steigung der Geraden lässt sich dann p bestimmen.

Durch logarithmieren der Exponentialfunktion beziehungsweise doppelt logarithmieren der Weibull- und Log-Logistik-Funktion werden diese Verteilungen linear. Wenn hier zwei Verteilungen, welche sich nur über die Kovariablen unterscheiden, miteinander verglichen werden, so sollten die Regressionsgeraden der beiden Funktionen bei entsprechend angepasster Grundschadensrate parallel oder zumindest annähernd parallel verlaufen. Die Differenz im Intercept der beiden Regressionsparameter stellt den Regressionsparameter β dar.

Nach Marubini (2004) werden für die Berücksichtigung von Kovariablen sogenannte Dummy-Variablen verwendet, die entweder den Wert $x = 1$ haben (trifft zu) oder den Wert $x = 0$ haben (trifft nicht zu).

In Abbildung 22 ist ein Vergleich der Überlebensfunktionen dargestellt. Dabei wurden die Überlebensfunktionen zum einen mit dem Verfahren nach Kaplan-Meier und zum

anderen mit dem Modell nach Cox berechnet. Die Daten der Grundfunktion stellen sämtliche Durchmesser dar, die nicht durch die beiden Kovariablen beschrieben werden. Als Kovariablen die im Verhältnis zur Grundfunktion eine andere Überlebensfunktion beschreiben, sind hier die Kovariablen „DN 100“ und „DN 125“ beschrieben.

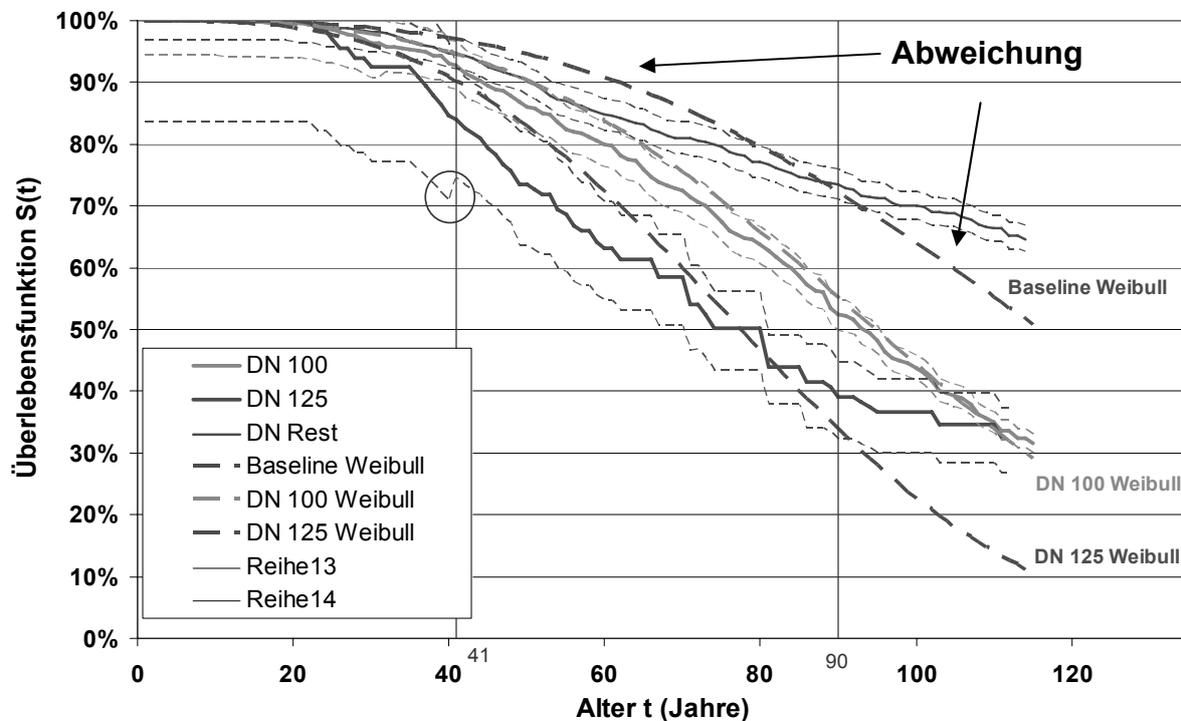


Abbildung 22: Vergleich der Überlebensfunktionen nach Berechnungsmethode Kaplan-Meier und Cox

Ein 95%-Konfidenzband für die Berechnung nach Kaplan-Meier (Marubini, 2004) zeigt, dass die an die Daten angepassten Überlebensfunktionen im Modell nach Cox großteils sehr gut an die Daten angeglichen sind.

Der Verlauf der Weibull-Grundfunktion, welche in diesem Fall aus den Daten aller Durchmesser mit Ausnahme von DN 100 und DN 125 berechnet wurde, liegt sowohl im Anfangsbereich (40 – 70 Jahre) als auch im Endbereich ab 90 Jahren außerhalb des 95%-Konfidenzbandes von der Grundfunktion nach Kaplan-Meier. Im Anfangsbereich kommt es zu einer Unterschätzung der Ausfälle, im Endbereich kommt es zu einer Überschätzung der Ausfälle im Vergleich zum Verlauf nach Kaplan-Meier.

Für die Kovariable „DN 125“ gibt es ab einem Alter von 90 Jahren eine größere Abweichung zum Verlauf nach Kaplan-Meier. In diesem Fall kommt es zu einer Überschätzung der Ausfälle. Die Unstetigkeit im Konfidenzband im Alter von 41 Jahren für die Kovariable „DN 125“ ergibt sich aus den unterschiedlichen Stichprobengrößen und den daraus resultierenden Breiten des 95%-Konfidenzbandes. Bei einem größeren Sprung in der Anzahl der Stichproben, welches sich in diesem Fall im Alter von 41 Jahren auftritt, wird das Konfidenzband kleiner.

Jährlich unterschiedliche Ausfallraten können zu einem unstetigen Verlauf der Überlebensfunktion führen. Zum einen kann es Betrachtungsjahre für bestimmte Merkmale geben, für die kein Schaden aufgezeichnet wurde, zum anderen ist es auch möglich, dass es für bestimmte Merkmale keine entsprechenden Baujahre gibt. Eine Möglichkeit, diese Problematik zu umgehen, ist es, verschiedene Baujahre zusammenzufassen und den Verlauf der Überlebensfunktion in gleichen Zeiteinheiten (Daten von 5 Jahren gemeinsam betrachten) zu berechnen. Eine andere, elegantere Möglichkeit besteht darin, dem tatsächlichen Verlauf der Überlebensfunktion eine parametrische Funktion anzupassen, welche einen durchgängigen stetigen Verlauf hat.

In Kapitel 4.2 erfolgt anhand der Daten der drei Wasserversorgungsnetze Graz, Linz und Villach eine Auswertung der Überlebensfunktion für Erstschäden für die verlegten Materialien. Dabei wird an den tatsächlichen nichtparametrischen Verlauf der Überlebensfunktion eine parametrische Funktion nach Weibull und Log-Logistik angepasst, um den Verlauf der Überlebensfunktion einfacher darstellen zu können.

4.2 Durchgeführte Analysen von Erstschäden

Untersucht werden Erstschäden an Leitungen aus dem Datenbestand der Grazer Stadtwerke AG, der Linz AG Wasser und dem Wasserwerk Villach. Unter Erstschäden fallen Leitungen, die überhaupt erst einen Schaden gehabt haben beziehungsweise der erste Schaden bei Leitungen, die bereits mehrere Schäden haben, als auch Leitungen, die ohne Schaden außer Betrieb genommen wurden. Es soll dabei untersucht werden, welche Kriterien zu berücksichtigen sind, um einen Anhaltspunkt zu geben, ab wann ein Schaden bei einer Leitung auftritt. Dafür wird ein entsprechendes Regressionsmodell auf Grundlage des Proportional-Hazard-Modell nach Cox (1972) aufgestellt. Die theoretischen Grundlagen dazu wurden bereits im Kapitel 4.1 behandelt. In diesem Kapitel erfolgt die Anwendung des Modells anhand aufgezeichneter Schadensfälle aus den drei Versorgungsnetzen Graz, Linz und Villach.

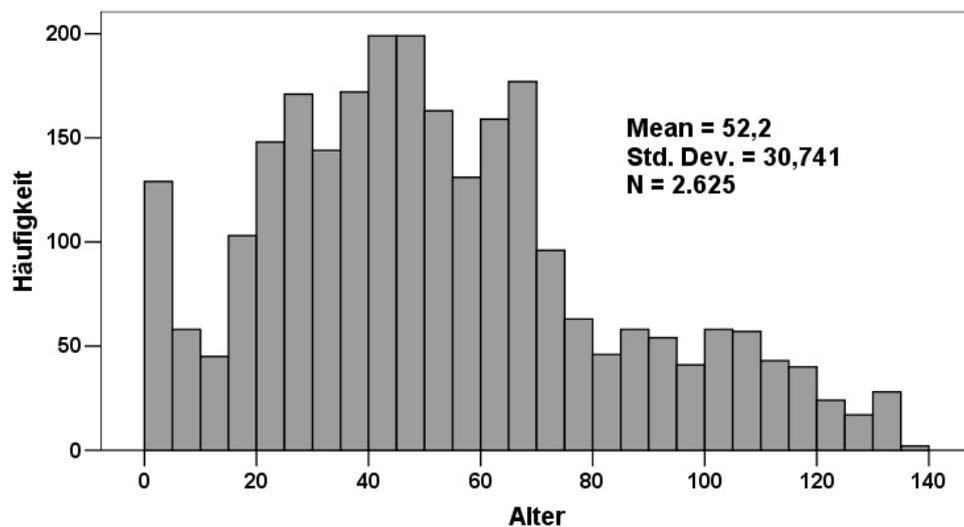


Abbildung 23: Häufigkeitsverteilung aller Erstschäden je Alter aus den Netzen Graz, Linz und Villach

In Abbildung 23 ist die Häufigkeitsverteilung der Erstschäden in Abhängigkeit des Alters aufgetragen. Man kann dabei sehr gut erkennen, dass die Schadenshäufigkeit bis zu 5 Jahren sinkt, und dann wieder ansteigt. Schäden in den ersten 5 Jahren treten in der Regel aufgrund von Einbaufehlern, Materialfehlern oder externen Belastungen auf.

Gemäß ÖNORM B 2110 - Allgemeine Vertragsbestimmungen für Bauleistungen - Werkvertragsnorm (2002) beträgt die Gewährleistungsfrist für unbewegliche Sachen, falls im Vertrag oder in den einschlägigen Fachnormen keine andere Gewährleistungsfrist festgelegt ist, drei Jahre.

Für die Untersuchungen der Erstschäden (Schadensdatenbasis 2007) stehen gesamt 2625 Schadensdatensätze zur Verfügung, welche sich wie folgt auf die Materialien aufteilen (Tabelle 5):

Tabelle 5: Aufteilung der Erstschäden je Material für die Versorgungsnetze Graz, Linz und Villach

Material	Schäden
Asbestzement AZ	692
Grauguss GG	1088
Duktilguss GGG	182
Polyvinylchlorid PVC	291
Polyethylen PE	46
Stahl ST	326

In den Analysen wird mit Hilfe des in Kapitel 4.1.2 beschriebenen Modells nach Cox und der Definition von Kovariablen auf den Einfluss des Versorgungsnetzes, der Bodenart, auf das verlegte Rohrmaterial, auf den Durchmesser der Leitung und auf die Bauperiode eingegangen. Liegt ein signifikanter Einfluss eines Merkmals vor, so wird dieses als Dummyvariable mit „1 = liegt vor“ oder „0 = liegt nicht vor“ codiert. Hat beispielsweise eine Leitung mit dem Durchmesser DN 100 eine von der Grundüberlebensfunktion signifikante Abweichung, so wird diese über einen Parameter β beschrieben. Liegt eine Kombination von zwei Merkmalen x_1 und x_2 vor, die einen signifikanten Einfluss haben, wie beispielsweise eine Leitung „DN 100“ in der Bodenart „Ton, Sand“, so erfolgt eine Kombination dieser beiden Merkmale.

4.2.1 Material Grauguss

Nach Varetza (1980) wurde im Jahr 1872 der Betrieb der öffentlichen Wasserversorgung in Graz aufgenommen. Zu Beginn wurden ausschließlich Graugussrohre aus England verlegt, welche im Sandgussverfahren hergestellt eine besondere Härte und Zähigkeit besitzen. Ab Mitte der achtziger Jahre des 19. Jahrhunderts wurden in Graz Graugussrohre aus Deutschland verlegt, bis 1918 wurden auch Rohre aus Böhmen verlegt, 1930 auch Gussrohre der Maschinenfabrik Graz-Andritz. Schleudergussrohre („Graugussrohre der 2. Generation“) wurden in Graz erst ab 1933 verlegt, ab 1935 wurden diese zum Teil aus dem Wiener Waagner-Birò-Werk geliefert. Ab 1939 wurden in Graz bereits Schraubmuffenverbindungen verwendet, davor noch Stemmuffenverbindungen. Während der beiden Weltkriege wurden eher minderwertige Dichtungsmaterialien bei Verbindungen verwendet. Nach Roscher et al. (2000) wurden Graugussrohre zum Schutz gegen Rostbildung in geschmolzenen Heiasphalt getaucht. Die Tauchasphaltbeschichtung wurde ab Anfang der sechziger Jahre von Bitumenlacken als äußerem Korrosionsschutz bei neu verlegten Rohren abgelöst, der ab 1965 mit einer metallischen Spritzverzinkung kombiniert wurde.

Aus den Aufzeichnungen nach Varetza (1980) kann man schließen, dass die englischen Graugussleitungen eine andere Rohreigenschaft haben, als die danach verlegten Leitungen.

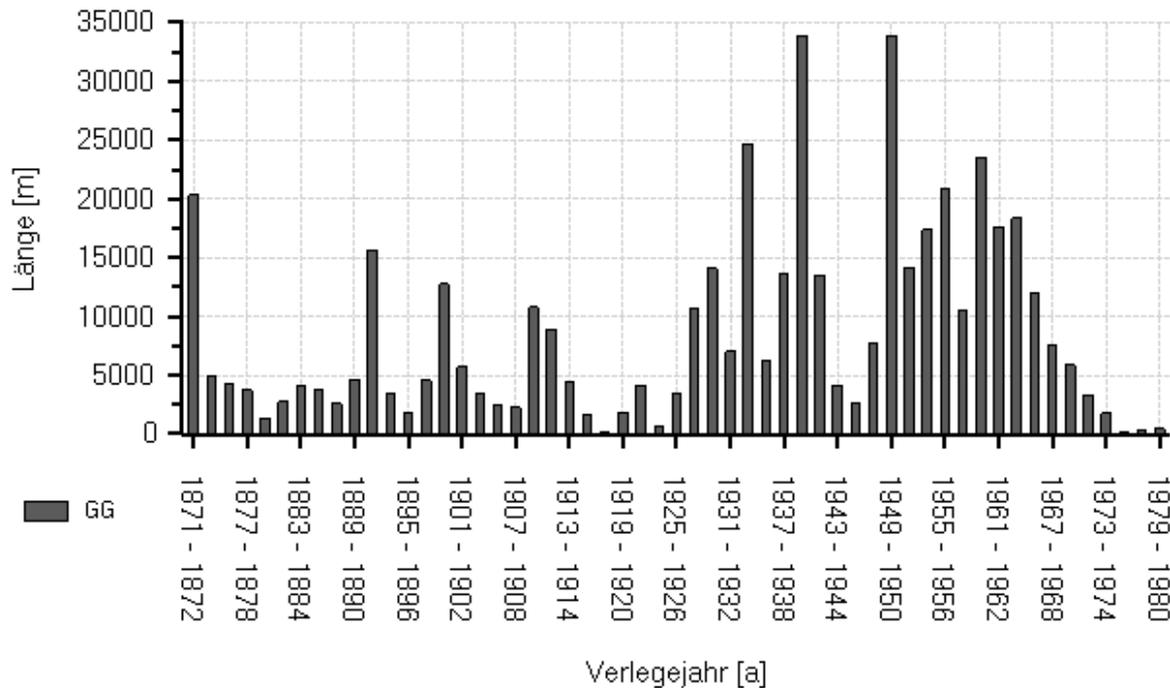


Abbildung 24: Verlegejahre für Grauguss (GG) in den Versorgungsnetzen Linz, Graz und Villach

Graugussleitungen wurden in Graz beginnend mit dem Jahr 1871 bis zum Jahr 1969 verlegt. In Villach wurden Graugussleitungen ab ca. 1900 bis Anfang der 1970er Jahre verlegt. Danach wurden noch vereinzelt Formstücke aus Grauguss eingebaut. In Linz wurden Graugussleitungen ab dem Jahr 1892 ebenfalls ungefähr bis Anfang der 1970er Jahre verlegt, danach noch Einzelstücke. In Abbildung 24 ist die Verteilung der Leitungslängen aller Graugussleitungen nach Baujahr dargestellt. Nimmt man das Jahr 1974 als obere Schranke der Bauperiode an, so sind zum Betrachtungsjahr 2007 die jüngsten Leitungen 33 Jahre alt. Da die Schadensaufzeichnungen in Graz erst ab dem Jahr 1974 eingeführt wurden, in Linz und Villach später, liegen nur bedingt Informationen über Anfangsschäden bei Grauguss vor. Ein Großteil der derzeit noch in Betrieb befindlichen Graugussleitungen wurde vor dem 2. Weltkrieg verlegt. Die Daten der Überlebenszeiten für Graugussleitungen sind somit rechtsseitig (Betrachtungsjahr 2007) als auch linksseitig (Beginn der Schadensaufzeichnungen 1974) zensiert.

Da Graugussleitungen nicht mehr verlegt werden, ist vor allem der Alterungsprozess des Materials ab 33 Jahren interessant. Bei diesem Alter ist davon auszugehen, dass Anfangsschäden bereits aufgetreten sind, die jedoch nicht in der Schadensdatenbank aufgezeichnet sind. Um einen entsprechenden Alterungsprozess aufzeigen zu können, erfolgt daher eine Unterteilung in Zeitabschnitte, die unabhängig voneinander untersucht werden. Je nach Überlebensfunktion kann dann auf unterschiedliches Alterungsverhalten geschlossen werden.

Das Material Grauguss hat sich, abgesehen von den in Graz zu Beginn der Wasserversorgung verwendeten englischen Graugussrohren, bis zur Entwicklung von duktilem Gusseisen nicht deutlich verändert. Einzig der Herstellungsprozess durch die Umstellung im Gießverfahren ist hier zu erwähnen. Aus diesem Grund wird für die Analysen eine Unterteilung in Zeitabschnitte vorgenommen, um somit fehlende Informationen über mögliche frühere Erstschäden besser interpretieren zu können.

Für das Material Grauguss wird folgende Unterteilung getroffen:

Tabelle 6: Einteilung der betrachteten Zeitabschnitte für Grauguss

Zeitabschnitt 1	bis 1889 (englische Graugussrohre)
Zeitabschnitt 2	1890 - 1909 (stehend gegossene Rohre)
Zeitabschnitt 3	1910 - 1929 (stehend gegossene Rohre)
Zeitabschnitt 4	1930 - 1949 (Schleudergussverfahren)
Zeitabschnitt 5	1950 - 1973 (Schleudergussverfahren)

4.2.1.1. Einfluss von Merkmalen

Für das Material Grauguss wurden der Einfluss verschiedener Bodenarten, verschiedener Durchmesser sowie eine Abhängigkeit des Versorgungsnetzes untersucht.

Der Einfluss eines Merkmals wurde zum einen grafisch über den Verlauf der Überlebensfunktion und zum anderen mit Hilfe der Statistik Software SPSS 13.0 überprüft. Die Auswertungen haben gezeigt, dass eine Unterteilung in Durchmesser einen signifikanten Einfluss auf die Überlebensfunktion hat. Zusätzlich wurde analysiert, ob eine Kombination des Merkmals Durchmesser und des Merkmals Versorgungsnetz oder eine Kombination des Merkmals Durchmesser mit einer Bodenart einen signifikanten Einfluss hat.

Tabelle 7: Stichprobengröße für das Material Grauguss mit einer Unterteilung in die gewählten Zeitabschnitte.

Gesamte Datenmenge	Daten	Ereignis	Daten	Ereignis	Daten	Ereignis	Daten	Ereignis
	771	165	632	161	1397	269	1893	241
	1890-1909		1910 - 1929		1930 - 1949		1950 - 1973	
Festlegung	Daten	Ereignis	Daten	Ereignis	Daten	Ereignis	Daten	Ereignis
DN 100 - Graz+Linz	184	90	184	66	362	99	374	52
DN 125 - Graz + Linz	49	12	19	8	66	22	48	13
DN 100 - Villach	1	0	16	8	8	3	81	19
DN 125 - Villach	0	0	3	0	0	0	18	4
restl. DN - Villach	35	3	112	47	38	18	380	76
restl. DN - Graz+Linz	502	60	298	32	923	127	992	77

In Tabelle 7 sind die Stichprobengrößen sowie die Anzahl der Ereignisse je Zeitabschnitt dargestellt. Dabei wurden die Daten sowohl in die Durchmessergruppen DN 100 und DN 125 als auch in die Versorgungsnetze Graz+Linz beziehungsweise Villach unterteilt. Die getrennten Auswertungen für die Durchmessergruppierung und die Netzgruppierung haben jeweils einen signifikanten Unterschied gezeigt. Wie in

Tabelle 7 zu erkennen ist, ist aber die Datendichte für die Kombination der Merkmale Versorgungsnetz und Durchmesser zu gering. Aus diesem Grund erfolgt auf Basis der derzeitigen Datengrundlage nur eine Untergliederung in die Durchmessergruppen DN 100 und DN 125.

Tabelle 8: Einfluss von Merkmalen auf das Material Grauguss der Versorgungsnetze Graz, Linz und Villach

Festlegung	1890-1909		1910 - 1929		1930 - 1949		1950 - 1973	
	B	Signif.	B	Signif.	B	Signif.	B	Signif.
DN 100	1,5982	0,0000	0,9138	0,0000	0,6466	0,0000	0,4282	0,0032
DN 125	0,7539	0,0170	0,9902	0,0077	0,9401	0,0000	0,9209	0,0003
Villach	-0,2272	0,6995	0,6800	0,0001	1,4907	0,0000	0,7366	0,0000

Da die Analysen auch einen signifikanten Unterschied im Verlauf der Überlebensfunktion der Daten aus Villach gezeigt haben (Tabelle 8), sollte zukünftig, wenn weitere Schadensdaten vorliegen, eine Unterteilung auch nach dem Versorgungsnetz vorgenommen werden. Für unterschiedliche Bodenarten konnte kein signifikanter Einfluss auf das Überlebensverhalten der Leitungen abgeleitet werden.

Die Überlebensfunktion wurde sowohl an eine Weibull als auch an eine Log-Logistik-Funktion und eine Exponentialfunktion angepasst. Dabei hat sich gezeigt, dass die Exponentialfunktion keine gute Anpassung an die Daten liefert.

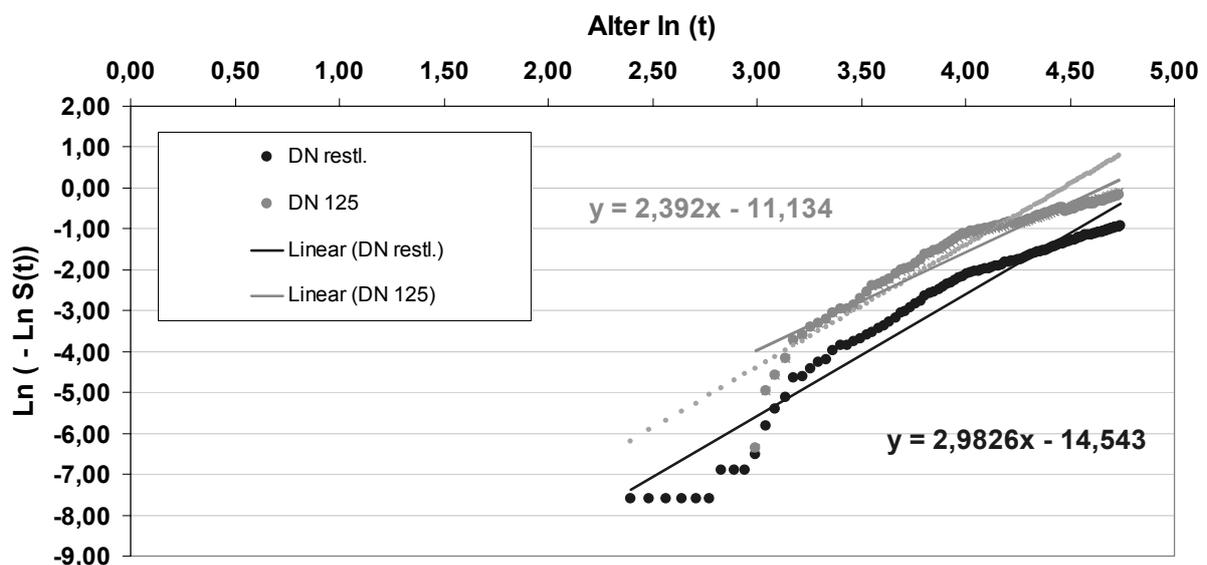


Abbildung 25: logarithmierte Überlebensfunktion für Anpassung an Weibull-Funktion

In Abbildung 25 ist für das Einflussmerkmal „Durchmesser DN 125“, welches über die Dummyvariable „DN 125“ mit der Kodierung „0-1“ beschrieben wird, die Anpassung an eine Weibull-Funktion dargestellt. Die Verschiebung der beiden Graphen stellt den Parameter β dar. Die beiden Graphen verlaufen annähernd parallel, eine Weibull-Funktion kann verwendet werden. Die hellblauen Punkte stellen die um den endgültig festgelegten Parameter β verschobene Trendfunktion der Weibull-Überlebensfunktion dar. Die Anpassung der anderen Kovariablen ist auf analoge

Weise durchgeführt worden, die Abbildungen sind im Anhang zu finden. Die Anpassung an eine Log-Logistik Funktion erfolgt nach dem gleichen Verfahren.

Entsprechend der im Kapitel 4.1.3 beschriebenen Verfahren der Zusammensetzung der Teilfunktionen lassen sich für die grafische und die rechnerische Zusammensetzung folgende Gleichungen aufstellen, wobei die Kovariablen für folgende Merkmale stehen:

$$X_1 = \text{DN } 100$$

$$X_2 = \text{DN } 125$$

Formel 22 steht für die Weibull-Funktion, welche aus Teilstücken grafisch ermittelt wurde und aus Teilstücken berechnet wurde.

Formel 22: Weibull-Funktion

$$S_0(t) = e^{-(\lambda * t)^p} \longrightarrow S(t) = S_0(t)^{c_w}$$

$$\lambda_{\text{berechnet}} = 0,0076 \quad \lambda_{\text{grafisch}} = 0,0079$$

$$p_{\text{berechnet}} = 2,983 \quad p_{\text{grafisch}} = 2,730$$

$$c_{w,\text{berechnet}} = \exp(0,6x_1 + 1,2x_2)$$

$$c_{w,\text{grafisch}} = \exp(0,6x_1 + 1,2x_2)$$

Formel 23 steht für die Log-Logistik-Funktion, welche aus Teilstücken grafisch ermittelt wurde und aus den Teilstücken berechnet wurde.

Formel 23: Log-Logistik-Funktion

$$S_0(t) = \frac{1}{1 + (\lambda * t)^p} \longrightarrow S(t) = S_0(t)^{c_L}$$

$$\lambda_{\text{berechnet}} = 0,0081 \quad \lambda_{\text{grafisch}} = 0,0086$$

$$p_{\text{berechnet}} = 3,080 \quad p_{\text{grafisch}} = 2,909$$

$$c_{w,\text{berechnet}} = \exp(0,6x_1 + 1,2x_2)$$

$$c_{w,\text{grafisch}} = \exp(0,6x_1 + 1,2x_2)$$

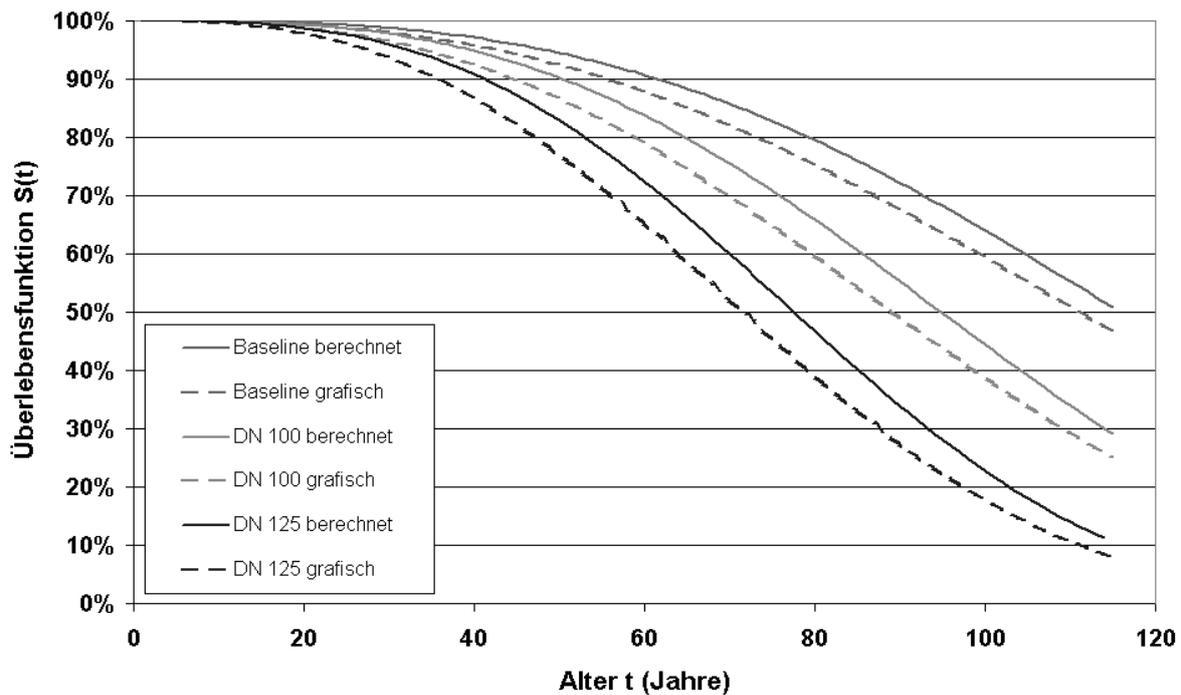


Abbildung 26: Vergleich der rechnerisch und grafisch ermittelten Überlebensfunktion für Grauguss (GG)

In Abbildung 26 ist der Verlauf für die zusammengesetzte Überlebensfunktion für Grauguss auf Basis der Berechnungsmethode und der grafischen Zusammensetzung dargestellt. Die beiden Funktionen unterscheiden sich nur in der Grundfunktion, wobei der grafische Verlauf eine geringere Überlebenswahrscheinlichkeit angibt. Somit kann eine grafische Zusammensetzung als Näherungslösung verwendet werden, da man durch die geringere Überlebenswahrscheinlichkeit eher zu einer pessimistischen Rehabilitationsplanung kommt. In weiterer Folge wird nur auf die aus Teilstücken berechnete Funktion eingegangen.

Die Anpassung der parametrischen Grundfunktion mit den entsprechenden Kovariablen an die nichtparametrische Überlebensfunktion, auf Basis der Berechnung nach Kaplan-Meier, ist in Abbildung 27 für die aus Teilstücken zusammengefügte Funktion dargestellt. Wie bereits in Kapitel 4.1.4 dargelegt, passt die mit dem Modell berechnete Überlebensfunktion (durchgängiger Verlauf) in das 95%-Konfidenzband, der nach dem Verfahren von Kaplan-Meier beschriebenen, ohne Modell berechneten, Überlebensfunktion (strichlierter Verlauf).

Der Verlauf der Baseline-Funktion, welche mit dem Modell nach Cox berechnet wurde, weicht dabei von der Baseline-Funktion ab, welche nach Kaplan-Meier berechnet wurde. Im Anfangsbereich zwischen 40 und 80 Jahren kommt es zu einer Überschätzung der Überlebensfunktion, danach kommt es ab ca. 90 Jahren zu einer Unterschätzung der Überlebensfunktion. Der Verlauf nach Cox weicht vor allem ab einem Alter von 90 Jahren deutlich vom 95%-Konfidenzband ab.

Der Verlauf der Überlebensfunktion nach Cox für den Durchmesser DN 100 liegt innerhalb des 95%-Konfidenzbandes der Berechnung nach Kaplan-Meier.

Die Überlebensfunktion für den Durchmesser DN 125 liegt zwar bis zu einem Alter von 90 Jahren innerhalb des 95%-Konfidenzbandes der Berechnung nach Kaplan-Meier, der steilere Abfall ab einem Alter von 40 Jahren und der flachere Verlauf ab einem Alter von 70 Jahren kann jedoch nicht abgebildet werden. Somit kommt es vor allem im Bereich 40 bis 70 Jahren zu einer Überschätzung der Überlebensfunktion, ab einem Alter von 90 Jahren zu einer Unterschätzung.

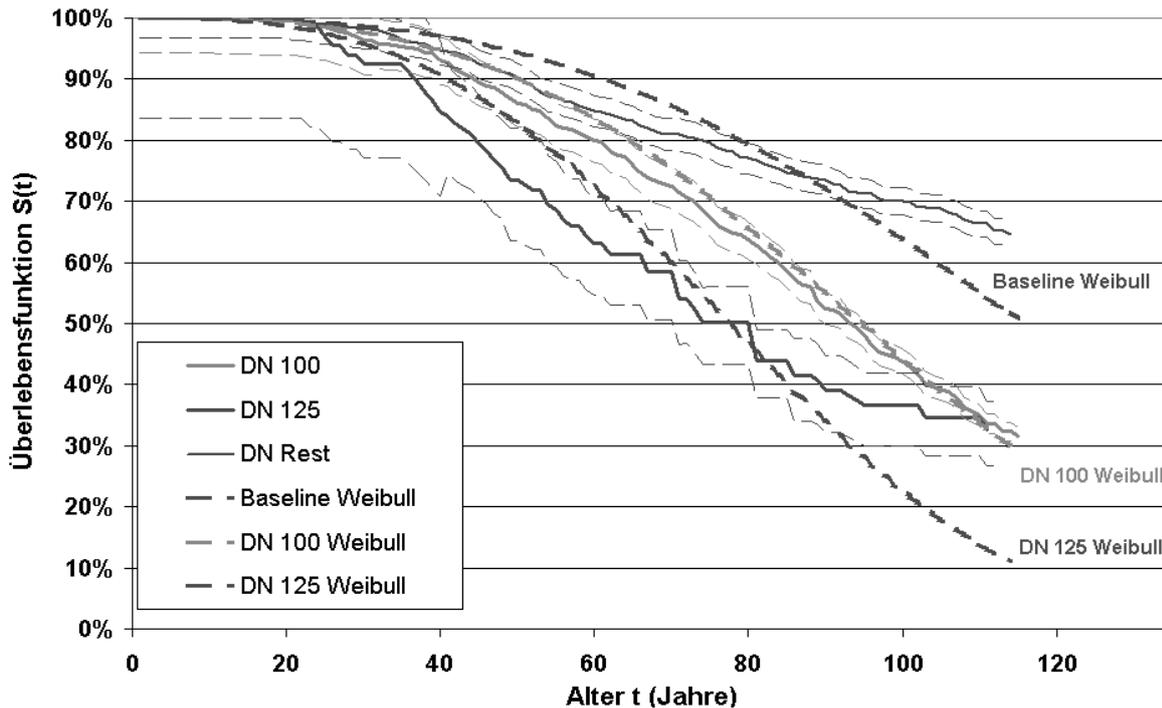


Abbildung 27: Überlebensfunktion nach Kaplan-Meier mit angepasster Weibull-Funktion nach Cox für Material Grauguss (GG)

Die angepasste Log-Logistik-Funktion ist im Anhang dargestellt. Die Auswertungen haben gezeigt, dass sowohl eine Weibull-Funktion als auch eine Log-Logistik-Funktion als Grundfunktion herangezogen werden kann. Eine Gegenüberstellung der Überlebensfunktionen mit einer Weibull- und einer Log-Logistik-Funktion ist ebenfalls im Anhang dargestellt.

4.2.2 Material Asbestzement

Nach Hünerberg und Tessendorff (1977) bestehen Asbestzementrohre aus den Materialien Asbest (Blauasbest), Zement und Anmachwasser und wurden zum größten Teil nach dem System Mazza hergestellt. Je nach äußeren Einflüssen wurden noch ein Steinkohlenteerpechanstrich, ein Bitumenanstrich oder eine Epoxydharzbeschichtung eingesetzt, zum Teil wurde auch sulfidbeständiger Zement verwendet.

Nach Varetza (1980) wurden in Graz in den Jahren 1932 bis 1940 insgesamt 73,5 km Asbestzementrohre verlegt, die zum größten Teil aus dem Werk in Vöcklabruck

stammen. Zu Beginn wurden die Rohre ungestrichen geliefert, nur in Böden mit zementangreifender Beschaffenheit wurde ein Außenanstrich aus Steinkohlenteerderivaten verwendet. Zu Beginn wurden fast ausschließlich Gibault-Kupplungen verwendet, in den späteren Jahren dann fast nur Reka-Kupplungen. In Graz wurden Asbestzementrohre ohne Innenanstrich aber bei Bedarf mit einem festhaftenden Außenschutz verlegt. Für Asbestzementleitungen aus Villach und Linz liegen keine entsprechend detaillierten Informationen vor. Entsprechend der Informationen aus den Datenbanken wurden in Linz zwischen den Jahren 1938 bis 1992 insgesamt 18,4 km Asbestzementrohre verlegt. In Villach wurden in den Jahren 1954 bis 1988 rund 13,4 km Asbestzementrohre verlegt. In Graz wurden hingegen insgesamt 240,1 km Asbestzementrohre verlegt, weshalb eine entsprechende Unterteilung nach dem Versorgungsnetz nicht vorgenommen wird.

Wenn man davon ausgeht, dass Rohre in zementangreifenden Böden mit entsprechendem Außenschutz dieselbe Lebenserwartung haben wie Rohre ohne Außenschutz in nicht aggressiven Böden, dann kann aufgrund der Schadensaufzeichnungen bei unterschiedlichem Baujahr und Rohralter eine entsprechende Ausfallfunktion aus einzelnen Teilfunktionen berechnet werden.

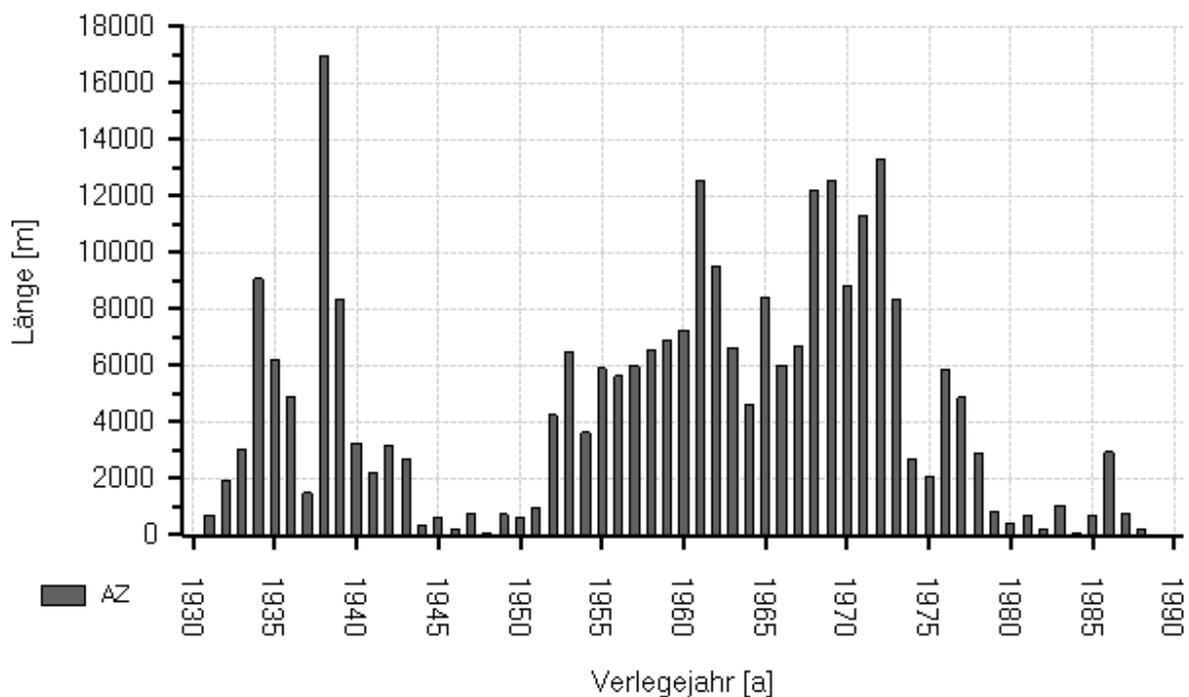


Abbildung 28: Baujahre mit zugehörigen Leitungslängen für Asbestzement (AZ) der Versorgungsnetze Graz, Linz und Villach

In Abbildung 28 sind die gesamten jährlichen Baulängen für Asbestzementrohre aus Graz, Linz und Villach dargestellt. Dabei lassen sich drei Bauperioden festlegen. Eine Bauperiode reicht seit Beginn der Verlegung von Asbestzement bis in die Nachkriegszeit um 1950. Eine weitere Periode lässt sich bis 1973 festlegen, danach wurden noch Restbestände verlegt.

Tabelle 9: Einteilung der betrachteten Zeitabschnitte für Asbestzement (AZ)

Zeitabschnitt 1	bis 1949
Zeitabschnitt 2	1950 - 1973
Zeitabschnitt 3	ab 1974

Da die Schadensaufzeichnungen ab dem Jahr 1974 in Graz, ab dem Jahr 1981 in Linz und ab dem Jahr 1986 in Villach geführt wurden, werden die Daten nach Bauperioden geteilt untersucht, um einen Alterungsprozess der Leitungen durch eine zusammengesetzte Überlebensfunktion abbilden zu können.

4.2.2.1. Einfluss von Merkmalen

In Tabelle 10 sind die Ergebnisse der Gruppierung für das Material Grauguss dargestellt. Dabei kann man erkennen, dass manche Kovariablen in bestimmten Zeitperioden keinen signifikanten Einfluss haben (DN 125 in Periode bis 1949), in den anderen Perioden aber als signifikant bewertet werden. Anhand dieser Gruppierung wurden die Überlebensanalysen in Abschnitten berechnet und zu einer gemeinsamen Überlebensfunktion zusammengefügt.

Die Überlebensfunktion wurde sowohl an eine Weibull als auch an eine Log-Logistik-Funktion angepasst.

Tabelle 10: Berechnungsergebnisse der Kovariablen für Material Asbestzement (AZ)

Festlegung	bis 1949				1950-1973				ab 1974			
	B	Signif.	Daten	Ereignis	B	Signif.	Daten	Ereignis	B	Signif.	Daten	Ereignis
Ton_Sand	0,99	0,000	580	207	1,20	0,000	1517	137	1,16	0,003	252	8
DN 100	0,31	0,004	412	156	0,63	0,000	747	118	1,98	0,000	82	18
DN 125	-0,13	0,507	92	28	1,13	0,000	103	27	1,43	0,076	13	2

Aufgrund der Datendichte der kombinierten Variablen „DN 100 – Ton, Sand“ und „DN 125 – Ton, Sand“ wurde auf eine weitere Unterteilung in diese Durchmessergruppen verzichtet. Wenn zukünftig mehr Schadensdaten vorliegen, ist jedoch eine Unterteilung in Durchmesserklassen durchzuführen.

Tabelle 11: Stichprobenumfang je Gruppe für Material Asbestzement (AZ)

	bis 1949		1950 - 1973		ab 1974	
	Daten	Ereignis	Daten	Ereignis	Daten	Ereignis
DN 100 Ton, Sand	80	53	118	36	22	9
DN 100 restl. Bodenart	332	103	629	82	60	9
DN 125 Ton, Sand	25	12	12	9	4	1
DN 125 restl. Bodenart	67	16	91	18	9	1
restl. DN - Ton, Sand	196	115	139	29	35	2
restl. DN - restl. Bodenart	384	92	1378	108	217	6

Entsprechend der im Kapitel 4.1.3 beschriebenen Verfahren der Zusammensetzung der Teilfunktionen lassen sich für die rechnerische Zusammensetzung folgende Gleichungen aufstellen, wobei die Kovariablen für folgende Merkmale stehen:

X_1 = Bodenart „Ton, Sand“

X_2 = DN 100+125

Formel 24 steht für die Weibull-Funktion, welche aus Teilstücken rechnerisch ermittelt wurde.

Formel 24: Weibull-Funktion

$$S_0(t) = e^{-(\lambda \cdot t)^p} \longrightarrow S(t) = S_0(t)^{c_w}$$

$$\lambda_{\text{berechnet}} = 0,00804$$

$$p_{\text{berechnet}} = 2,4756$$

$$c_{w,\text{berechnet}} = \exp(1,2x_1 + 0,6x_2)$$

Formel 25 steht für die Log-Logistik-Funktion, welche aus Teilstücken rechnerisch ermittelt wurde.

Formel 25: Log-Logistik-Funktion

$$S_0(t) = \frac{1}{1 + (\lambda \cdot t)^p} \longrightarrow S(t) = S_0(t)^{c_L}$$

$$\lambda_{\text{berechnet}} = 0,00835$$

$$p_{\text{berechnet}} = 2,5177$$

$$c_{L,\text{berechnet}} = \exp(1,2x_1 + 0,6x_2)$$

Die Anpassung der parametrischen Grundfunktion mit den entsprechenden Kovariablen an die nicht parametrische Überlebensfunktion ist in Abbildung 29 für die aus Teilstücken zusammengefügte Funktion dargestellt. Dabei stellt der strichlierte Verlauf die nichtparametrische Überlebensfunktion dar, welche nach Kaplan-Meier berechnet wurde. Der durchgängige Verlauf stellt die angepasste parametrische Weibull-Überlebensfunktion dar.

Für die Berechnung der Überlebensfunktion nach Kaplan-Meier wurde ebenfalls ein 95%-Konfidenzband berechnet, um die Anpassung des Modells nach Cox zu zeigen.

Der Verlauf der Baseline-Funktion, welche mit dem Modell nach Cox berechnet wurde, weicht dabei ab einem Alter von 60 Jahren von der Baseline-Funktion ab, welche nach Kaplan-Meier berechnet wurde. Es kommt daher ab einem Alter von 60 Jahren zu einer Überschätzung der Überlebensfunktion.

Der Verlauf der Überlebensfunktion für das Merkmale „DN 100+125 – restl. Boden“ liegt innerhalb des 95%-Konfidenzbandes.

Der Verlauf der Überlebensfunktion „restl. DN – Ton, Sand“ liegt zwar innerhalb des 95%-Konfidenzbandes, der stärker gekrümmte Verlauf der Überlebensfunktion nach

Kaplan-Meier kann jedoch nicht abgebildet werden. Daher kommt es im Bereich von 30 bis 60 Jahren zu einer Unterschätzung der Überlebensfunktion.

Der Verlauf der Überlebensfunktion für „DN 100+125 – Ton, Sand“ liegt bis zu einem Alter von 55 Jahren innerhalb des 95%-Konfidenzbandes. Die größere Anzahl an Anfangsausfällen, die zu einem deutlichen Abfallen der Überlebensfunktion nach Kaplan-Meier innerhalb der ersten Jahre führt, kann durch das Cox-Modell nicht abgebildet werden, da der Verlauf nach Cox nur als Verhältnis zur Baseline-Funktion angegeben werden kann. Somit kommt es zu einer Überschätzung der Überlebensfunktion im Anfangsbereich. Der flachere Verlauf der Kaplan-Meier Funktion kann vom Cox-Modell ebenfalls nicht entsprechend abgebildet werden.

Die angepasste Log-Logistik-Funktion ist im Anhang dargestellt. Die Auswertungen haben gezeigt, dass sowohl eine Weibull-Funktion als auch ein Log-Logistik-Funktion als Grundfunktion herangezogen werden kann.

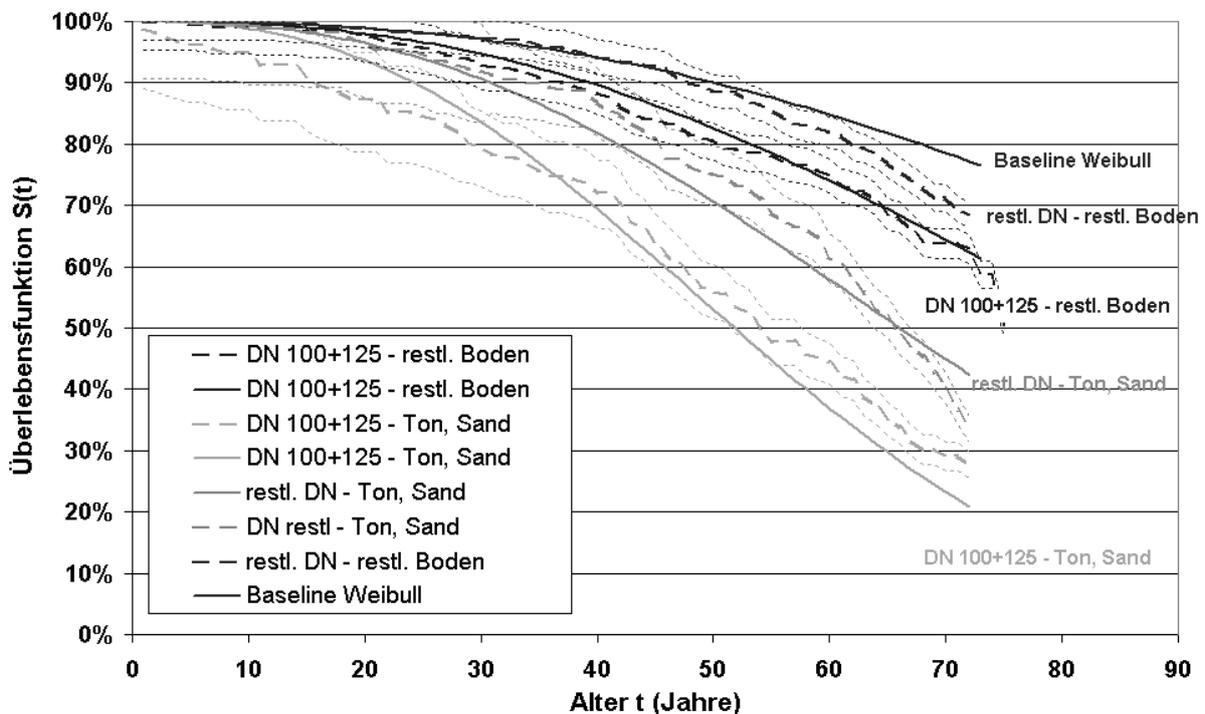


Abbildung 29: Überlebensfunktion nach Kaplan-Meier mit angepasster Weibull-Funktion nach Cox für Material Asbestzement (AZ)

4.2.3 Material Stahl

Der Anteil an Stahlleitungen in Graz ist im Verhältnis zu den anderen Leitungen mit 12,4km Leitungen, die sich noch in Betrieb befinden, relativ klein. Seit 1927 wurden in Graz Stahlleitungen verlegt (Varetza, 1980), wobei ein Großteil der Leitungen bis zum zweiten Weltkrieg 1939 verlegt wurden. Hinsichtlich innerem oder äußerem Korrosionsschutz der Stahlleitungen mit Verlegejahr vor 1939 sind in der Leitungsdatenbank keine zusätzlichen Informationen enthalten. In Linz spielen Stahlleitungen mit einer Länge von rund 3,3km ebenfalls eine untergeordnete Rolle. In Villach stellen

hingegen Stahlleitungen mit einer Länge von 49,9 km knapp 16% der gesamten Netzlänge dar.

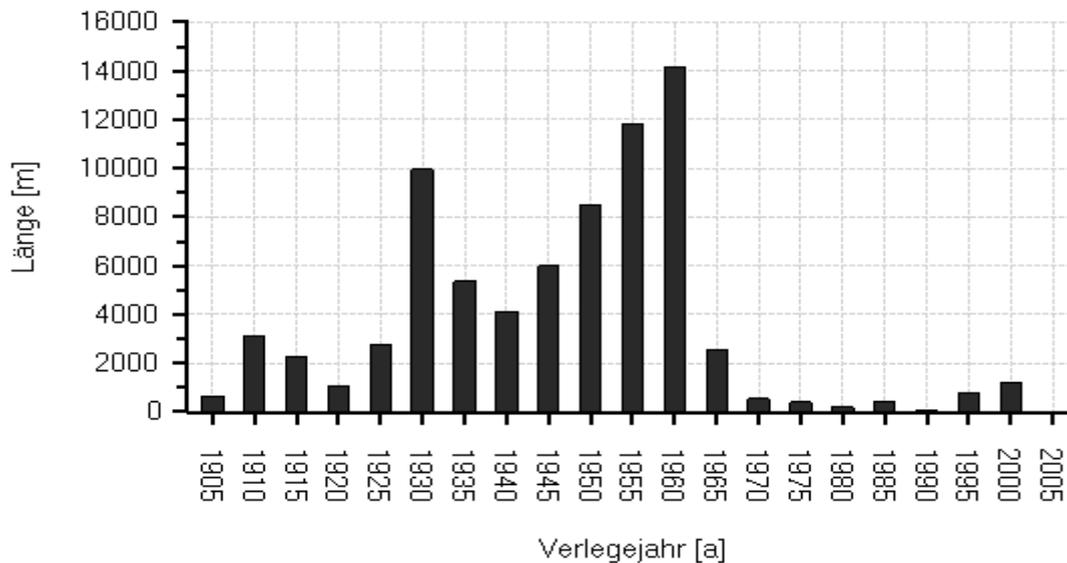


Abbildung 30: Baujahre mit zugehörigen Leitungslängen für Stahl (ST) der Versorgungsnetze Graz, Linz und Villach

4.2.3.1. Einfluss von Merkmalen

In Abbildung 30 sind die gesamten jährlichen Baulängen für Stahlrohre aus Graz, Linz und Villach in 5 Jahresschritten zusammengefasst dargestellt. Dabei lassen sich zwei Bauperioden festlegen. Eine Bauperiode reicht seit Beginn der Verlegung von Stahl bis 1942, die zweite Bauperiode reicht bis 1970, danach wurden noch Restbestände verlegt.

Tabelle 12: Berechnungsergebnisse der Kovariablen für Material Stahl (ST)

Festlegung	bis 1942				ab 1943			
	B	Signif.	Daten	Ereignis	B	Signif.	Daten	Ereignis
DN 100-150	0,94	0,000	204	140	0,06	0,789	159	26
Graz	1,57	0,000	255	88	0,71	0,711	598	92

In Tabelle 12 sind die Ergebnisse der Berechnung der Überlebensfunktion mit dem Modell nach Cox für die Bauperioden festgelegt. Die Unterteilung in die beiden Kovariablen ist jedoch nur für die erste Bauperiode signifikant.

Tabelle 13: Stichprobengröße je Gruppe für das Material Stahl

	bis 1942			1943 - 1973		
	Daten	Zensur	Ereignis	Daten	Zensur	Ereignis
DN 100-150 - restl. Netz	74	48	26	151	128	23
DN 100-150 - Graz	130	16	114	8	5	3
restl. DN - Graz	137	81	56	39	30	9
restl. DN - restl. Netz	118	86	32	559	476	83

Entsprechend der im Kapitel 4.1.3 beschriebenen Verfahren der Zusammensetzung der Teilfunktionen lassen sich für die grafische und die rechnerische Zusammensetzung folgende Gleichungen aufstellen, wobei die Kovariablen für folgende Merkmale stehen:

X_1 = Versorgungsnetz Graz

X_2 = DN 100 bis DN 150

Formel 26 steht für die Weibull-Funktion, welche aus Teilstücken rechnerisch ermittelt wurde.

Formel 26: Weibull-Funktion

$$S_0(t) = e^{-(\lambda * t)^p} \longrightarrow S(t) = S_0(t)^{C_W}$$

$$\lambda_{\text{berechnet}} = 0,008793$$

$$p_{\text{berechnet}} = 2,4906$$

$$C_{W,\text{berechnet}} = \exp(0,8x_1 + 0,4x_2)$$

Formel 27 steht für die Log-Logistik-Funktion, welche aus Teilstücken rechnerisch ermittelt wurde.

Formel 27: Log-Logistik-Funktion

$$S_0(t) = \frac{1}{1 + (\lambda * t)^p} \longrightarrow S(t) = S_0(t)^{C_L}$$

$$\lambda_{\text{berechnet}} = 0,00966$$

$$p_{\text{berechnet}} = 2,6091$$

$$C_{L,\text{berechnet}} = \exp(0,75x_1 + 0,35x_2)$$

Die Anpassung der parametrischen Grundfunktion mit den entsprechenden Kovariablen an die nichtparametrische Überlebensfunktion ist in Abbildung 31, für die aus Teilstücken zusammengefügte Funktion, dargestellt. Dabei stellt der strichlierte Verlauf die nichtparametrische Überlebensfunktion dar, welche nach Kaplan-Meier berechnet wurde. Der durchgängige Verlauf stellt die angepasste parametrische Weibull-Überlebensfunktion dar.

Für die Berechnung der Überlebensfunktion nach Kaplan-Meier wurde ebenfalls ein 95%-Konfidenzband berechnet, um die Anpassung des Modells nach Cox zu zeigen.

Die Baseline-Überlebensfunktion nach Cox liegt zwar innerhalb des 95%-Konfidenzbandes der Überlebensfunktion nach Kaplan-Meier, der steilere Verlauf bis zu einem Alter von 50 Jahren und der nachfolgende flachere Verlauf kann jedoch nicht optimal abgebildet werden.

Die Überlebensfunktion der Daten „DN 100-150 – Linz+Villach“ nach dem Modell nach Cox liegt zwar ebenfalls innerhalb des 95%-Konfidenzbandes, der Verlauf nach Kaplan-Meier wird aber durchgängig etwas unterschätzt.

Für den Verlauf der Daten „restl. DN – Graz“ gibt es eine sehr gute Anpassung des Modells an den Verlauf nach Kaplan-Meier.

Der Verlauf der Überlebensfunktion für „DN 100-150 – Graz“ nach Kaplan-Meier zeigt im Alter von 15 Jahren einen größeren Sprung im Verlauf von 100 % auf 84 % der Überlebensfunktion. Danach verläuft die Überlebensfunktion konstant, bis es ab einem Alter von 38 Jahren wieder Ausfälle gibt. Dieser spezielle Verlauf kann vom Modell nach Cox in den Anfangsjahren nicht abgebildet werden. Zusätzlich kommt es ab einem Alter von 55 Jahren zu einem starken Abfall der Überlebensfunktion nach Kaplan-Meier. Auch dieser Verlauf kann vom Modell nach Cox nicht abgebildet werden, weshalb es hier zu einer Überschätzung der Überlebensfunktion kommt.

Die angepasste Log-Logistik-Funktion ist im Anhang dargestellt. Die Auswertungen haben gezeigt, dass sowohl eine Weibull-Funktion als auch ein Log-Logistik-Funktion als Grundfunktion herangezogen werden kann.

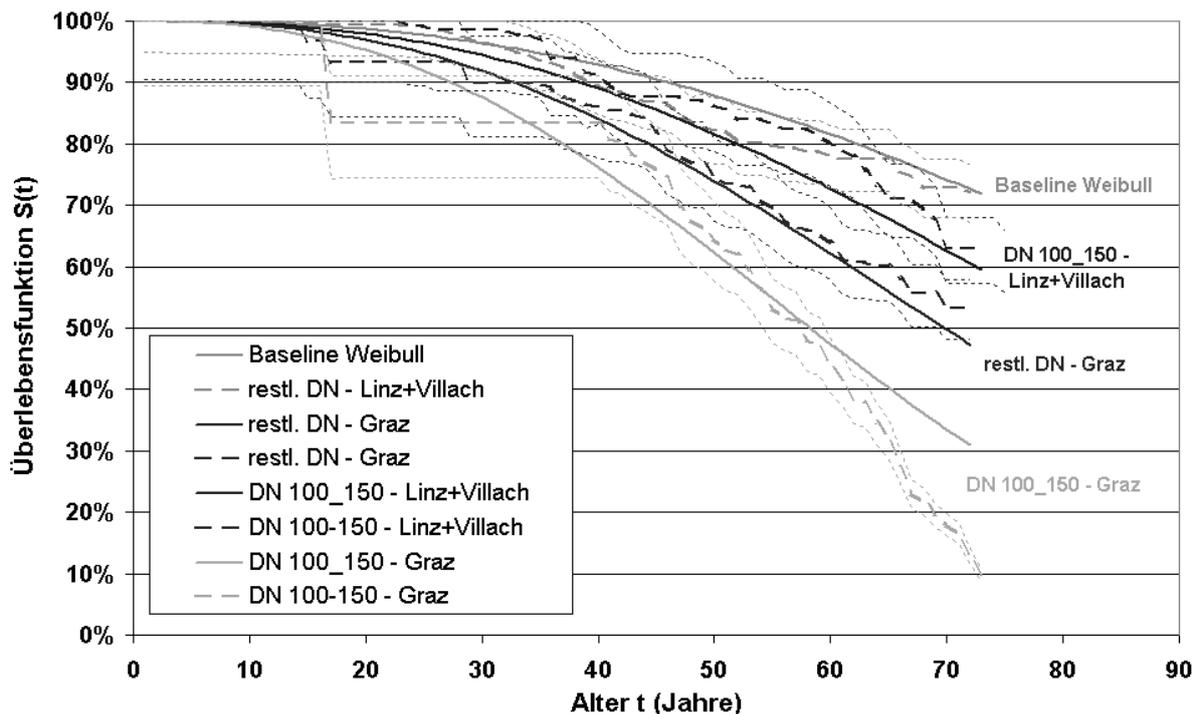


Abbildung 31: Überlebensfunktion nach Kaplan-Meier mit angepasster Weibull-Funktion nach Cox für Material Stahl (ST)

4.2.4 Material Polyvinylchlorid

PVC-Leitungen wurden in Graz größtenteils in den Jahren 1965 – 1996 verlegt, vereinzelt noch in den nachfolgenden Jahren. Insgesamt umfasst die derzeit in Betrieb befindliche Leitungslänge 107,4 km. Die Schadensaufzeichnungen in Graz reichen bis

in das Jahr 1974 zurück, Schäden, die vor diesem Jahr aufgetreten sind, befinden sich somit nicht in der Datenbank. In Linz spielen PVC-Leitungen mit einer Länge von 2,3 km nur eine untergeordnete Rolle. Aus dem Versorgungsnetz in Villach werden PVC-Leitungen mit einer Länge von 80,6 km in den Untersuchungen berücksichtigt. Die Verteilung der gesamten Leitungslängen entsprechend der Baujahre ist in Abbildung 32 dargestellt.

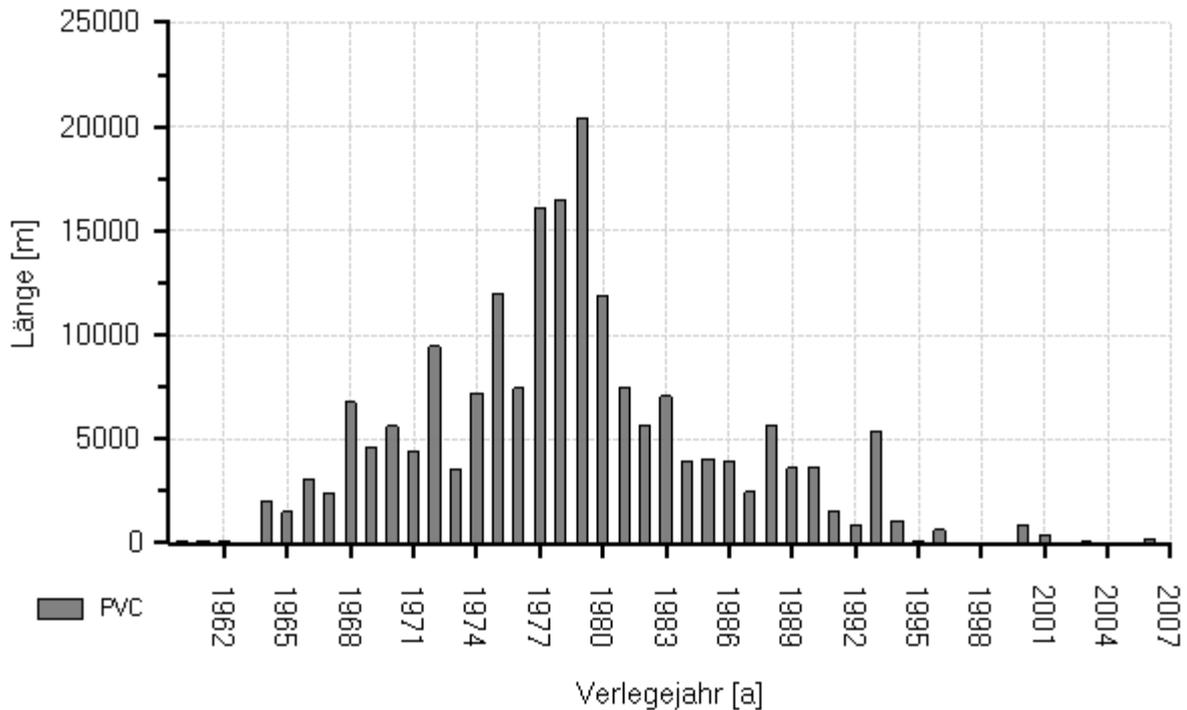


Abbildung 32: Baujahre mit zugehörigen Leitungslängen für Polyvinylchlorid (PVC) der Versorgungsnetze Graz, Linz und Villach

4.2.4.1. Einfluss von Merkmalen

Für PVC wurde weiters untersucht, ob sich die Leitungen, welche vor 1974 verlegt wurden, deutlich von jenen unterscheiden, die nach 1974 verlegt wurden. Dabei hat sich gezeigt, dass eine gesonderte Untersuchung in zwei Bauperioden mit nachfolgender Zusammensetzung der Überlebensfunktion nicht notwendig ist. Mit Beginn der Aufzeichnungen im Jahr 1974 wird der Überlebensprozess dieser Leitungen entsprechend abgebildet.

Tabelle 14: Berechnungsergebnisse der Kovariablen für Material Polyvinylchlorid (PVC)

	B	Signif.	Daten	Ereignis
Graz	0,821	0,0000	527	196
DN 80	-0,697	0,0006	1025	34
DN ≥ 150	1,811	0,0000	1199	91

Die Kovariablen, welche in Tabelle 14 dargestellt sind, werden wie folgt kodiert:

X1 = Versorgungsnetz Graz

X2 = Durchmesser DN 80

X3 = Durchmesser DN \geq 150

Formel 28 steht für die Weibull-Funktion, welche aus Teilstücken rechnerisch ermittelt wurde.

Formel 28: Weibull-Funktion

$$S_0(t) = e^{-(\lambda * t)^p} \longrightarrow S(t) = S_0(t)^{c_w}$$

$$\lambda_{\text{berechnet}} = 0,0073$$

$$p_{\text{berechnet}} = 2,0623$$

$$c_{w,\text{berechnet}} = \exp(0,9x_1 - 0,6x_2 + 1,9x_3)$$

Formel 29 steht für die Log-Logistik-Funktion, welche aus Teilstücken rechnerisch ermittelt wurde.

Formel 29: Log-Logistik-Funktion

$$S_0(t) = \frac{1}{1 + (\lambda * t)^p} \longrightarrow S(t) = S_0(t)^{c_L}$$

$$\lambda_{\text{berechnet}} = 0,0075$$

$$p_{\text{berechnet}} = 2,0827$$

$$c_{w,\text{berechnet}} = \exp(0,9x_1 - 0,6x_2 + 1,9x_3)$$

Die Anpassung der parametrischen Grundfunktion mit den entsprechenden Kovariablen an die nichtparametrischen Überlebensfunktionen sind in den Abbildung 33 und Abbildung 34 dargestellt. Dabei stellt der strichlierte Verlauf die nichtparametrische Überlebensfunktion dar, welche nach Kaplan-Meier berechnet wurde. Der durchgängige Verlauf stellt die angepasste parametrische Weibull-Überlebensfunktion dar.

Für die Berechnung der Überlebensfunktion nach Kaplan-Meier wurde ebenfalls ein 95%-Konfidenzband berechnet, um die Anpassung des Modells nach Cox zu zeigen. Die Anpassung des Modells an die Daten in Graz passt sehr gut. In Linz und Villach wird die Überlebensfunktion durch das Weibull-Modell für DN \geq 150 systematisch unterschätzt.

Die angepasste Log-Logistik-Funktion ist im Anhang dargestellt. Die Auswertungen haben gezeigt, dass sowohl eine Weibull-Funktion als auch ein Log-Logistik-Funktion als Grundfunktion herangezogen werden kann.

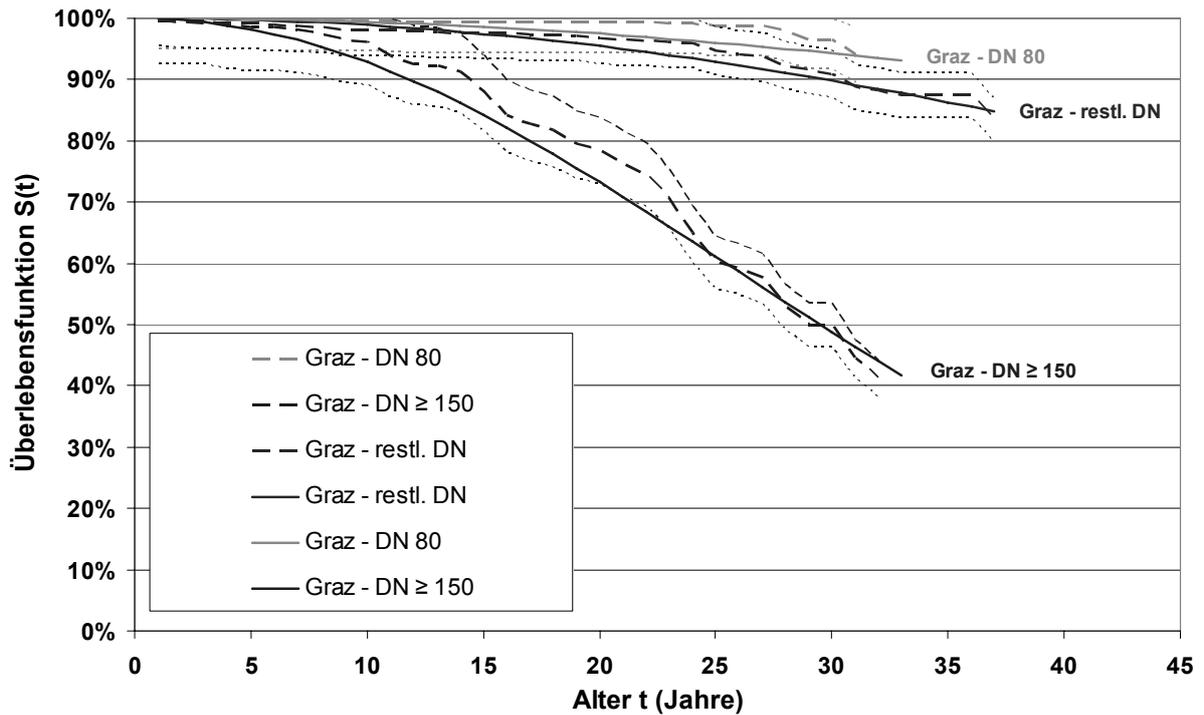


Abbildung 33: Überlebensfunktion nach Kaplan-Meier mit angepasster Weibull-Funktion nach Cox für Material Polyvinylchlorid (PVC) in Graz

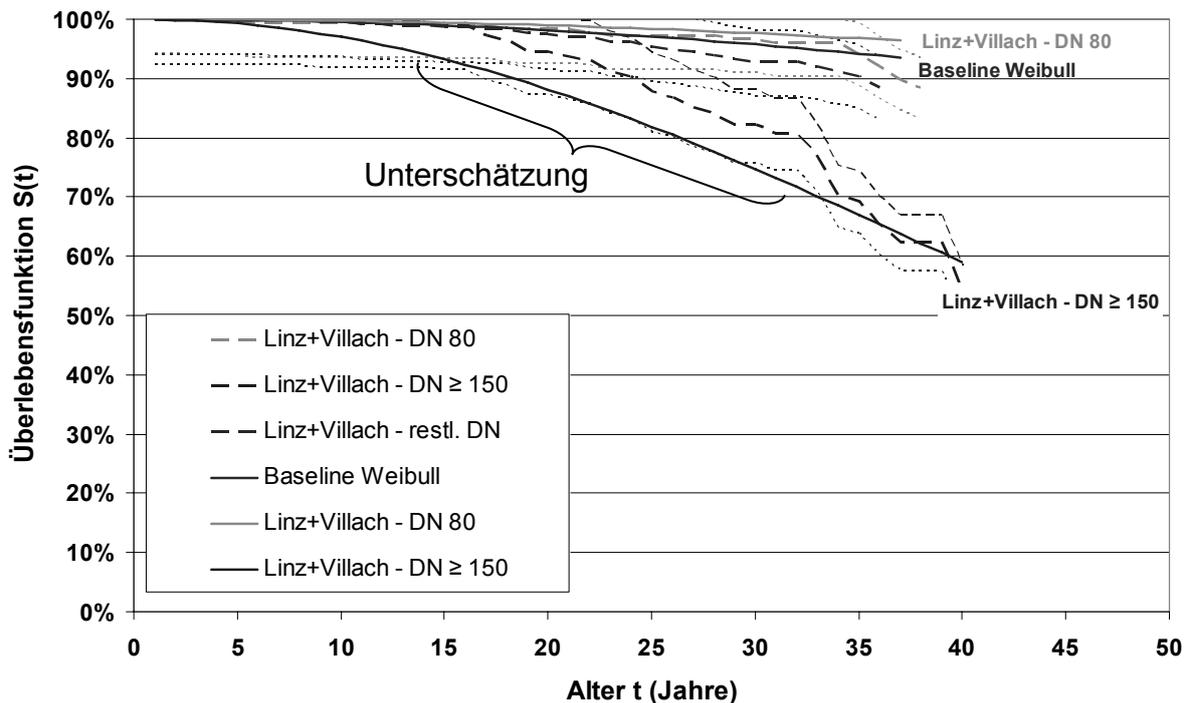


Abbildung 34: Überlebensfunktion nach Kaplan-Meier mit angepasster Weibull-Funktion nach Cox für Material Polyvinylchlorid (PVC) in Linz und Villach

Speziell die größeren Durchmesser bei Polyvinylchlorid haben in der Vergangenheit in der Praxis zu Problemen geführt. Auch der Verlauf der Überlebensfunktion für den Erstschaden zeigt, dass sowohl in Graz als auch in Villach die Leitungen größer

gleich DN 150 mit zunehmendem Alter eine geringere Überlebenswahrscheinlichkeit haben.

4.2.5 Material Polyethylen

Nach Roscher et al. (2000) wird Polyethylen in drei Generationen unterteilt, welche sich im MRS-Wert (minimum required strength) unterscheiden, wobei Polyethylen der dritten Generation (PE 100) seit Anfang der 90er Jahre zum Einsatz kommt. Der MRS-Wert bestimmt die Langzeit-Innendruckfestigkeit über 50 Jahre bei 20°C im Prüfmedium Wasser. In Graz sind derzeit 24,6 km, in Villach 16,9 km und in Linz 131,4 km PE-Leitungen verlegt. Aus den Datenbanken der Wasserversorger geht jedoch nicht hervor, welcher Generation (PE 63, PE 80, PE 100) diese Leitungen zuzuordnen sind.

Die Schadensaufzeichnungen für Polyethylen-Leitungen weisen nur 37 Ereignisse für dieses Material aus, wobei sich die Anzahl wie folgt auf die Versorgungsnetze aufteilt:

Tabelle 15: Aufteilung der Schadensdaten für Polyethylen auf die Versorgungsnetze Graz, Linz und Villach

	Gesamt				davon vor 1990			
	Daten	Zensur	Ereignis	Länge [km]	Daten	Zensur	Ereignis	Länge [km]
Linz	1856	1853	3	131,4	459	456	3	34,1
Graz	640	626	14	24,6	200	188	12	8,0
Villach	308	288	20	16,9	150	132	18	9,8

In Tabelle 15 sind die zum Material Polyethylen PE zugeordneten Schadensdaten dargestellt. Ein Großteil der Schadensdaten ist dabei Leitungen zuzuordnen, die vor 1990 verlegt wurden, also der 1. oder 2. Generation angehören. Für die Versorgungsnetze in Graz und Villach liegen deutlich mehr Schadensdaten für PE vor als für das Netz in Linz. Aufgrund der doch deutlich größeren Leitungslänge in Linz lässt sich aber schließen, dass diese Anzahl sicherlich zu gering ist.

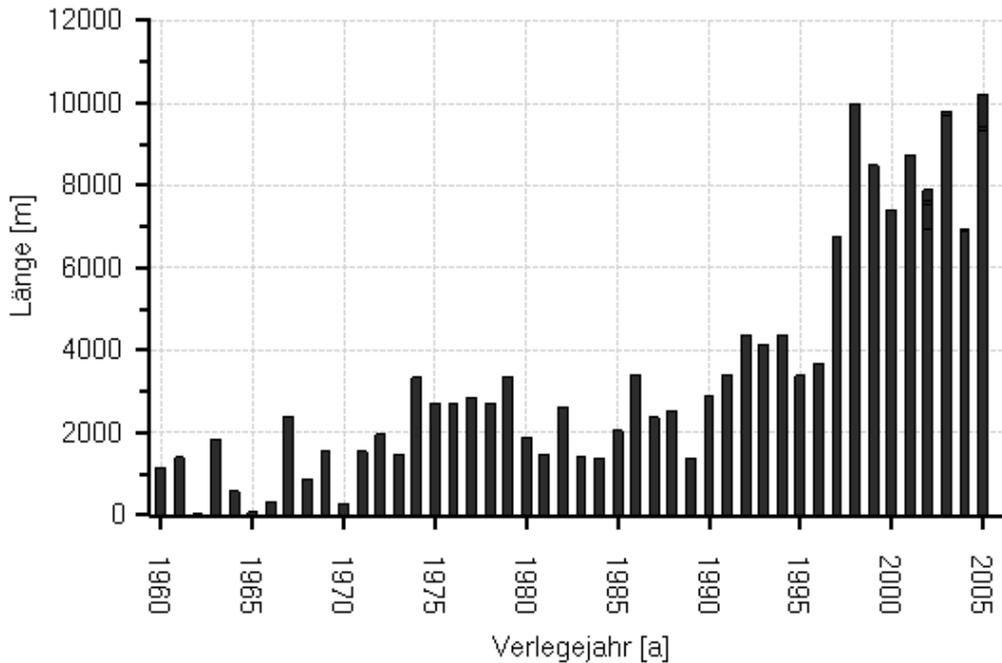


Abbildung 35: Baujahre mit zugehörigen Leitungslängen für Polyethylen (PE) der Versorgungsnetze Graz, Linz und Villach

In Abbildung 35 sind die gesamten jährlichen Baulängen der Versorgungsnetze Graz, Linz und Villach dargestellt. Polyethylen wurde verstärkt ab den Jahren 1997 eingesetzt, wobei bis 1990 bereits 52 km Leitungen verlegt wurden. Das entspricht einem Anteil von 30% der in Betrieb befindlichen Leitungen.

4.2.5.1. Einfluss von Merkmalen

Für Polyethylen lässt sich in Abhängigkeit des Versorgungsnetzes folgendes Modell aufstellen:

	B	Signifikanz	Daten	Zensur	Ereignis
Graz-Villach	2,396	0,000	948	914	34

Eine weitere Unterscheidung in die Netze Graz und Villach ist nicht signifikant notwendig. Auch eine Abhängigkeit einer Bodenart oder einer Durchmesserklasse konnte nicht erkannt werden.

Formel 30: Weibull-Funktion

$$S_0(t) = e^{-(\lambda \cdot t)^p} \longrightarrow S(t) = S_0(t)^{c_w}$$

$$\lambda_{\text{berechnet}} = 0,00248$$

$$p_{\text{berechnet}} = 1,976$$

$$c_{w,\text{berechnet}} = \exp(2,4x_1)$$

Formel 31: Log-Logistik-Funktion

$$S_0(t) = \frac{1}{1 + (\lambda * t)^p} \longrightarrow S(t) = S_0(t)^{c_L}$$

$\lambda_{\text{berechnet}} = 0,00249$

$p_{\text{berechnet}} = 1,979$

$c_{W,\text{berechnet}} = \exp(2,4x_1)$

Formel 30 stellt die an die Daten angepasste Weibull-Überlebensfunktion dar, Formel 31 stellt die an die Daten angepasste Log-Logistik-Überlebensfunktion dar.

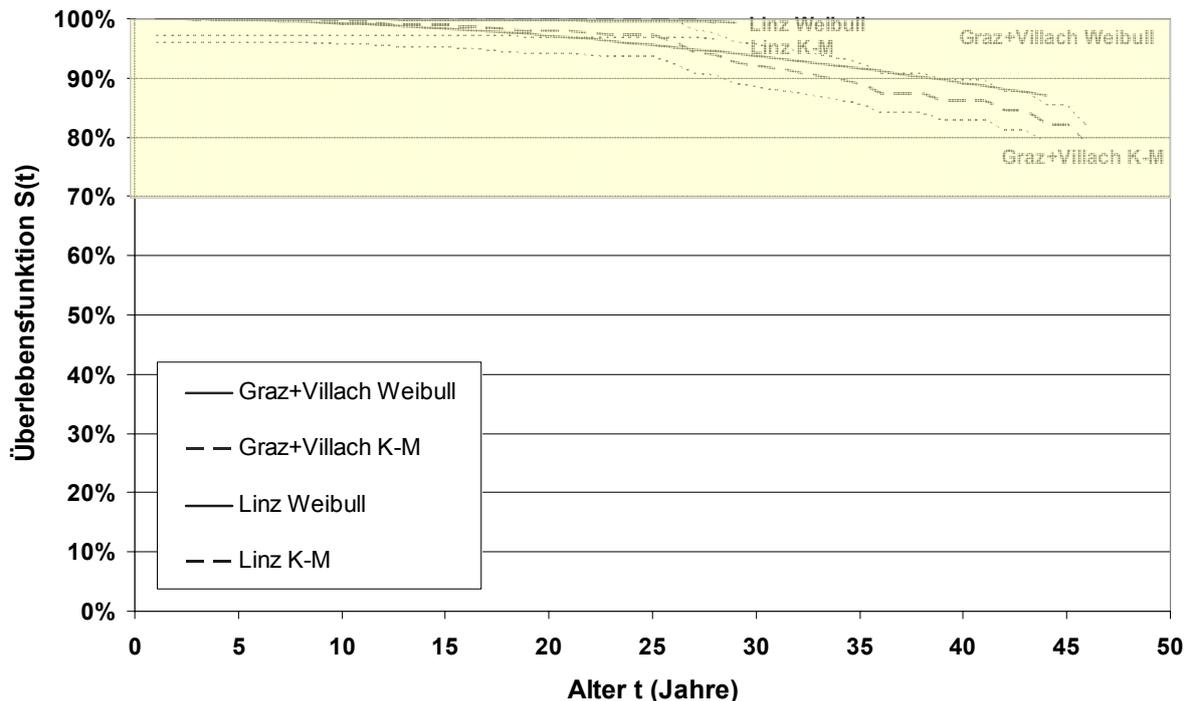


Abbildung 36: Überlebensfunktion nach Kaplan-Meier mit angepasster Weibull-Funktion nach Cox für Material Polyethylen (PE)

In Abbildung 36 sind die angepassten Überlebensfunktionen für Weibull- und Log-Logistik sowie die nichtparametrischen Überlebensfunktionen für das Merkmal „Versorgungsnetz“ dargestellt. Für das Material Polyethylen liegen nicht sehr viele Schadensdaten vor, daher ist die Überlebensfunktion auch sehr flach. Um die Anpassung dennoch darstellen zu können, ist der Bereich 70 % bis 100 % vergrößert in Abbildung 37 dargestellt.

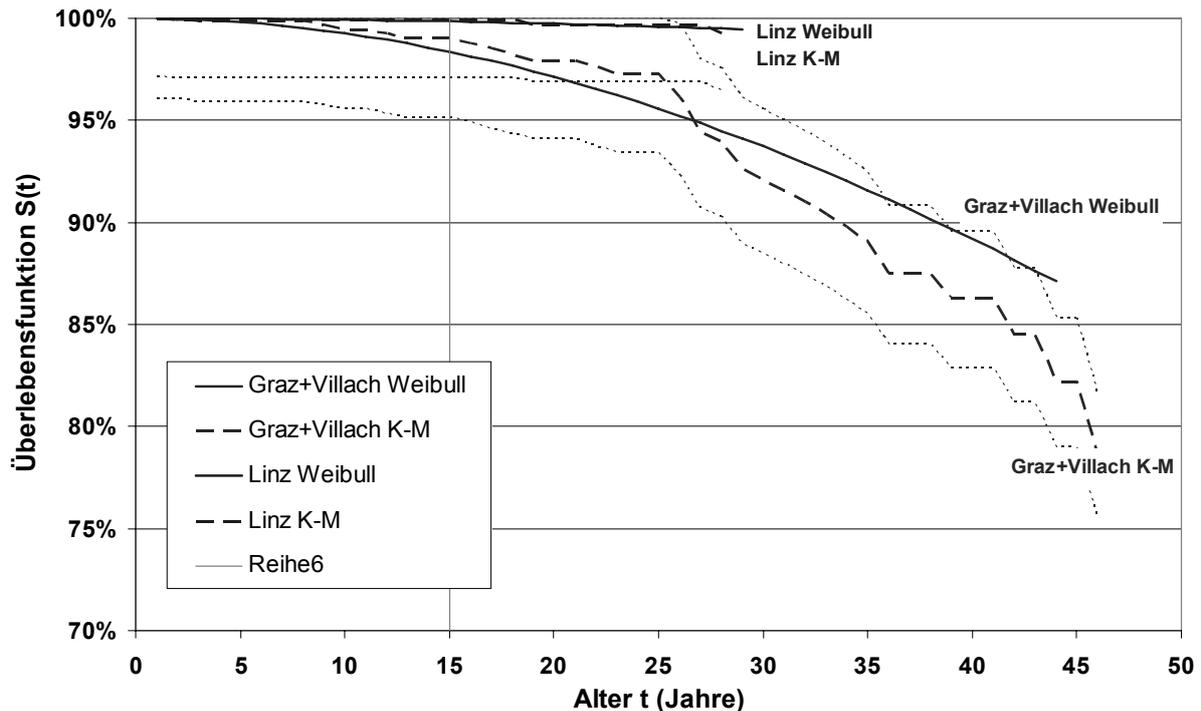


Abbildung 37: vergrößerter Bereich der Überlebensfunktion nach Kaplan-Meier mit angepasster Weibull-Funktion nach Cox für Material Polyethylen (PE)

Die angepassten parametrischen Funktionen liegen im 95%-Konfidenzintervall der Überlebensfunktion welche nach Kaplan-Meier berechnet wurde.

Erst ab einem Alter von ungefähr 15 Jahren bekommt die Überlebensfunktion für „Graz-Villach“ eine stärkere Neigung, wodurch auch die Bauperiode vor 1990 und somit die Polyethylen-Leitungen der 1. und 2. Generation abgebildet wird.

4.2.6 Material duktiles Gusseisen

Nach Roscher et al. (2000) wird duktiles Gusseisen in zwei Generationen unterteilt. Unter Rohre der ersten Generation werden duktile Schleudergussrohre bezeichnet, welche mit Bitumenlack gegen Korrosion und ab 1968 mit Zink und bituminöser Deckbeschichtung gegen Korrosion geschützt sind. Als duktile Gussrohre der 2. Generation werden Rohre bezeichnet, die eine werksseitige Zementmörtelauskleidung sowie eine PE-Umhüllung und Faserzementumhüllung besitzen. Diese Umhüllungen wurden ab 1979 eingesetzt.

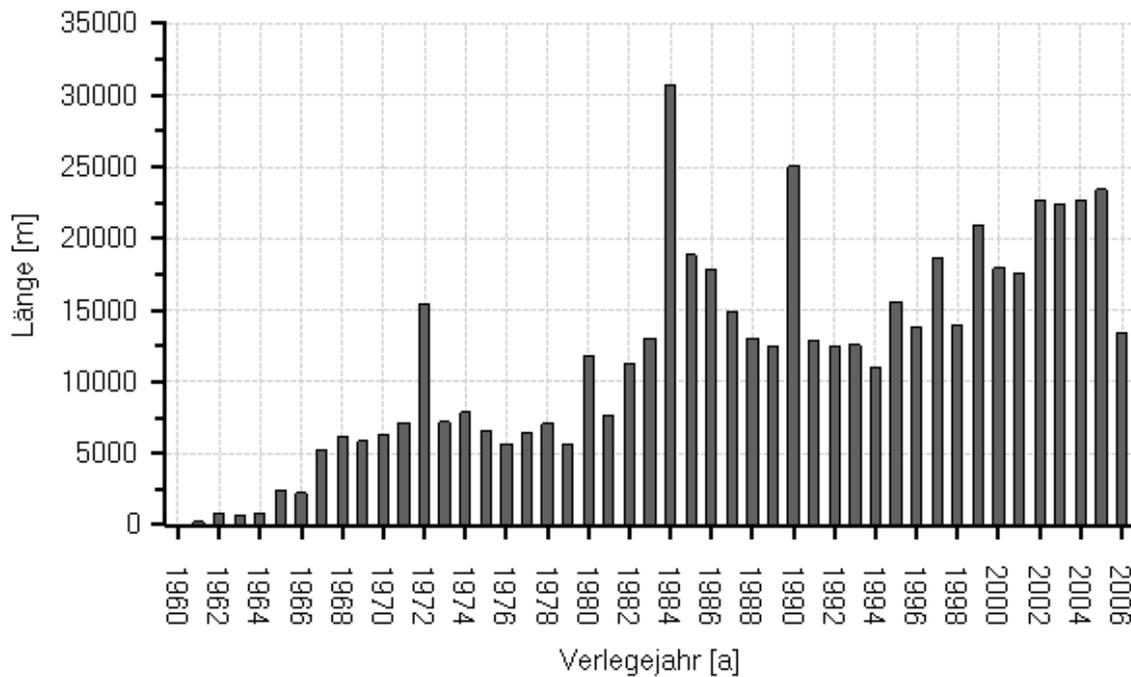


Abbildung 38: Baujahre mit zugehörigen Leitungslängen für duktile Gussrohre (GGG) der Versorgungsnetze Graz, Linz und Villach

Entsprechend der Längenverteilung der duktilen Gussrohre der Versorgungsnetze Graz, Linz und Villach (Abbildung 38) wurde nur ein geringer Teil an Rohren der 1. Generation mit Baujahren vor 1980 verlegt. In Graz sind 21,6 km, in Linz sind 75,1 km und in Villach 0,4 km der noch in Betrieb befindlichen Duktulgussrohre vor 1980 verlegt. Diese Länge entspricht 17,9% der in Betrieb befindlichen Duktulgussrohre.

4.2.6.1. Einfluss von Merkmalen

Ein Überlebensmodell nach Cox kann wie folgt an die Daten angepasst werden:

	B	Signifikanz	Daten	Ereignis
Graz	1,9371	0,0000	6856	122
Villach	2,6480	0,0000	2329	54

Die Kovariablen im Modell werden wie folgt kodiert:

X1 = Graz

X2 = Villach

Formel 32: Weibull-Funktion

$$S_0(t) = e^{-(\lambda \cdot t)^p} \longrightarrow S(t) = S_0(t)^{c_w}$$

$$\lambda_{\text{berechnet}} = 0,00076$$

$$p_{\text{berechnet}} = 1,294$$

$$c_{w,\text{berechnet}} = \exp(1,94x_1 + 2,65x_2)$$

Formel 33: Log-Logistik-Funktion

$$S_0(t) = \frac{1}{1 + (\lambda * t)^p} \longrightarrow S(t) = S_0(t)^{c_L}$$

$$\lambda_{\text{berechnet}} = 0,00077$$

$$p_{\text{berechnet}} = 1,296$$

$$c_{W,\text{berechnet}} = \exp(1,94x_1 + 2,65x_2)$$

Formel 32 stellt die an die Daten angepasste Weibull-Überlebensfunktion dar, Formel 33 stellt die an die Daten angepasste Log-Logistik-Überlebensfunktion dar.

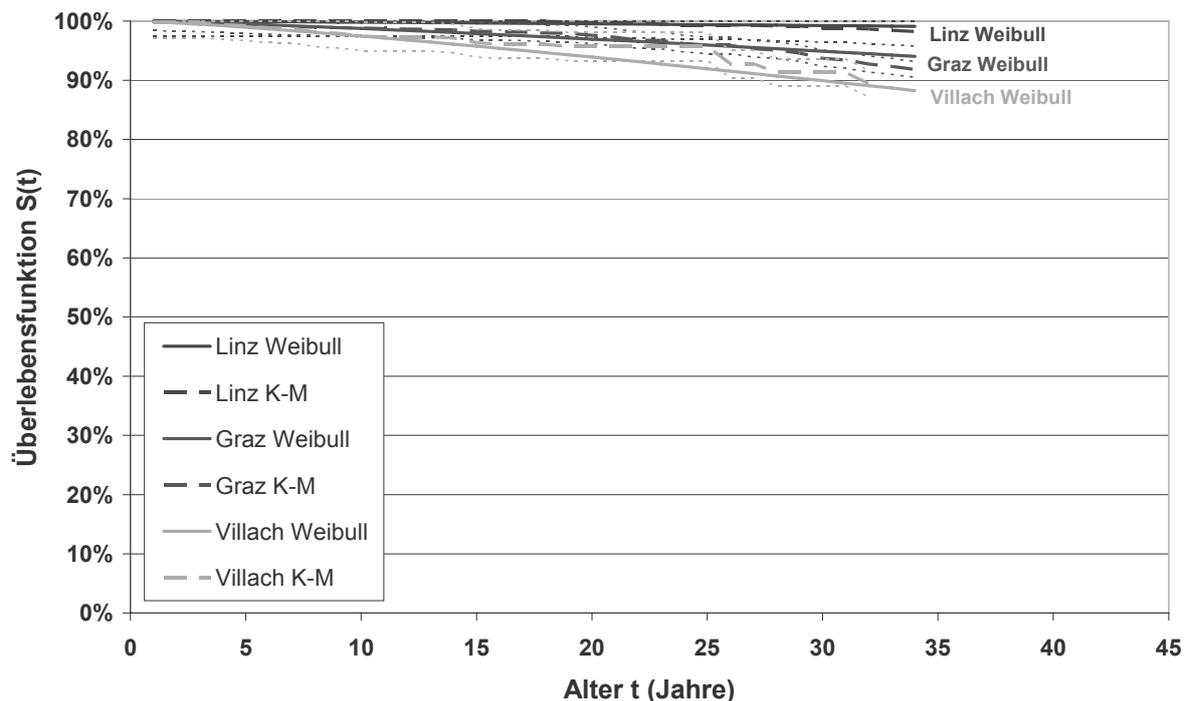


Abbildung 39: Überlebensfunktion nach Kaplan-Meier mit angepasster Weibull-Funktion nach Cox für Material duktilen Gusseisen (GGG)

In Abbildung 39 sind die an die Daten angepassten Weibull Überlebensfunktionen dargestellt. Da für dieses Material nur sehr wenige Schadensdaten vorliegen, ist der Verlauf der Überlebensfunktion sehr flach. Um die Anpassung der Überlebensfunktion des Modells darzustellen, wird der Bereich 80 % bis 100 % vergrößert in Abbildung 40 dargestellt. Der Verlauf der Überlebensfunktionen aus dem Modell liegt innerhalb des 95%-Konfidenzintervalls der mit dem Verfahren nach Kaplan-Meier berechneten Überlebensfunktionen.

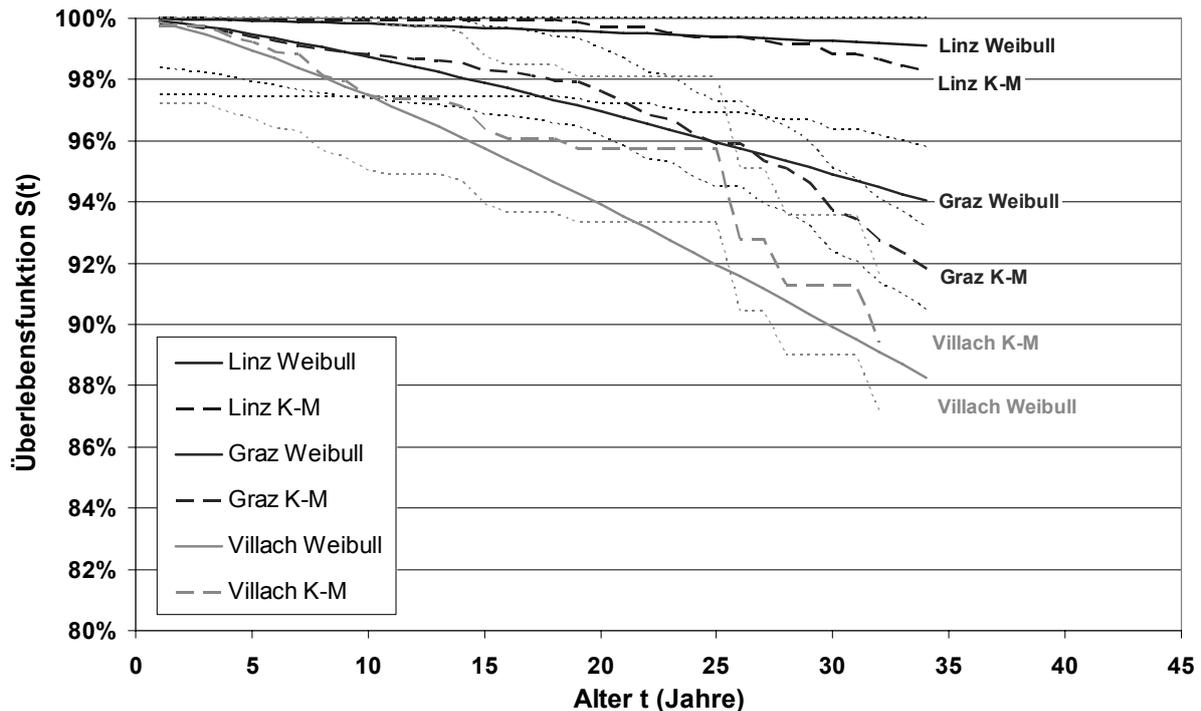


Abbildung 40: vergrößerte Darstellung der Überlebensfunktion nach Kaplan-Meier mit angepasster Weibull-Funktion nach Cox für Material duktilen Gusseisen (GGG)

4.2.7 Schlussfolgerung

In den Kapiteln 4.2.1 bis 4.2.6 wurde für die in den Versorgungsnetzen Graz, Linz und Villach verlegten Rohrleitungen ein Überlebensmodell für die Prognose des Erstschadens vorgestellt. Aufgrund der abschnittswise Berechnung der Überlebensfunktion auf Basis ähnlichen Materialverhaltens wurde gezeigt, wie Überlebensfunktionen bestimmt werden können, die auch wahrscheinliche Ausfälle in der Vergangenheit, die noch nicht aufgezeichnet wurden, berücksichtigen. Somit ist zukünftig über die Prognose von Erstschäden eine bessere längerfristige Budgetplanung möglich. Im nachfolgenden Kapitel 5 wird ein Modell vorgestellt, welches das Schadensverhalten von Leitungen beschreibt, die bereits einen Schaden gehabt haben. Diese strangbezogene Betrachtung unterstützt die Planung der mittelfristigen Rehabilitationsplanung.

5 Analyse von Folgeschäden

Im Kapitel 4 wurde ein Modell vorgestellt, welches die Überlebenswahrscheinlichkeit von Leitungen beschreibt, die bis dato noch keinen Schaden gehabt haben. Somit lässt sich langfristig ein Budget abschätzen, um Erstschäden abzudecken.

Für die mittelfristige Budgetplanung wird hier ein Modell vorgestellt, welches strangbezogen die Abfolge von Folgeschäden beschreibt. Wenn man davon ausgeht, dass der aufgetretene Folgeschaden aufgrund des Alterungsverhaltens des Rohres aufgetreten ist, und man zukünftig mit einem Anstieg der Schadensrate zu rechnen hat, dann stellt sich die Frage, in welchem Zeitraum man mit diesem Folgeschaden zu rechnen hat. Mit dem in weiterer Folge beschriebenen Modell kann somit, auf Basis der bisher aufgetretenen Schäden auf Leitungssträngen, eine Prognose über den Zeitraum von zukünftig zu erwartenden Schäden auf diesen Strängen gemacht werden.

Andreou (1986) hat in seinen Auswertungen bereits erkannt, dass die Anzahl an vorangegangenen Schäden einen deutlichen Einfluss auf die Schätzung von zukünftigen Ausfällen hat. Auch Rostum (2000) hat die Anzahl der vorangegangenen Schäden als erklärende Variable in seinem Modell integriert. Die Anzahl der vorangegangenen Schäden hat dabei einen deutlichen Einfluss auf die zukünftige Schadenswahrscheinlichkeit.

5.1 *Datengrundlage*

Für die Leitungsnetze der Grazer Stadtwerke AG Wasser, der Linz Service AG und des Wasserwerks Villach wurden die Schadensaufzeichnungen der letzten 30 Jahre analysiert. In einem ersten Schritt wurden die Leitungsstränge der drei Versorgungsnetze nach den Kriterien Verlegejahr, Material und Durchmesser gruppiert und in definierte Leitungsabschnitte von 100 m, 150 m und 200 m unterteilt. Die Daten wurden weiters so bereinigt, dass Folgeschäden, die im selben Jahr aufgetreten sind, nicht als ein neuer Schaden gewertet wurden. Der Fall, dass zum Beispiel der zweite und der dritte Schaden im selben Jahr vorkommen, tritt ein, wenn zum einen die Reparatur des aufgetretenen Schadens mangelhaft durchgeführt wurde, oder durch die Grabungstätigkeit das Bodengefüge so gestört worden ist, dass die bereits schadensanfällige Leitung durch äußere Belastungen überbeansprucht wird und versagt.

Die Datendichte der drei Netze ist sehr unterschiedlich, da die Schadensaufzeichnungen in den drei Netzen zu unterschiedlichen Zeitpunkten begonnen haben. Die Daten der Grazer Stadtwerke reichen bis in das Jahr 1974 zurück und haben den größten Datenumfang. In Tabelle 16 sind die für die Analysen verwendeten Schadensdaten der drei Versorgungsnetze nach Material gegliedert aufgelistet. Man kann hier bereits den inhomogenen Besitz der Schadensdaten je Materialgruppe erkennen.

Tabelle 16: Überblick der Schadensdaten für Folgeschäden je Material und Versorgungsnetz

	Summe	AZ	GG	GGG	PE	PVC	ST
Graz	378	122	196	4	1	25	30
Linz	41	1	38	2	0	0	0
Villach	115	0	49	0	5	9	52

5.2 Beschreibung der statistischen Tests für die Datenanalyse

In diesem Kapitel werden die statistischen Tests beschrieben, die für die Auswahl der endgültigen Gruppierung der Daten angewendet wurden. Für jeden Test wird dabei anhand eines Beispiels gezeigt, wie dieser Test anzuwenden ist, und welche Aussage dieser Test hat. Die Gruppierung der Daten aus den drei Versorgungsnetzen wird dann in Kapitel 5.3.2 beschrieben.

Die Stichprobenverteilung der Daten hat gezeigt, dass keine Normalverteilung vorliegt. Für weitere Analysen wird ein nichtparametrisches Verfahren verwendet, dessen Aussage mit Tests, die eine Normalverteilung voraussetzen, unterstützt wird.

5.2.1 Kruskal-Wallis-Test für stetige Verteilungen

Nach Wernecke (1995) fasst man beim Kruskal-Wallis-Test die Beobachtungswerte von r Gruppen $(Y_{11}, \dots, Y_{1n_1}; \dots; Y_{r1}, \dots, Y_{rn_r})$ in einer einzigen Stichprobe zusammenfasst und ordnet sie der Reihe nach. Jeder Beobachtung Y_{ij} wird eine Rangzahl R_{ij} zugeordnet. Aus den erhaltenen Rangzahlen R_{ik} bildet man wieder eine entsprechende Prüfgröße χ^2_{krusk} , die über die χ^2 -Verteilung mit dem Freiheitsgrad $FG = r - 1$ getestet werden kann. Für kleine Stichprobenumfänge ($r = 3$ und $n_1, n_2, n_3 \leq 5$) haben Kruskal und Wallis spezielle Tabellen entwickelt, anhand derer man die Testgröße χ^2_{krusk} mit einem entsprechenden Tafelwert vergleichen kann. Treten Bindungen auf, ist eine korrigierte Testgröße einzusetzen.

Sei $Y_{i1}, \dots, Y_{in_i} \stackrel{iid}{\sim} F_i$ mit F_i stetig, $i = 1, \dots, r$ und $n = \sum_{i=1}^r n_i$.

Dann wird für den Test der Hypothesen

$H_0: F_1(z) = \dots = F_r(z)$ gegen

$H_1: F_i(z) = F_j(z - \theta_i), \exists i, j: \theta_i \neq \theta_j$

aus dem Stichprobenvektor $(Y_{11}, Y_{12}, \dots, Y_{rn_r})$ der Rangvektor $(R_{11}, R_{12}, \dots, R_{rn_r})$ bestimmt.

Mit den Rangsummen $R_{i\bullet} = \sum_{j=1}^{n_i} R_{ij}$ und $\sum_{i=1}^r R_{i\bullet} = \sum_{k=1}^n k = \frac{n(n+1)}{2}$ erhält man folgendes Schema:

$$\begin{array}{cccc|c}
 R_{11} & R_{12} & \cdots & R_{1n_1} & R_{1\bullet} \\
 R_{21} & R_{22} & \cdots & R_{2n_2} & R_{2\bullet} \\
 \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\
 R_{r1} & R_{r2} & \cdots & R_{rn_r} & R_{r\bullet} \\
 \hline
 & & & & \frac{n(n+1)}{2}
 \end{array}$$

Als Beispiel für einen Kruskal-Wallis-Test wird die Differenz des 2. Schadens zum 1. Schaden hinsichtlich der Materialien AZ, GG, PVC und ST getestet ($r = 4$). Der Test lehnt die Nullhypothese, also die Hypothese, dass sich die 4 Gruppen nicht unterscheiden, mit $p = 0,0015$ ab (Abbildung 41). Somit wäre eine Untergliederung der vier Materialien für den Durchmesser DN 150 notwendig. Da der Test nur zeigt, dass zumindest eine Gruppe von den anderen abweicht, müsste weitergetestet werden, ob alle Gruppen voneinander unterschiedlich sind, oder ob nur eine Gruppe von den anderen abweicht.

Material	Ränge r_{ij} für DN 150							n_i	$r_{i\bullet}$	H	
AZ	3	10	15	4	12			5	44	88,2	
GG	1	3	5	4	19	13	11	1	8	57	276,1
PVC	3	10	10	16	3	13			6	55	88,2
ST	3	6	1	2	4	14			6	30	384,0

$$H = \frac{12}{n(n+1)} \sum_{i=1}^r \frac{1}{n} \left(r_{i\bullet} - \frac{n_i(n+1)}{2} \right)^2 \quad n = 25 \quad H = 15,443$$

$$p = P(\chi_3^2 > 15,443) = 0,00147$$

Abbildung 41: Beispiel Kruskal-Wallis-Test für DN 150 und Materialien AZ, GG, PVC und ST

5.2.2 Kolmogorov-Smirnov-Test und Shapiro-Wilk-Test

Um zu überprüfen, ob die Stichproben einer Normalverteilung entsprechen, können die Daten mit entsprechenden Anpassungstests überprüft werden. In diesen Anpassungstests wird der Grad der Anpassung an eine theoretische Verteilung geprüft. Mit dem Kolmogorov-Smirnov-Test beziehungsweise dem Shapiro-Wilk Test werden die Hypothesen $H_0 : F(x) = F_0(x) \forall x$ gegen $H_A : F(x) \neq F_0(x) \forall x$ getestet, wenn $F(x)$ die Verteilung des Merkmals X in der Stichprobe und $F_0(x)$ die zu prüfende theoretische Verteilung, in diesem Fall die Normalverteilung mit den Parametern $\mu = \bar{x}$ und $\sigma^2 = s^2$, bedeuten. Im Statistikpaket SPSS 13.0 wird ein modifizierter Test nach Lilliefors, sowie der Test nach Shapiro-Wilk angeboten.

Tabelle 17: Ergebnis der Tests auf Normalverteilung für Differenz zu 1. Schaden

Differenz zu 1. Schaden	Kolmogorov-Smirnov			Shapiro-Wilk		
	Statistik	df	Signifikanz	Statistik	df	Signifikanz
	0,215	25	0,004	0,895	25	0,014

Der Test zeigt für den Durchmesser DN 150 für die Materialien AZ, GG, PVC und ST mit einem $p = 0,014 \leq \alpha = 0,05$, dass keine Normalverteilung der Daten vorliegt (Tabelle 17).

Um Tests, die auf einer Normalverteilung beruhen dennoch, anwenden zu können, können die Daten noch über entsprechende Transformationen in eine Normalverteilung übergeführt werden. Ein Beispiel für eine solche Transformation wären die Logit-Transformation (Formel 34), die in Sachs (1999) beschrieben wird.

Formel 34:
$$\text{logit}\left(\frac{x}{n}\right) = \ln\left(\frac{x/n}{1-x/n}\right)$$

Tabelle 18: Beispiel für eine Logit-Transformation der Stichproben für die Analyse der Folgeschadensdaten der Materialien AZ, GG, PVC und ST

Material	Stichproben y								
AZ	3	10	15	4	12				
AZ _{trafo}	-1,992	-0,405	0,405	-1,658	-0,08				
GG	1	3	5	4	19	13	11	1	
GG _{trafo}	-3,178	-1,992	-1,386	-1,658	1,153	0,08	-0,241	-3,178	
PVC	3	10	10	16	3	13			
PVC _{trafo}	-1,992	-0,405	-0,405	0,575	-1,992	0,08			
ST	3	6	1	2	4	14			
ST _{trafo}	-1,992	-1,153	-3,178	-2,442	-1,658	0,241			

Mit einer Logit-Transformation liefern die Tests auf Normalverteilung:

Differenz zu	Kolmogorov-Smirnov			Shapiro-Wilk		
	Statistik	df	Signifikanz	Statistik	df	Signifikanz
1. Schaden	0,157	25	0,115	0,946	25	0,205

Die Normalverteilungsannahme ist somit plausibel.

5.2.3 Einfaktorielle Varianzanalyse

Nach Wernecke (1995) wird bei der einfaktoriellen Varianzanalyse angenommen, dass für jede Stufe k des Faktors A eine Stichprobe vom Umfang n_k aus einer zugehörigen Grundgesamtheit für das Merkmal Y vorliegt. In der Theorie linearer Modelle wird unter bestimmten Bedingungen angenommen, dass sich jeder Merkmalswert in der Form $y_{kj} = \mu + \alpha_k + \varepsilon_{kj}$; $k = 1, \dots, K$; $j = 1, \dots, n_k$ darstellen lässt, wobei ε_{kj} die bei jeder Beobachtung unvermeidbaren Zufallsfehler bedeuten und die α_k den Effekt des Einflussfaktors in der k -ten Stufe repräsentieren. Sofern der Zufallsfehler ε_{kj} normalverteilt mit Mittelwert Null und die Varianzen $\sigma_k^2 = \sigma^2 \forall k$ ist, kann eine Varianzanalyse durchgeführt werden.

Getestet wird die Hypothese $H_0: \alpha_1 = \dots = \alpha_K = 0$ gegen $H_1: \exists k \neq l$ mit $\alpha_k \neq \alpha_l$.

Grundlage des entsprechenden Tests ist die Tatsache, dass die Summe der Quadrate der Abweichungen (SQ) der Beobachtungswerte y_{kj} vom Gesamtmittelwert des Versuches $\bar{y}_{..}$ in voneinander unabhängige Komponenten zerlegt werden kann (Varianzzerlegung).

Formel 35: Quadratsummenzerlegung für die Varianzanalyse

$$\underbrace{\sum_{k=1}^K \sum_{j=1}^{n_k} (y_{kj} - \bar{y}_{..})^2}_{SQ(\text{gesamt})} = \underbrace{\sum_{k=1}^K \sum_{j=1}^{n_k} (y_{kj} - \bar{y}_{k\cdot})^2}_{SQ(\text{innerhalb})} + \underbrace{\sum_{k=1}^K n_k (\bar{y}_{k\cdot} - \bar{y}_{..})^2}_{SQ(\text{zwischen})}$$

Aus dieser Streuungszerlegung folgt, dass ein signifikanter Unterschied zwischen den K Gruppen im Mittel nur dann zu erwarten ist, wenn die Variabilität zwischen den Gruppen $SQ(\text{zwischen})$ wesentlich größer als die Variabilität innerhalb der Gruppen $SQ(\text{innerhalb})$ ausfällt.

Man verwendet die Testgröße $F = \frac{SQ_{(\text{zwischen})} / (K - 1)}{SQ_{(\text{innerhalb})} / (n - K)}$ zum Prüfen der Nullhypothese.

Diese wird abgelehnt, falls $F > F_{\alpha; K-1; n-K}$ mit K-1 und N-K als Freiheitsgrade der F-Verteilung.

Material	Stichproben y								$y_{k\cdot}$	$\bar{y}_{..}$
AZ	3	10	15	4	12					-1,14
AZ _{trafo}	-1,992	-0,405	0,405	-1,658	-0,080				-0,75	
GG	1	3	5	4	19	13	11	1		
GG _{trafo}	-3,178	-1,992	-1,386	-1,658	1,154	0,008	-0,241	-3,178	-1,31	
PVC	3	10	10	16	3	13				
PVC _{trafo}	-1,992	-0,405	-0,405	0,575	-1,992	0,080			-0,69	
ST	3	6	1	2	4	14				
ST _{trafo}	-1,992	-1,153	-3,178	-2,442	-1,658	0,241			-1,70	

Quadratsumme	df	Mittel der Quadrate	F	Signifikanz
$SQ_{(\text{zwischen})}$	4,1	3	1,35	0,845
$SQ_{(\text{gesamt})}$	33,6	21	1,6	
$SQ_{(\text{innerhalb})}$	37,7	24		

Abbildung 42: Beispiel ANOVA für DN 150 und Materialien AZ, GG, PVC und ST

Durch die Transformation erfüllen die Daten die Normalverteilungsannahme. Die ANOVA (Analysis of Variance) verwirft mit einem $p = 0,485$ die Nullhypothese $H_0: \alpha_1 = \dots = \alpha_K = 0$ nicht, es kann also kein signifikanter Unterschied der Materialien für den Durchmesser DN 150 festgestellt werden.

5.2.4 Residuenanalyse und Levene-Test

Die Homogenität der Varianzen als eine Voraussetzung für die Anwendung der ein-faktoriellen Varianzanalyse kann sowohl mit einer Residuenanalyse als auch mit einem Levene-Test überprüft werden.

Zu den Voraussetzungen der Modellannahmen gehört, dass die Schwankungsbreite (Varianz) der Zufallsfehler ε nicht davon abhängen darf, bei welcher Gruppe man die Residuen $r_{kj} = y_{kj} - \bar{y}_{k\cdot}$ berechnet. In einem Residuenplot werden die standardisierten beobachteten Residuen (mit der Reststreuung $SQ_{(\text{innerhalb})}$ standardisiert) gegen die Vorhersagewerte geplottet (Wernecke, 1995). Abweichungen von einem linearen Muster deuten auf eine Verletzung der Annahme einer Normalverteilung hin. In Abbildung 43 ist keine Trichterform oder sonstige Abweichung von der Linearität zu erkennen, weshalb von einer Homogenität der Varianzen ausgegangen werden kann.

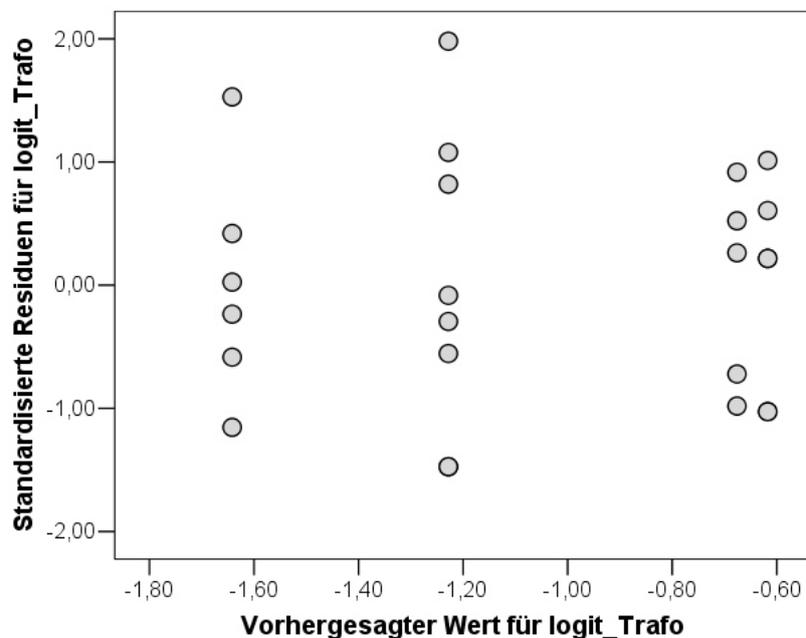


Abbildung 43: Scatterplot der Residuen für DN 150 der Materialien AZ, GG, PVC und ST

Die Homogenität von k Varianzen lässt sich auch mit Hilfe einer einfachen Varianzanalyse testen. Für k Gruppen bildet man die Zufallsvariable $Z_{ij} = (Y_{ij} - \bar{Y}_{i\cdot})^2$ mit $j = 1, \dots, n_i$ und $i = 1, \dots, k$. Für die Varianzanalyse werden die Quadratsummen nach Formel 35 gebildet (Stadlober, 2005):

Im Hypothesentest wird die Nullhypothese getestet mit

$$H_0: \sigma_1^2 = \sigma_2^2 = \dots = \sigma_k^2 \text{ gegen}$$

$$H_1: \exists i, j: \sigma_k^2 \neq \sigma_j^2$$

Tabelle 19: Ergebnis des Levene-Test für DN 150 der Materialien AZ, GG, PVC und ST

Levene-Statistik	df1	df2	Signifikanz
0,581	3	21	0,634

Der Test zeigt für die transformierten Daten des Durchmesser DN 150 für die Materialien AZ, GG, PVC und ST mit einem $p = 0,581 \geq \alpha = 0,05$, dass kein Widerspruch zur Annahme der Varianzhomogenität vorliegt.

5.2.5 Multipler Mittelwertsvergleich

Um diejenigen Mittelwerte festzulegen, die sich tatsächlich unterscheiden, ist ein multipler Mittelwertsvergleich anzuschließen. Dabei werden Spannweiten-Tests durchgeführt, d. h. es werden die Mittelwertsdifferenzen als Spannweiten aufgefasst und mit kritischen Differenzen verglichen. Dazu sind alle Mittelwerte zunächst der Größe nach zu ordnen. Die Differenz $\bar{y}_{(i)} - \bar{y}_{(j)}$ zwischen jeweils zwei beliebigen Mittelwerten $\bar{y}_{(i)} \geq \bar{y}_{(j)}$ dieser Reihe ist eine Spannweite R_{ij} und z_{ij} die Anzahl der darin eingeschlossenen Mittelwerte. Falls die Differenz $\bar{y}_{(i)} - \bar{y}_{(j)}$ kleiner als eine signifikante Mittelwertsdifferenz ist, dann gibt es keine signifikanten Unterschiede. Als Tests werden der Test von Duncan, Newman-Keuls und Tukey vorgeschlagen (Wernecke, 1995).

5.3 Gruppierung der Daten

Eine Vielzahl an Veröffentlichungen sowie die Erfahrungen in der Praxis bei Wasserversorgungsunternehmen haben gezeigt, dass verlegte Rohrmaterialien unterschiedlichen Alterungsprozessen unterliegen. Im DVGW Hinweis W 401 (1997) sind beispielhaft technische Nutzungsdauern von Leitungsgruppen unterschiedlicher Materialien angegeben, Hoch & Fischer (2007) haben ähnliche Nutzungsdauern für das Netz der Energie Baden-Württemberg angegeben, Krietenbrink (2006) für die Gel-senwasser AG.

Eine Untergliederung der Daten der drei Wasserversorgungsunternehmen wird in weiterer Folge aufgrund statistischer Überlegungen in Kombination mit Expertenwissen durchgeführt.

5.3.1 Explorative Datenanalyse

In Abbildung 44 sind die Differenzen des 2. Schadens zum 1. Schaden in Abhängigkeit des Versorgungsnetzes für die Materialien Polyvinylchlorid (PVC) und Grauguss (GG) dargestellt. Man kann hier bereits erkennen, dass die zeitliche Differenz der Schäden für Grauguss deutlich größer ist als für PVC. Auch gibt es Unterschiede zwischen den einzelnen Versorgungsnetzen. Aufgrund der Datendichte beschränken sich jedoch die weitergehenden Analysen nur auf die Daten Asbestzement (AZ), Grauguss (GG), Polyvinylchlorid (PVC) und Stahl (ST).

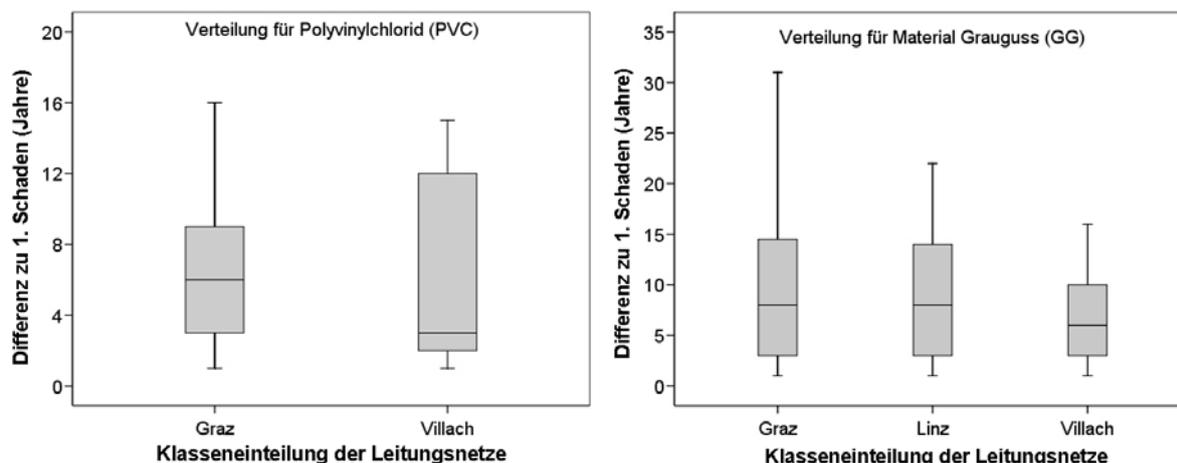


Abbildung 44: Beispiel der Verteilung der Differenz zum 1. Schaden nach Material und Versorgungsnetz

Die Aufteilung der Schadensdaten nach Material und Durchmesser ist in Tabelle 20 dargestellt. Die Schadensdaten verteilen sich dabei großteils auf die Durchmesser DN 50 bis DN 250. Schadensdaten an größeren Durchmessern gibt es nur für das Material Grauguss GG. Dabei handelt es sich um wichtige Transportleitungen, die in Betrieb und Wartung meist gesondert behandelt werden. Kleinere Durchmesser gibt es noch für das Material Stahl.

Tabelle 20: Aufteilung der Schadensdaten für Folgeschäden nach Material und Durchmesser

	Summe	DN 40	DN 50	DN 80	DN 100	DN 125	DN 150
AZ	118	-	11	46	50	6	5
GG	273	-	2	127	121	15	8
PVC	20	-	-	-	12	2	6
ST	81	2	7	37	23	6	6

	Summe	DN 200	DN 250	DN 300	DN 400	DN 700
AZ	5	5	-	-	-	-
GG	10	3	2	2	2	1
PVC	14	7	7	-	-	-
ST	1	1	-	-	-	-

Vergleicht man hier wieder die beiden Materialien Polyvinylchlorid PVC und Grauguss GG miteinander, so weichen die Materialien in Abhängigkeit des Durchmessers voneinander ab. Der Median der Schadensdaten für das Material Grauguss ist relativ konstant über die Durchmesser verteilt. Größere Durchmesser ab DN 150 sind aufgrund der Datendichte vorsichtiger zu betrachten. Für das Material PVC sind die Abweichungen in der Zeitdifferenz des 2. Schadens zum 1. Schaden deutlicher ausgeprägt. Für den direkten Vergleich wurde die Skalierung der Y-Achse gleich gewählt.

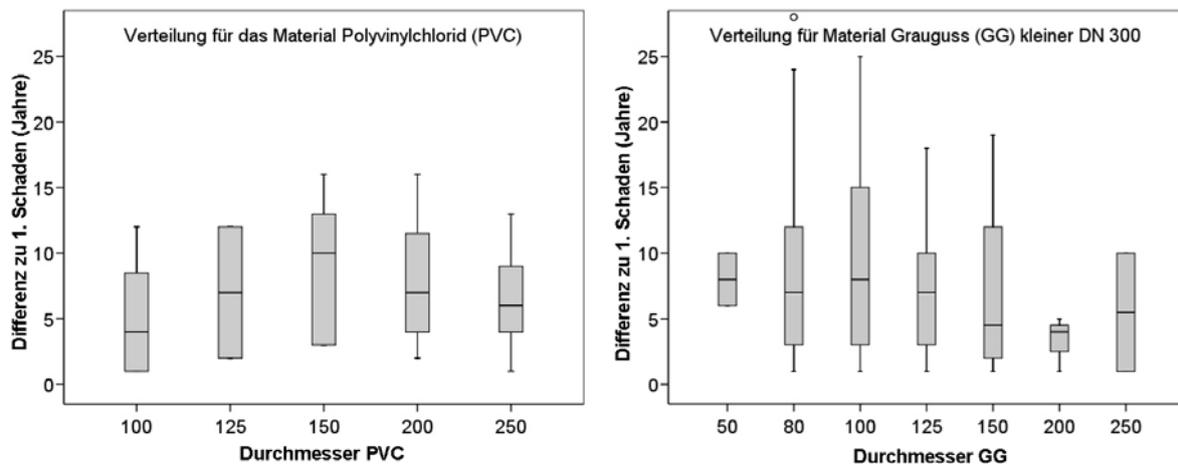


Abbildung 45: Beispiel der Verteilung der Differenz zum 1. Schaden nach Material und Durchmesser

Die Aufteilung der Schadensdaten nach Material und Bodenart ist in Tabelle 21 dargestellt. Nur das Material Grauguss kommt in allen Bodenarten vor, in den Bodenarten „Kies, Schotter“ und „lehmiger Sand“ kommen alle Materialien vor.

Tabelle 21: Aufteilung der Schadensdaten nach Material und Bodenart

	Summe	Fels	Granit	Kies, Sand	Kies, Schotter	Lehm	lehmiger Sand
AZ	123	1	-	-	60	1	61
GG	278	1	3	31	185	4	54
PVC	72	-	-	-	29	-	43
ST	34	-	-	-	15	-	19

Vergleicht man hier die beiden Materialien Polyvinylchlorid PVC und Grauguss GG miteinander, so weichen die Materialien in Abhängigkeit der Bodenart nur gering voneinander ab. In Abbildung 46 kann bei beiden Materialien der Unterschied zwischen der Bodenart „Kies, Schotter“ und „lehmiger Sand“ in der Zeitdifferenz der beiden Schäden erkennen.

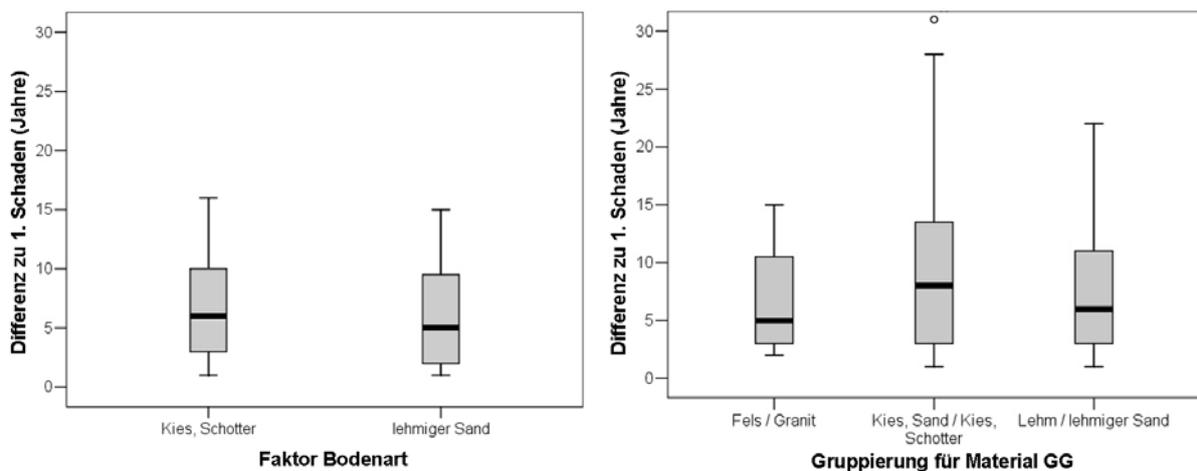


Abbildung 46: Beispiel der Verteilung der Differenz zum 1. Schaden nach Material und Bodenart

Die Aufteilung der Schadensdaten nach Material und Verlegejahr ist in Tabelle 22 dargestellt. Dabei zeigen sich die Entwicklungsstufen der Rohrmaterialien über die Zeit sehr deutlich. Grauguss ist das am längsten eingesetzte Material, gefolgt von Stahl, Asbestzement und Polyvinylchlorid.

Tabelle 22: Aufteilung der Schadensdaten für Folgeschäden nach Material und Verlegejahr

	Summe	1872-1879	1880-1889	1900-1909	1910-1919	1920-1929
AZ	-	-	-	-	-	-
GG	352	223	35	22	19	18
PVC	19	-	-	-	14	5
ST	-	-	-	-	-	-

	Summe	1930-1939	1940-1949	1960-1969	1970-1980
AZ	123	71	8	10	9
GG	113	39	17	13	1
PVC	63	34	5	4	1
ST	34	-	-	7	27

Vergleicht man hier die beiden Materialien Polyvinylchlorid und Grauguss miteinander, so weichen die Materialien in Abhängigkeit des Baujahres voneinander ab. Bei

PVC ist ein eindeutiger Unterschied hinsichtlich des Baujahres und der Zeitdifferenz der beiden Schäden zu erkennen. Für das Material Grauguss gibt es mehrere Schwankungsbereiche über die Jahre.

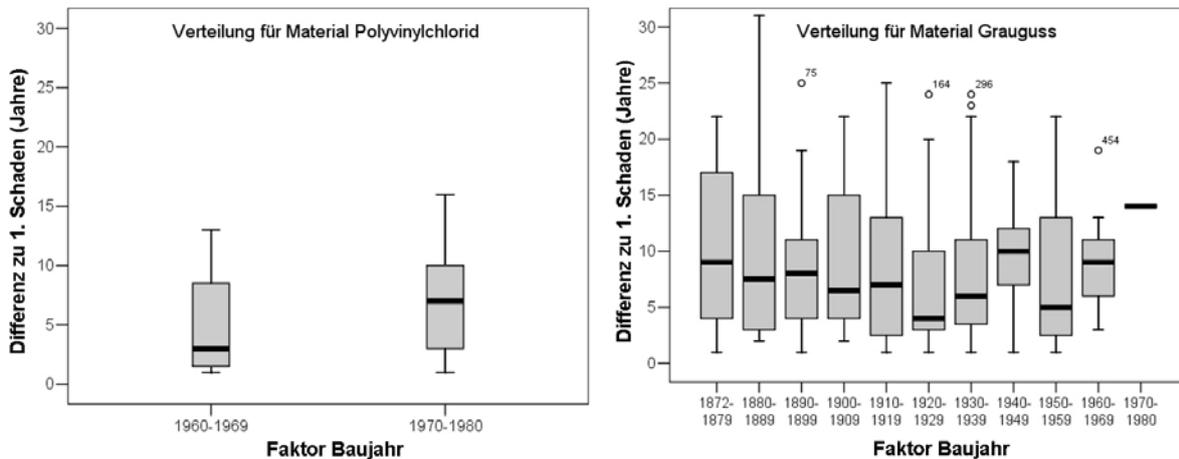


Abbildung 47: Beispiel der Verteilung der Differenz zum 1. Schaden nach Material und Baujahr

Die explorativen Analysen haben gezeigt, dass eine Unterteilung nach Material und Durchmesser, sowie Bodenart oder Baujahr notwendig ist. Auch eine Unterteilung in die unterschiedlichen Versorgungsnetze kann bei manchen Materialien notwendig sein. In den kommenden Kapiteln werden die Daten weiteren statistischen Tests unterzogen, um eine entsprechende Aussage über das Schadensverhalten der einzelnen Leitungsgruppen vornehmen zu können.

5.3.2 Gruppierung der Daten für den 2. Schaden

Für Detailanalysen wurden nur die Materialien Asbestzement AZ, Grauguss GG, Polyvinylchlorid PVC und Stahl ST mit Durchmessern von DN 40 bis DN 250 verwendet. Somit reduziert sich die Datenmenge von 534 Daten auf 517 Daten. Nach dem aktuellen Wissensstand über die Materialien Duktilguss GGG und Polyethylen PE sowie deren Baujahre sollten bei diesen beiden Materialien bei entsprechender Verlegung noch keine Folgeschäden auftreten. In weiterer Folge wurde untersucht, ob Daten hinsichtlich Material, Durchmesser, Versorgungsnetz oder Bodenart getrennt voneinander betrachtet werden sollen.

In weiterer Folge wird beispielhaft gezeigt, wie die Gruppierung nach Material und Durchmesser durchgeführt wurde. Weitere Analysen zu einer Gruppierung nach Versorgungsnetz, Bodenart, Bauperiode sind im Anhang in Kapitel 10.5 angeführt.

5.3.2.1. Gruppierung der Materialien

Die Hypothese der Normalverteilung wurde abgelehnt, auch durch eine Transformation der Daten konnte keine Normalverteilung erreicht werden. Der Kruskal-Wallis-Test auf Gleichheit der Verteilung aller getesteten vier Materialien AZ, GG, PVC und ST wird abgelehnt. Der Test auf Gleichheit der Verteilungen der Materialien PVC und

AZ wird mit einer asymptotischen Signifikanz von $p = 0,643$ nicht abgelehnt, beim Test für PVC und ST ($p = 0,395$) ebenfalls. Eine Kombination von PVC, AZ und ST wird mit einer asymptotischen Signifikanz von $p = 0,247$ nicht abgelehnt. Andere Kombinationen wie AZ und ST ($p = 0,101$) sowie GG und PVC ($p = 0,104$) wurden ebenfalls nicht abgelehnt.

Die ANOVA-Zerlegung weist mit einem $p = 0,003$ darauf hin, dass die Materialgruppen nicht gemeinsam betrachtet werden sollen. Post-Hoc-Tests nach Duncan, Student-Newman-Keuls und Tukey-B schlagen entweder eine Gruppierung von ST-PVC-AZ oder eine Gruppierung von PVC-AZ-GG vor.

Wenn die Materialien getrennt voneinander betrachtet werden, dann ist zumindest für PVC eine Transformation in eine Normalverteilung möglich. Aus diesem Grund erfolgt keine Gruppierung hinsichtlich der Materialien, sondern eine getrennte Betrachtung je Material.

5.3.2.2. Gruppierung in Durchmesser

Material Grauguss

Die Hypothese der Normalverteilung wurde abgelehnt, auch durch eine Transformation der Daten konnte keine Normalverteilung erreicht werden. Der Kruskal-Wallis-Test auf Gleichheit der Verteilung aller getesteten Durchmesser wird mit einem $p = 0,489$ nicht abgelehnt. Auch eine durchgeführte einfaktorielle Varianzanalyse ($p = 0,535$) mit einer nachgeschalteten Post-Hoc-Analyse hat gezeigt, dass eine Durchmesserunterteilung nicht notwendig ist.

Tabelle 23: Ergebnis des Kruskal-Wallis-Test für Material Grauguss und Durchmesser

GG	DN 50	DN 80	DN 100	DN 125	DN 150	DN 200	DN 250	Signifikanz
Anzahl	2	127	121	15	8	3	2	0,489
mittlerer Rang	149,75	137,15	147,42	126,97	116,44	66,67	94,75	

Der Kruskal-Wallis-Test zeigt jedoch, dass mit steigendem Durchmesser die Rangzahl sinkt. Eine Gruppierung mit Rücksicht auf die Gruppengröße sieht wie folgt aus:

DN 50 – DN 100 (N = 250)

DN 125 – DN 250 (N = 28)

Material Stahl

Die Hypothese der Normalverteilung wurde abgelehnt, auch durch eine Transformation der Daten konnte keine Normalverteilung erreicht werden. Der Kruskal-Wallis-Test auf Gleichheit der Verteilung aller getesteten Durchmesser wird mit einem $p = 0,639$ nicht abgelehnt. Auch eine durchgeführte einfaktorielle Varianzanalyse ($p = 0,691$) mit einer nachgeschalteten Post-Hoc-Analyse hat gezeigt, dass eine Durchmesserunterteilung nicht notwendig ist.

Tabelle 24: Ergebnis des Kruskal-Wallis-Test für ST und Durchmesser

ST	DN 40	DN 50	DN 80	DN 100	DN 125	DN 150	DN 200	Signifikanz
Anzahl	2	7	37	23	6	6	1	0,639
mittlerer Rang	51,75	55,36	42,26	36,61	42,67	36,75	30	

Auch für das Material Stahl zeigt sich, dass die kleinen Durchmesser eine höhere Rangzahl haben als die größeren Durchmesser. Aus diesem Grund wird folgende Gruppierung gewählt:

DN 40 – DN 50 (N = 9)

DN 80 – DN 200 (N = 73)

Der Kruskal-Wallis-Test lehnt die Gruppierung mit einer Signifikanz von $p = 0,080$ nicht ab.

Material Asbestzement

Die Hypothese der Normalverteilung wurde abgelehnt, auch durch eine Transformation der Daten konnte keine Normalverteilung erreicht werden. Der Kruskal-Wallis-Test auf Gleichheit der Verteilung aller getesteten Durchmesser wird mit einem $p = 0,364$ nicht abgelehnt. Auch eine durchgeführte einfaktorielle Varianzanalyse ($p = 0,566$) mit einer nachgeschalteten Post-Hoc-Analyse hat gezeigt, dass eine Durchmesserunterteilung nicht notwendig ist.

Tabelle 25: Ergebnis des Kruskal-Wallis-Test für AZ und Durchmesser

AZ	DN 50	DN 80	DN 100	DN 125	DN 150	DN 200	Signifikanz
Anzahl	11	46	50	6	5	5	0,364
mittlerer Rang	42,91	58,54	67,66	66	73	63,4	

Die Rangzahlen zeigen jedoch, dass mit zunehmendem Durchmesser auch die Rangzahlen steigen.

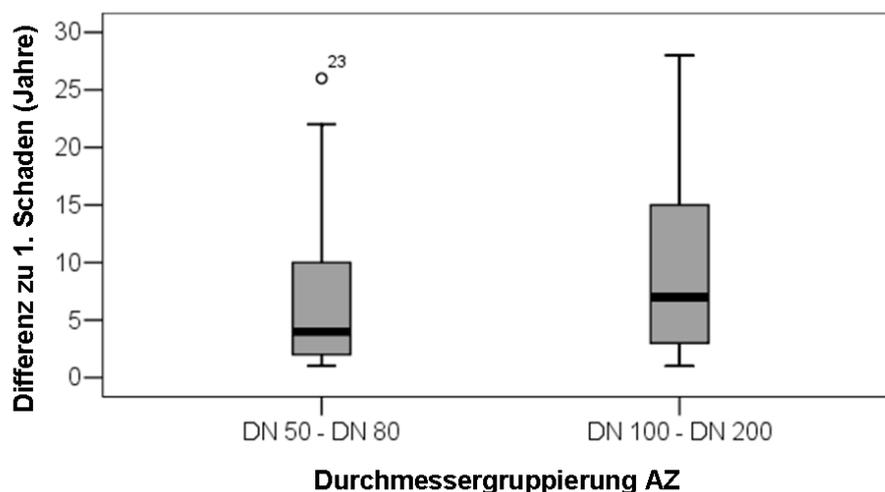


Abbildung 48: Boxplot-Analyse für Material Asbestzement und Durchmesser für Folgeschäden der Versorgungsnetze Graz, Linz und Villach

Anhand einer Boxplot-Analyse (Abbildung 48) wurde folgende Gruppierung getroffen:

DN 50 – DN 80 (N = 57)

DN 100 – DN 200 (N = 66)

Material Polyvinylchlorid

Mit einer Logit-Transformation konnten die Daten für das Material PVC in eine Normalverteilung überführt werden. Der Test nach Kolmogorov-Smirnov lehnt mit einem $p = 0,143$ die Normalverteilung nicht ab, der Test nach Shapiro-Wilk lehnt jedoch die Normalverteilung mit einem $p = 0,032$ weiter ab. Da der Test nach Shapiro-Wilk eine genauere Aussage als der Kolmogorov-Smirnov-Test liefert, wird die Hypothese der Normalverteilung abgelehnt.

Eine einfache Varianzanalyse auf den Faktor Durchmesser weist mit einer Signifikanz von $p = 0,471$ auf die Gleichheit der Durchmessergruppen hin. Auch der Kruskal-Wallis-Test zeigt, dass die Verteilungen in Abhängigkeit des Durchmessers keinen signifikanten Unterschied haben (Tabelle 26).

Tabelle 26: Ergebnis des Kruskal-Wallis-Test für PVC und Durchmesser

PVC	DN 100	DN 125	DN 150	DN 200	DN 250	Signifikanz
Anzahl	12	2	6	7	7	0,331
mittlerer Rang	13,13	17,75	23,00	29,86	17,86	

Eine Boxplot Analyse des Durchmessers (Abbildung 49) lehnt aber die Rangzahlen des Kruskal-Wallis-Tests nicht ab, wonach der Durchmesser DN 100 von den anderen abweicht.

DN 100 (N = 12)

DN 125 – DN 250 (N = 22)

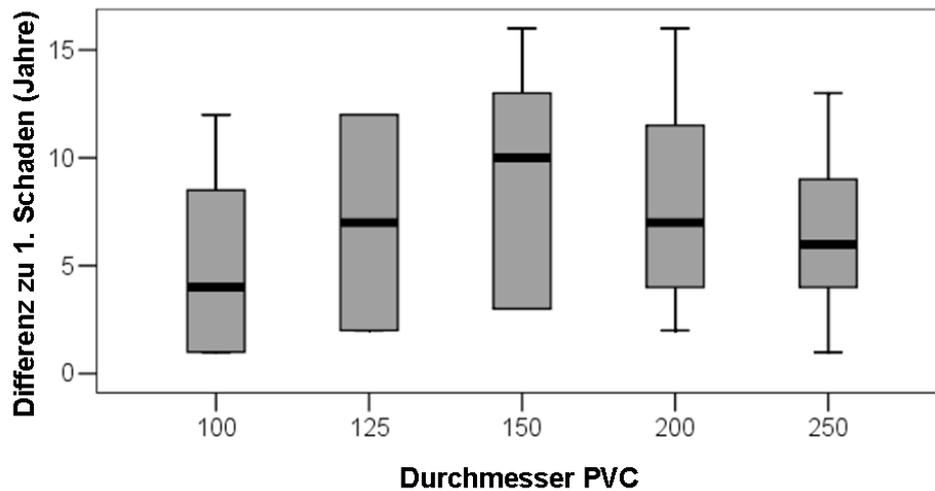


Abbildung 49: Boxplot-Analyse für Material Polyvinylchlorid und Durchmesser für Folgeschäden der Versorgungsnetze Graz, Linz und Villach

5.3.2.3. festgelegte Gruppierung für 2. Schaden

Die weiteren Tests für eine Gruppierung der Daten sind im Anhang zu finden. Die Auswertung für den Einfluss des Versorgungsnetzes befinden sich in Kapitel 10.5.1, die Auswertungen für den Einfluss der Bodenart befinden sich in Kapitel 10.5.2 und die Auswertungen für den Einfluss der Bauperiode befinden sich in Kapitel 10.5.3.

Die weiteren Analysen der Schadensfolgen werden mit folgender Gruppenbildung durchgeführt (Tabelle 27):

Tabelle 27: endgültige Gruppierung für Anpassung einer Verteilungsfunktion für die Zeitdifferenz 1. zu 2. Schaden

Gruppe	Bezeichnung	N
1	GG / DN 50-100 / Graz+Linz / vor 1950	187
2	GG / DN 50-100 / Graz+Linz / ab 1950	16
3	GG / DN 50-100 / Villach	47
4	GG / DN 125-250	28
5	ST / DN 40-50	9
6	ST / DN 80-200	73
7	AZ / DN 50-80	57
8	AZ / DN 100-200	66
9	PVC / DN 100	12
10	PVC / DN 125-250	22

5.3.3 Gruppierung der Daten für 3. Schaden

Da für die Differenz des 2. zum 3. Schaden die Verteilung der Daten von denen der Zeitdifferenz des 1. zum 2. Schaden abweicht, ist eine neue Gruppierung aufbauend auf den bereits getroffenen Gruppen durchzuführen. Da durch die reduzierte Daten-

menge der Besatz je Gruppe geringer ist, ist die Aussagekraft von manchen Gruppen, die für den 2. Schaden getroffen wurden, nicht mehr gegeben.

5.3.3.1. *Material Grauguss*

Für die Auswertung des 2. Schadens zum 3. Schaden liegt eine Datenmenge von 92 Daten vor. Eine Transformation in eine Normalverteilung ist nicht möglich gewesen. Ein Test auf Unterteilung nach Durchmessern hat nur mit einer Signifikanz von $p = 0,107$ die Gleichheit der Mittelwerte nicht abgelehnt. Aufgrund der geringen Daten der größeren Durchmesser wird keine Unterteilung vorgenommen. Ein Kruskal-Wallis-Test auf die Ortsgruppe zeigt ebenfalls nur eine geringe Signifikanz mit einem $p = 0,270$. Eine Unterteilung der Daten nach der Bodenart ist nicht notwendig, da die unterschiedlichen Versorgungsnetze zugleich auch die unterschiedlichen Bodenarten repräsentieren. Auch eine Unterteilung nach Bauperioden ist mit einer Signifikanz von $p = 0,754$ nicht notwendig.

5.3.3.2. *Material Stahl*

Für die Auswertung des 2. Schadens zum 3. Schaden liegt eine Datenmenge von 38 Daten vor. Eine Transformation in eine Normalverteilung ist nicht möglich gewesen. Die Analysen hinsichtlich einer Unterteilung in die Ortsnetze ist nicht notwendig, eine Durchmesserunterteilung wird mit einem Kruskal-Wallis-Test mit einer Signifikanz von $p = 0,180$ abgelehnt. Eine Untergliederung hinsichtlich der Bodenart zeigt auch keinen signifikanten Einfluss ($p = 0,392$).

5.3.3.3. *Material Asbestzement*

Für die Auswertung des 2. Schadens zum 3. Schaden liegt eine Datenmenge von 36 Daten vor. Eine Transformation in eine Normalverteilung mit einer Logit-Transformation wird nur vom Kolmogorov-Smirnov-Test angezeigt. Ein Kruskal-Wallis-Test über den Einfluss des Durchmessers hat die Gleichheit der Funktionen mit einem $p = 0,173$ nicht verworfen. Eine grafische Analyse mittels Boxplot (Abbildung 50) weist auf die gleiche Unterteilung wie für den 2. Schaden, also in eine Gruppe DN 50-80 und DN 100-200 hin. Die Datenmenge mit 17 Daten für die Gruppe DN 50-80 und 19 Daten für die Gruppe DN 100-200 lässt eine Unterteilung zu. Da die Daten nur aus dem Versorgungsnetz Graz kommen, wird keine Untergliederung hinsichtlich des Versorgungsnetzes vorgenommen. Auch eine Untergliederung in Bodenarten ($p = 0,347$) und Bauperiode ($p = 0,133$) wird abgelehnt. Hinsichtlich der Bauperiode wäre eine Untergliederung notwendig, aufgrund der Datendichte wird diese jedoch nicht vorgenommen.

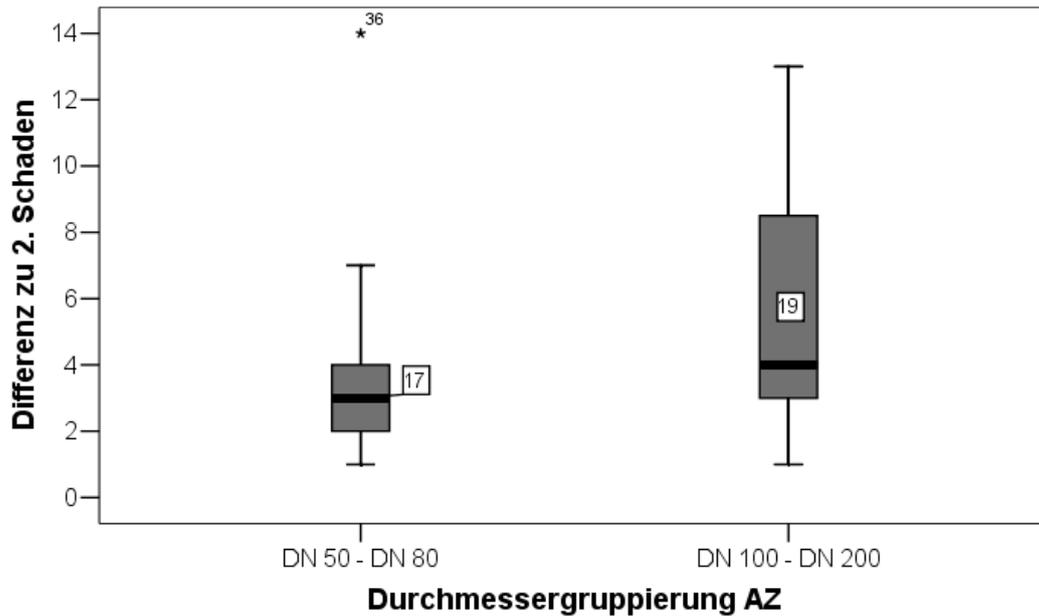


Abbildung 50: Boxplot für Durchmessergruppierung bei Asbestzement für den 3. Schaden

5.3.3.4. Material Polyvinylchlorid

Für die Auswertung des 2. Schadens zum 3. Schaden liegt eine Datenmenge von 8 Daten vor. Somit wird keine Gruppierung mehr vorgenommen, da sonst die Aussagekraft zu gering wird.

5.3.3.5. festgelegte Gruppierung für den 3. Schaden

Die weiteren Analysen der Schadensfolgen werden mit folgender Gruppenbildung, auf der Grundlage der Untersuchungen der Kapitel 5.3.3.1 bis Kapitel 5.3.3.4, durchgeführt (Tabelle 28):

Tabelle 28: endgültige Gruppierung für Anpassung einer Verteilungsfunktion für die Zeitdifferenz 2. zu 3. Schaden

Gruppe	Bezeichnung	N
1	GG Graz	67
2	GG Linz	7
3	GG Villach	18
4	ST	38
5	AZ / DN 50-80	17
6	AZ / DN 100-200	19
7	PVC	8

5.3.4 Gruppierung der Daten für 4. Schaden

Für die Anpassung der Zeitdifferenz zwischen 3. und 4. Schaden reduziert sich die Datenmenge weiterhin. Ein Grund dafür ist der, dass Materialien wie Polyvinylchlorid noch nicht so alt sind, dass bereits mehr als drei Schäden auf einem Teilstück aufgetreten sind. Ein anderer Grund liegt auch darin, dass Leitungen mit drei Schäden in der Vergangenheit bereits in Erneuerungsprogrammen berücksichtigt wurden.

Aufgrund der Datendichte erfolgt keine Unterteilung der Daten. Die Aufteilung erfolgt nach Material, die Stichprobengrößen sind in Tabelle 29 zusammengefasst.

Tabelle 29: Gruppierung für 4. Schaden

Gruppe	Bezeichnung	N
1	GG	31
2	ST	17
3	AZ	13

5.4 Anpassung der Daten an eine Verteilungsfunktion

In Abbildung 51 ist in einem Scatter-Plot das Alterungsverhältnis der aufgetretenen Schäden bei einer normierten Leitungslänge von 200 m für die gesamten Daten der Versorgungsnetze Graz, Linz und Villach dargestellt. Die Diagonale des Diagramms stellt jenen Fall dar, bei dem im Jahr des 1. Schadens auch zugleich der 2. Schaden aufgetreten ist.

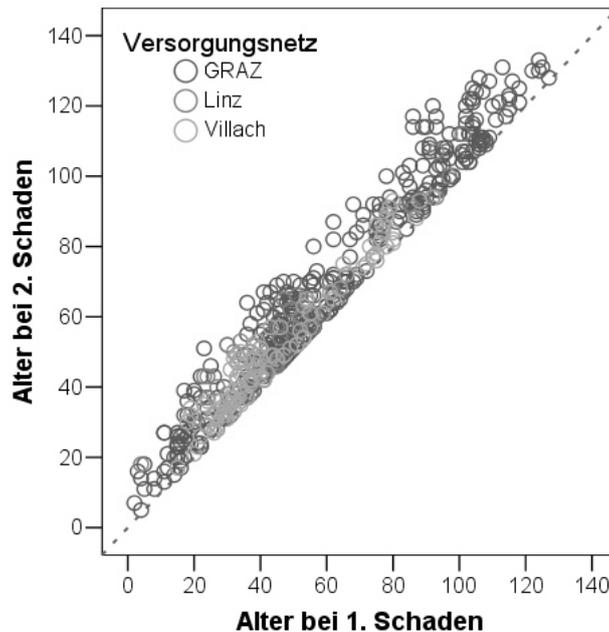
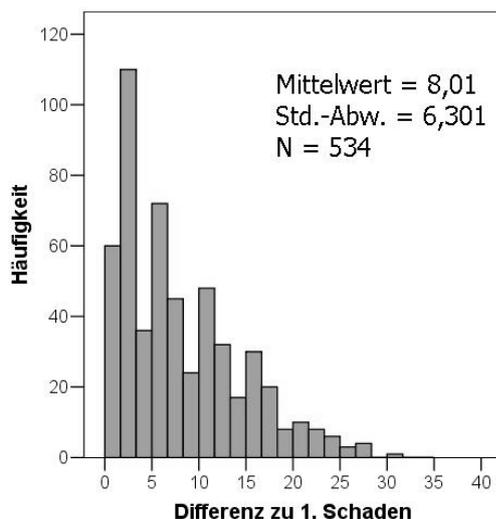


Abbildung 51: Scatter-Plot Alter bei 1. Schaden zu Alter bei 2. Schaden nach Versorgungsnetz

In einem ersten Schritt werden die gesamten Daten untersucht, um zu überprüfen, ob eine Anpassung der Daten an eine Wahrscheinlichkeitsverteilung möglich ist.



N	534
Mittelwert	8,01
Median	6,00
Standardabweichung	6,30
Schiefe	0,99
Standardfehler der Schiefe	0,11
Kurtosis	0,39
Standardfehler der Kurtosis	0,21
25% Perzentile	3,00
50% Perzentile	6,00
75% Perzentile	12,00

Abbildung 52: Verteilung der Differenz des Alters bei 2. Schaden zum Alter bei 1. Schaden

In Abbildung 52 ist in einem Histogramm die Differenzverteilung des Alters des 2. Schadens gegenüber dem Alter beim 1. Schaden der gesamten Daten aufgetragen. Man kann bereits sehr deutlich erkennen, dass es sich hier um eine rechtsschiefe Verteilung handelt, also ein Großteil der Schadensdaten eher in kürzeren Abständen nach dem ersten Schaden auftreten. Wenn dem Schadensverlauf entsprechende Ausfallfunktionen angepasst werden können, so lassen sich Ausfallwahrscheinlichkeiten mit entsprechenden Konfidenzintervallen berechnen. In einem Quantile-Quantile-Plot wird die Anpassung der Verteilung an eine Weibullverteilung dargestellt (Abbildung 53). Die Verteilungsparameter werden aus den Daten geschätzt.

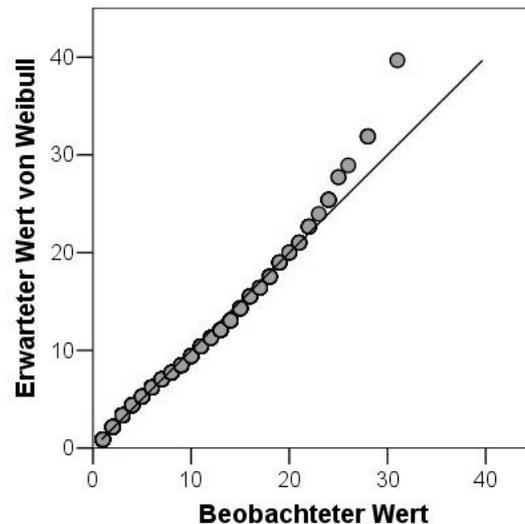


Abbildung 53: QQ-Diagramm der Verteilung der Differenz des 2. Schadens zum 1. Schaden mit einer Weibull-Verteilung

Die stetige Verteilung der Differenzen der Alter bei 1. Schaden und 2. Schaden wurde durch eine Weibull-Verteilung (8,577; 1,247) an die Daten mit der Formel für Anteilsschätzungen nach Blom angepasst, welche in der Software SPSS 13.0 implementiert ist. Wie in Abbildung 52 bereits deutlich zu erkennen ist, handelt es sich bei der Verteilung nicht um eine normalverteilte Stichprobe. Eine Transformation der Daten in eine Normalverteilung (Wilson-Hilferty-Transformation, Fisher-Transformation, Logit-Transformation) ist jedoch nicht möglich gewesen. In Abbildung 54 ist die Transformierung der Daten mit einer Wilson-Hilferty-Transformation dargestellt, die Tests auf Normalverteilung (Kolmogorov-Smirnov und Shapiro-Wilk) lehnen die Nullhypothese ab.

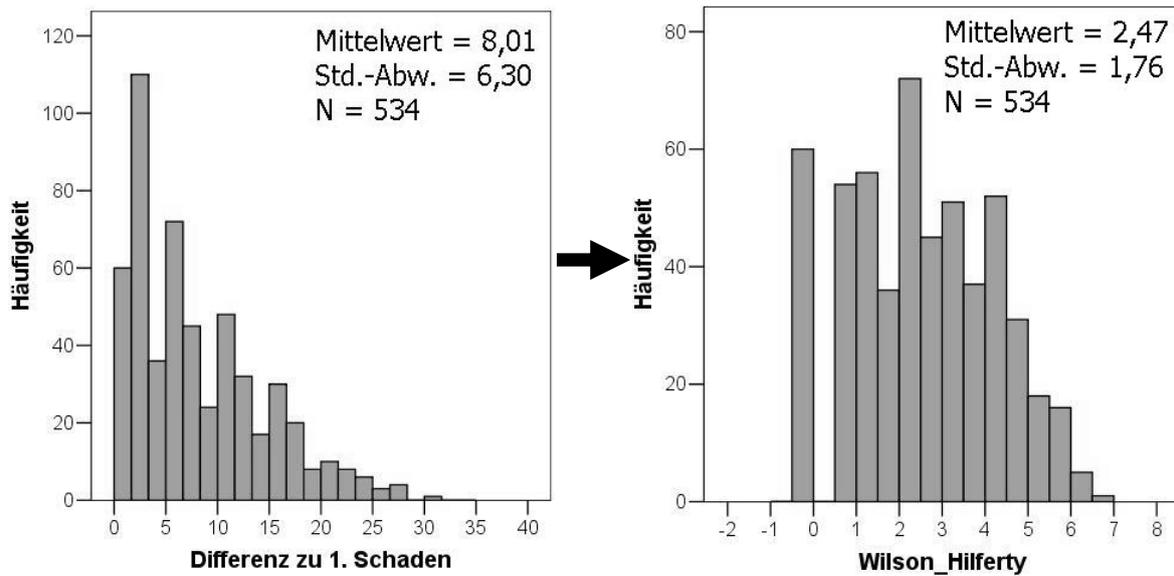


Abbildung 54: Transformierung der Originaldaten mit der Wilson-Hilferty-Transformation

5.4.1 Anpassen an eine Verteilungsfunktion für die Zeitdifferenz 1. zu 2. Schaden

Um entsprechende Zuverlässigkeitsaussagen über die Zeitdifferenz zwischen dem 1. und dem 2. Schaden treffen zu können, werden die jeweiligen Stichproben der getroffenen Gruppen (Tabelle 27) an mathematische Funktionen angepasst. Die Anpassung erfolgt dabei nach der Formel für Anteilsschätzungen nach Blom, welche in der Statistik Software SPSS 13.0 implementiert ist. Die Verteilungsparameter werden dabei aus den Daten geschätzt. Mit Hilfe eines Quantile-Quantile-Plots (QQ-Plots) kann die Anpassung der Funktion an die Daten grafisch überprüft werden.

Für Ausfallsbetrachtungen werden in der Literatur (Alvarez, 1995; Dridi, 2005; Logathan, 2002) sehr häufig die Weibull-, die Exponential-, die Gamma- oder die Logistik-Funktion zur Beschreibung der Daten verwendet. Aus diesem Grund werden auch diese vier Funktionen für die Anpassung von Folgeschäden verwendet.

5.4.1.1. Beispiel Gruppe AZ DN 50-80 2. Schaden

Für die Auswertungen stehen 57 Schadensdaten zur Verfügung (Tabelle 27). In einem ersten Schritt wurde mittels eines QQ-Plots optisch die Anpassung der jeweiligen Funktionen getestet. Die Verteilungsfunktionen sind wie folgt parametrisiert (Tabelle 30):

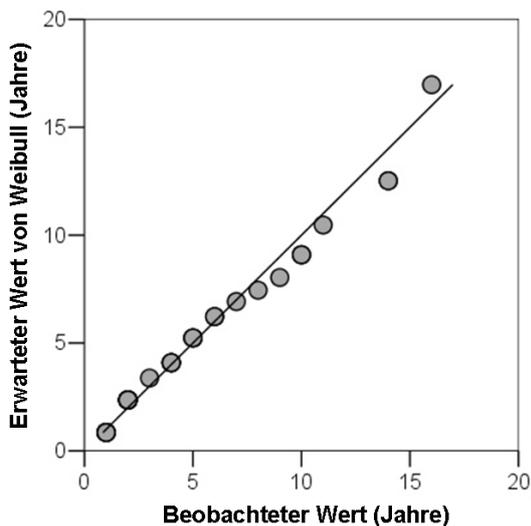
Tabelle 30: Formparameter der Verteilungsfunktion für die Gruppe AZ DN 50-80

Weibull	Exponential	Gamma	Logistik
$f(x) = \frac{\alpha}{\beta^\alpha} x^{\alpha-1} * \exp\left(-\left(\frac{x}{\beta}\right)^\alpha\right)$	$f(x) = \lambda * \exp(-\lambda * x)$	$f(x) = \frac{x^{\alpha-1}}{\beta^\alpha \Gamma(\alpha)} * \exp\left(-\frac{x}{\beta}\right)$	$f(x) = \frac{\exp\left(-\frac{x-\alpha}{\beta}\right)}{\beta * \left(1 + \exp\left(-\frac{x-\alpha}{\beta}\right)\right)^2}$
$\alpha = 1,201$ $\beta = 6,838$	$\lambda = 0,155$	$\alpha = 1,375$ $\beta = 0,213$	$\alpha = 6,46$ $\beta = 3,036$

In Abbildung 55 und Abbildung 56 sind die QQ-Plots der angepassten Funktionen dargestellt. Bereits aus der grafischen Analyse kann man erkennen, dass sich die Weibull-Funktion (Abbildung 55, linkes Bild), die Exponential-Funktion (Abbildung 55, rechtes Bild) und die Gamma-Funktion (Abbildung 56, linkes Bild) sehr gut an die Daten anpassen. Die Logistik-Funktion pendelt etwas zu stark um die Diagonale und hat in den Schwänzen eine Abweichung von der optimalen Diagonale.

Anhand der angepassten Funktionen und der geschätzten Parameter lassen sich Zufallszahlen für die jeweilige Verteilung generieren. Diese werden wieder mit der Statistik-Software SPSS 13.0 berechnet. Die Verteilungsfunktionen Weibull, Exponential und Logistik sind analytisch geschlossen darstellbar, die Verteilungsfunktion der Gamma-Funktion ist nur in Integralen als sogenannte unvollständige Gammafunktion angegeben.

QQ-Plot für Weibull von Differenz zu 1. Schaden



QQ-Plot für Exponential von Differenz zu 1. Schaden

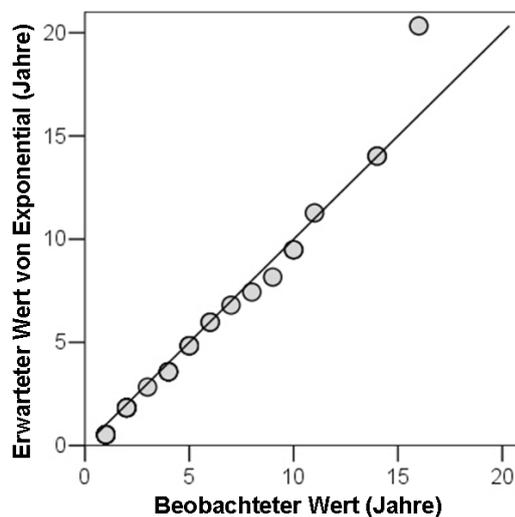


Abbildung 55: QQ-Plot der angepassten Weibull- und Exponentialfunktion für den 2. Schaden der Gruppe AZ DN 50-80

QQ-Plot für Gamma von Differenz zu 1. Schaden QQ-Plot für Logistic von Differenz zu 1. Schaden

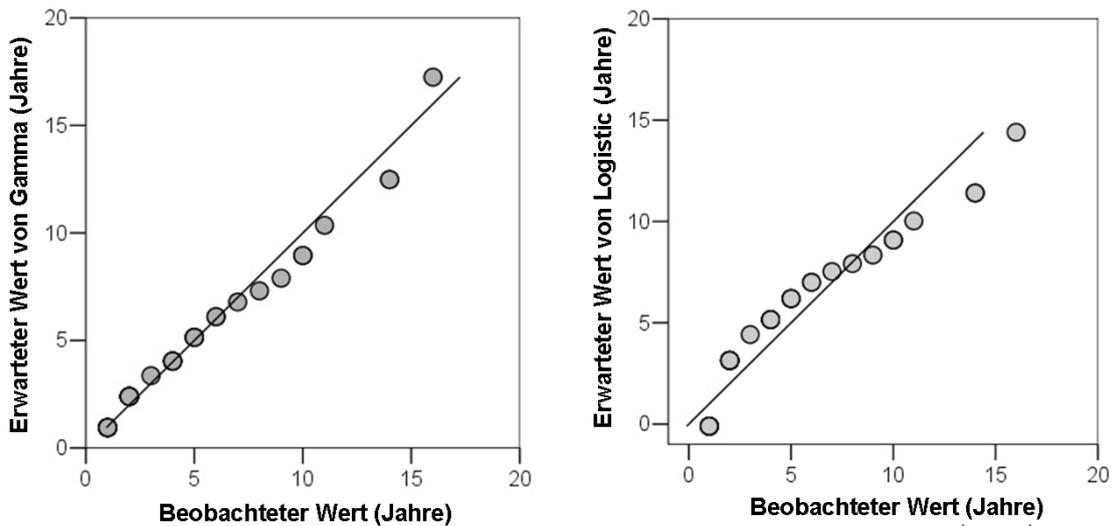


Abbildung 56: QQ-Plot der angepassten Gamma- und Logistikkfunktion für den 2. Schaden der Gruppe AZ DN 50-80

Für die restlichen Gruppen erfolgt die Anpassung mittels QQ-Plot gleich. Die Abbildungen sind im Anhang in Kapitel 10.6 zu finden. Die angepassten Funktionen sind in Tabelle 31 zusammengefasst.

Tabelle 31: angepasste Funktionen für die gewählten Gruppen für den 2. Schaden

Gruppe	Bezeichnung	N	Weibull		Gamma		Exponential	Logistic	
			Skala	Form	Skala	Form	Skala	Skala	Form
1	GG / DN 50-100 / Graz+Linz / vor 1950	187	10,167	1,389	1,834	0,196	0,107	9,37	3,814
2	GG / DN 50-100 / Graz+Linz / ab 1950	16	12,794	1,174	2,437	0,219	0,090	11,13	3,929
3	GG / DN 50-100 / Villach	47	7,569	1,344	2,349	0,348	0,148	6,74	2,426
4	GG / DN 125-250	28	7,321	1,098	1,557	0,229	0,147	6,79	2,999
5	ST / DN 40-50	9	8,985	1,822	2,815	0,357	0,127	7,89	2,592
6	ST / DN 80-200	73	6,114	1,219	1,292	0,222	0,172	5,82	2,824
7	AZ / DN 50-80	57	6,838	1,201	1,375	0,213	0,155	6,46	3,036
8	AZ / DN 100-200	66	9,722	1,078	1,582	0,140	0,110	9,11	3,991
9	PVC / DN 100	12	5,164	1,000	1,493	0,314	0,211	4,75	2,143
10	PVC / DN 125-250	22	8,779	1,485	2,548	0,328	0,129	7,77	2,684

Aufgrund der definierten angepassten Funktionen (Tabelle 31) lässt sich die Wahrscheinlichkeit berechnen, in welcher Zeitspanne nach dem 1. Schaden der 2. Schaden auftritt. Für die analytisch geschlossen definierten Funktionen Weibull, Exponential und Logistik lässt sich die Wahrscheinlichkeitsfunktion für jede beliebige Stelle eindeutig berechnen.

Berechnung eines Konfidenzintervalls

Für die angepassten Verteilungsfunktionen wurde jene Periode berechnet, in welcher der Folgeschaden mit 80 % Wahrscheinlichkeit eintritt. Das theoretische Quantil $X_{0,80}$ ist dabei aus der Stichprobe N zu schätzen. Dabei ist $X_{0,80}$ als jene Stelle definiert, für die gilt:

$$P(X \leq X_{0,80}) \rightarrow F(X_{0,80}) = 0,80$$

Bei der Berechnung des Konfidenzintervalls geht man von der sortierten Stichprobe $X_{(1)} \leq X_{(2)} \leq \dots \leq X_{(n)}$ aus. Ein nichtparametrisches $(1-\alpha)$ Konfidenzintervall für $X_{0,80}$ erhält man als $[X_{(k)}; X_{(l)}]$ wobei k und l aus Formel 36 (approximiert) oder Formel 37 (exakt binomial) zu bestimmen sind.

Formel 36: approximiertes $(1-\alpha)$ Konfidenzintervall für Quantil x_p (Stadlober, 2005)

$$k = \lfloor n * p + 0,5 - \sqrt{n * p * (1-p)} * z_{1-\alpha/2} \rfloor \text{ mit } k \geq 1$$

$$m = \lfloor p * n \rfloor + 1 \text{ falls } p * n \text{ nicht ganzzahlig}$$

$$l = \lceil n * p + 0,5 + \sqrt{n * p * (1-p)} * z_{1-\alpha/2} \rceil \text{ mit } l \leq n$$

Für die Berechnung des approximierten $(1-\alpha)$ Konfidenzintervalls für Quantil x_p gilt ein Mindeststichprobenumfang von $n \geq 20$ (Stadlober, 2005).

Hat man eine Schätzung \hat{F} für die Verteilung F , dann wird $X_{0,80}$ geschätzt als $\hat{X}_{0,80} = \hat{F}^{-1}(0,80)$. Das approximierte Konfidenzintervall wird berechnet mit $[\hat{X}_u = \hat{F}^{-1}(p_u); \hat{X}_o = \hat{F}^{-1}(p_o)]$. Für den 95% Vertrauensbereich mit $z_{1-\alpha/2} = 1,96$ folgt das geschätzte Intervall mit:

$$\hat{p}_u = 0,8 - \sqrt{\frac{0,8 * 0,2}{n}} * 1,96 \text{ und } \hat{p}_o = 0,8 + \sqrt{\frac{0,8 * 0,2}{n}} * 1,96$$

Somit lässt sich ein $q_{0,80}$ wie folgt berechnen:

$$q_{0,80} = \begin{cases} 0,5 * (X_{(0,80 * n)} + X_{(0,80 * (n+1))}) & \text{falls } 0,8 * n \text{ ganzzahlig} \\ X_{(\lfloor 0,8 * n \rfloor + 1)} & \text{falls } 0,8 * n \text{ nicht ganzzahlig} \end{cases}$$

Ein binomialverteiltes Konfidenzintervall und entsprechend F-verteilte Variablen lässt sich nach Formel 37 berechnen (Stange, 1970):

Formel 37: binomialverteiltes $(1-\alpha)$ Konfidenzintervall für Quantil x_p (Stange, 1970)

$$k = \frac{n * p}{n * p + (n - n * p + 1) * F_{1-\alpha/2}(f_1; f_2)} \text{ mit } \begin{cases} f_1 = 2 * (n - n * p + 1) \\ f_2 = 2 * n * p \end{cases}$$

$$l = \frac{(n * p + 1) * F_{1-\alpha/2}(f_1; f_2)}{(n - n * p) + (n * p + 1) * F_{1-\alpha/2}(f_1; f_2)} \text{ mit } \begin{cases} f_1 = 2 * (n * p + 1) \\ f_2 = 2 * (n - n * p) \end{cases}$$

Anhand eines Beispiels für die Gruppe „AZ DN 50-80 2. Schaden“ soll die Methodik gezeigt werden. Die Stichprobengröße N der Gruppe umfasst 57 Schadensdaten.

Nach Formel 36 lässt sich folgendes Konfidenzintervall in Abhängigkeit der sortierten Stichprobengröße berechnen:

$$[X_{(k)}; X_{(l)}] = 46,1 \pm 5,92$$

$k =$	41	$\Rightarrow x_{(k)} =$	9,00
$m = \lfloor 0,8 * n \rfloor + 1 =$	47	$\Rightarrow x_m =$	12,00
$l =$	52	$\Rightarrow x_{(l)} =$	13,00

Für die untere Intervallgrenze ist der 41. Stichprobenwert aus der sortierten Stichprobe zu verwenden, für die obere Grenze ist der 52. Stichprobenwert zu verwenden.

Mit Formel 37 lässt sich das Konfidenzintervall für die angepassten Verteilungsfunktionen berechnen:

Tabelle 32: 95%-Konfidenzintervall für die empirische Verteilung und die angepassten Funktionen

	q_p	$\hat{F}_{\text{Logistik}}^{-1}(\bullet)$	$\hat{F}_{\text{Gamma}}^{-1}(\bullet)$	$\hat{F}_{\text{Weibull}}^{-1}(\bullet)$	$\hat{F}_{\text{Exponential}}^{-1}(\bullet)$
$p_u = 67,2\%$	9,00	8,63	7,30	7,48	7,18
$p = 80,0\%$	12,00	10,67	10,00	10,16	10,38
$p_o = 89,5\%$	13,00	12,98	13,50	13,48	14,57

In Abbildung 57 sind die empirische Wahrscheinlichkeitsverteilung und die angepassten Wahrscheinlichkeitsverteilungen für die Weibull-, Logistik-, Exponential- und Gamma-Funktion dargestellt. Zusätzlich ist das approximierte 95%-Konfidenzintervall für eine Wahrscheinlichkeit von 80 % dargestellt.

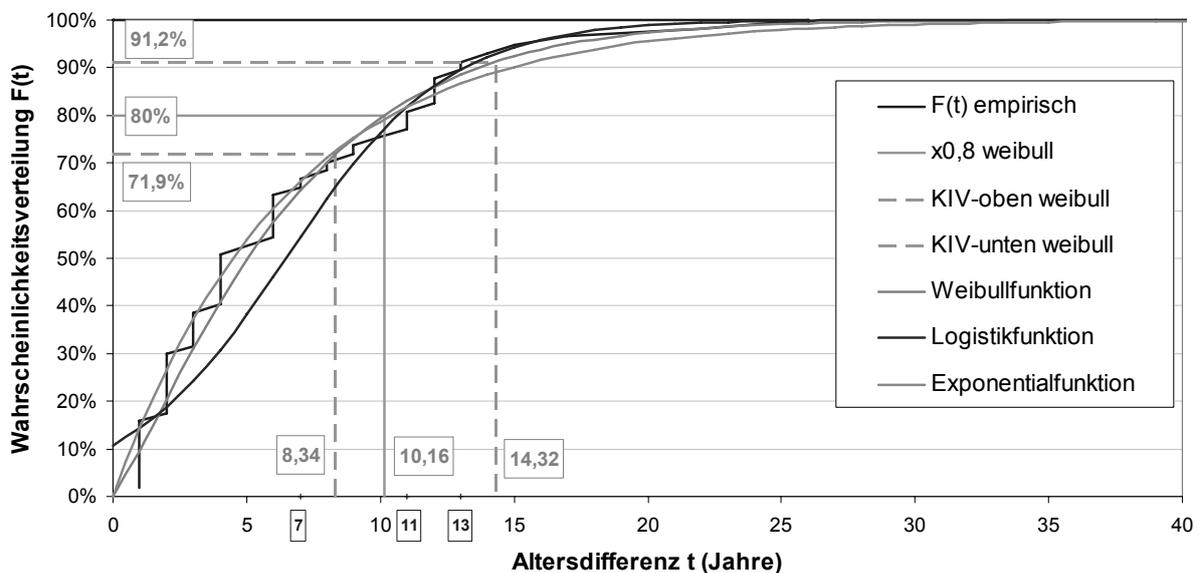


Abbildung 57: Wahrscheinlichkeitsverteilung für Gruppe AZ DN 50-80 2. Schaden mit angepassten Verteilungsfunktionen

Wie man aus Abbildung 57 erkennen kann, verlaufen die angepassten Wahrscheinlichkeitsfunktionen nicht gleich. Dadurch werden auch unterschiedlich breite Konfidenzintervalle berechnet. Die Weibull-Funktion als auch die Gamma-Funktion passen sich entsprechend den QQ-Plots in Abbildung 55 und Abbildung 56 am Besten an die

empirischen Daten an. Für die Weibull-Funktion ist in Abbildung 57 das zugehörige 95%-Konfidenzintervall dargestellt.

In Abbildung 58 sind die angepassten Verteilungsfunktionen für eine Wahrscheinlichkeit von 80 % dargestellt.

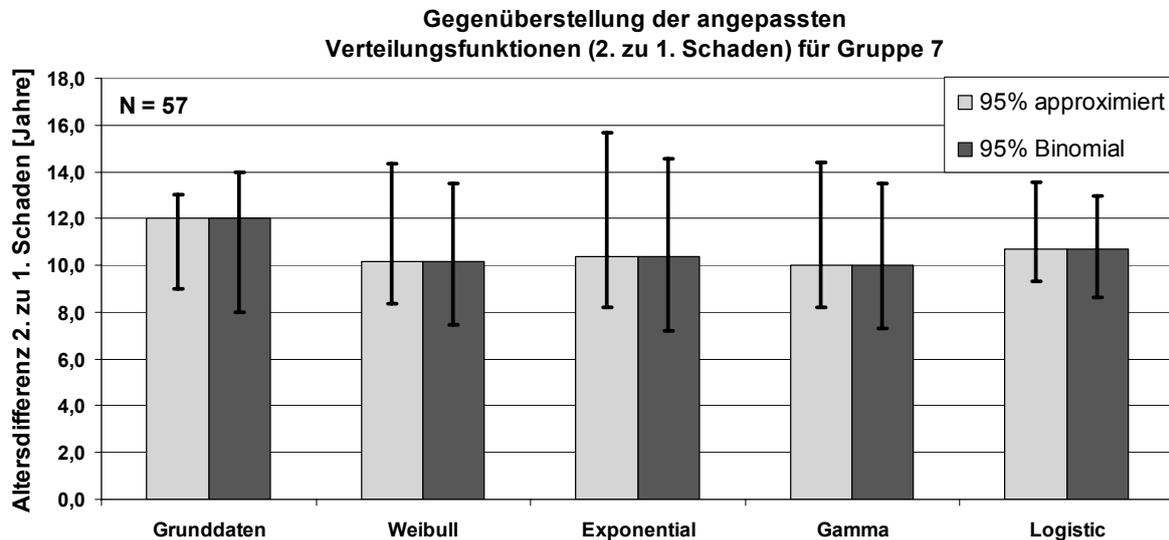


Abbildung 58: Gegenüberstellung der Zeitdifferenzen der angepassten Verteilungen bei 80% Eintrittswahrscheinlichkeit des 2. Schadens

In Tabelle 33 sind die Ergebnisse der Berechnung zusammengefasst. Mit einer Wahrscheinlichkeit von 80 % und dem zugehörigen 95%-Vertrauensbereich tritt somit der 2. Schaden im Mittel zwischen 10 und 11 Jahren auf.

Tabelle 33: Ergebnis der Funktionsanpassung 2. zu 1. Schaden in Jahren

q_p	$\hat{F}_{\text{Logistik}}^{-1}(\bullet)$	$\hat{F}_{\text{Gamma}}^{-1}(\bullet)$	$\hat{F}_{\text{Weibull}}^{-1}(\bullet)$	$\hat{F}_{\text{Exponential}}^{-1}(\bullet)$
$p_u = 67,2\%$	9,00	8,63	7,30	7,48
$p = 80,0\%$	12,00	10,67	10,00	10,38
$p_o = 89,5\%$	13,00	12,98	13,50	14,57

$k = 41$	$X_{(k, \text{Logistik})}$	9,31	$X_{(k, \text{Gamma})}$	8,20	$X_{(k, \text{Weibull})}$	8,34	$X_{(k, \text{Exponential})}$	8,19
$m = 47$	$X_{(m, \text{Logistik})}$	10,67	$X_{(m, \text{Gamma})}$	10,00	$X_{(m, \text{Weibull})}$	10,16	$X_{(m, \text{Exponential})}$	10,38
$l = 52$	$X_{(l, \text{Logistik})}$	13,56	$X_{(l, \text{Gamma})}$	14,40	$X_{(l, \text{Weibull})}$	14,32	$X_{(l, \text{Exponential})}$	15,68

Die Abbildungen der Gegenüberstellung der Zeitdifferenzen der angepassten Verteilungen für die restlichen Gruppen befinden sich im Anhang in Kapitel 10.7.1.

5.4.1.2. Überprüfung des Einflusses der Gruppierung

In einer Gegenüberstellung der Zeitdifferenzen des 2. zum 1. Schaden für die gemeinsame Betrachtung des Materials Asbestzement zu den getroffenen Gruppen soll gezeigt werden, welchen Einfluss diese Gruppierung auf die Auswertung hat.

In Abbildung 59 sind die Zeitdifferenzen für eine Eintretenswahrscheinlichkeit von 80 % für die gewählten beiden Gruppen des Materials AZ, sowie das Ergebnis einer gemeinsamen Betrachtung dargestellt. Dabei kann man den Unterschied der Gruppierung gegenüber der gemeinsamen Betrachtung gut erkennen.

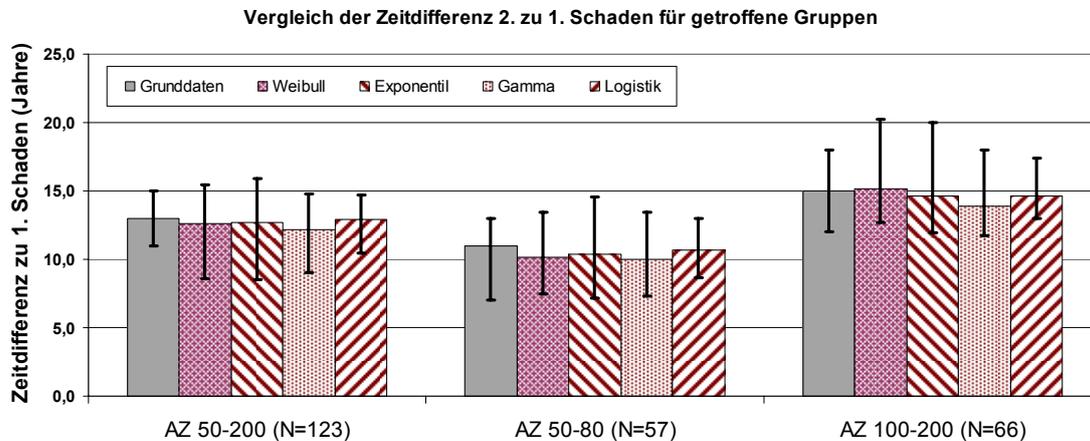


Abbildung 59: Gegenüberstellung der Zeitdifferenzen je Gruppierung für AZ

Die Schwankung der Mittelwerte liegt hier für eine gemeinsame Betrachtung im Bereich 12 – 13 Jahre. Für eine Aufteilung in Gruppen senkt sich der Bereich für die Gruppe „DN 50 - DN 80“ auf eine Zeitspanne von 10 – 11 Jahren. Für die Gruppe DN 100 – DN 200 erhöht sich die Spanne auf 14 – 15 Jahre.

5.4.1.3. Überprüfung des Einflusses der Länge

Gemäß Auskünften der verantwortlichen Personen bei den Wasserwerken in Graz, Linz und Villach werden bei Erneuerungsbaustellen im Mittel Leitungslängen von 100 m bis 200 m erneuert. Da in den Datenbanken der Wasserversorger die Längen sehr inhomogen abgespeichert sind, wurden in einer Vorarbeit Leitungsstücke mit ähnlichen Eigenschaften (gleiches Material, Durchmesser, Verlegejahr) zusammengefügt. Danach wurden jene Stücke, die nebeneinander liegen und länger als 100, 150 oder 200 m sind, in definierte Abschnitte unterteilt. Da die Länge eines Teilstückes einen Einfluss auf die Anzahl der zu erwartenden Schäden haben wird, wurden definierte Leitungslängen produziert. Für die Auswertungen stehen in Summe 481 Leitungen mit einer Länge kleiner oder gleich 100 m, 512 Leitungen mit einer Länge kleiner oder gleich 150 m, und 534 Leitungen mit einer Länge kleiner oder gleich 200 m zur Verfügung.

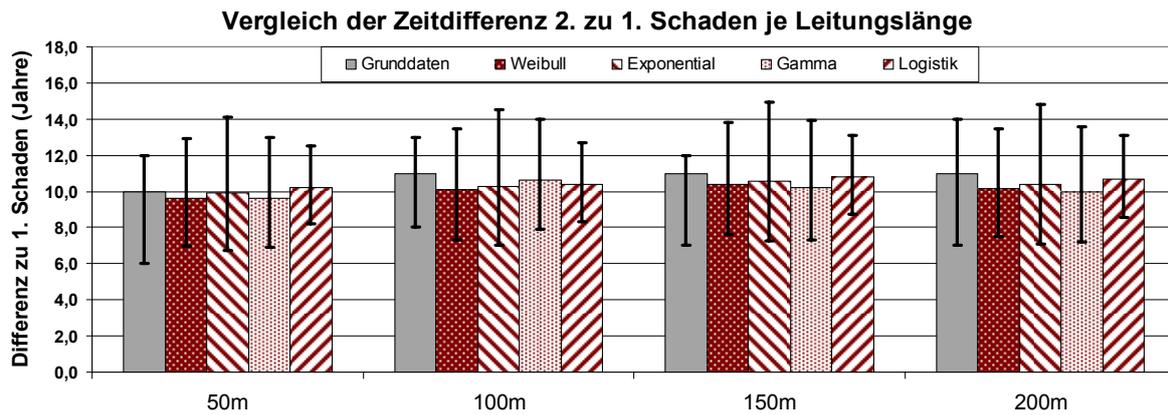


Abbildung 60: Gegenüberstellung der Zeitdifferenz in Abhängigkeit der Länge des Teilstücks

In Abbildung 60 sind für die definierten Leitungslängen von 100 m, 150 m und 200 m die Zeitdifferenzen der Eintrittswahrscheinlichkeit von 80 % für den 2. Schaden zum 1. Schaden aufgetragen. Ein Unterschied in der Aussage ist für die drei Leitungslängen nicht erkennbar. Somit können die weiteren Untersuchungen mit einer Leitungslänge von 200 m durchgeführt werden. Diese Erneuerungslänge tritt erfahrungsgemäß auch am häufigsten auf.

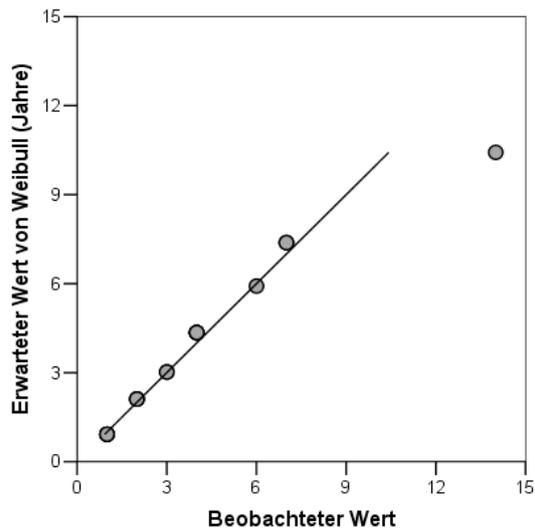
5.4.2 Anpassen an eine Verteilungsfunktion für die Zeitdifferenz 2. zu 3. Schaden

Gleich wie in Kapitel 5.4.1 erfolgt wieder eine Anpassung einer Wahrscheinlichkeitsfunktion an die jeweiligen Stichproben aus Tabelle 28. Die Verteilungsparameter werden dabei wieder aus den Daten geschätzt. Mit Hilfe eines Quantile-Quantile-Plots (QQ-Plots) kann die Anpassung der Funktionen an die Daten grafisch überprüft werden. Die Durchführung der Vorgehensweise wird anhand eines Beispiels für die Gruppe AZ gezeigt.

5.4.2.1. Beispiel Gruppe AZ DN 50-80 3. Schaden

In den Abbildung 61 und Abbildung 62 sind in QQ-Plots die angepassten Verteilungsfunktionen an die Daten der Gruppe „AZ DN 50-80 3. Schaden“ dargestellt. Der Umfang der Stichprobengröße dieser Gruppe umfasst 17 Schadensdaten. In den Anfangsbereichen sind alle vier Funktionen sehr gut an die Daten angepasst, in den Schwänzen weichen sie jedoch mehr oder weniger stark von der Diagonalen ab.

Q-Q-Diagramm für Weibull von Differenz zu 2. Schaden



Q-Q-Diagramm für Exponential von Differenz zu 2. Schaden

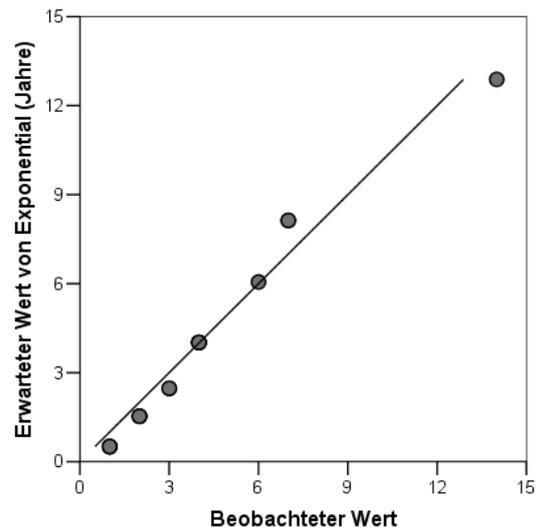
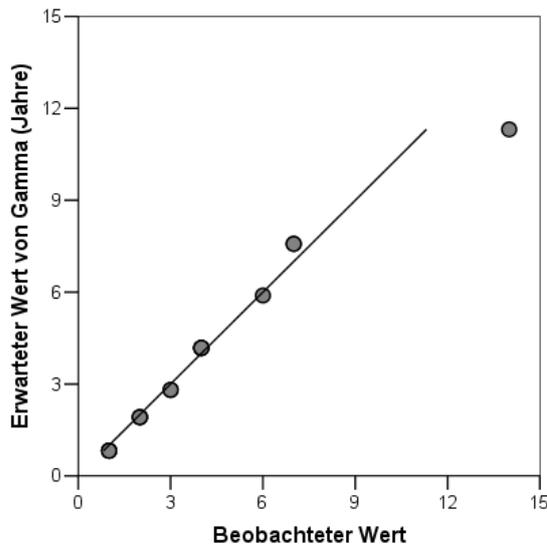


Abbildung 61: QQ-Plot der angepassten Weibull- und Exponentialfunktion für den 3. Schaden

Q-Q-Diagramm für Gamma von Differenz zu 2. Schaden



Q-Q-Diagramm für Logistic von Differenz zu 2. Schaden

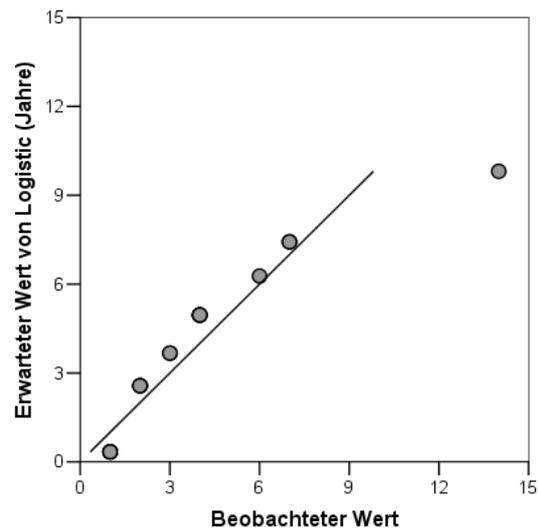


Abbildung 62: QQ-Plot der angepassten Gamma- und Logistikkfunktion für den 3. Schaden

Für die restlichen Gruppen erfolgt die Anpassung mittels QQ-Plot gleich. Die Abbildungen sind im Anhang in Kapitel 10.6.2 zu finden. Die angepassten Funktionen sind in Tabelle 34 zusammengefasst.

Tabelle 34: angepasste Funktionen für die gewählten Gruppen für den 3. Schaden

Gruppe	Bezeichnung	N	Weibull		Gamma		Exponential	Logistic	
			Skala	Form	Skala	Form	Skala	Skala	Form
1	GG Graz	67	6,659	1,249	1,518	0,246	0,162	6,18	2,765
2	GG Linz	7	9,849	1,403	2,230	0,260	0,117	8,57	3,165
3	GG Villach	18	7,952	1,601	2,833	0,405	0,143	7,00	2,293
4	ST	38	5,180	1,060	1,120	0,223	0,199	5,03	2,619
5	AZ / DN 50-80	17	4,240	1,333	1,404	0,362	0,258	3,88	1,806
6	AZ / DN 100-200	19	6,860	1,275	2,177	0,360	0,165	6,05	2,262
7	PVC	8	6,157	1,045	1,708	0,310	0,182	5,50	2,320

Für die Gruppe „AZ DN 50-80 3. Schaden“ kann wieder eine Eintrittswahrscheinlichkeit von 80% mit zugehörigen 95 % Konfidenzintervallen berechnen (Tabelle 35). Die Methodik wurde im vorangegangenen Kapitel bereits beschrieben.

Tabelle 35: Ergebnis der Funktionsanpassung zum 3. Schaden in Jahren

	q_p	$\hat{F}_{\text{Logistik}}^{-1}(\bullet)$	$\hat{F}_{\text{Gamma}}^{-1}(\bullet)$	$\hat{F}_{\text{Weibull}}^{-1}(\bullet)$	$\hat{F}_{\text{Exponential}}^{-1}(\bullet)$
$p_u = 53,3\%$	4,00	4,12	3,20	3,46	2,95
$p = 80,0\%$	7,00	6,38	6,00	6,06	6,24
$p_o = 95,6\%$	14,00	9,44	10,70	9,97	12,12

Die grafische Darstellung der Daten aus Tabelle 35 befindet sich in Abbildung 63. Aufgrund der Stichprobengröße von 17 Schadensdaten wird ein sehr breites Konfidenzintervall berechnet. Die Methode der Berechnung des approximierten Konfidenzintervalls nach Formel 37 ist nur bis zu einer Stichprobengröße von $n \geq 20$ anzuwenden.

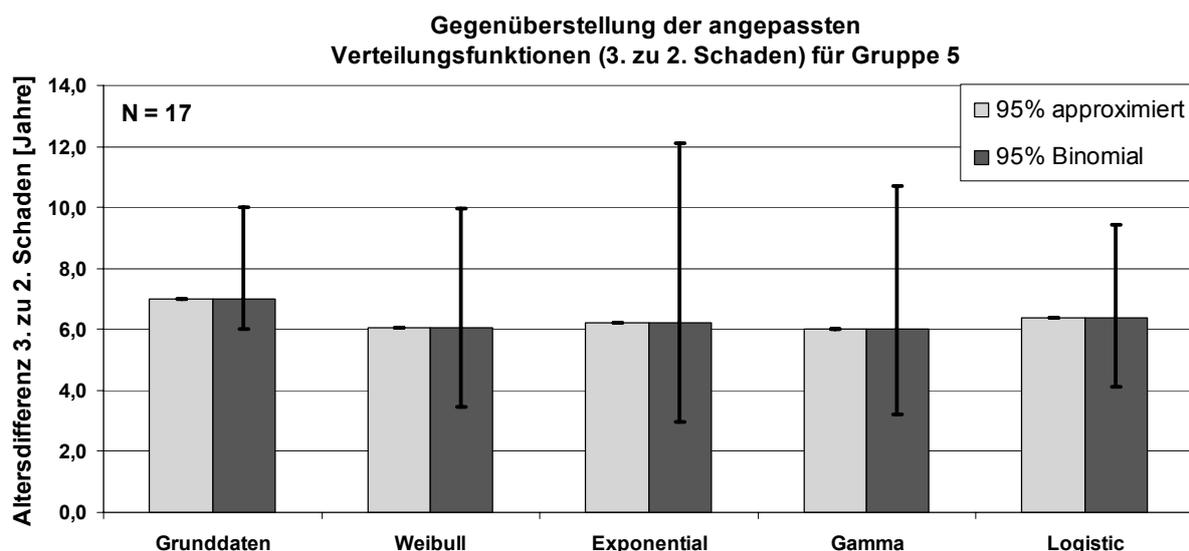


Abbildung 63: Gegenüberstellung der Zeitdifferenzen der angepassten Verteilungen bei 80% Eintrittswahrscheinlichkeit des 3. Schadens

Aus Abbildung 63 kann man erkennen, dass zwar der Mittelwert für eine Wahrscheinlichkeit von 80 % bei allen angepassten Funktionen sehr dicht beieinander liegt, das

berechnete Konfidenzintervall für die Exponentialverteilung und die Gammaverteilung jedoch bereits sehr breit wird. In diesem Beispiel soll eher auf die Weibull- oder Logistikkverteilung zurückgegriffen werden.

Die Abbildungen der Gegenüberstellung der Zeitdifferenzen der angepassten Verteilungen für die restlichen Gruppen befinden sich im Anhang in Kapitel 10.7.2.

5.4.3 Anpassen an eine Verteilungsfunktion für die Zeitdifferenz 3.-4. Schaden

In weiterer Folge wird für das Material Asbestzement beispielhaft die Auswertung der angepassten Funktionen dargestellt. Die restlichen Auswertungen sind im Anhang in Kapitel 10.6.3 und Kapitel 10.7.3 dargestellt. Für Asbestzement lassen sich folgende Zeitspannen zwischen 3. und 4. Schaden für eine Stichprobengröße von 13 Daten und einer Eintrittswahrscheinlichkeit von 80% berechnen (Tabelle 36):

Tabelle 36: Ergebnis der Funktionsanpassung für Asbestzement zum 4. Schaden in Jahren

	q_p	$\hat{F}_{\text{Logistik}}^{-1}(\bullet)$	$\hat{F}_{\text{Gamma}}^{-1}(\bullet)$	$\hat{F}_{\text{Weibull}}^{-1}(\bullet)$	$\hat{F}_{\text{Exponential}}^{-1}(\bullet)$
$p_u = 49,0\%$	6,00	4,70	3,90	3,94	3,21
$p = 80,0\%$	7,00	7,33	7,10	7,98	7,66
$p_o = 96,5\%$	13,00	10,89	12,20	14,47	15,97

Die grafische Darstellung der Daten aus Tabelle 35 befindet sich in Abbildung 64.

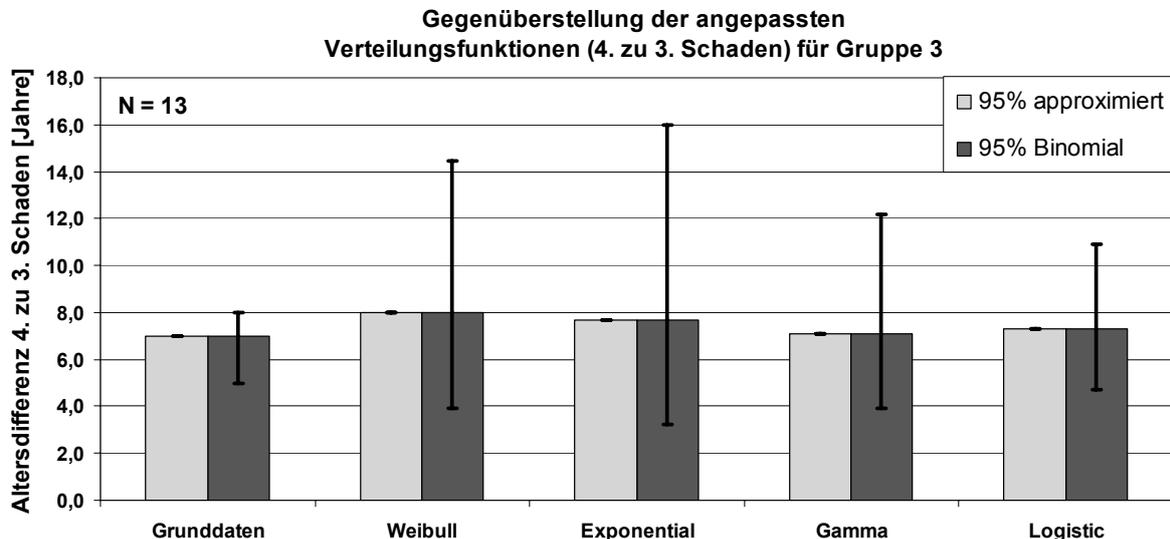


Abbildung 64: Gegenüberstellung der Zeitdifferenzen der angepassten Verteilungen bei 80% Eintrittswahrscheinlichkeit des 4. Schadens für Asbestzement

Für den 4. Schaden ist die Datenmenge schon recht gering, weshalb die Streuung der Aussage größer ist. Alle vier angepassten Funktionen weisen höhere mittlere Zeitspannen auf, in welcher der 4. Schaden auftritt, als die empirische Verteilung. Für die weiteren Auswertungen soll hier auf die Gamma- oder Weibull-Funktion zurückgegriffen werden.

Gruppe	Bezeichnung	N	Weibull		Gamma		Exponential	Logistic	
			Skala	Form	Skala	Form	Skala	Skala	Form
1	GG	31	5,135	1,231	1,236	0,255	0,207	4,84	2,399
2	ST	17	6,178	1,297	1,217	0,211	0,173	5,76	2,882
3	AZ	13	5,427	1,234	2,032	0,426	0,210	4,77	1,844

Abbildung 65 angepasste Funktionen für die gewählten Gruppen für den 4. Schaden

5.4.4 Zusammenfassung

Um abzuschätzen, in welchen Zeitperioden mit Folgeschäden zu rechnen ist, und um diese kostenmäßig in die Entscheidungsfindung zur Erneuerungsplanung zu berücksichtigen, werden die Abstände der einzelnen Folgeschäden analysiert.

Am Beispiel des Materials Asbestzement wird grafisch der Verlauf der Zeitdifferenzen-Kurve dargestellt (Abbildung 66). Man kann im Verlauf erkennen, dass sich die Zeitdifferenz für Folgeschäden bei Asbestzement bei einem Wert von 7 Jahren einpendelt. Zusätzlich ist noch ein zugehöriges Konfidenzintervall für die Schadensfolge angegeben. Je mehr Daten die Stichprobe umfasst, desto geringer ist auch das Konfidenzintervall.

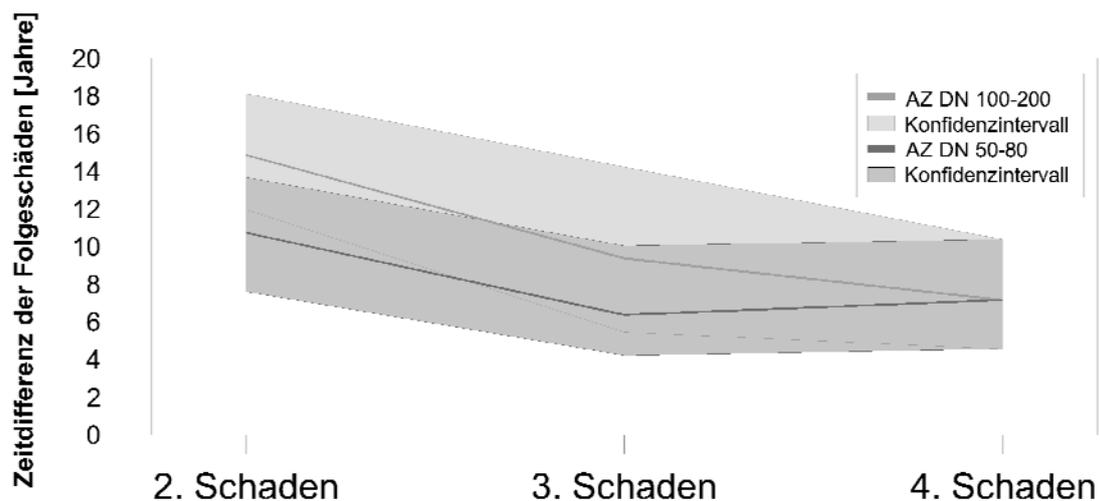


Abbildung 66: Auswertung der Folgeschäden für Material Asbestzement AZ

Für das Material Stahl unterscheiden sich die beiden Durchmessergruppen beim 2. Schaden in einer Bandbreite von knapp zwei Jahren. Der Anstieg in der Zeitdifferenz zwischen 3. und 4. Schaden kann auch aufgrund der geringeren Datendichte erklärt werden. Man kann aber hier davon ausgehen, dass weitere Folgeschäden im Bereich von 8 ~ 10 Jahren auftreten werden (Abbildung 67).

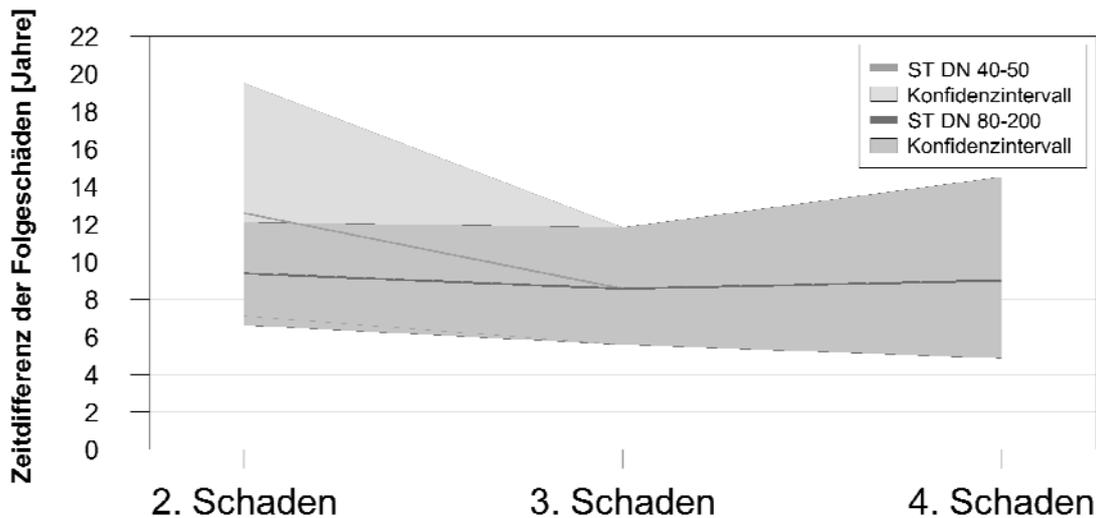


Abbildung 67: Auswertung der Folgeschäden für Material Stahl ST

Für das Material Polyvinylchlorid liegen nur Schadensdaten bis zum dritten Schaden in ausreichender Menge vor. Auch hier zeigt sich, dass aufgrund der Zusammenfassung der Daten für den 3. Schaden ein Anstieg für kleinere Durchmesser zu erkennen ist. Wenn zukünftig mehr Daten vorliegen, sollte für Folgeschäden hier eine Unterteilung getroffen werden. Man kann davon ausgehen, dass Folgeschäden im Bereich von 8 ~ 10 Jahren auftreten werden (Abbildung 68). Auch hier ist anzumerken, dass aufgrund der geringeren Datendichte, das mittlere 95%-Konfidenzintervall für den 3. Schaden recht groß ist.

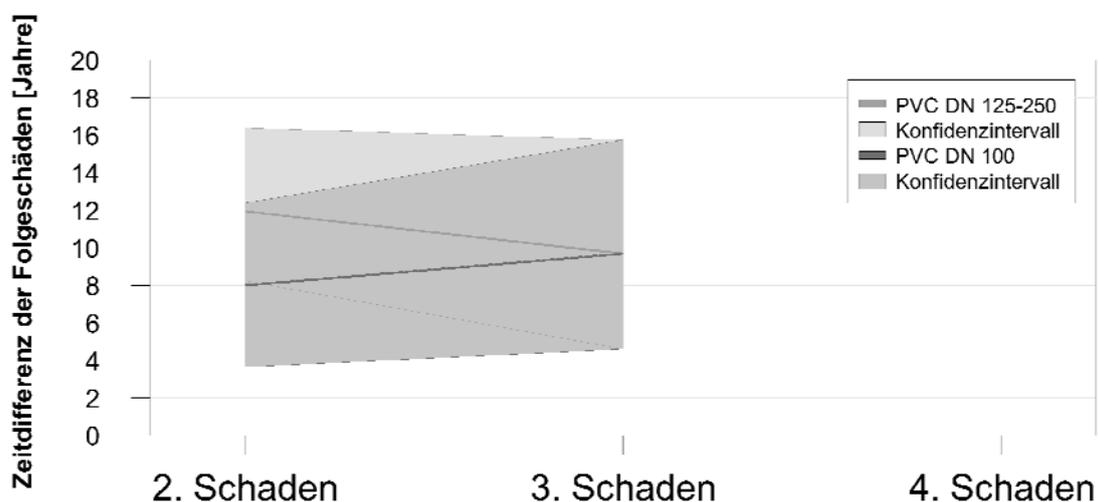


Abbildung 68: Auswertung der Folgeschäden für Material Polyvinylchlorid PVC

Für das Material Grauguss wurde für den 2. Schaden eine detaillierte Gruppierung durchgeführt, welche für den 3. Schaden aufgrund der Datenmenge nicht mehr möglich war. Weitere Folgeschäden im Versorgungsnetz Villach werden im Bereich von 6 ~ 8 Jahren zu erwarten sein (Abbildung 69).

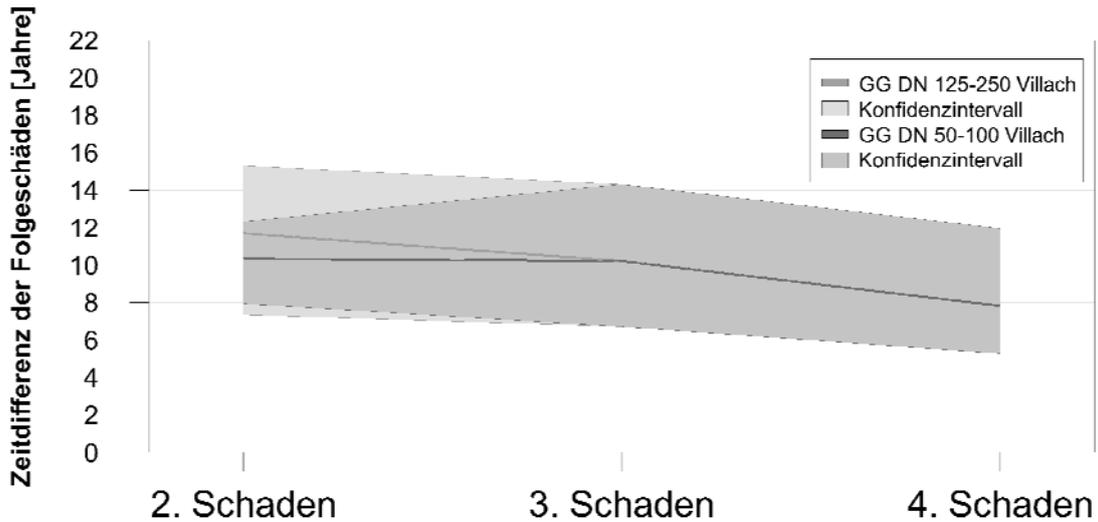


Abbildung 69: Auswertung der Folgeschäden für Material Grauguss GG im Netz Villach

Im Versorgungsnetz Graz ist die Datendichte für die gewählten Gruppen am größten. Hier ist auch der Alterungsprozess der Materialien, die bereits zum Teil über sehr lange Zeit verlegt sind, am deutlichsten zu erkennen. Der 5. Folgeschaden ist hier ebenfalls im Bereich von 6 ~ 8 Jahren zu erwarten (Abbildung 70). Für den zweiten Schaden wurden die Daten in die Gruppe „GG DN 50-100 Graz+Linz vor 1950“ und in die Gruppe „GG DN 50-100 Graz+Linz ab 1950“ unterteilt. Man kann auch hier aufgrund des breiten Konfidenzintervalls für die Gruppe „GG DN 50-100 Graz+Linz ab 1950“ erkennen, dass die Datendichte gering ist. Aufgrund der fortlaufenden Schadensaufzeichnungen für diese Gruppe wird zukünftig eine präzisere Aussage möglich sein.

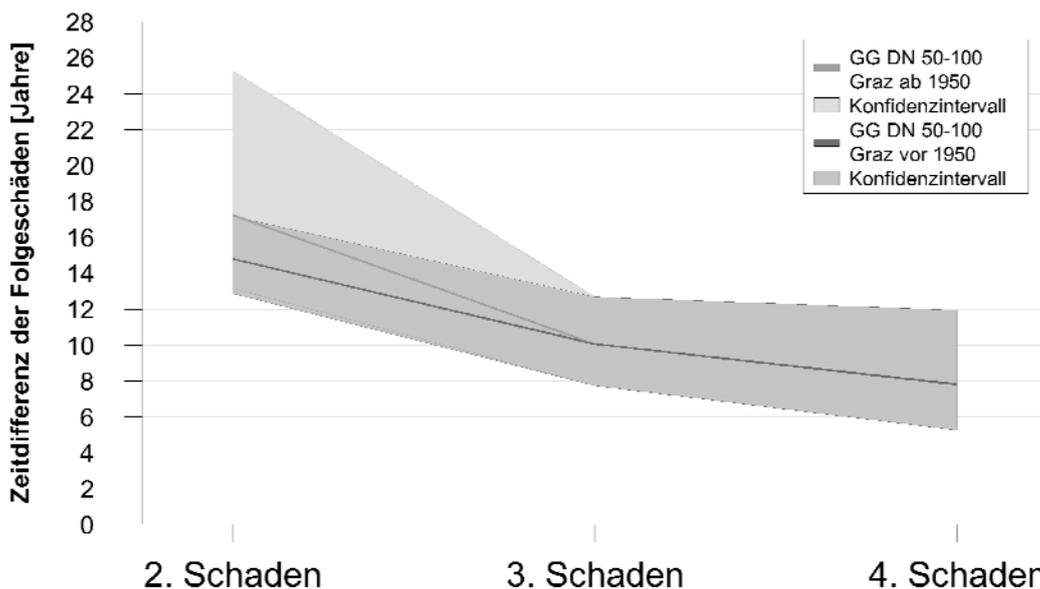


Abbildung 70: Auswertung der Folgeschäden für Material Grauguss GG DN 50 – DN 100 in Graz

Im Versorgungsnetz Linz ist der Alterungsprozess für das Material Grauguss für kleinere Durchmesser ebenfalls recht gut ausgeprägt. Der dritte Schaden wurde hier nur nach dem Versorgungsnetz, nicht jedoch nach dem Durchmesser unterteilt. Für den 4. Schaden wurden die Daten aller drei Netze zusammengefasst. Aus diesem Grund ist auch hier der 5. Schaden im Bereich 6 ~ 8 Jahre zu erwarten (Abbildung 71). Es sei hier ebenfalls angemerkt, dass aufgrund der Auswertung für Linz für den 3. Schaden aufgrund der geringen Datendichte das Konfidenzintervall doch recht breit ist. Aufgrund der fortlaufenden Schadensaufzeichnungen wird zukünftig eine präzisere Aussage möglich sein.

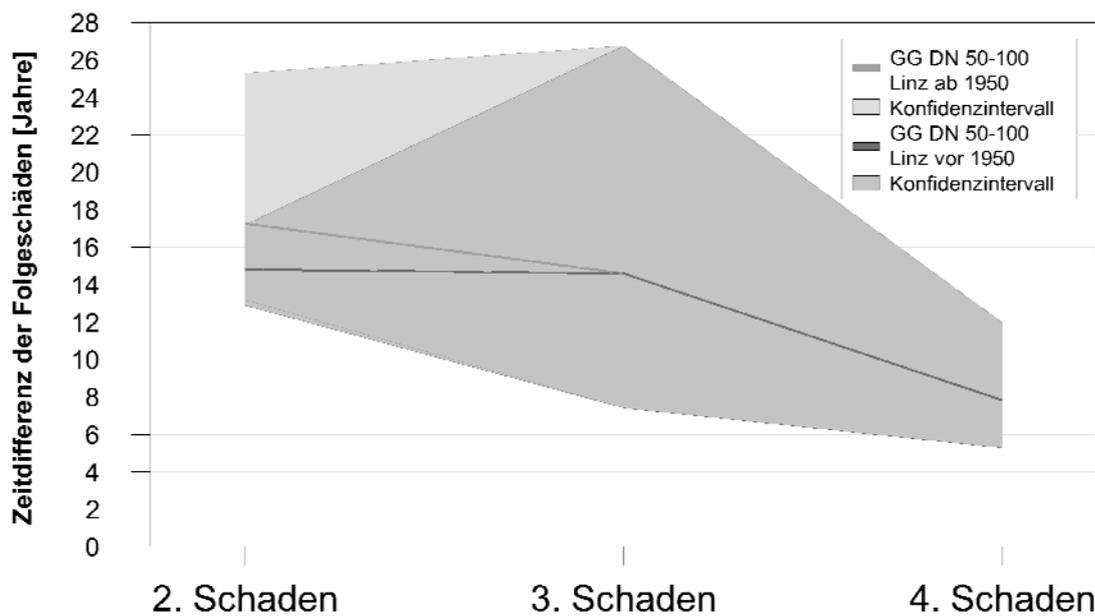


Abbildung 71: Auswertung der Folgeschäden für Material Grauguss GG DN 50 – DN 100 in Linz

In Abbildung 72 sind die Folgeschäden für die Durchmessergruppe DN 125 – DN 250 aufgetragen. Da diese Gruppierung jedoch nur für den 2. Schaden durchgeführt werden konnte, da für eine Gruppierung für den 3. Schaden die Datendichte zu gering war, sind hier für den dritten Schaden die Daten der beiden Versorgungsnetze Graz und Linz gemeinsam aufgetragen. Der vierte Schaden wurde, wie bereits erwähnt, nicht mehr unterteilt. Eine zukünftige Unterteilung in Durchmessergruppen wäre auch für den 3. Schaden notwendig, um entsprechend genauere Aussagen treffen zu können.

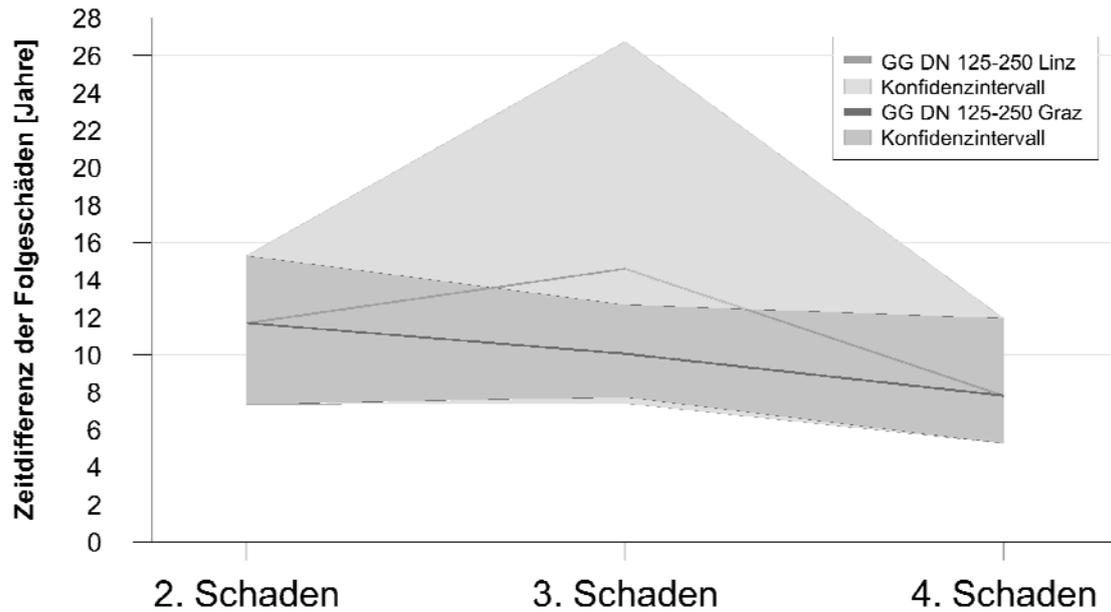


Abbildung 72: Auswertung der Folgeschäden für Material Grauguss GG DN 125 – DN 250 in Graz / Linz

Für den 5 Schaden kann hier ein Bereich von 6 ~ 8 Jahren angegeben werden.

Da für den dritten Schaden eine Unterteilung der Daten nur nach Versorgungsnetz erfolgt ist, ist auch das Konfidenzintervall für die Daten aus Linz, aufgrund des geringeren Stichprobenumfangs, deutlich breiter als jenes der Daten aus Graz. Auch hier können die fortlaufenden Schadensaufzeichnungen zukünftig zu einer präziseren Aussage führen.

6 Einflussfaktoren auf die mittelfristige Erneuerungsplanung

Mit Hilfe eines statistischen Modells wurde in Kapitel 4 gezeigt, wie man die Ausfallswahrscheinlichkeit von Leitungen in Abhängigkeit verschiedener Merkmale hinsichtlich des Erstschadens abschätzen kann. In Kapitel 5 wurde auf die strangbezogene Analyse von Folgeschäden eingegangen, um Zeiträume zu definieren, in denen mit dem Auftreten eines weiteren Schadens zu rechnen ist. Wie bereits zu Beginn in Kapitel 2.2 gezeigt, beeinflussen jedoch in der Praxis noch andere Faktoren die mittelfristige Rehabilitationsentscheidung.

Ziel eines Wasserversorgungsunternehmens sollte es nach DVGW W 400-3 (2006) und ÖVGW W 100 (2007) sein, Versorgungsunterbrechungen insbesondere von Rohrschäden (Anzahl und Dauer bezogen auf den Kunden) niedrig zu halten. Beide Richtlinien schlagen Richtwerte für die Schadensrate vor. Die zulässige innerbetriebliche Schadensrate ist jedoch durch den Wasserversorger selbst aufgrund kundenorientierter, versorgungstechnischer und wirtschaftlicher Gesichtspunkte festzulegen.

Werden hier nur Kosten der Baustelle (Grabung, Rohrverlegung, Verfüllung, Asphaltierung) sowie Kosten für den Wasserverlust je m³ angesetzt, wird es aus wirtschaftlicher Sicht stets effektiver sein, einen weiteren Schaden zu reparieren, als eine Leitung zu erneuern. Erst wenn der Leitungsstrang eine betrieblich festgelegte Schadensanzahl überschreitet, der Strang also bereits einige Reparaturstellen aufweist, wird der Strang, wenn möglich in Kombination mit anderen Baumaßnahmen, erneuert.

Werden jedoch andere anfallende Kosten wie Staukosten des Verkehrs, verursacht durch Reparaturmaßnahmen an Trinkwasserleitungen, in die Kalkulation aufgenommen, senkt sich die wirtschaftlich vertretbare Schadensrate deutlich.

6.1 *Staukosten infolge Baumaßnahmen am Versorgungsnetz*

In Österreich regelt die ÖNORM B 2533 (2004) die theoretische Anordnung von Trinkwasserleitungen im unterirdischen Verkehrsraum über Mindestabstände in horizontaler und vertikaler Richtung. Trinkwasserleitungen sollen gemäß dieser Norm im städtischen Bereich in der Regel in der Fahrbahn verlegt werden und eine Mindestüberdeckung von 1,5m aufweisen. Abwasserentsorgungsanlagen sind gemäß der Norm im städtischen Bereich in der Regel in der Fahrbahn einschließlich der Parkspur oder eines Abstellstreifens zu situieren. Im geschlossenen Baugebiet sollten Kanäle in der Mitte der Fahrbahn verlegt werden. Gasversorgungsanlagen sind wenn möglich im Gehsteig, in Nebenfahrbahnen, Grün- oder Abstellstreifen ohne Baumbepflanzung zu verlegen. Ist dies nicht möglich, sind Gasleitungen in den an den Gehsteig anschließenden Fahrstreifen zu verlegen. Auch die EN 805 (2000) schreibt einen Mindestabstand zu anderen Rohrleitungen in horizontaler Richtung vor, eine

spezielle Lage im Straßenkörper wird hier jedoch nicht vorgeschrieben. Leitungsnetze wie in Wien (1841/1864), Graz (1872) oder Linz (1892) liegen schon über einen sehr langen Zeitraum im unterirdischen Raum. Umlegungen der Trasse passieren heute nur infolge wirtschaftlicher Notwendigkeit bei geplanten Erneuerungsbaustellen. In Abbildung 73 ist beispielhaft dargestellt wie begrenzt der innerstädtische Straßenraum ist, in dem sämtliche unterirdische Infrastruktur vergraben liegt.

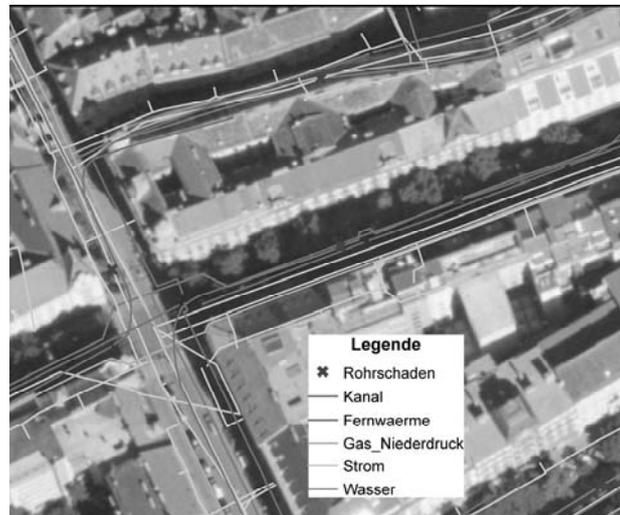


Abbildung 73: innerstädtische unterirdische Infrastruktur am Beispiel der Stadt Graz (Gangl et al., 2007d)

Aus Abbildung 73 kann man aber auch einfach den Schluss ziehen, dass im Falle eines Gebrechens und einer nachfolgenden Reparatur der innerstädtische Verkehr beeinflusst wird, es wird zu Staubildung kommen. Ziel eines jeden Infrastrukturanbieters sollte es sein, diese Beeinträchtigung so gering wie möglich zu halten. Der Einsatz grabenloser Bauverfahren kann hier einen großen Vorteil gegenüber der herkömmlichen offenen Bauweise haben.

6.1.1 Berücksichtigung externer Kosten

Beispiele für die Berücksichtigung externer Kosten im Verkehr gibt es mit Kosten-Nutzen-Analysen (BMVBW, 2000; RVS 02.01.22, 2002; SN 641 820, 2006) oder mit der Wirtschaftlichkeitsberechnung von Bauinvestitionen (Adensam et al., 2001). Auf europäischer Ebene wird in der EU Wegekostenrichtlinie (2006) auf ein zukünftiges Modell zur Bewertung externer Kosten für alle Verkehrsträger zur Berechnungen von Infrastrukturgebühren verwiesen.

Um Verkehrsstau definieren zu können ist nach Peter et al. (2003) der Bezug auf eine Referenzsituation ohne Stau relevant. Die wissenschaftliche Diskussion gibt hier keine eindeutigen Antworten. Normalerweise wird ein bestimmter Service-Level zu Grunde gelegt. Als Stauschwelle definieren Peter et al. (2003) die durchschnittliche Fahrzeit, welche man in den „Off-Peak“ - Zeiten (Vormittag, Nachmittag und Teil der Wochenendstunden) braucht, um einen Abschnitt zu durchfahren. Stau wird definiert

als Differenz zwischen den Fahrzeiten in den Peak - Zeitfenstern (Morgen, Mittag, Abend) und dieser Stauschwelle. Wer auf einem Abschnitt eine längere Fahrzeit aufweist als die Stauschwelle, erfährt eine Fahrzeitverzögerung und hat somit Stau- und Langsamfahrkosten. Dies ist eine pragmatische Betrachtungsweise, erlaubt aber ein transparentes Erhebungsdesign und entspricht der Logik der Verkehrsmodellierung (Unterscheidung zwischen Spitzenstundenverkehr und Tagesverkehr). Diese Definition ist gleichzeitig auch relativ extensiv. Sie lässt nicht auf tatsächliche Verkehrszusammenbrüche schließen.

Aus volkswirtschaftlicher Sichtweise gelten als Stau „Verspätungen...“, die einem Fahrzeug durch andere Fahrzeuge aufgezwungen werden“ (Thomson, 1978). Neben anderen Auswirkungen führen Staus bei den VerkehrsteilnehmerInnen zu Zeitverlusten, welche mittels geeigneter Kostensätze in Geldbeträge umgerechnet werden können. Sinn (2003) beziffert etwa Deutschlands Staukosten in Form von Zeitverlusten und unnötigem Spritverbrauch auf jährlich etwa 120 Milliarden Euro.

Speziell in Kombination mit dem Thema der PKW-Maut und Road-Pricing gibt es unterschiedlichste Kostenansätze für LKW- und PKW-Verkehr. Die Höhe der Kosten, die ein Fahrzeug im Stau steht, hat einen großen Einfluss auf die Entscheidung, ob weiterhin Kurzzeitbaustellen für die Reparatur eines Schadens durchgeführt werden sollen, oder ob eine etwas länger dauernde Erneuerungsbaustelle durchgeführt werden soll.

6.1.1.1. Externe Umweltkosten

Das Umweltbundesamt (UBA, 2007) schlägt als durchschnittliche externe Umweltkosten für PKW 2,9 Cent/km und für LKW (über 3,5t) Kosten in der Höhe von 17,4 Cent/km vor. Darin werden sekundäre Staukosten wie erhöhte Betriebskosten, Umweltkosten (zusätzliche Luftverschmutzung) oder staubedingte Unfallkosten abgedeckt.

Legt man diesen Kostenansätzen eine mittlere innerstädtische Fahrgeschwindigkeit von 20 km/h zugrunde, lassen sich somit Kosten für einen PKW von 58 Cent/h und für einen LKW von 3,48 €/h berechnen.

6.1.1.2. Stau- und Langsamfahrkosten

Die betrachteten Staukosten werden nur durch die angefallene Fahrzeitverzögerung des Güter- und Geschäftsverkehrs und des Pendler- und Freizeitverkehrs verursacht.

In der Studie zu Zeitkostenansätzen im Personenverkehr weisen König et al. (2004) folgende mittlere Zeitkosten in Schweizer Franken / Stunde aus (Tabelle 37). Für die durchschnittlichen Zeitkostenansätze der betrachteten Verkehrsmittel wurden die Zahlen entsprechend der Schweizer Weglängen- und der Einkommensverteilung nach Mikrozensus 2000 gewichtet. Der Einfachheit halber wurden die CHF-Beträge

in €-Beträge umgerechnet. Die Kosten sind dabei für den PW (Personenwagen), also privater Verkehr, und den ÖV (öffentlichen Verkehr) dargestellt.

Tabelle 37: Empfohlene mittlere Zeitwerte [CHF/h] für 2003 (König et al., 2004)

	Pendlerfahrt	Einkaufsfahrt	Nutzfahrt	Touristische Fahrt	Alle Zwecke
PW	CHF 21,4 € 13,30	CHF 18,1 € 11,20	CHF 32,5 € 20,20	CHF 12,3 € 7,60	CHF 18,2 € 11,30
ÖV	CHF 17,7 € 11,00	CHF 13,8 € 8,60	CHF 30,3 € 18,80	CHF 9,7 € 6,00	CHF 14,9 € 9,30

Von Seiten der Forschungsgemeinschaft Straße und Verkehr wurden folgende Kostenansätze als Diskussionsgrundlage vorgeschlagen. Diese Ansätze beruhen auf einer persönlichen Mitteilung von Dr. Berger als Mitglied des Arbeitskreises und sind noch nicht publiziert (Tabelle 38).

Tabelle 38: Zeitkostenansätze Forschungsgemeinschaft Straße und Verkehr (Entwurf 2007)

Zeitkostenansatz LKW Nahverkehr:	27,0 [€/h]
Zeitkostenansatz LKW Geschäftsverkehr	28,0 [€/Person*h]
Zeitkostenansatz PKW Berufspendelverkehr	10 [€/Person*h]
Zeitkostenansatz PKW Ausbildung/Freizeit	7 [€/Person*h]
mittlerer Besetzungsgrad:	1,1~1,3 [Personen/Fz]

Als Vergleich wird in Österreich bereits seit einiger Zeit über die Einführung von Road-Pricing für PKW diskutiert. Nach von Winning (2006) könnten diese Beträge zwischen 0,07 €/km innerorts bis 0,35 €/km im Stau liegen. Nach Steininger & Gobiet (2005) wären Beträge bis zu 0,10 €/km sowie zusätzlich 100% als belastungsabhängiger Aufschlag in Ballungszentren (07:00 – 09:00 und 16:00 – 18:00) anzusetzen. Gemäß Schade et al. (2006) sollten für Europa Transportkosten für Personen in der Höhe von 0,43 €/km, für LKW 1,33 €/km angesetzt werden.

Legt man den Kilometerkosten eine mittlere Fahrgeschwindigkeit von 20 km/h in Städten zugrunde, lassen sich folgende Kostenansätze berechnen (Tabelle 39).

Tabelle 39: Zusammenstellung von Kostenansätzen für Staukosten

Staukosten	von Winning (2006)	Steininger & Gobiet (2005)	Schade et al. (2006)	König et al. (2004)	Forschungsgemeinschaft Straße und Verkehr (2007)
PKW (20 km/h)	€ 7,00	€ 4,00	€ 8,60	€ 11,40	€ 12,00
LKW (20 km/h)	-	-	€ 26,60	-	€ 27,00

In den weiteren Auswertungen werden unter Umweltkosten externe Umweltkosten sowie Stau- und Langsamfahrtkosten verstanden. Für die weitere Kalkulation wird mit folgenden Ansätzen gerechnet:

- 9,2 €/h für PKW
- 27 €/h für LKW

Staukosten sind Kosten, die nicht direkt dem Verursacher entstehen und daher diesem nicht direkt angerechnet werden können. Städtische Wasserversorgungsunternehmen sind jedoch in Österreich zum größten Teil in öffentlicher Hand oder in Aktiengesellschaften ausgegliedert, bei denen wiederum die öffentliche Hand Mehrheits-eigentümerin ist. Die Gemeinde ist neben der Wasserversorgung auch für die Straßenerhaltung oder den öffentlichen Verkehr zuständig. Somit ist sie bestrebt, eine möglichst durchgängige Asphaltdecke aufrecht zu erhalten, beziehungsweise eine Sperre der Straße und dadurch eine Verzögerung im öffentlichen Verkehr zu vermeiden. In manchen Städten gibt es bereits gesonderte Grabungsentgelte, wenn Baumaßnahmen losgelöst von Straßensanierungsarbeiten durchgeführt werden.

6.1.2 Baumaßnahme

Kommt es zu einem Leitungsbruch, dann wird für diesen Fall in den Versorgungsnetzen der Grazer Stadtwerke FB Wasser, der Linz AG Wasser und dem Villacher Wasserwerk für die reine Behebung eines Rohrbruchs folgender Zeitaufwand angesetzt.

- 8 h für Behebung des Rohrbruchs und provisorische Künettenverfüllung
- 8 h für Wiederherstellung der Asphaltdecke (einige Tage später, mit Straßenmeistern abgestimmt) inklusive Aushärtezeit für Asphalt nach RVS 08.16.01 (2007)

Zusätzlich zu den reinen Reparaturarbeiten (Sperrungen der Baustelle, Grabungs- und Verlegetätigkeiten, Wiederverfüllung, Errichten eines Provisoriums) werden noch zusätzliche Zeiten für Absperren der Leitung, Errichten einer provisorischen Versorgung, Druckprüfung nach der Reparatur, Spülen der Leitung, in Betriebnahme des reparierten Leitungsstrangs) von in Summe 16 Stunden angesetzt. Somit ist für die Reparatur in Summe ein Zeitbedarf von ca. 24 Stunden anzusetzen.

In Graz wird gemäß der Informationen des Straßenamtes - Abteilung Bauentwicklung bei sehr stark belasteten Straßen nur eine Nacharbeit bewilligt. Untertags ist die Baustelle mit Stahlplatten abzudecken und dem Verkehr freizugeben. In der Regel soll eine Baustelle so kurz wie möglich den Verkehr behindern, deshalb werden je nach Verkehrsbelastung Nacht-, 2-Schicht- und/oder Wochenendarbeiten vorgeschrieben. Fixe Randbedingungen wie Aushärtezeiten der Asphaltdecke oder das Spülen einer Rohrleitung um sie keimfrei zu bekommen und wieder ans Netz zu gehen erhöhen die Sperrzeiten. Gemäß RVS 08.16.01 (2007) darf die Verkehrsfreigabe bei offenporigen Asphalten und hochstandfesten bituminösen Tragschichten frühestens 12 Stunden nach Abschluss der Einbauarbeiten erfolgen.

Bei untergeordneten oder weniger belasteten Straßen kann die Zeitdauer von Aufgrabung, Reparatur, Spülung, Wiederverfüllung und Asphaltierung aber auch mehr als eine Woche in Anspruch nehmen.

6.1.3 Modellierte Lastfälle

Gemäß RVS 03.08.71 (2001) werden baustellenbedingte Zeitkosten unterschieden zwischen Baustellen, bei denen mindestens ein Fahrstreifen in jede Richtung zur Verfügung steht (Umleitung) und mit keinen oder geringen Wartezeiten gerechnet werden muss, sowie Baustellen, bei denen nur insgesamt ein Fahrstreifen vorhanden ist und Verzögerungen zum Beispiel infolge einer Lichtsignalanlage eingeplant sind. Um die auftretenden Zeitverluste verursacht durch Reparaturmaßnahmen an der Trinkwasserleitung abschätzen zu können, werden zwei Rohrbruchszenarien untersucht:

- zweistreifige Straße mit Gegenverkehr, Trinkwasserleitung liegt in einem Fahrstreifen, Verkehrsregelung bei Baustelle (Signalanlage, händische Regelung) (Abbildung 74)
- zweistreifige Straße mit Gegenverkehr, Trinkwasserleitung liegt nahe dem Verkehrsraum, die Geschwindigkeit wird von 50 km/h auf 30 km/h im Baustellenbereich reduziert (Abbildung 75)

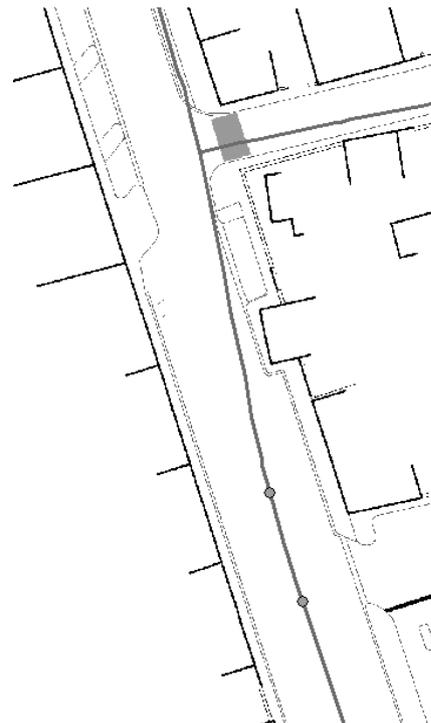


Abbildung 74: zweistreifige Straße mit Gegenverkehr, Trinkwasserleitung liegt in einem Fahrstreifen, Verkehrsregelung bei Baustelle

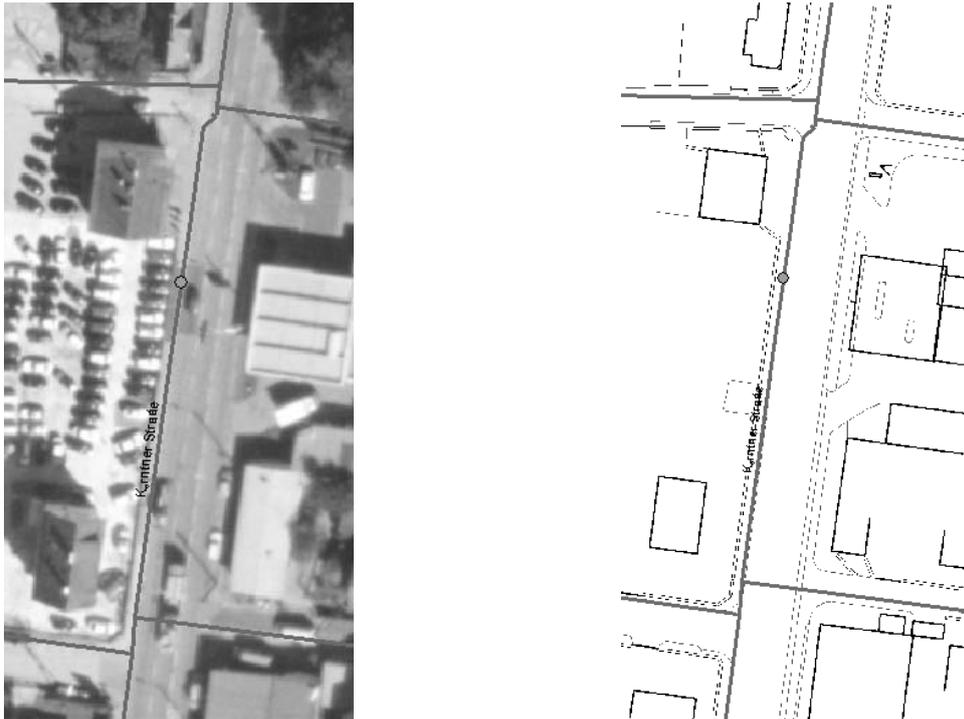


Abbildung 75: zweistreifige Straße mit Gegenverkehr, Trinkwasserleitung liegt nahe dem Verkehrsraum, Geschwindigkeit wird von 50km/h auf 30km/h im Baustellenbereich reduziert

Liegt die Leitung im Randbereich der Straße oder im Gehsteigbereich und kommt es nur zu einer lokalen Reparatur, reicht eine Einengung der Fahrbahn und eine Beschränkung des Verkehrs auf 30 km/h aus. Quert jedoch die schadhafte Leitung die Fahrbahn, muss die Fahrbahn gesperrt werden. Wenn nur ein Fahrstreifen befahrbar ist, kann als Verkehrsregelung eine Handregelung (RVS 05.05.44, Anhang 1 Blatt 5, 2003) erfolgen, eine Regelung mittels Wartepflicht (RVS 05.05.44, Anhang 1 Blatt 9, 2003) oder mittels Lichtsignalanlage LSA (RVS 05.05.44, Anhang 1 Blatt 10, 2003).

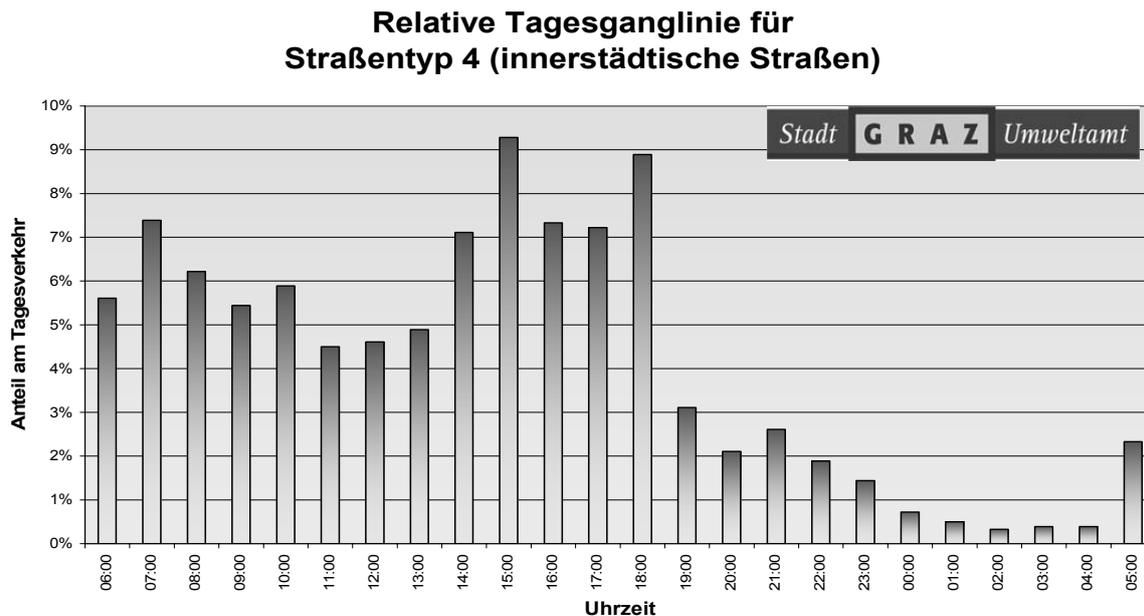


Abbildung 76: relative Tagesganglinie für innerstädtische Straßen (Stadt Graz Umweltamt)

Für die Berechnungen wurden die Daten des JDTV (Jährlich Durchschnittlicher Täglicher Verkehr) und des LKW Anteils für den betrachteten Straßenquerschnitt sowie die relative Tagesganglinien für den Straßentyp „innerstädtische Straßen“ vom Umweltamt der Stadt Graz zur Verfügung gestellt (Abbildung 76).

6.1.4 Grundlagen für die Modellierung

6.1.4.1. Leistungsfähigkeit

Die Leistungsfähigkeit einer Straße oder eines Knotens wird im Handbuch für die Bemessung von Straßenverkehrsanlagen (HBS 2001) geregelt. Die Bemessung der Leistungsfähigkeit eines Knotens erfolgt in Österreich nach den Richtlinien und Vorschriften für den Straßenbau (RVS 03.05.12, 2007; RVS 03.05.13, 2001), die Bemessungen entsprechen aber weitestgehend jenen des HBS 2001.

Die Leistungsfähigkeit einer bestimmten Straßenanlage wird definiert mit jener größten Verkehrsmenge, die während einer bestimmten Zeitspanne von dieser Anlage unter bestimmten vorgegebenen Umständen aufgenommen werden kann. Diese Umstände können sowohl aus den Fahrbedingungen als auch aus den Verkehrsbedingungen resultieren. Innerstädtisch wird die Leistungsfähigkeit einer Straßenanlage in der Regel von den einzelnen Knoten bestimmt.

Wird die Leistungsfähigkeit zu bestimmten Zeiten erreicht, treten Verkehrsbeeinträchtigungen wie Stauungen und Zeitverluste auf.

In Deweis (1992) wird unter Anwendung des von Snizek et al. (1988) entwickelten Verfahrens, das sich im wesentlichen an die Verfahren des HCM 1985 anlehnt, jedoch spezifische österreichische Verhältnisse berücksichtigt, eine Leistungsfähigkeit der Engstelle von ca. 1.160 Kfz/h bis 1.450 Kfz/h je Fahrstreifen angegeben. Eigene

Analysen von Deweis ergeben eine Leistungsfähigkeit der Engstelle von ca. 1.360 Kfz/h bis 1.660 Kfz/h.

Nach Dudek und Richards (1981) kann für eine einstreifige Straße mit wechselndem Richtungsverkehr eine Leistungsfähigkeit der Baustelle von 850 Kfz/h angenommen werden.

Diesen Berechnungen liegt grob der Zusammenhang zugrunde, dass bei einer Geschwindigkeit von 30 km/h ein mittlerer Gesamtabstand (Fahrzeuglänge + Fahrzeugabstand) von 20 m vorliegt und dadurch eine Leistungsfähigkeit von 1.500 Kfz/h berechnet werden kann. Reduziert sich die Fahrgeschwindigkeit auf 20 km/h reduziert sich auch der Gesamtabstand auf 15 m und die Leistungsfähigkeit der Engstelle beträgt nur mehr 1.333 Kfz/h.

Verkehrsstärke q (HBS 2001)

Die Verkehrsstärke q ist die Anzahl n der Verkehrselemente eines Verkehrsstroms je Zeiteinheit an einem Querschnitt. Die Verkehrsstärke wird in der Einheit Kraftfahrzeuge pro Stunde [Kfz/h] beschrieben.

Von Seiten des Umweltamtes der Stadt Graz wurde eine Tagesganglinie für innerstädtische Straßen zur Verfügung gestellt (Abbildung 76).

Bemessungsverkehrsstärke (HBS 2001)

Die für die Bemessung maßgebende Verkehrsnachfrage – angegeben als Verkehrsstärke – wird als Bemessungsverkehrsstärke q_B bezeichnet.

Verkehrsdichte k (HBS 2001)

Die Verkehrsdichte k ist die Anzahl n der Verkehrselemente eines Verkehrsstroms je Wegeinheit zu einem Zeitpunkt. Vereinfacht kann die Verkehrsdichte k als Quotient aus der Verkehrsstärke q und der mittleren Reisegeschwindigkeit v_R beschrieben werden. Die Verkehrsdichte wird in der Einheit Kraftfahrzeuge je Kilometer [Kfz/km] beschrieben.

Fundamentaldiagramm

Die grafische Darstellung der Beziehung zwischen der Verkehrsdichte k und der Verkehrsstärke q , welches sich aus der Umrechnung mit der Fundamentalbeziehung $q = k \cdot v$ ergibt, wird als Fundamentaldiagramm bezeichnet (FGSV, 2004). Das Fundamentaldiagramm (Abbildung 77) zeigt einen eingipfeligen Verlauf der Variablen q über den auf der Abszisse aufgetretenen Werten für k . Da die Neigung eines beliebigen Radiusvektors zu einem Punkt (q_i/k_i) die mittlere momentane Geschwindigkeit charakterisiert ($\bar{v}_{m,i} = q_i/k_i$ in km/h), kann durch das Fundamentaldiagramm der Zusammenhang zwischen allen drei Variablen illustriert werden (Abbildung 77).

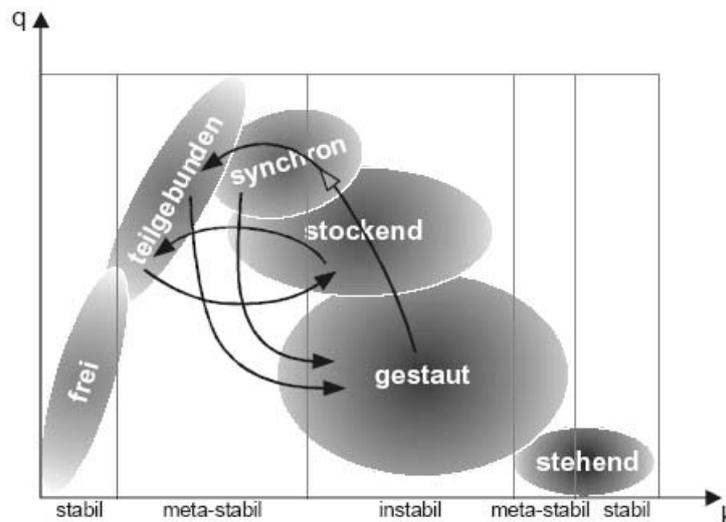


Abbildung 77: Fundamentaldiagramm für den Verkehrsfluss (Kim & Keller, 2001)

Kapazität einer Lichtsignalanlage (HBS 2001)

Unter der Kapazität einer Lichtsignalanlage wird die maximale Anzahl von Verkehrselementen je Zeiteinheit bezeichnet, die unter den gegebenen baulichen und verkehrlichen Bedingungen, von einem Knotenpunkt mit Lichtsignalanlage abgewickelt werden kann.

Sättigungsverkehrsstärke einer Lichtsignalanlage (HBS 2001)

Unter der Sättigungsverkehrsstärke einer Lichtsignalanlage wird die größte Verkehrsstärke bezeichnet, die ein Verkehrsstrom auf einem Fahrstreifen mit ungehindertem Abfluss, bezogen auf die zu einer Stunden summierten Freigabezeiten (Grünstunden), beim Überfahren der Haltlinie erreichen kann (Tabelle 40).

Tabelle 40: Ausgangswerte für Sättigungsverkehrsstärke in Abhängigkeit von der zu erwartenden Freigabezeit (HBS 2001)

zu erwartende Freigabezeit t_F [s]	Sättigungsverkehrsstärke q_s [Pkw/h]	Zeitbedarfswert t_B [s/FZ]
>10	2000	1,8
10	2400	1,5
6	3000	1,2

Die Sättigungsverkehrsstärke kann jedoch mit Hilfe von Angleichungsfaktoren (Schwerlastverkehr, Fahrstreifenbreite) an die tatsächlichen Verhältnisse angepasst werden.

Mittlerer Fahrzeugabstand

Um die Rückstaulänge des beeinträchtigten Verkehrsstromes beschreiben zu können, ist neben der Länge der Fahrzeuge auch der jeweilige Abstand der Fahrzeuge untereinander bei großen Verkehrsdichten relevant.

Geschwindigkeit

Nach § 20 der Straßenverkehrsordnung (BGBl 159/1960 idF BGBl 152/2006) darf der Lenker, sofern die Behörde nicht eine geringere Höchstgeschwindigkeit erlässt, im Ortsgebiet nicht schneller als 50 km/h fahren. In der RVS 05.05.41 (2001), RVS 05.05.43 (2003) und RVS 05.05.44 (2003) werden die allgemeinen Grundlagen für die Baustellenabsicherung behandelt. Darin wird die Verkehrsführung vor und in Baustellenbereichen geregelt, die auch baustellenbedingte Geschwindigkeitsbeschränkungen beinhaltet.

Zwischenzeit nach RVS 05.04.32 (1998)

Die Zeitdauer zwischen Ende der Freigabezeit eines räumenden Verkehrsstroms und dem Beginn der Freigabezeit eines anschließend einfahrenden Verkehrsstroms unter der Voraussetzung, dass beide Verkehrsteilnehmer dieselbe Konfliktfläche nacheinander befahren müssen, wird als Zwischenzeit bezeichnet. Die Zwischenzeit ist auf volle Sekunden aufzurunden und soll im Regelfall 4 Sekunden nicht unterschreiten

Zwischenzeit $t_z =$ Überfahrzeit $t_{\bar{u}}$ + Räumzeit t_r - Einfahrzeit t_e

Die Überfahrzeit ist die Zeitdauer zwischen dem Ende der Freigabezeit und dem Zeitpunkt des Überfahrens der Haltelinie durch das letzte räumende Fahrzeug. Für Geschwindigkeiten bis 60 km/h beträgt die Übergangszeit drei Sekunden.

Die Räumzeit ist die Zeitdauer für das Zurücklegen des Räumweges plus der Fahrzeuglänge mit einer Räumgeschwindigkeit v_r . Diese ist für Kraftfahrzeuge mit $v_r = 12$ m/s anzusetzen.

Die Einfahrzeit ist die Zeitdauer für das Zurücklegen des Einfahrweges mit einer Einfahrtgeschwindigkeit v_s . Diese ist für Kraftfahrzeuge mit $v_s = 12$ m/s anzusetzen.

Nach RVS 03.08.71 (2001) kann die Zwischenzeit nach Formel 38 berechnet werden.

Formel 38:
$$t_z = 3,0 + \frac{S_r}{V_r} \text{ [s]}$$

S_r ... Länge der Baustelle mit wechselnder Einbahnregelung [m]

V_r ... Räumgeschwindigkeit [m/s]

Für die Modellierung wurde eine Zwischenzeit von 9 Sekunden angesetzt.

Freigabezeit nach RVS 05.04.32 (1998)

Die Freigabezeit t_{gr} ist die Zeitdauer, während der ein Freigabezeichen gegeben wird. Die Mindestfreigabezeit für Kraftfahrzeugströme hat 8 Sekunden zu betragen.

Umlaufzeit nach RVS 05.04.32 (1998)

Die Umlaufzeit entspricht bei Signalprogrammen mit festen Signalzeiten der Zeitdauer des einmaligen Ablaufs des Signalprogramms.

$$t_u \geq \sum_{\text{maßg.}} t_z + \sum_{\text{maßg.}} t_{gr}$$

Als Richtwerte sollte die Umlaufzeit normal im Bereich 50s ~ 100 s, maximal aber 120 s betragen. In Sonderfällen kann sie bis 150 s betragen.

Als maßgebende Zwischenzeiten $_{\text{maßg.}}t_z$ gelten jene Zwischenzeiten, die zwischen den jeweils maßgebenden Verkehrsströmen der einzelnen Phasen einzuhalten sind.

Die maßgebenden Freigabezeiten $_{\text{maßg.}}t_{gr}$ für den motorisierten Individualverkehr werden anhand der Dimensionierungsbelastungen unter Berücksichtigung der Mindestfreigabezeiten bestimmt.

In der Realität gibt es entweder eine fixe Umlaufzeit im Signalprogramm oder, abhängig von aktuell auftretenden stündlichen Schwankungen der Verkehrsstärke, eine verkehrsunabhängige Steuerung. Eine Mischvariante von fixen Umlaufzeiten im Signalprogramm, die jedoch auf den Verlauf in der Tagesganglinie abgestimmt ist, ist ebenfalls möglich. Eine weitere Möglichkeit besteht darin, über einen Verkehrsrechner aktuelle Messungen von Zählschleifen vor Lichtsignalanlagen auszuwerten, um über ein Stadtgebiet die optimale Umlaufzeit einzelner Lichtsignalanlagen zu steuern.

Getroffene Randbedingungen

Als Randbedingung wurde eine Baustellenlänge von 50 m angenommen. Gemäß den Anforderungen der RVS 05.05.44 (2003) ist zusätzlich noch 25 m vor und nach der Baustelle ein Sicherheitsbereich einzuhalten

In den durchgeführten Untersuchungen wurde vereinfacht eine verkehrsunabhängige Fixzeitsteuerung einer Lichtsignalanlage abgestimmt auf größere Verkehrsbelastungen verwendet. Der Vollständigkeit halber sei jedoch darauf hingewiesen, dass eine optimal auf die tatsächliche Verkehrsbelastung abgestimmte Regelung zu geringeren Stauzeiten und dadurch geringeren Staukosten führen kann.

Berechnet wurde die Differenz in der Reisezeit, die ein Fahrzeug für eine definierte Strecke benötigt, wenn es auf dieser Strecke zu einer Einengung (Geschwindigkeitsreduzierung auf 30 km/h) oder zu einer Ampelregelung infolge einer Baustelle kommt. Dabei wird die Leistungsfähigkeit der Lichtsignalanlage mit ungefähr 750 Kfz/h als Randbedingung eingeführt. Kommen pro Stunden mehr Fahrzeuge an, so können diese erst zeitverzögert abgebaut werden.

6.1.5 Modellierung

Die Berechnung der Staukosten für den Lastfall „Sperrung eines Fahrstreifen“ und „Eingengung der Fahrbahn“ erfolgt mit Hilfe eines mikroskopischen, zeitschrittorientierten und verhaltensbasierten Simulationsmodell zur Nachbildung von Stadt- und Außerortsverkehr (VISSIM 4.20.03). Die Berechnungsergebnisse wurden zusätzlich noch mit dem vereinfachten Formelwerk des Handbuchs für die Bemessung von Straßenverkehrsanlagen (HBS 2001) überprüft. In beiden Berechnungen wird die zufällige Ankunft der Fahrzeuge poissonverteilt modelliert.

Relevant für die Berechnung der Staukosten ist die stündliche Verteilung des Verkehrs über den Tag, da speziell stündliche Verkehrsspitzen die Leistungsfähigkeit überschreiten können. In Abbildung 78 ist die stündliche Verteilung des Verkehrs bei einem jährlich durchschnittlichen täglichen Verkehr JDTV von 20.000 Kfz aufgetragen. Zusätzlich ist die mittlere Wartezeit in Minuten je Kfz bei einer Ampelschaltung aufgetragen. Die Leistungsfähigkeit einer Ampel ist mit ca. 750 Kfz/h begrenzt. Deshalb erhöht sich die Wartezeit der Fahrzeuge ab Überschreiten der Leistungsfähigkeit und kann erst zeitversetzt abgebaut werden.

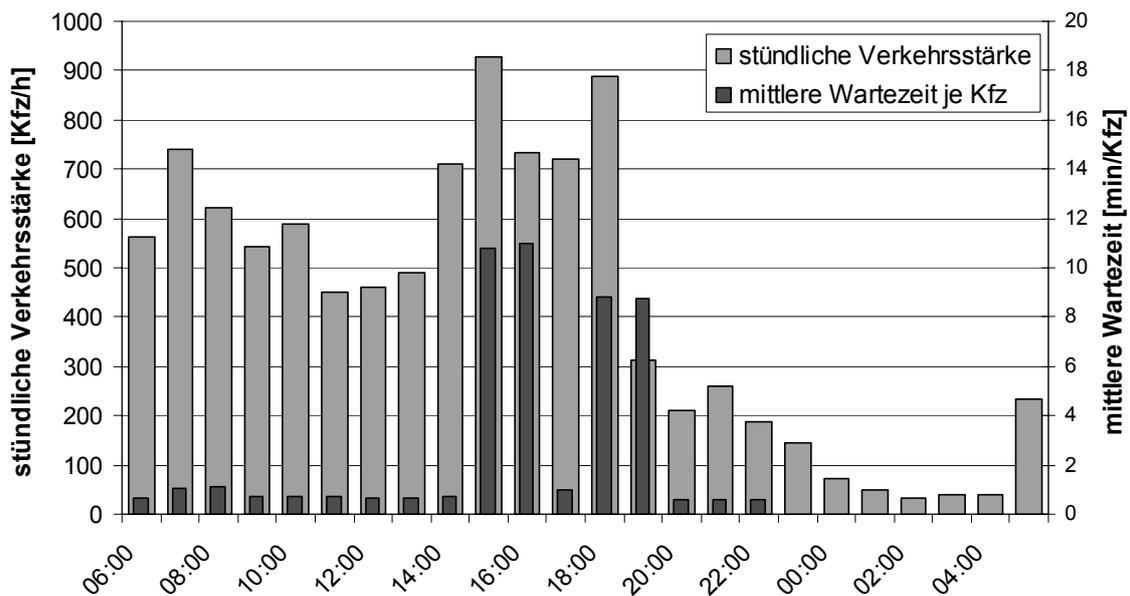


Abbildung 78: tägliche Verkehrsbelastung an innerstädtischen Straßen in Graz bei einem JDTV 20.000 Kfz/Tag (Gangl, 2007e)

Sofern für die Straßenquerschnitte keine richtungsabhängigen Verkehrsstärken vorliegen, kann der Verkehr näherungsweise zu 50 % je Fahrtrichtung aufgeteilt werden. Bei den ausgewerteten Straßen handelt es sich um innerstädtische Straßen, weshalb ein Fehler in der zeitlichen Abweichung der Verkehrsaufteilung je Fahrtrichtung (Pendlerverkehr am Morgen/Abend) gering ist. Bei Zubringer- oder Radialstraßen wo der Pendlerverkehr zu einer einseitigen Morgen- und Abendspitze führt, ist diese Aufteilung nicht zulässig.

Modellierung Fall 1

Sperre eines Fahrstreifens (Ortsgebiet), Handregelung wenn nur ein Fahrstreifen befahrbar ist (RVS 05.05.44, Anhang 1 Blatt 5, 2003), mittels Wartepflicht (RVS 05.05.44, Anhang 1 Blatt 9, 2003) oder mittels VLSA (RVS 05.05.44, Anhang 1 Blatt 10, 2003).

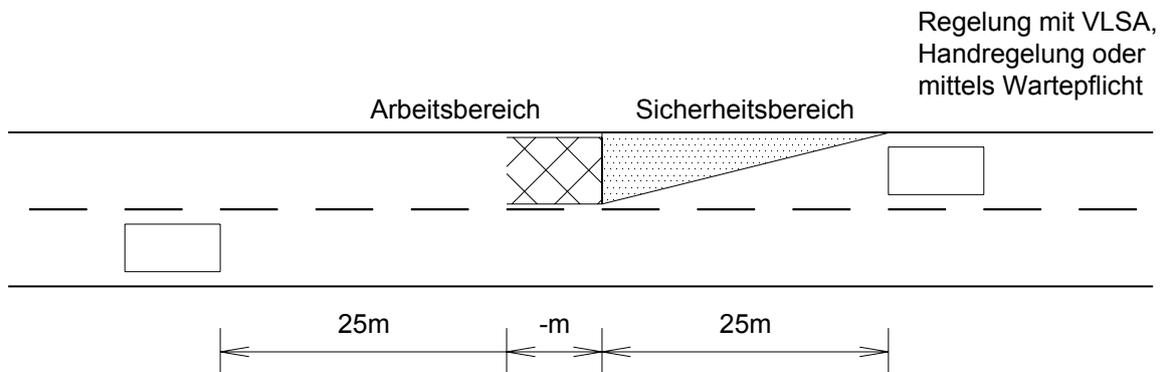


Abbildung 79: Schema Lastfall 1 – Sperre eines Fahrstreifen infolge einer Baumaßnahme

Modellierung Fall 2

Arbeiten mit geringer Einengung (RVS 05.05.44 Anhang 1 Blatt 8, 2003). Die Länge der Baustelle ist hier ebenfalls mit 50m angesetzt, die Leitung liegt hier jedoch im Randbereich der Straße, weshalb der Fahrstreifen nur teilweise benötigt wird.

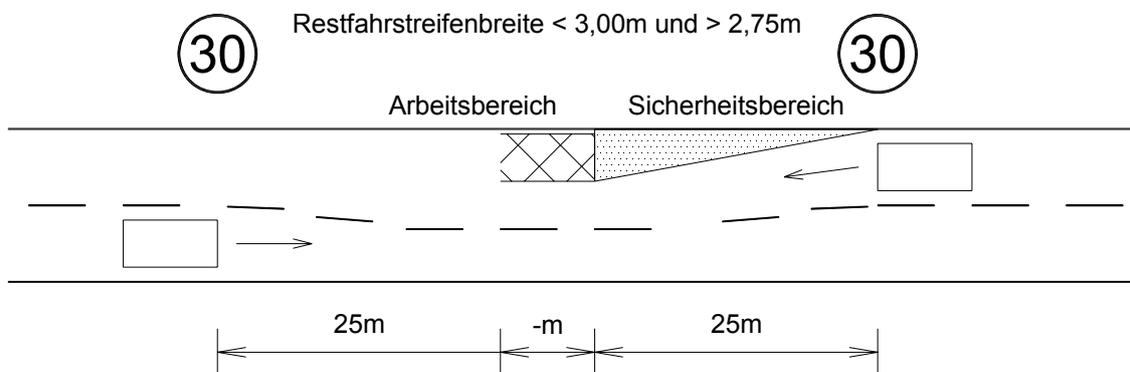


Abbildung 80: Schema Lastfall 2 – Einengung eines Fahrstreifen infolge einer Baumaßnahme

6.1.6 Vergleich der Berechnungsverfahren

Mit Hilfe der Modellierungssoftware VISSIM (**V**erkehr **i**n **S**tädten – **S**imulation) wurde die Engstelle mit verschiedenen Verkehrsstärken modelliert. Dadurch ist es möglich, Tagesganglinien unterschiedlichster täglicher Verkehrsstärken und die resultierenden staubedingten Wartezeiten zu berechnen.

Im Formelwerk des Handbuchs für die Bemessung von Straßenverkehrsanlagen (HBS 2001) wird eine Überschreitung der Leistungsfähigkeit zwar ebenfalls berücksichtigt, es kann hier jedoch nur eine geringe Überschreitung berücksichtigt werden.

In Abbildung 81 werden die jeweiligen Verläufe der Tagesganglinien bei einer Baustelle mit einer Lichtsignalanlage verglichen. Die Leistungsfähigkeit der Engstelle wird durch das Berechnungsverfahren nach VISSIM strikt eingehalten. Der ankommende Verkehr kann zeitversetzt die Engstelle passieren. Entsprechend dem Formelwerk nach dem HBS wird die Leistungsfähigkeit nicht entsprechend berücksichtigt.

Entsprechend der Auswertungen ist es verständlich, dass für eine Bemessung nach VISSIM höhere Wartezeiten als Ergebnis der Berechnung die Folge sind, die jedoch eher der Realität entsprechen. Für kleinere tägliche Verkehrsstärken ist jedoch eine Bemessung nach HBS zulässig.

Bei zunehmenden Verkehrsbelastungen weichen die beiden Bemessungsverfahren deutlich von einander ab. Im Anhang ist für unterschiedliche Verkehrsbelastungen der Verlauf der Tagesganglinie infolge einer Engstelle mit der Berechnungsmethode nach HBS und VISSIM dargestellt. Der Unterschied im Ergebnis der Berechnungsverfahren ist dabei mit zunehmender Verkehrsbelastung deutlich erkennbar.

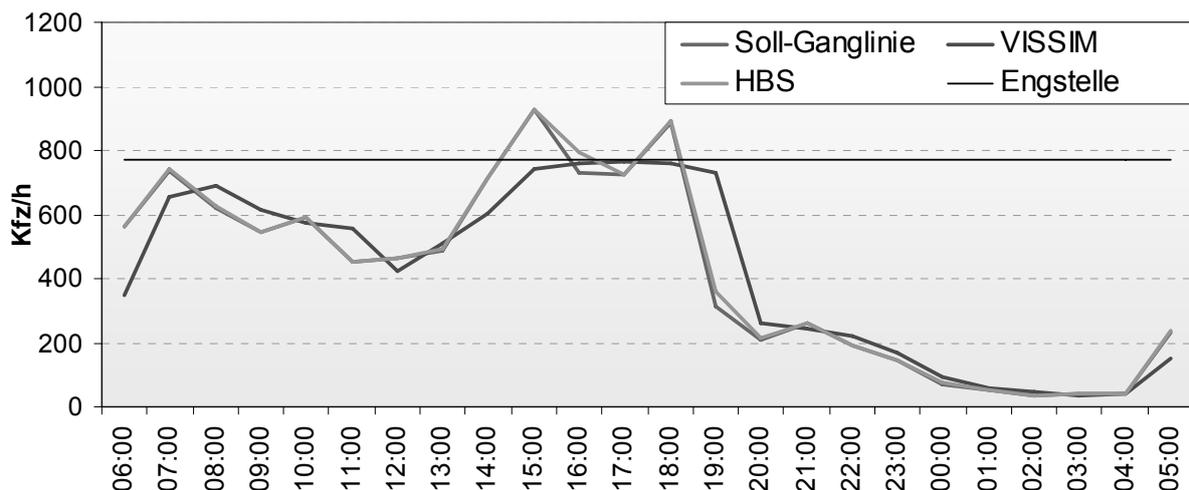


Abbildung 81: Gegenüberstellung der Tagesganglinien bei einer LSA mit Berechnung nach VISSIM und HBS

6.1.7 Ergebnisse

Ziel der Untersuchung war es, unter Berücksichtigung der vorher definierten Randbedingungen ein einfaches Instrument zu entwickeln, welches es dem Entscheidungsträger ermöglicht, rasch den Einfluss einer Baustelle hinsichtlich Umweltkosten (externe Umweltkosten nach Kapitel 6.1.1.1 und Staukosten nach Kapitel 6.1.1.2) abschätzen zu können. In vielen größeren Städten (Bezirkshauptstädte aufwärts) liegen Daten von Verkehrszählungen vor. Da diese Umweltkosten von der Anzahl der Fahrzeuge abhängen, welche durch eine Baumaßnahme beeinträchtigt werden, wurden diese Kosten verkehrsabhängig berechnet (Abbildung 82).

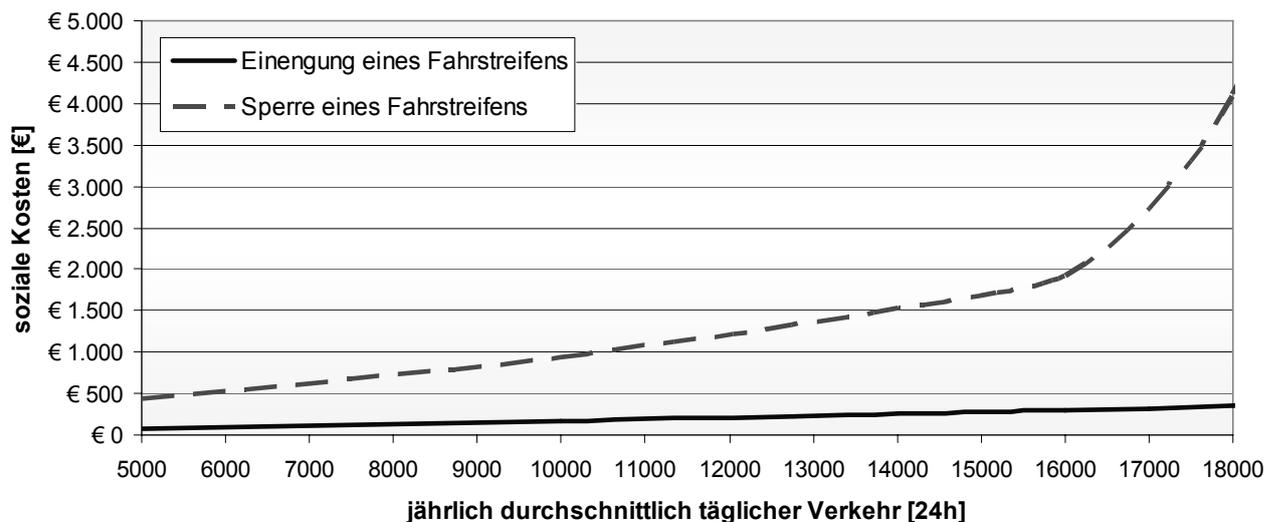


Abbildung 82: Umweltkosten in Abhängigkeit der jährlich durchschnittlichen täglichen Verkehrsstärke mit VISSIM berechnet (Gangl et al., 2007d)

In der obigen Abbildung kann der Einfluss der Sperrung eines Fahrstreifens und die daraus resultierenden externen Kosten (Umweltkosten und Staukosten) gegenüber einer Einengung eines Fahrstreifens abgelesen werden. In der Realität gibt es natürlich speziell in größeren Städten eine Vielzahl von Straßen, die eine größere Verkehrsbelastung als 18.000 Kfz/Tag haben. Erfahrungen zeigen jedoch, dass mit zunehmendem Verkehrsstau von den einzelnen Autofahrern Alternativrouten gewählt werden, sofern diese in Abhängigkeit der persönlichen Einschätzung einen Vorteil bringen. Zusätzlich tritt in Abhängigkeit der Dauer der Baustelle auch ein gewisser Lernprozess ein; es wird am nächsten Tag möglicherweise eine alternative Route gewählt. Da es für dieses Verhalten keine Studien gibt, die diesen Prozess beschreiben, wird die Berechnung der Staukosten mit einer Verkehrsstärke von 18.000 Kfz/Tag nach oben hin begrenzt.

6.1.8 Jahreszeitliche Schwankungen

Ebenso wie es in der Wasserversorgung Schwankungen im täglichen Bedarf sowie jahreszeitliche Schwankungen gibt, gibt es auch im Verkehrsaufkommen entsprechende jahreszeitliche Schwankungen.

Durch eine Verlegung der Baumaßnahme in verkehrsschwache Monate können die Auswirkungen auf den Verkehr minimiert werden. Erfahrungen vom Stadtplanungsamt der Stadt Graz zeigen, dass in den Sommermonaten während der Urlaubszeit mit einer Reduktion des Verkehrsaufkommens von 15 % ~ 20 % zu rechnen ist.

Auswertungen von Schmidt und Thomas (1996) zeigen Hochrechnungsfaktoren aus Kurzzeitählungen im Innerortsbereich. Auf der Datengrundlage der Jahre 1990-1992 wurden stadtnahe und innerstädtische Jahresganglinien für Kfz und Lkw analysiert und deren Abweichung vom Mittelwert dargestellt.

Die ASFINAG – Autobahnen und Schnellstraßen Finanzierungs-Aktiengesellschaft betreibt über ganz Österreich verteilt Dauerzählstellen an Autobahnen, Schnellstraßen und Bundesstraßen. Ein Vergleich der Auswertungen nach Schmidt und Thomas (1996) mit den Daten der ASFINAG-Messstelle Graz auf der Bundesstraße B 67 zeigt eine recht gute Übereinstimmung und zeigt ebenfalls sehr deutlich eine Reduzierung des Verkehrs in den Sommermonaten (Abbildung 83).

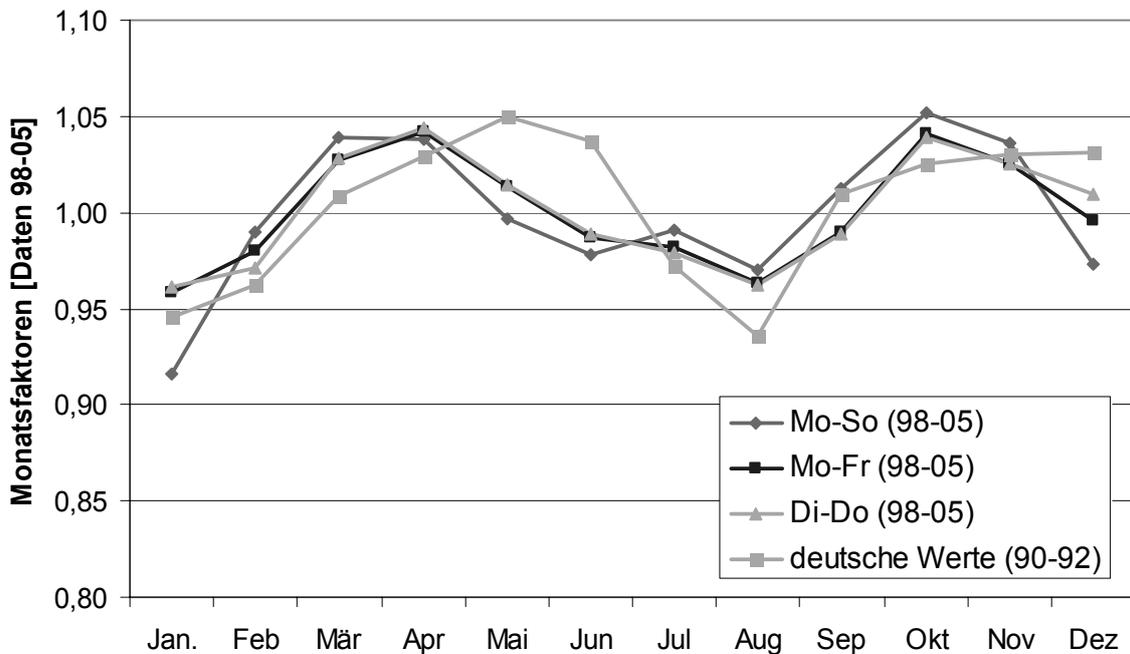


Abbildung 83: Monatsfaktoren für Verkehrsstärken (B 67 mit Daten 98-05 und FSS 90-92)

Die Daten aus den Jahren 1990-1992 zeigen einen deutlich ausgeprägten Unterschied zwischen der Ferienzeit und den übrigen Monaten gegenüber der gemittelten Daten der Jahre 1998-2005.

In Graz liegen zusätzlich noch Daten von mehreren Zähl Schleifen bei Lichtsignalanlagen vor. Auswertungen dieser Daten für die Monate August (geringes Verkehrsaufkommen) und Oktober (starkes Verkehrsaufkommen) zeigen Schwankungen in der Verkehrsbelastung von bis zu 25 % (Abbildung 84).

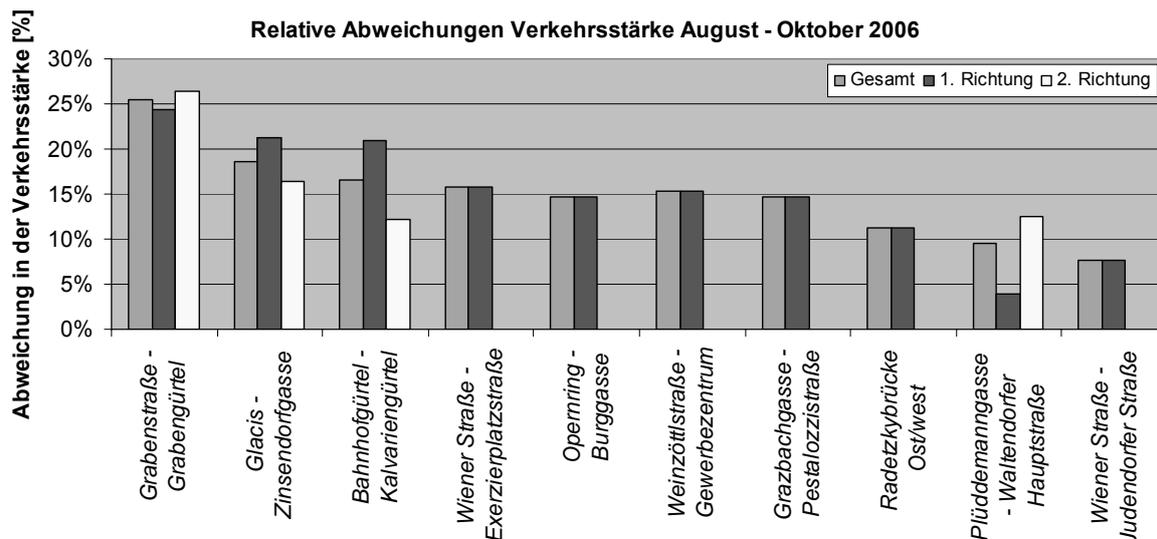


Abbildung 84: prozentuelle Abweichung der täglichen Verkehrsstärken im August gegenüber Oktober im Jahr 2006 für die Stadt Graz

6.1.9 Schlussfolgerung

Das Ziel des Wasserversorgungsunternehmens soll es sein die Reparaturarbeiten so schnell wie möglich zu beenden, andererseits die Reparaturarbeiten, wenn möglich ohne eine Sperre eines Fahrstreifens, durchzuführen. Ist eine Sperre unumgänglich, so sollte diese Sperre in den Nachtstunden erfolgen und unter Tags die Baustelle mit Stahlplatten abgedeckt werden.

Nach Rücksprache mit dem Straßenamt – Abteilung Bauabwicklung der Stadt Graz werden geplante Baustellen an stark befahrenen Straßen derzeit nur in den Nachtstunden bewilligt. In den Tagesstunden sind diese Bereiche abzudecken.

Eine Sperre oder eine Behinderung eines Fahrstreifens ist für zumindest 24 Stunden notwendig. Darüber hinaus kann für die Sperre eines Fahrstreifens für eine geplante Baumaßnahme mit einem verminderten Verkehrsaufkommen in den Nachtstunden gerechnet werden. In den Tagstunden kann für diese Zeit mit dem Ansatz der Staukosten durch eine Engstelle, verursacht durch die Überplattung der Baustelle, gerechnet werden. Kann die geplante Baumaßnahme in den Sommermonaten durchgeführt werden ist mit einer weiteren Reduzierung des Verkehrsauskommens zu rechnen.

In Kapitel 7 wird ein Modell vorgestellt, um die hier angeführten Umweltkosten in der mittelfristigen Rehabilitationsplanung zu berücksichtigen.

6.2 Auswertung von Schäden nach Jahreszeit

Für die Auswertung jahreszeitlicher Abhängigkeiten von Schäden an Trinkwasserleitungen wurden die Daten der Wasserversorgungsunternehmen Graz, Linz und Villach herangezogen.

Kleiner und Rajani (2000) schlagen für eine Untersuchung von jahreszeitlich abhängigen Effekten eine Änderung des Kalenderjahres Jänner bis Dezember in ein saisonabhängiges Betrachtungsjahr vor. Somit wurden die Auswertungen für ein Betrachtungsjahr April bis März durchgeführt, wodurch die Winter und Sommermonate besser abgebildet werden. Eine jahreszeitliche Abhängigkeit der Schadenshäufigkeit haben auch Untersuchungen beispielsweise von Hu (2005) für das Material Asbestzement in der kanadischen Stadt Regina gezeigt.

6.2.1 Merkmal Durchmesser

Die Auswertungen für ein Betrachtungsjahr April bis Mai zeigen, dass unabhängig vom Durchmesser zwei Schadensspitzen sehr deutlich erkannt werden (Abbildung 85). Zum Ersten erkennt man einen deutlichen Anstieg der Schadenshäufigkeit in den trockenen Monaten mit der Spitze im Juli. Zum Zweiten erkennt man einen deutlichen Anstieg der Schadenshäufigkeit in den abermals trockenen Wintermonaten mit der Spitze im Februar.

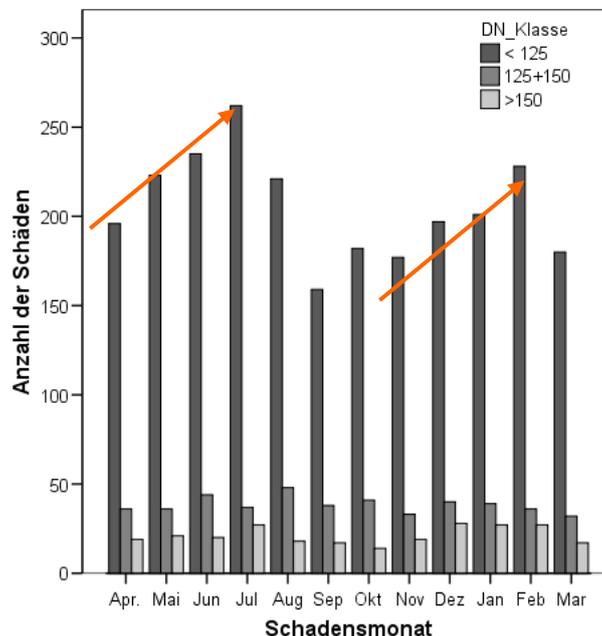


Abbildung 85: Schäden in den Versorgungsnetzen Graz, Linz und Villach in Abhängigkeit der Jahreszeit und des Durchmessers

6.2.2 Merkmal Material

In der vorigen Abbildung (Abbildung 85) wurde bereits der Zusammenhang zwischen dem Durchmesser und der Jahreszeit erkannt. Vor allem für die Durchmesserklasse der kleinen Durchmesser (< DN125) liegt ein sehr hoher Datensatz vor, bei dem sich die Spitzen noch deutlicher ausprägen. Daher wurde eine weitere Detailanalyse durchgeführt, um Abhängigkeiten des Durchmessers vom Material zu erkennen. Die markantesten Beispiele haben sich dabei für die Materialien Asbestzement AZ (Abbildung 86), Stahl ST (Abbildung 87) und Grauguss GG (Abbildung 88) gezeigt.

6.2.2.1. Asbestzement

Die Auswertungen haben für Asbestzement gezeigt, dass vor allem in den Sommermonaten eine hohe Schadenshäufigkeit dokumentiert ist mit der Spitze im Juli. In den Wintermonaten November bis Jänner ist ein geringeres Schadensauftreten zu erkennen.

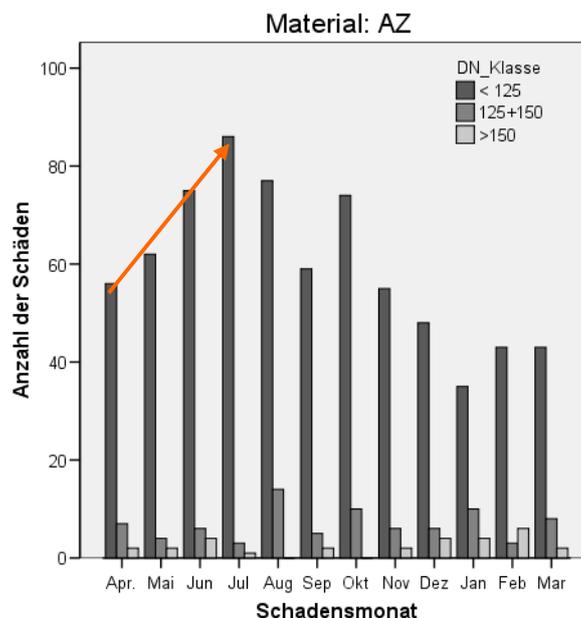


Abbildung 86: Schadensverteilung für Asbestzement nach Durchmesserklasse in den Versorgungsnetzen Graz, Linz und Villach

6.2.2.2. Stahl

Für das Material Stahl ist ebenfalls die Spitze der Schadenshäufigkeit in den Sommermonaten zu erkennen, die bis zum Jahreswechsel abfällt. Auch hier gibt es keine erkennbare Abhängigkeit vom Durchmesser. Für die Durchmesserklasse DN 125 + DN 150 bildet sich eine gleichmäßig konstante Schadenshäufigkeit in den Sommermonaten aus.

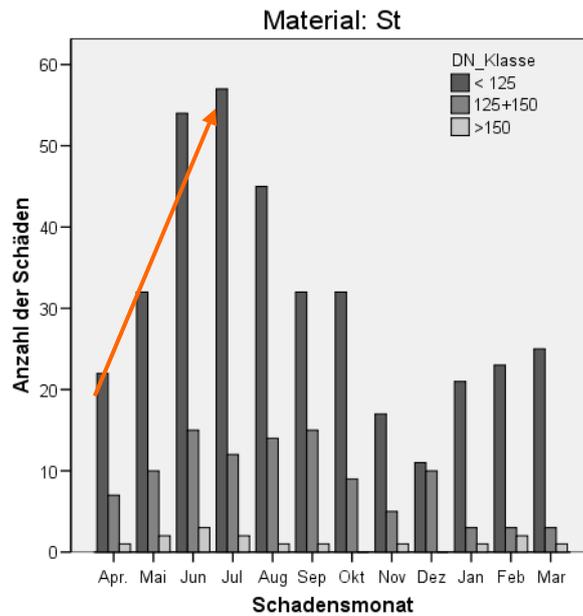


Abbildung 87: Schadensverteilung für Stahl nach Durchmesserklasse in den Versorgungsnetzen Graz, Linz und Villach

6.2.2.3. Grauguss

Bei dem Material Grauguss treten in den Wintermonaten November bis Februar die häufigsten Schäden auf. Die Schadensanzahl sinkt danach bis zu dem Monat September ab. Ein besonderer Trend in Abhängigkeit des Durchmessers ist dabei nicht zu erkennen.

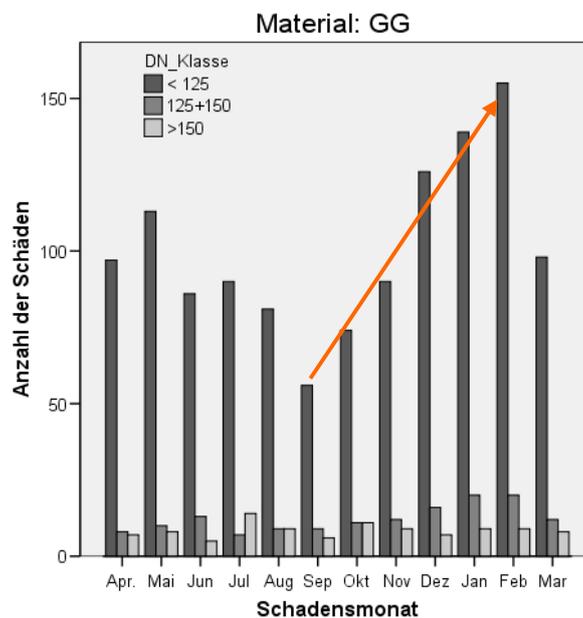


Abbildung 88: Schadensverteilung für Grauguss nach Durchmesserklasse in den Versorgungsnetzen Graz, Linz und Villach

6.2.2.4. Polyvinylchlorid

Das Material PVC ist durchmesserabhängig zu betrachten. Auch wenn die Datendichte bei diesem Material nicht sehr hoch ist, so kann dennoch ein unterschiedlicher Trend in Abhängigkeit des Durchmessers erkannt werden.

Für die Durchmesserklasse DN < 125 bildet sich eine ähnliche Schadensspitze für die Monate Juni und Juli wie für die Materialien Stahl und Asbestzement aus. Für die Durchmesserklasse DN > 150 bildet sich eine Schadensspitze eher für die Wintermonate Dezember und Jänner aus, wie es beim Material Grauguss dargestellt ist.

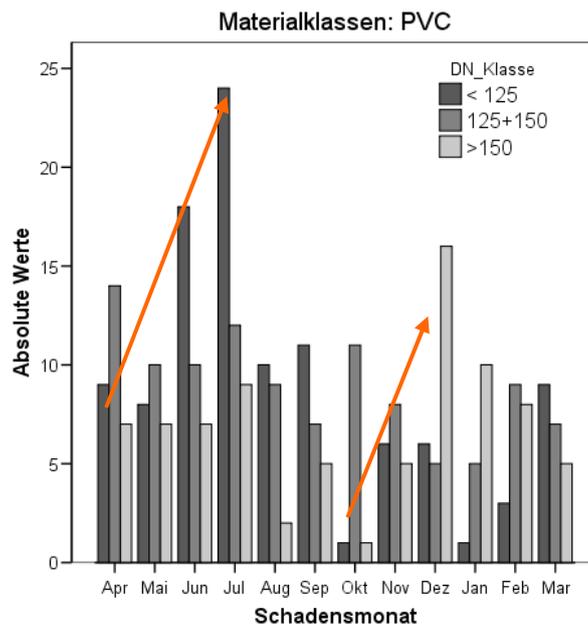


Abbildung 89: Schadensverteilung für Polyvinylchlorid nach Durchmesserklasse in den Versorgungsnetzen Graz, Linz und Villach

6.2.3 Vergleich der Versorgungsnetze

In einem weiteren Schritt wurde der Einfluss des Versorgungsnetzes auf das Material untersucht. Dabei ist anzumerken, dass nur für das Material Grauguss entsprechend vergleichbare Schadensdatensätze vorgelegen sind. Schadensaufzeichnungen für das Material Asbestzement liegen fast ausschließlich für Graz vor, für die Materialien Stahl und PVC liegen Datensätze von Graz und Villach vor.

6.2.3.1. Stahl

In Abbildung 90 ist der jahreszeitliche Verlauf der aufgezeichneten Schäden für die Versorgungsnetze Graz und Villach für das Material Stahl dargestellt. Sowohl in Graz als auch in Villach bildet sich in den Sommermonaten Juni – Juli bzw. Juni – August eine eindeutige Schadensspitze aus. Somit kann der Schluss gezogen werden, dass es sich hier eindeutig um ein materialspezifisches Merkmal handelt.

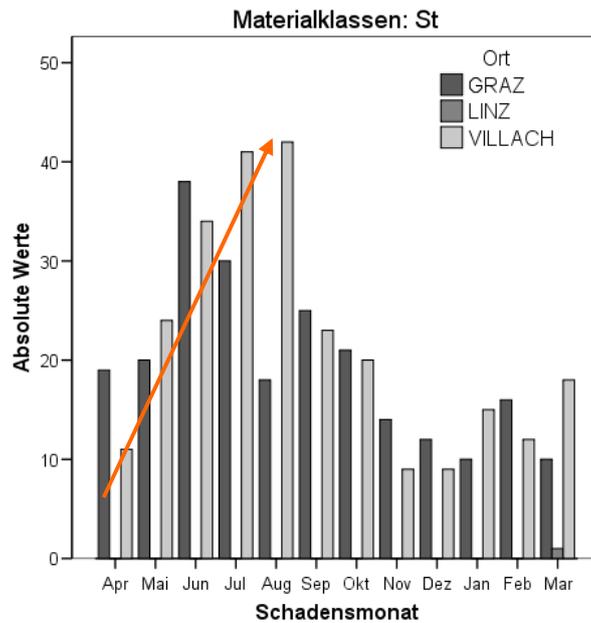


Abbildung 90: Material Stahl nach Versorgungsnetz

6.2.3.2. Polyvinylchlorid

In Abbildung 91 ist der jahreszeitliche Verlauf der aufgezeichneten Schäden für die Versorgungsnetze Graz und Villach für das Material PVC dargestellt. Sowohl in Graz als auch in Villach bildet sich in den Sommermonaten Juni – Juli eine eindeutige Schadensspitze aus. Somit kann der Schluss gezogen werden, dass es sich hier ebenfalls um ein materialspezifisches Merkmal handelt. Auch ein lokaler Anstieg in den Wintermonaten ist in beiden Netzen zu erkennen.

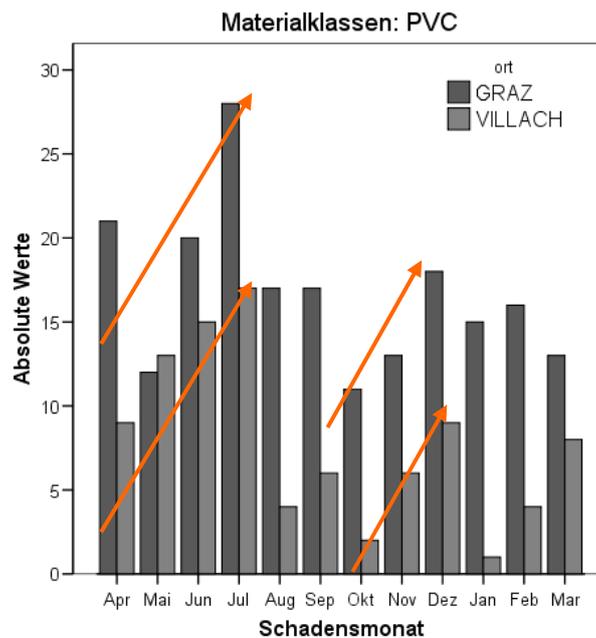


Abbildung 91: Material PVC nach Versorgungsnetz

6.2.3.3. Grauguss

In Abbildung 92 bis Abbildung 94 ist der jahreszeitliche Verlauf der aufgezeichneten Schäden für die Versorgungsnetze Graz, Linz und Villach für das Material Grauguss unterteilt nach Durchmesserklassen dargestellt. Dabei zeigt sich, dass in allen drei Netzen eine eindeutige Schadensspitze für die Monate Dezember – Februar ausgebildet. Zusätzlich kann auch noch ein weiterer Schadenstrend in Linz für den Monat Mai und in Villach für die Monate Juni – Juli abgeleitet werden.

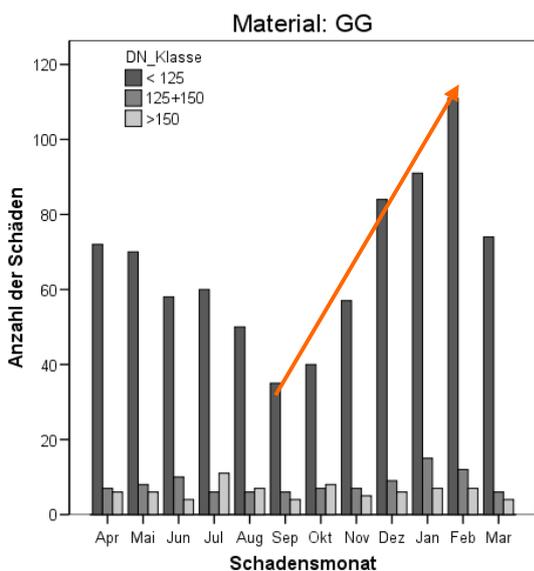


Abbildung 92: Versorgungsnetz Graz, Material Grauguss

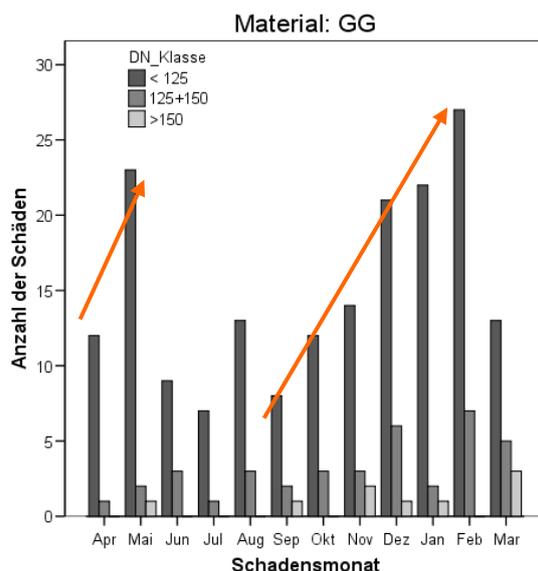


Abbildung 93: Versorgungsnetz Linz, Material Grauguss

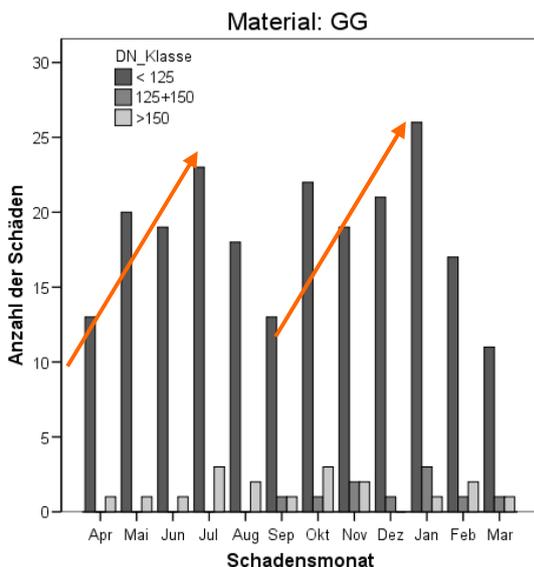


Abbildung 94: Versorgungsnetz Villach, Material Grauguss

6.2.4 Schlussfolgerung

Die Auswertungen haben gezeigt, dass unabhängig von den Versorgungsnetzen und der verlegten Durchmesser jahreszeitliche Schwankungen bei den verlegten Materialien erkennbar sind.

Die Auswertungen für Asbestzement haben eine eindeutige Schadensspitze für die Monate Juni – August ergeben. Die Auswertungen für Stahl haben eine eindeutige Schadensspitze für die Monate Juni – Juli beziehungsweise August – September ergeben. Für das Material PVC haben die Auswertungen eine Schadensspitze für die Monate Juni – Juli ergeben. Für das Material Grauguss haben die Auswertungen eine Schadensspitze für die Monate Dezember – Februar ergeben. Zusätzlich haben die Auswertungen gezeigt, dass im Netz Linz im Mai und im Netz Villach in den Monaten Mai – Juli erhöhtes Schadensauftreten erkennbar ist.

Da es unabhängig von den Versorgungsnetzen für unterschiedliche Materialien ähnliche Schadensverteilungen gibt, können die Auswertungen als netzunabhängig angesehen werden. Da die größte Schadenshäufigkeit für Grauguss in den Wintermonaten, für die anderen Materialien in den Sommermonaten liegt, wird auch der mögliche Schluss widerlegt, dass in den Sommermonaten mehr Schäden gesucht, und daher auch aufgezeichnet werden, als in den Wintermonaten.

6.3 Einfluss von externen Belastungen

Die Erhaltung des innerstädtischen Straßennetzes (Gemeindestraßen und zum Teil Landesstraßen) obliegt in Österreich in der Regel der jeweiligen Gemeinde selbst. Über Gestattungsverträge werden Maßnahmen in, an oder unter öffentlichem Grund geregelt. Beispielhaft ist entsprechend den Aufgrabungsrichtlinien der Stadt Graz (2007) vor Aufgrabungen in, an oder unter öffentlichen Verkehrsflächen eine privatrechtliche Bewilligung (Gestattungsvertrag) nach dem steiermärkischen Landesstraßenverwaltungsgesetz (LGBL 154, 1964) beim Straßenverwalter, eine schriftliche Stellungnahme des Straßenerhalters durch den Bauherrn und eine straßenpolizeiliche Bewilligung nach der Straßenverkehrsordnung (BGBL 159, 1960 idF BGBl 152/2006) durch den Bauführer bei der Straßenpolizeibehörde zu erwirken. Der Straßenerhalter kann in weiterer Folge Vorschriften zur Wiederverfüllung der Künette und der Instandsetzung des Straßenkörpers festlegen.

Entsprechend den Vorgaben der RVS 03.08.63 (2005) ist für das Unterbauplanum ein Verformungsmodul von $Ev_1 = 35 \text{ MN/m}^2$ festgelegt. Bei entsprechender Frostschuttschicht, welche die Anforderungen der RVS 08.15.01 (2005) hinsichtlich Verformungsmodul und Verdichtungsgrad erfüllt, entfällt die Anordnung einer eigenen ungebundenen unteren Tragschicht.

In den Aufgrabungsrichtlinien, beispielsweise von Graz und Linz, werden Regelquerschnitte für Straßen vorgegeben, deren Aufbau zwischen 77 cm (Typ 1 – übergeordnete hochrangige Straße Graz) und 86 cm (Typ Hochstandfeste Fahrbahn Linz) beziehungsweise 63 cm (Typ 4 - untergeordnete Straßen Graz) und 45 cm (Typ untergeordnete Fahrbahnen Linz) liegt.

Trinkwasserleitungen haben in der Regel eine Überdeckung von 1,5 m. Kommt es jedoch zu einer Generalsanierung der Straße, bei der bis auf Höhe Unterbauplanum ausgekoffert wird, reduziert sich die Überdeckungshöhe im Maximalfall von 150 um 77 cm (Typ 1) auf eine Überdeckung im Bauzustand von 73 cm.

Friedl (2007) hat für eine Trinkwasserleitung Material Asbestzement DN 125 nachgewiesen, dass im Lastfall „Bauzustand der Straße“ die Sicherheitsvorgaben gemäß ÖNORM B 5012 (2005) nicht mehr gewährleistet sind. Dabei wurden die Berechnungen mit Hilfe eines Finite Elemente Programms, sowie mit dem Modell nach ÖNORM B 5012 (2005) durchgeführt.

6.3.1 Grundlagen zur Berechnung

Um entsprechende dynamische Belastungen, wie Belastungen durch LKW im Bauzustand oder dynamische Belastungen durch Verdichtungsgeräte, berechnen zu können, werden in Meier et al. (1968) unterschiedliche Verfahren vorgeschlagen, um den Verlauf der Spannungen im Untergrund zu berechnen. Dabei wird angenommen, dass die Verkehrslast durch die Radaufstandsfläche F auf den Straßenkörper übertra-

gen wird. Diese vertikale Last Q ruft eine Kontaktdruckspannung p hervor. Vereinfacht wird angenommen, dass F eine Kreisfläche mit dem Halbmesser a sei, und dass sich die Kontaktspannung gleichmäßig über diese Fläche verteilt. Nach Meier et al. (1968) spricht man hier von einer Toplast $Q = p \cdot a^2 \cdot \pi$. Die Berechnungen der Verteilung des Spannungszustandes kann je nach Aufbau als Zweischicht- oder Dreischichtsystem berechnet werden, wobei die Schichten als Randbedingungen entweder fest miteinander verbunden sind oder reibungsfrei aufeinander liegen.

Für Trinkwasserleitungen, welche mit einer Überdeckung von 1,5 m verlegt sind, ist vor allem der Belastungszustand „Bauzustand der Straße“ relevant, da in diesem Fall die Überdeckung verringert wird und im Zuge der Verdichtung des Unterbauplanums erhöhte Lasten auftreten können. Da die Verbindung zweier Erdschichten (Bettungszone – Wiederverfüllzone) weder als reibungsfrei noch als fest miteinander verbunden angesehen werden kann, werden die Berechnungsergebnisse als Näherungswerte angesehen, in der sich der tatsächliche Spannungsverlauf befinden wird.

6.3.2 Straße als Mehrschichtensystem

Jones hat ein Verfahren zur Berechnung der Vertikalspannungen in der Lastachse an der Schichtgrenze eines Dreischichtsystems unter kreisförmiger, gleichmäßig verteilter Belastung veröffentlicht. Die Auswertungen dazu sind in Meier et al. (1968) als Tabellenwerk angeführt.

Odemark hat ein Näherungsverfahren zur Ermittlung der Vertikalspannungen in Mehrschichtensystemen entwickelt. Zur Ermittlung der Vertikalspannung σ_z wird das Mehrschichtensystem in einen äquivalenten Halbraum umgewandelt und die Spannungen mit Hilfe der Boussinesqschen Verteilung (Formel 39) im isotropen Halbraum gerechnet. Bei dieser Äquivalenzmethode nach Odemark kann jede Schicht k des Mehrschichtensystems mit dem E-Modul E_k und der Querdehnzahl ν_k durch eine Schicht gleicher Steifigkeit mit dem E-Modul E_{k+1} und der Querdehnzahl ν_{k+1} der $k+1$ -ten Schicht ersetzt werden. Mit Hilfe Formel 40 kann ein Mehrschichtensystem in einen äquivalenten Halbraum umgewandelt werden. Anhand des E-Moduls der untersten Schicht werden dabei durch progressive Umwandlung der darüber liegenden Schichten die äquivalenten Schichtdicken h^* berechnet. Als Korrekturfaktor für die Ermittlung äquivalenter Schichtdicken hat Odemark $n = 0,9$ eingeführt (Meier et al., 1968).

Formel 39:
$$\sigma_z = p \left(1 - \frac{z^3}{(a^2 + z^2)^{3/2}} \right)$$

Formel 40:
$$h_k^* = n \cdot h_k \cdot \sqrt[3]{\frac{E_k}{E_{k+1}} \cdot \frac{1 - \nu_{k+1}^2}{1 - \nu_k^2}}$$

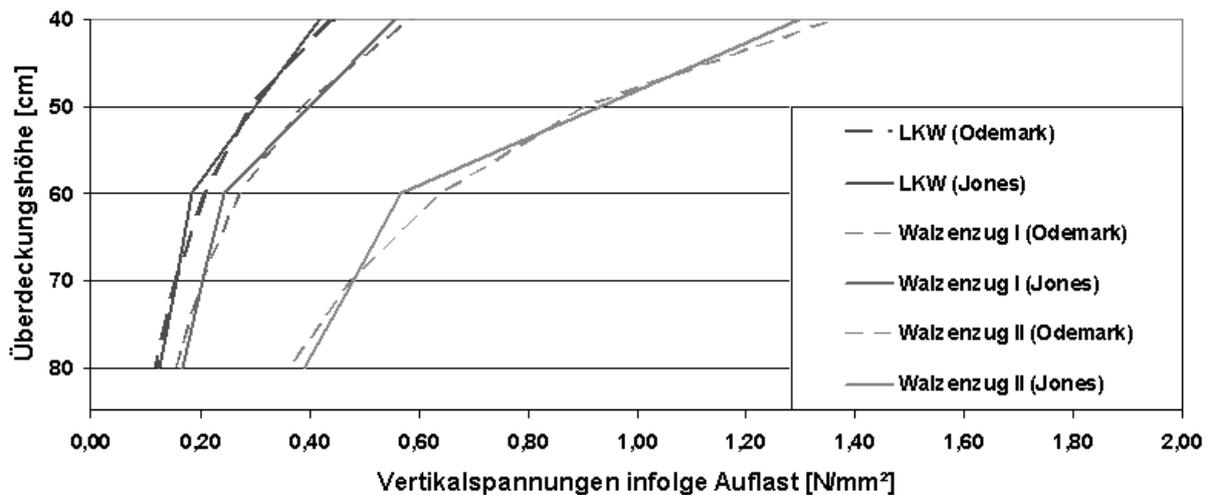


Abbildung 95: Verlauf der Vertikalspannungen infolge Auflast nach Burmister/Jones und Odemark

In Abbildung 95 ist der Verlauf der Vertikalspannungen infolge Auflast im Boden dargestellt. Der Verlauf wurde sowohl nach dem Tabellenwerk von Jones als auch mit dem Näherungsverfahren nach Odemark berechnet. Die Spannungsverläufe der beiden Berechnungsmethoden weichen nur gering voneinander ab. Als Auflast wurde eine dynamische Belastung durch einen LKW, eine dynamische Belastung durch einen kleinen Walzenzug sowie eine dynamische Belastung durch einen größeren Walzenzug angesetzt.

In weiterer Folge wird die Künette als ein Dreischichtsystem behandelt, wobei die erste Schicht die Wiederverfüllzone mit 61 cm, die zweite Schicht die Scheitelüberdeckung in der Leitungszone von 20cm und die dritte Schicht die restliche Leitungszone darstellen (Abbildung 96). Somit kann die Vertikalspannung am Übergang 2. zu 3. Schicht berechnet werden, welche somit ungefähr der Belastung am Rohrscheitel entspricht.

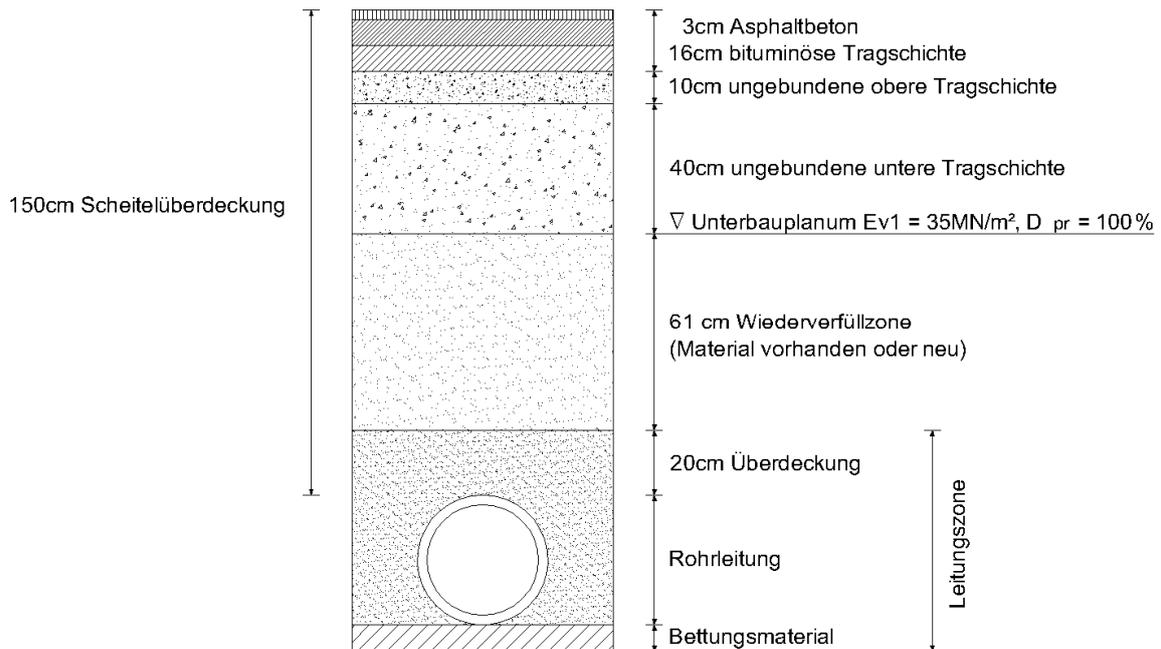


Abbildung 96: Aufbau „Typ III Vorrang-Straßen“ (Aufgrabungsrichtlinie der Stadt Graz, 2007)

6.3.3 Verdichtung der Künette

In den entsprechenden Grabungsrichtlinien wie sie in Graz oder Linz festgelegt sind, werden hierzu nur bedingt Vorschriften gemacht. So wird in der Grabungsordnung der Stadt Linz (1993) zum Beispiel angemerkt, dass das Füllmaterial derart maschinell zu verdichten ist, dass eine optimale Dichte des ganzen Füllmaterials erreicht wird. In der Aufgrabungsrichtlinie der Stadt Graz (2007) ist festgehalten, dass nach der Fertigstellung der Arbeiten die Baugrube unverzüglich und lagenweise bis zu jeweils max. 30 cm Stärke zuzuschütten ist. Das Füllmaterial muss für diesen Verwendungszweck geeignet sein, soll den optimalen Wassergehalt aufweisen und darf nicht gefroren sein.

Kiesselbach (1999) weist darauf hin, dass in den einschlägigen Aufgrabeordnungen bzw. Straßenwiederinstandsetzungsvorschriften der Straßenerhalter Vorgaben für die Verfüllung und Verdichtung der Leitungsgräben gemacht werden, die sich jedoch vorwiegend nur auf die Fahrbahn beziehen und nicht die Bedürfnisse der Leitungssysteme berücksichtigen.

Messungen des Verformungszustandes erdverlegter Kunststoffrohre (Kiesselbach, 1999) unmittelbar nach dem Einbau mit lagenweiser Verfüllung und Verdichtung der Rohrgrabenverfüllung haben gezeigt, dass Verformungen in den Rohren auftreten können, die weit über den Werten für den Belastungszustand „Erdlast“ nach den einschlägigen Regelwerken und Richtlinien liegen. Analysen von Kiesselbach (1999) für PE Rohre haben einen deutlichen Unterschied in der Verformung entsprechend der vertikalen Durchmesseränderung des Rohres hinsichtlich lagenweiser moderater Verdichtung der eingebrachten Schichten in der Wiederverfüllzone im Vergleich zu

einer extremen Verdichtung der ersten Lage der Wiederverfüllzone ergeben. Es hat sich hierbei gezeigt, dass unmittelbar nach dem Einbau durch hohe Verdichtungsbelastungen größere Verformungen der Rohre auftreten können, die mit zunehmender Nutzungsdauer nicht mehr wesentlich zunehmen.

Entsprechend der ÖNORM B 5012 (2005) werden für die Einbaubedingungen je nach Verfüllmaterial in der Wiederverfüllzone und der Leitungszone in Abhängigkeit der Verdichtungsklassen die zugehörige relative Proctor-Dichte angegeben (Tabelle 41).

Tabelle 41: Prozentsatz der relativen Dichte D_{pr} für verschiedene Verdichtungsklassen

Verdichtungs- klasse	Verfüllmaterial-Bodengruppe G_s			
	1	2	3+4	5
N - keine	100	90	87	85
M - mäßig	100	95	90	88
W - gut	100	97	95	92

Anmerkung:

Die Verdichtungsklasse W ist nur mit Nachweis des zugehörigen Verdichtungsgrades anwendbar

Die entsprechenden Bodengruppen nach ÖNORM B 5012 (2005) werden wie folgt eingeteilt:

- Gruppe 1 ($G_s = 1$): grobkörnige Böden vorwiegend Kies, wie einkörniger Kies
- Gruppe 2 ($G_s = 2$): gut abgestufter Kies, Kies-Sand-Mischungen, schwach gestufte Kies-Sand-Mischungen, grobkörnige Böden, hauptsächlich sandig, wie einkörniger Sand, gut abgestufter Sand, Sand-Kies-Mischungen, schwach gestufte Sand-Kies-Mischungen
- Gruppe 3 ($G_s = 3$): schwach bindige Mischböden mit höherem Feinanteil, wie schluffige Kies-Sand-Mischungen, tonige Kies-Sand-Mischungen, schluffiger Sand, toniger Sand
- Gruppe 4 ($G_s = 4$): mäßig bindige Mischböden mit hohem Feinanteil, wie sehr schluffige Kies-Sand-Mischungen, sehr tonige Kies-Sand-Mischungen, sehr schluffiger bzw. toniger Sand, schluffiger oder toniger Feinsand, kaum formbarer Schluff
- Gruppe 5 ($G_s = 5$): feinkörnige, bindige Böden wie anorganischer Schluff, sehr feiner Sand, Gesteinsmehl, schluffiger oder toniger Feinsand, anorganischer Ton, deutlich formbarer Ton

Die zugehörigen E-Module je nach Bodengruppe und Verdichtungsklasse sind in Tabelle 42 angegeben.

Tabelle 42: E-Modul [N/mm²] in Abhängigkeit von Bodengruppe und Verdichtungsklasse

Verdichtungs- klasse	Verfüllmaterial-Bodengruppe G _S				
	1	2	3	4	5
N - keine	40	2,530	1,007	0,498	0,252
M - mäßig	40	4,499	1,423	0,754	0,381
W - gut	40	5,664	2,531	1,504	0,662

6.3.4 Auswertungen

Je nach Verfüllmaterial und entsprechender Verdichtungsklasse kann das verlegte Rohr durch Verformung mehr oder weniger Spannungen an das umgebende Erdreich abgeben. In ÖNORM B 5012 (2005) sind dazu entsprechende Sicherheitsklassen mit zugehörigen Spannungen angegeben. Entsprechend der Vorgabe der Norm ist eine Mindestüberdeckungshöhe von 50 cm zu berücksichtigen.

Um auch dynamische Belastungen wie dynamische LKW-Lasten oder dynamische Walzenlasten bemessen zu können, wurden die statischen Lasten entsprechend mit dynamischen Beiwerten erhöht oder die jeweiligen Herstellerangaben verwendet. Um somit die zugehörigen Spannungen der beliebigen Belastungsstufen bemessen zu können wurde auf die Berechnungsmethoden nach Jones und Odemark (Kapitel 6.3.2) zurückgegriffen. Die zugehörigen Grenzspannungen in Abhängigkeit der geforderten Mindestsicherheit wurden der ÖNORM B 5012 (2005) entnommen.

6.3.4.1. Belastungsannahmen

Im Lastfall „Bauzustand der Straße“ wurden als Last sowohl ein LKW als auch ein kleiner und ein großer Walzenzug jeweils mit dynamischen Beiwerten angesetzt. Die Zusammensetzung der jeweiligen Belastungen sind in Tabelle 43 dargestellt.

Tabelle 43: Belastungsannahmen für externe Lasten auf die Rohrleitung

Reifenaufstandsfläche F	500 cm ² => a =	12,61 cm
Radlast LKW statisch	5000 kg	
dynamischer Beiwert	2,7 [-]	
statische Achslast Walzenzug I	19,2 kg/cm Linienlast	
dynamischer Beiwert	3,72 [-]	
statische Achslast Walzenzug II	42,3 kg/cm Linienlast	
dynamischer Beiwert	3,95 [-]	

Als LKW-Belastung wurde ein LKW mit einer Achslast von 10 t und einem dynamischen Beiwert von 2,7 angesetzt.

Für den kleinen Walzenzug wurde eine Walze des Typs RAMMAX RW 5005 mit 140 cm Bandagenbreite angesetzt. Dieser Walzenzug hat eine Achslast der Bandage von 2.600 kg. Entsprechend der Herstellerangaben ist mit einer dynamischen Linienlast von 73,4 kg/cm zu rechnen.

Für den großen Walzenzug wurde eine Walze des Typs BOMAG BW 214 DH-4 mit 213 cm Bandagenbreite angesetzt. Dieser Walzenzug hat eine Achslast der Bandage von 9.000 kg, es wurde mit einem dynamischen Beiwert von 3,95 gerechnet.

Als Aufstandsbreite wurde bei beiden Walzen eine Breite von 2 cm angenommen. Unter diesen Voraussetzungen lassen sich folgende spezifischen Flächendrücke angeben (Tabelle 44).

Tabelle 44: spezifische Flächendrücke als externe Belastung

spezifischer Flächendruck LKW _{stat} =	10,0 kg/cm ²
spezifischer Flächendruck LKW _{dyn} =	27,0 kg/cm ²
spezifischer Flächendruck Walzenzug I _{stat} =	9,6 kg/cm ² => RAMMAX RW 5005 (1400mm)
spezifischer Flächendruck Walzenzug I _{dyn} =	35,7 kg/cm ²
spezifischer Flächendruck Walzenzug II _{stat} =	21,2 kg/cm ² => BOMAG BW 214 DH-4
spezifischer Flächendruck Walzenzug II _{dyn} =	83,5 kg/cm ²

6.3.4.2. Ergebnis der Auswertungen

Wie bereits in Kapitel 6.3.3 angeführt, wirkt sich die Verdichtung deutlich auf die zulässigen Spannungen der verlegten Rohrmaterialien aus. Aus ÖNORM B 5012 (2005) lassen sich zugehörig zu den jeweiligen Sicherheitsklassen die jeweiligen Grenzspannungen berechnen. Friedl (2007) hat nachgewiesen, dass für eine Berechnung des Verlaufs der Vertikalspannung im Boden nach ÖNORM B 5012 (2005) auch das Näherungsverfahren nach Odemark angewendet werden kann. Aufgrund des Verlaufs der Vertikalspannungen in Abbildung 95 ist auch die Anwendung des Verfahrens nach Jones zulässig.

In Abbildung 97 ist der Verlauf der Vertikalspannungen für die Belastung eines LKW und eines Walzenzuges in Abhängigkeit der Überdeckungshöhe nach dem Verfahren von Jones dargestellt. Zusätzlich sind in Abbildung 97 für das Material Asbestzement die jeweiligen Grenzspannungen dargestellt, ab denen die Sicherheit gemäß ÖNORM B 5012 (2005) nicht mehr gegeben ist.

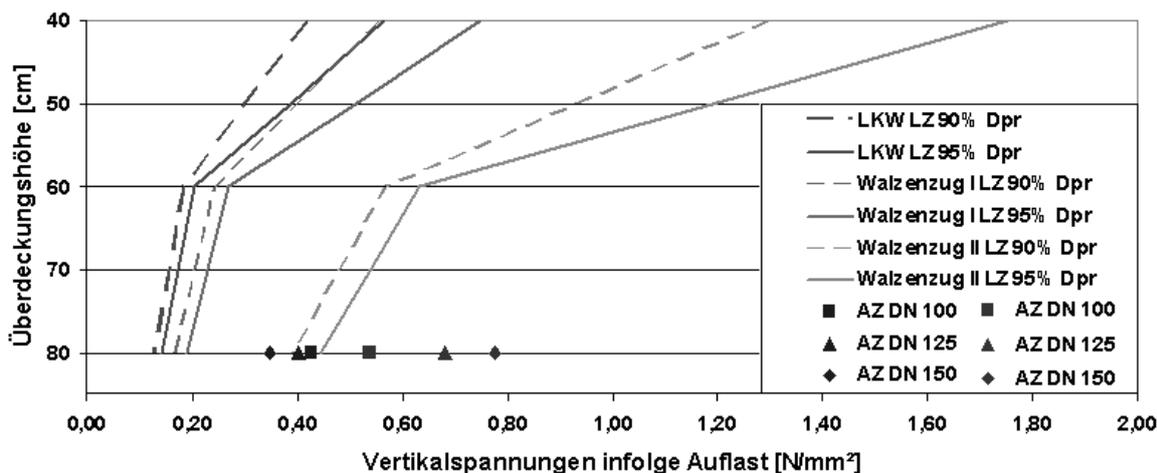


Abbildung 97: Verlauf der Vertikalspannungen infolge Auflast gegenübergestellt mit den Grenzspannungen für das Material Asbestzement (AZ) nach dem Berechnungsverfahren von Jones

In Abbildung 97 ist der Spannungsverlauf infolge unterschiedlichen Verdichtungsgrads in der Leitungszone dargestellt. Die strichlierte Linie entspricht dem Spannungsverlauf bei einem Verdichtungsgrad von $D_{pr} = 90\%$ in der Leitungszone bei der Bodengruppe GS 3. Nach ÖNORM B 5012 (2005) entspricht das einer mäßigen Verdichtung (Tabelle 41). Der durchgezogene Verlauf entspricht dem Spannungsverlauf bei einem Verdichtungsgrad von $D_{pr} = 95\%$ in der Leitungszone bei der Bodengruppe GS 3. Nach ÖNORM B 5012 (2005) entspricht das einer guten Verdichtung (Tabelle 41). Der Verdichtungsgrad in der Wiederverfüllzone wurde mit $D_{pr} = 95\%$ mit der Bodengruppe 3 angesetzt. Zusätzlich zu den Spannungsverteilungen infolge dynamischer Auflast entsprechend Tabelle 43, sind für das Material Asbestzement die jeweiligen Grenzspannungen des Sicherheitsbereichs aufgetragen. Dabei kann man erkennen, dass bei einer mäßigen Verdichtung in der Leitungszone bei der Bodengruppe GS 3 die Spannungen infolge Auflast durch einen Walzenzug im Bereich der Sicherheit entsprechend ÖNORM B 5012 (2005) liegen. Bei guter Verdichtung werden die Sicherheitsschranken eingehalten.

Bei erhöhtem dynamischen Beiwert oder geringerer Auflagefläche der Walzenlast werden die jeweiligen Spannungen infolge Auflast durch den Walzenzug die zulässigen Spannungen der Rohrleitungen überschreiten, wodurch ein vorzeitiges Altern oder ein Versagen der Leitung möglich ist.

6.3.5 Schlussfolgerung

Die Verlegung von Asbestzementrohren erfordert nach Roscher et al. (2000) eine einwandfreie Rohrbettung, da sie empfindlich gegen Stoß und Schlag sind und eine geringe Biegezugfestigkeit besitzen.

Neben Asbestzementrohren kann es jedoch auch bei anderen Rohren wie älteren Graugussrohren oder PVC-Rohren der 1. Generation infolge überhöhter äußerer Beanspruchung zu einem vorzeitigen Versagen der Leitung kommen.

Die Auswertungen für Asbestzementrohre haben gezeigt, dass die richtige Verdichtung deutlich dazu beitragen kann, dass auch bei unüblich erhöhter Belastung wie sie im Lastfall „Bauzustand der Straße“ vorkommen kann, diese durch die Leitung aufgenommen werden kann, ohne die Sicherheitsvorgaben der Norm zu überschreiten.

Viele der Leitungen, wie Leitungen aus dem Material Asbestzement, Grauguss, Stahl oder PVC der 1. Generation, liegen bereits über einen langen Zeitraum im Erdreich vergraben. Alterungsprozesse können zu einer Verschlechterung der Materialeigenschaften, wie der Biegezugfestigkeit, führen, wodurch infolge einer überhöhten aber entsprechend den straßenbaulichen Vorgaben zulässigen externen Belastung die Leitung versagen kann. Berücksichtigt man noch wirtschaftliche Randbedingungen, wie Kosteneinsparungen bei der Wiederherstellung des Straßenoberbaus oder notwendige Benützungsgebühren für den öffentlichen Raum, kann eine vorzeitige Erneuerung der Leitung infolge einer Straßenbaustelle und damit verbunden eine Vermeidung eines möglichen Leitungsschadens gesamtheitlich betrachtet effizienter sein.

7 Anwendung anhand eines Fallbeispiels

Wasserversorgungsunternehmen sind in Österreich mehrheitlich in öffentlicher Hand, meist als Magistratsabteilung oder Teil des Tiefbauamtes, oder sind als Tochtergesellschaften in Form von Aktiengesellschaften ausgegliedert. Bei diesen Aktiengesellschaften ist in der Regel die Gemeinde zumindest Mehrheitseigentümer. Obwohl es in der Wasserversorgung, anders als im Stromsektor oder Gassektor, keine direkte Konkurrenz gibt, ist es dennoch auch hier notwendig, den Wasserversorgungsbetrieb wirtschaftlich und effizient zu führen. Gemäß ÖVGW W 62 (2002) dürfen zum Beispiel für die Gebührenermittlung des Wasserpreises nur jene Kosten angesetzt werden, die bei einer sparsamen, wirtschaftlichen und zweckmäßigen Führung der Einrichtung tatsächlich erwachsen sind, beziehungsweise erwachsen würden.

Um nun die in dieser Arbeit vorgestellten Modelle zur Schadensprognose auch kostenmäßig greifbar zu machen, soll hier auf Basis einer Kostenvergleichsrechnung gezeigt werden, wie Kriterien wie Staukosten oder Zeiträume für Folgeschäden in die mittelfristige Rehabilitationsplanung einfließen können.

7.1 *Wirtschaftliche Grundlagen*

Gemäß der Leitlinie zur Durchführung dynamischer Kostenvergleichsrechnungen (KVR-Leitlinie, 1998) dient der Kostenvergleich dazu, aus einer Anzahl vorgegebener Alternativen zur Erreichung einer bestimmten Leistung die kostengünstigste Lösung zu ermitteln. Im Vollzug des Grundsatzes der Wirtschaftlichkeit instrumentalisiert der Kostenvergleich damit das Sparsamkeitsprinzip, wonach ein bestimmtes Ergebnis mit dem geringst möglichen Mitteleinsatz zu erzielen ist.

Um die Entscheidung zur Erneuerung einer Leitung gegenüber einer weiterführenden Schadensreparaturstrategie zu unterstützen ist es notwendig, die zukünftig zu erwartenden Kosten für eine Reparatur in einer bestimmten Zeitperiode gegenüber den für eine Erneuerung aufzuwendenden Kosten anzusetzen. Um diese Kosten zu einem bestimmten Zeitpunkt miteinander vergleichen zu können, müssen sie entsprechend auf-, beziehungsweise abgezinst werden.

Da zu verschiedenen Zeitpunkten anfallende Kosten unterschiedliche Wertschätzungen besitzen, dürfen die Zahlungen einer Kostenreihe (Schadenskosten innerhalb eines Zeitraumes) nicht ohne weiteres aufaddiert werden. Sie müssen entsprechend KVR-Leitlinie (1998) zum Zweck des Vergleichs auf einen gemeinsamen Zeitpunkt (Bezugszeitpunkt) wertmäßig umgerechnet werden (dynamische Vorgehensweise zur Wertstellung). Den Wert einer nominalen Kostengröße im Bezugszeitpunkt nennt man ihren Barwert. Zeitlich vor dem Bezugszeitpunkt anfallende Kosten sind aufzuzinsen (akkumulieren), danach anfallende abzuzinsen (diskontieren). Die erforderliche zeitliche Gewichtung der Nominalkosten erfolgt mit Hilfe finanzmathematischer Umrechnungsfaktoren. In diese gehen zwei Grundgrößen ein: zum einen das Ge-

wicht, in dem sich die Minder- bzw. Höferschätzung zukünftiger bzw. vergangener Kostenwirkungen gegenüber gegenwärtigen oder solchen zum Bezugszeitpunkt niederschlägt, was durch den Zinssatz ausgedrückt wird. Zum anderen ist für das Ausmaß der Abweichung von Nominalkosten und zugehörigem Barwert der Zeitraum zwischen tatsächlichem Kostenanfall und Bezugszeitraum maßgeblich, über den also diskontiert bzw. akkumuliert werden muss (Zinszeitraum).



Abbildung 98: Umrechnung von Einzelkosten in Kostenbarwerte (KVR-Leitlinie, 1998)

In Abbildung 98 ist das Schema der Umrechnung von Einzelkosten in Kostenbarwerte dargestellt. Zur Errechnung von Barwerten sind Kosten, die vor dem Bezugszeitpunkt anfallen zu akkumulieren (aufzinsen), danach anfallende zu diskontieren (abzuzinsen). Nach KVR-Leitlinie (1998) wird eine Kostengröße am Ende des (-n)-ten Jahres vor dem Bezugszeitpunkt derart aufgezinst, dass ihr Nominalwert mit dem Akkumulationsfaktor für eine Einzelzahlung AFAKE multipliziert wird, wobei „i“ den Zinssatz und „n“ die Zahl der Jahre zwischen Kostenanfall und Bezugszeitpunkt bezeichnen. Der erhaltene Wert ist der dem Nominalwert entsprechende Barwert (Formel 41).

Formel 41:
$$\text{AFAKE}(i, n) = (1 + i)^n$$

Der Barwert einer am Ende des n-ten Jahres nach dem Bezugszeitpunkt anfallenden Kostengröße wird durch Multiplikation mit dem Diskontierungsfaktor für eine Einzelzahlung DFAKE nach Formel 42 ermittelt.

Formel 42:
$$\text{DFAKE}(i, n) = \frac{1}{(1 + i)^n}$$

7.2 Fallbeispiel Erstschaden

Die Umsetzung der im Kapitel 4 vorgestellten Analysen zum Verlauf der Überlebensfunktion von Leitungen, welche noch keinen Schaden haben, soll hier anhand eines Beispiels gezeigt werden. In den untersuchten Versorgungsnetzen in Graz, Linz oder Villach gibt es eine Vielzahl an Leitungen, für die noch kein Schadensereignis aufgezeichnet wurde. Anhand des Verlaufs der Überlebensfunktion lässt sich eine jährliche Ausfallrate berechnen. Über die altersbezogene Ausfallrate, welche die Ausfälle bezogen auf den Bestand beschreibt, ist es möglich, den notwendigen finanziellen Aufwand für Reparaturkosten abzuschätzen. Über die Berechnung der mittleren Restlebenserwartung kann abgeschätzt werden, wie lange eine Leitung noch in Betrieb sein wird, bis es altersbedingt zu einem Schaden kommt. Die mathematischen Zusammenhänge sind am Beispiel der Weibull-Funktion in Tabelle 45 beschrieben.

Tabelle 45: mathematische Zusammenhänge der Weibull-Funktion

mittlere Restlebenserwartung	$mrl(t) = \frac{\int_t^{\infty} S(x) dx}{S(t)}$
Überlebensfunktion	$S_0(t) = e^{-\lambda t^p} \rightarrow S(t) = S_0(t)^c$
Ausfallsrate	$\lambda_0(t) = \lambda p * (\lambda t)^{(p-1)} \rightarrow \lambda(t) = \lambda_0(t) * c$

Kommt es zu einer Generalerneuerung einer Straße, treten zusätzliche Belastungen auf einer Rohrleitung auf, die, wie in Kapitel 6.3 gezeigt, zu einer Überbeanspruchung der Leitung, und in weiterer Folge zum Bruch der Leitung führen können. Im Rahmen einer koordinierten Baustelle mit dem Straßenerhalter können aber auch finanzielle Vorteile für das Wasserversorgungsunternehmen auftreten, da hier Teile der Straßenwiederherstellungskosten vom Straßenerhalter übernommen werden können.

Im Kapitel 4.2 wurden für die in den Versorgungsnetzen Graz, Linz und Villach verlegten Leitungen Überlebensfunktionen berechnet. Am Beispiel von PVC-Leitungen, Durchmesser DN \geq 150 in Graz verlegt, soll gezeigt werden, mit welcher jährlichen Ausfallrate zu rechnen ist.

Gruppe PVC DN \geq 150, Graz:

$$\lambda = 0,0073, p = 2,0623, c = \exp(0,9x_1 + 1,9x_3)$$

Für Leitungen mit einem Alter von $t = 28$ kann folgende jährliche Ausfallrate berechnet werden:

$$\lambda(28) = [0,0073 * 2,0623 * (0,0073 * 28)^{(2,0623-1)}] e^{2,8} = 4,58 \%$$

Für eine derzeitige Leitungslänge von 6,2 km der 28-jährigen Leitungen dieser Gruppe bedeutet das einen jährlichen Ausfall von 280 m. Die derzeitige mittlere Leitungs-

länge von Leitungen dieser Gruppe ohne Schaden aus dem Originaldatensatz beträgt ungefähr 50 m. In diesem Datensatz sind jedoch nur 50 % der Leitungen länger als 5 m. Betrachtet man nur Leitungen die länger als 5 m sind, so verdoppelt sich die mittlere Leitungslänge auf 100 m. In Kapitel 5 wurde für die Berechnung der Folgeschäden eine definierte Leitungslänge von 200 m angenommen. Somit sind für einen Längenbereich von 100 m ~ 200 m rund 2 ~ 3 Schäden bei dieser Gruppe zu erwarten. Eine präzise Vorhersage jener Einzelleitung, bei der es zu einem Schadensfall kommt, ist nicht möglich.

Berechnet man die Ausfallrate für die gesamte Gruppe in Abhängigkeit der jährlich verlegten Längen, so ist mit einem jährlichen Ausfall von 840 m zu rechnen.

Für die mittlere Restlebenserwartung von Leitungen dieser Gruppe mit einem Alter von 28 Jahren kann eine Zeitperiode von 16 Jahren berechnet werden. Die Abstände von Folgeschäden für dieses Material liegen für den 2. Schaden in einer Periode von 12 Jahren und für den 3. Schaden in einer Periode von 10 Jahren.

Ist jedoch in den kommenden Jahren ein Straßenbauprogramm geplant, bei der es mögliche Kosteneinsparungen aufgrund einer gemeinsamen Baustelle gibt, so kann bei einer mittleren Restlebenserwartung von 16 Jahren und zukünftig zu erwartenden Folgeschäden, eine Erneuerung der Leitung wirtschaftlich werden.

7.3 Fallbeispiel Folgeschaden

Anhand eines Beispiels soll gezeigt werden, inwiefern Überlegungen wie die Berechnung von Staukosten oder die Berechnung von Folgeschäden finanziell in der mittelfristigen Rehabilitationsentscheidung berücksichtigt werden können. Die Angaben basieren auf Daten der Grazer Stadtwerke AG FB Wasser.



Abbildung 99: Beispiel Rehabilitationsplanung

In Abbildung 99 ist ein Leitungsstück mit Material Grauguss Durchmesser DN 100 und Baujahr 1933 dargestellt. Das Leitungsstück hat bis jetzt zwei aufgezeichnete Schäden, einen 1997 mit Schadenskosten von € 1.611 und einen Schaden 2005 mit € 4.709 Schadenskosten. Gemäß den Angaben des Umweltamtes der Stadt Graz ist in der Straße, in der die Leitung verlegt ist, mit einem jährlich täglich durchschnittlicher Verkehr von 16.500 Kfz zu rechnen. Weiters sind in der Straße öffentliche Verkehrsmittel wie Straßenbahn und Bus, sowie eine regionale Buslinie, deren finanzieller Einfluss derzeit jedoch noch nicht berücksichtigt wird.

Entsprechend der Schadensfolge für Graugussleitungen DN 100 mit Baujahr vor 1950 in Graz (Kapitel 5.4.4) ist in einer Zeitperiode von 10 Jahren mit dem dritten Schaden, und im Bereich von 8 Jahren mit dem 4. Schaden zu rechnen. Über eine Regressionsanalyse kann dem zeitlichen Verlauf eine entsprechende Funktion angepasst werden, über die zukünftige Abstände berechnet werden können. Da in den drei Versorgungsnetzen die Strategie verfolgt wird, bereits ab dem dritten oder vierten Schaden die Leitung zu erneuern, kann die Anpassung über ein Regressionsmodell nur anhand von diesen Folgeschadensperioden erfolgen. Für die Gruppe GG DN 100 mit Baujahr vor 1950 können folgende Funktionen angepasst werden:

- Potenzieller Verlauf: $y = 14,867x^{-0,5785}$ $R^2 = 0,9991$
- Logarithmischer Verlauf: $y = -6,4119 \cdot \ln(x) + 14,727$ $R^2 = 0,9972$

Somit lassen sich folgende mittlere Folgeschadensperioden berechnen (Tabelle 46):

Tabelle 46: mittlere Folgeschadensperioden

	2. Schaden	3. Schaden	4. Schaden	5. Schaden	6. Schaden	7. Schaden	8. Schaden	9. Schaden
Potentiell	15	10	8	7	6	5	5	4
Logarithmisch	15	10	8	6	4	3	2	1

Um für zukünftige Schäden mögliche Reparaturkosten ansetzen zu können, kann man die bisherigen Schadenskosten auf dem Leitungsstrang heranziehen und entsprechend aufzinsen. Nach Fuchs-Hanusch et al. (2007b) kann für den Baukostenindex, also der jährlichen Erhöhung der Kosten für Bauleistungen, ein Wert von 4,805 % angesetzt werden. Dieser basiert auf einem Durchschnittswert, welcher im österreichweiten Abwasserbenchmarking für die Indexierung der Errichtungskosten verwendet wird. Als Barwertzinssatz werden 2,5 % angesetzt. Um entsprechende Steigerungsraten für Staukosten ansetzen zu können, wird hier der Mittelwert des Verbraucherpreisindex der letzten 10 Jahre herangezogen, dieser liegt bei 1,9 %.

Bei einem Barwertzinssatz von 2,5 % p.a. werden folgende Barwerte für das Jahr 2007 berechnet:

Schäden bisher	Zeitwert	Barwert 2007
1997	€ 1.611	€ 2.114
2005	€ 4.709	€ 5.071

Für eine weitere Kalkulation wird hier ein Barwert für 2007 von € 5.000 für Reparaturen angesetzt. Aufgrund der Aufgrabungsrichtlinie in Graz, welche ab 2007 anzuwenden ist, werden zukünftig erhöhte Asphaltierungskosten anzusetzen sein. Aus diesem Grund wurde für die Kalkulation nicht der Mittelwert herangezogen. Erneuerungskosten für das Jahr 2007 werden für diesen Durchmesser und einer Erneuerungslängen von 140 m von € 220 pro Laufmeter angesetzt. Um nun einen Kapitalwert für ein Bezugsjahr zu berechnen, werden die Reparatur und Erneuerungskosten mit dem Baukostenindex aufgezinnt und mit dem Barwert abgezinst.

Entsprechend der Verkehrsbelastung von 16.500 Kfz/24h sollten gemäß Abbildung 82 aus Kapitel 6.1.7 folgende Staukosten berücksichtigt werden:

Tabelle 47: zu berücksichtigende Umweltkosten für das angeführte Fallbeispiel

	Umweltkosten
Sperre	€ 2.430.-/24h
Einengung	€ 320.-/24h

Reparatur	Umweltkosten
2 Tage Sperre	€ 4.860
4 Tage Einengung	€ 1.280

Erneuerung	Umweltkosten
6 Tage Sperre	€ 14.580

Um Preissteigerungen für Staukosten entsprechend berücksichtigen zu können, werden Reparaturkosten und Erneuerungskosten wie erwähnt mit dem Baukostenindex aufgezinnt, Staukosten werden dabei mit dem Mittelwert des Verbraucherpreisindex aufgezinnt, und danach mit dem Barwert abgezinst.

Die Zeitannahmen liegen folgenden Überlegungen zugrunde:

Infolge einer Reparatur muss die Straße für einen Tag gesperrt werden, um die Grabungstätigkeit durchführen zu können. In den drei Tagen Einengung wird die Künette mit Stahlplatten überdeckt, es erfolgt die Reparatur der Leitung und die Druckprüfung. Für die Verfüllung und Asphaltierung erfolgt wieder eine Sperre von einem Tag. Infolge einer Erneuerung werden die gesamten 140 m für 6 Tage gesperrt.

Um die beiden Ansätze nun miteinander vergleichen zu können, wird ein Betrachtungszeitraum von 25 Jahren angesetzt, in dem im Falle einer Erneuerung mit keiner Reparatur gerechnet wird. Der Zeitraum von 25 Jahren ist angelehnt an den Vorgaben von Aufwendungen für Abschreibungen und ist den AFA-Tabellen des deutschen Bundesfinanzministeriums entnommen. Diese dürfen auch in Österreich verwendet werden (Einkommenssteuerrichtlinie 2000, Randziffer 3115). Gemäß der AfA-Tabelle Energie- und Wasserversorgung kann für Rohrleitungen eine Nutzungsdauer von 25 Jahren angesetzt werden

Im Fall einer weiter fortführenden Reparaturstrategie wird mit dem Eintreten weiterer Schäden entsprechend den Abständen für Folgeschäden nach Kapitel 5 gerechnet.

AfA-Tabelle Energie- und Wasserversorgung kann für Rohrleitungen eine Nutzungsdauer von 25 Jahren angesetzt werden

Im Fall einer weiter fortführenden Reparaturstrategie wird mit dem Eintreten weiterer Schäden entsprechend den Abständen für Folgeschäden nach Kapitel 5 gerechnet.

In Abbildung 100 ist die Berechnung des optimalen Rehabilitationszeitpunktes für einen Betrachtungszeitraum von 25 Jahren dargestellt. Dabei zeigt sich, dass eine Investition in eine Erneuerung der Leitung im Jahr 2010 geringere Kosten auf 25 Jahre ergibt, als die Leitung bis dahin an Schadenskosten verursacht wird. Somit wird ab Auftreten des 6. Schadens auf der Leitung, unter der Berücksichtigung von Staukosten, eine Erneuerung wirtschaftlich. Werden Staukosten in der Kalkulation nicht berücksichtigt (gestrichelter Verlauf in Abbildung 100), ist eine Reparaturstrategie weiterhin wirtschaftlicher. Der Verlauf der Schadensfolge wurde für zukünftige Schäden mittels eines logarithmischen Verlaufs berechnet. Aufgrund der größeren Zeitperioden zwischen den einzelnen Folgeschäden kommt es bei einem potentiellen Verlauf (Tabelle 46) ebenfalls zu keinem Schnittpunkt mit den Neuerrichtungskosten innerhalb eines Zeitraumes von 25 Jahren.

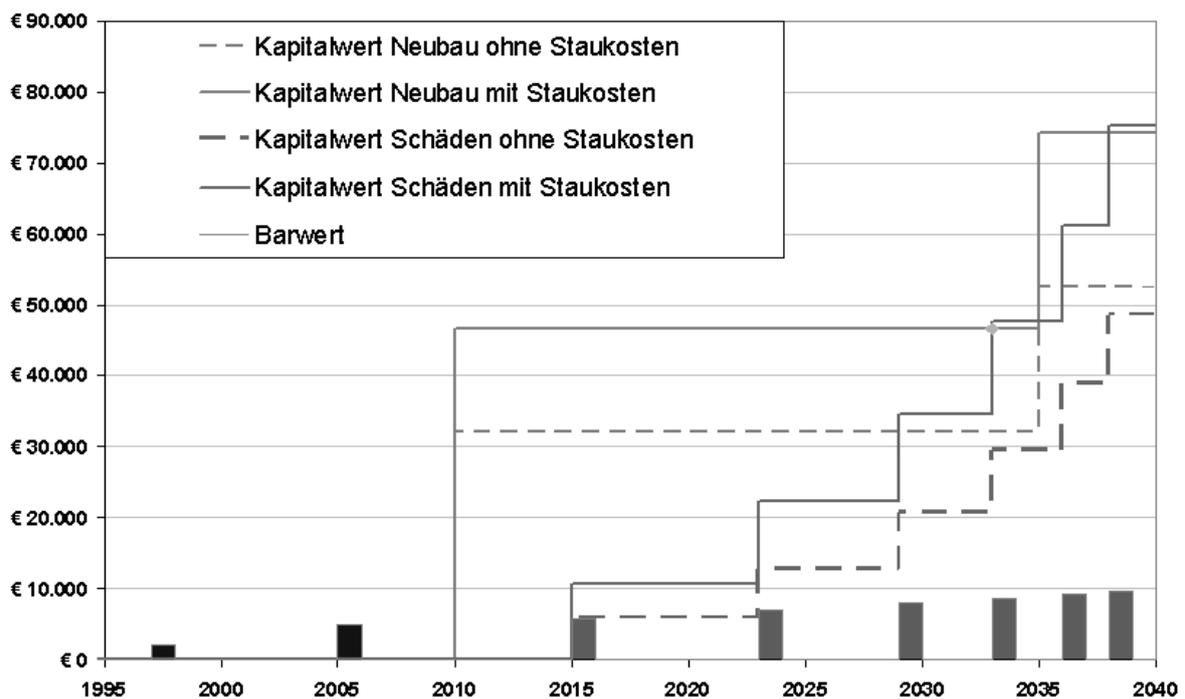


Abbildung 100: optimaler Rehabilitationszeitpunkt

Die Kalkulation geht unter der Annahme der Schadensfolge entsprechend Kapitel 5.4.4 aus. Bei geringeren Abständen wird eine Erneuerung der Leitung bereits früher wirtschaftlich.

8 Schlussfolgerung und Ausblick

Wasserversorgungsunternehmen sollen, wie bereits zu Beginn der Arbeit angeführt, eine technisch und wirtschaftliche Rehabilitationsstrategie entwickeln, um langfristig im Sinne eines Generationenvertrages die Trinkwasserversorgungsnetze optimal zu warten und zu erhalten, sowie die Kosten für deren Betrieb und Erhaltung gering halten. Dabei ist es notwendig, nicht nur finanzielle Überlegungen, wie die Gegenüberstellung von Schadenskosten und Erneuerungskosten zu berücksichtigen, sondern auch umweltrelevante Entscheidungskriterien wie erhöhten Wasserverlust zu berücksichtigen. Ein m³ versickertes Wasser spielt in einem wasserreichen Land wie Österreich finanziell nur eine untergeordnete Rolle. In Ländern mit Wasserknappheit wo Entscheidungen über die Erschließung neuer Ressourcen auch von der Höhe des Wasserverlustes abhängig sind, spielt die Anzahl von Leckagen oder Undichtigkeiten im Netz eine entscheidende Rolle.

Die österreichischen Netze sind in einem guten Zustand, entsprechend der ÖVGW W 100 (2007) wird dieser gute Zustand durch eine Schadensrate von kleiner als 7 Schäden pro 100 km als niedrige Schadensrate bezeichnet. Eine hohe Schadensrate liegt für österreichische Verhältnisse bei mehr als 20 Schäden pro 100 km. Im Vergleich dazu liegt die Schadensrate in Versorgungsgebieten wie Themse Water (430 Schäden / 100 km) oder Three Valleys (226 Schäden / 100 km) deutlich höher (Parker, 2007).

Um diesen Zustand in Österreich zu erhalten und die eingehobenen Gebühren entsprechend effizient einzusetzen, bedarf es einer langfristigen Rehabilitationsstrategie. Diese kann jedoch nur aufgrund des Zustands des Netzes abgeleitet werden. Die Aufzeichnung von alterungsabhängigen Schäden an verschiedenen Rohrmaterialien ermöglicht es, entsprechende Alterungsprozesse an den verlegten Rohrleitungen indirekt beschreiben zu können. Mit Hilfe eines geografischen Informationssystems können diese Daten ausgewertet und abgebildet werden.

Im Rahmen dieser Arbeit wurde gezeigt, wie mittels eines Messzonenmanagements und der Messung von Wasserverlusten lokale Prioritäten im Versorgungsnetz festgelegt werden können, um effizient mittelfristig Rehabilitationsmaßnahmen festlegen zu können.

Aufbauend auf mehrjährigen Schadensaufzeichnungen ist es möglich, Größenordnungen über die Ausfallwahrscheinlichkeit von Leitungen anzugeben, für die bislang noch kein Schaden aufgezeichnet wurde. Mit Hilfe des in dieser Arbeit entwickelten statistischen Modells für die Prognose von Erstschäden, kann über den Ansatz der schrittweisen Berechnung der Überlebensfunktion, der Alterungsprozess der Leitungen auch zu einem Zeitpunkt berücksichtigt werden, wo noch keine Schadensaufzeichnungen geführt wurden. Somit kann für eine ganzheitliche Betrachtung des Versorgungsnetzes eine verbesserte langfristige Rehabilitationsplanung und somit

auch Budgetplanung erstellt werden. Für die strangbezogene mittelfristige Rehabilitationsplanung wurde weiters ein Modell zur Prognose jener Zeitperioden entwickelt, in denen mit weiteren Schäden zu rechnen ist.

Neben der Abschätzung der zu erwartenden Schäden wurden auch Einflussfaktoren wie Umweltkosten oder externe Belastungen analysiert, die die Entscheidung zur Erneuerung oder weiterführenden Reparatur der Leitung wirtschaftlich beeinflussen.

Mit Hilfe des Modells für die Prognose des Erstschadens und der berechneten Überlebensfunktion lässt sich für langfristige Zeiträume infolge der altersbezogenen prozentuellen Ausfälle je Gruppe ein Budget erstellen, welches die neu auftretenden Schäden abdeckt. Für die mittelfristige strangbezogene Betrachtung wurde auf Basis der Kosten-Barwert-Methode gezeigt, wie über den Ansatz der Folgeschäden und zu berücksichtigender Umweltkosten der wirtschaftlich optimale Rehabilitationszeitpunkt berechnet werden kann.

In dieser Arbeit wurde weiters die jahreszeitliche Abhängigkeit des Schadensverhaltens der Trinkwasserleitung als auch die jahreszeitliche Abhängigkeit der Höhe der Umweltkosten in Abhängigkeit des auftretenden Verkehrs gezeigt. Der Einfluss beider Ansätze konnten im Rahmen dieser Arbeit zwar aufgezeigt werden, die Einbindung in einen wirtschaftlichen Entscheidungsprozess sollte jedoch noch umgesetzt werden.

Betrachtet man die direkte Umgebung der Leitung als Teil des Verbundes Fahrbahn – Boden – Leitung so ist es notwendig, diese Wechselbeziehungen in der Rehabilitationsentscheidung zu berücksichtigen. Externe Lasten durch den Neubau des Straßenoberbaus können bei geringer Überdeckung der alternden Leitung zu einem vorzeitigen Versagen führen. Einsparungsmöglichkeiten der Asphaltkosten bei einer koordinierten Baustelle sollten ebenfalls im Entscheidungsfindungsprozess zur Erneuerung einer Leitung berücksichtigt werden. Auch der Einfluss der Baustelle auf den öffentlichen Verkehr soll in den Entscheidungsfindungsprozess einfließen. Kommt es zu zeitlichen Verzögerungen im öffentlichen Verkehr müssen dafür weitere externe Kosten in die Kalkulation der Rehabilitationsentscheidung mit einfließen, die jedoch in dieser Arbeit noch nicht untersucht worden sind.

In einigen Aufgrabungs- und Wiederinstandsetzungsvorschriften der Straßenerhalter wird bereits auf die Notwendigkeit von koordinierten Bauvorhaben hingewiesen. Eine Abschätzung über die Höhe eines möglichen Einsparungspotentials oder Hinweise über mögliche Koordinierungspartner aufgrund des jeweiligen Bauverfahrens sollte zukünftig ebenfalls als wirtschaftliche Kriterien berücksichtigt werden.

Nach Marx (2006) hängt die wirtschaftliche Erneuerung von Gleisanlagen wesentlich von Belastung, Bauform, Anfangsqualität und Instandhaltbarkeit ab. Während Gleisanlagen des offenen Oberbaus (Vignolschienen) im Durchschnitt 20 ~ 25 Jahre genutzt werden, werden eingedeckte Anlagen (Rillenschienen) im Schnitt erst nach

30 ~ 35 Jahren erneuert. Somit sollten auch diese Randbedingungen in die Rehabilitationsentscheidung mit einfließen, da sonst erhöhte Reparatur- oder Erneuerungskosten zu berücksichtigen sind. Auch diese Überlegungen sollten zukünftig als Einflussfaktoren im Entscheidungsfindungsprozess zur Reparatur oder Rehabilitation einer Leitung berücksichtigt werden

Die Arbeit soll als Unterstützung bei der Entscheidung einer weiterführenden Reparaturstrategie oder einer Erneuerung eines Leitungsstranges dienen. Der Entscheidungsprozess an sich kann jedoch immer nur aufgrund der Erfahrung der jeweiligen Verantwortlichen im Wasserversorgungsunternehmen durchgeführt werden.

9 Literaturverzeichnis

- Adensam H., Bruck, M., Geissler, S., Fellner, M. (2002) Externe Kosten im Hochbau Band I; Studie im Auftrag des Bundesministeriums für Wirtschaft und Arbeit BMWA, Wien, 2001
- Alvarez R. T. (1995) Bedarfsprognose und Strategieentwicklung für die Rehabilitation städtischer Wasserrohrnetze, Schriftenreihe des Instituts für Städtebau und Landesplanung, Universität Karlsruhe, Heft 27, ISBN 3891570910
- Andreou, S., A. (1986) Predictive models for pipe break failures and their implication on maintenance planning strategies for deteriorating water distribution systems, PhD thesis, Massachusetts Institute of Technology
- Ascher, H., Feingold, H. (1984) Repairable systems: modelling, inference, misconceptions and their causes, Marcel Dekker Ltd., New York, ISBN 0824772768
- ATV M 143-2 (1999) Sanierung von Entwässerungssystemen ausserhalb von Gebäuden – optische Inspektion
- Autobahnen- und Schnellstraßen- Finanzierungs- Aktiengesellschaft; www.asfinag.at
- Beller, M. (2006) Applying Ultrasound for In-Line Inspection: Facts and Issues, ppsa pigging seminar, Aberdeen, 2006
- BGBL 45 (1948) Finanz-Verfassungsgesetz
- BGBL 123 (2006) Wasserrechtsgesetz, www.ris.bka.gv.at
- BGBL 159 (1960) idF BGBL 152 (2006) Straßenverkehrsordnung, www.ris.bka.gv.at
- BGBL 254 (2006) Trinkwasserverordnung, www.ris.bka.gv.at
- BMVBW (2000) Standardisierte Bewertung von Verkehrsweegeinvestitionen des öffentlichen Personenverkehrs, Version 2000
- Brockhaus Enzyklopädie (1970) F.A. Brockhaus, ISBN 3-7653-0000-4
- Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie; www.bmvit.gv.at
- Clark, R.M., Stafford, C.L., Goodrich, J.A. (1982) Water distribution systems: a spatial and cost evaluation, Water research Planning and Management Division, ASCE 108(3), 243-256
- Cox, D.R. (1972) Regression models and life tables, Journal of the Royal Statistical Society B, 34, 187-220
- Deweis, N. (1992) Der Einfluss von Engstellen auf den Verkehrsablauf, Dissertation am Institut für Verkehrswesen, Universität für Bodenkultur, Wien
- DVGW Arbeitsblatt W 400-3 (2006) Technische Regeln Wasserverteilungsanlagen(TRWV); Teil 3: Betrieb und Instandhaltung

- DVGW Hinweis W 401 (1997) Entscheidungshilfen für die Rehabilitation von Wasserrohrnetzen
- Dridi, L., Mailhot, A., Parizeau, M., Villeneuve, J.-P. (2005) A Strategy for optimal Replacement of water pipes integrating structural and hydraulic indicators based on a statistical water pipe break model, Proceedings of the 8th Conference on Computing and Control in the Water Industry (CCWI), Exeter, United Kingdom, pp 65-70
- Dudek, C.L., Richards, S.H. (1981) Traffic Capacity through Work Zones on Urban Freeways; Report FHWA/TX-81/28+228-6, Austin, Texas Department of Transportation
- Einkommenssteuerrichtlinie (2000) Einführungserlass GZ 06 0101/9-1V/6100, Auslegungsbehelf zum Einkommensteuergesetz BGBL 400 (1988) idF BGBL 99 (2006)
- Eisenbeis, P. (1994) Modelisation statistique de la prevision des defaillances sur les conduites d'eau potable, PhD thesis, University Loius Pasteur of Strasbourg
- FGSV Merkblatt (2004) Das Fundamentaldiagramm – Grundlagen und Anwendungen; Entwurf 2004, http://www.tft.pdx.edu/docs/Greenshields_Publication.pdf
- Fuchs, D. (2001) Decision Support Systeme für die Rehabilitationsplanung von Wasserrohrnetzen; Schriftenreihe zur Wasserwirtschaft, Band 35, ISBN 3-85444-030-8 Graz
- Fuchs-Hanusch, D., Kornberger, D., Gangl, G., Hofrichter, J., Kauch, P. (2007a) Entwicklung eines Entscheidungshilfesystems für die Rehabilitationsplanung von Wasserrohrnetzen, Österreichische Wasserwirtschaft, Heft 9/10
- Fuchs-Hanusch, D., Gangl, G., Kölbl, J., Kornberger, B., Murnig, F. (2007b) Zwischenbericht zum 3. Förderjahr /Intermediate Report: 01.07.2006 – 30.06.2007; Work Package 5.1.1 PiReM – Pipe Rehabilitation Management; Kompetenznetzwerk Wasserressourcen GmH, Graz
- Förderrichtlinien 1999 idF 2006 (2006) Kommunale Siedlungswasserwirtschaft, Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft, Wien
- Friedl, F. (2007) Einfluss der Verkehrslast auf die Schadenshäufigkeit von Trinkwassernetzen, Diplomarbeit, Technische Universität Graz
- Gangl, G., Theuretzbacher-Fritz, H., Kölbl, J., Kainz, H., Tieber, M. (2006) Erfahrungen mit der Wasserverlustberechnung im ÖVGW Benchmarking-Projekt, ÖVGW Symposium 2006, Wien
- Gangl, G., Fuchs-Hanusch, D., Kölbl, J., Kauch, P. (2007a) Rehabilitationsplanung in Theorie und Praxis, Tagungsband ÖVGW Symposium 2007, Wien

- Gangl, G., Kölbl, J., Haas, G., Hassler, E., Fuchs-Hanusch, D., Kauch, P. (2007b) Influence of Measurements Inaccuracies at a Storage Tank on Water Losses; Proceedings of the IWA Specialist Conference on Water Loss, Bucharest, Romania
- Gangl, G., Fuchs-Hanusch, D., Stadlober, E., Kauch, P. (2007c) Analysis of the failure behaviour of drinking water pipelines; Proceedings of the 4th IWA Specialist Conference on Efficient Use and Management of Urban Water Supply, Jeju, Korea
- Gangl, G., Fuchs-Hanusch, D., Fellendorf, M. (2007d) Influence of congestion costs on the mid-term rehabilitation planning of drinking water pipelines; Proceedings of European Water and Wastewater Management Conference, Newcastle, ISBN 1-903958-24-5
- Gangl, G. (2007e) Einfluss von Staukosten auf die Erneuerungsplanung städtischer Infrastruktur; Tagungsband ÖGL Symposium Grabenlos, Bad Ischl, S.50-58
- Grieb, W., Laber, J. (2007) Förderung des Bundes von digitalen Leitungskatastern, Wiener Mitteilungen Band 203, ISBN 978-3-85234-095-1
- Handbuch für die Bemessung von Straßenverkehrsanlagen (2001) Forschungsgesellschaft für Straßen und Verkehrswesen, Köln, Januar 2002, ISBN 3937356444
- Herz, R. (1987) Erneuerungsstrategien für städtische Infrastrukturnetze; Jahrbuch für Regionalwissenschaft, 8. Jahrgang, S. 67-105, Gesellschaft für Regionalforschung, Vandenhoeck & Ruprecht in Göttingen
- Herz, R. (1994) Alterung und Erneuerung von Infrastrukturbeständen - ein Kohorten-Überlebensmodell, Jahrbuch für Regionalwissenschaft 14, S. 9-28, Gesellschaft für Regionalforschung, Vanderhoeck & Ruprecht in Göttingen
- Herz, R., Krug, R. (2000) Sanierungsbedarf und Sanierungsstrategien für Abwassernetze, Beitrag zum 11. Leipziger Bau-Seminar
- Hoch, W., Fischer, J. (2007) Zustandserfassung und Erneuerungsstrategien für Wasserrohrnetze unter Berücksichtigung moderner Bautechniken, gwf Nr. 148, S. 32-40
- Hu, Y., Hubble, D.W. (2005) Failure Conditions of Asbestos Cement Water Mains in Regina, Canadian Society of Civil Engineering (CSCE) 33rd Annual Conference, Toronto, Ontario, June 2-4, 2005, pp. 1-10
- Hünerberg, K, Tessendorff, H. (1977) Handbuch für Asbestzementrohre, Springer-Verlag Berlin-Heidelberg-New York, ISBN 3-540-08115-1

- Kaplan, E. L., Meier, P. (1958) Nonparametric estimation from incomplete observations, *Journal of the American Statistical Association*, 53, p. 457-481, ISSN 0162-1459
- Kiesselbach, G. (1999) Projektstudie über die Verfüllung von Künetten, Magistratsabteilung 22 – Umweltschutz, Magistrat der Stadt Wien
- Kim, Y., Keller, H. (2001) Zur Dynamik zwischen Verkehrszuständen im Fundamentaldiagramm; *Straßenverkehrstechnik Heft 9/2001*
- Kleiner, Y., Rajani B., B. (2000) Considering time-dependent factors in the statistical prediction of water main breaks, *Proceedings of the Infrastructure Conference, American Water Works Association (AWWA), Baltimore, United States*, pp 1-12
- König, A., Axhausen, K.W., Georg Abay, G. (2003) Zeitkostenansätze im Personenverkehr; Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation / Bundesamt für Strassen
- Krietenbrink, H. (2006) Überlegungen zur nachhaltigen Substanzerhaltung von Verteilungsanlagen am Beispiel der Gelsenwasser AG; *gwf Nr. 147, S. 33-36*
- KVR-Leitlinien (1998) Leitlinien zur Durchführung dynamischer Kostenvergleichsrechnungen, Länderarbeitsgemeinschaft Wasser, Kulturbuchverlag Berlin GmbH, ISBN 3-88961-228-8
- LGBL 42 (1971) idF 7 (2002) Steiermärkisches Gemeindewasserleitungsgesetz, www.ris2.bka.gv.at
- LGBL 134 (2006) Richtlinien für die Durchführung der Förderungen von Maßnahmen der Abwasserentsorgung www.ris2.bka.gv.at
- LGBL 154 (1964) idF 89 (2002) Steiermärkisches Landes-Straßenverwaltungsgesetz www.ris2.bka.gv.at
- Liemberger, R. (2006) Das neue IWA-System zur Beurteilung von Wasserverlusten, ÖVGW Symposium 2006, Wien
- Loganathan, G.V., Park, S., Sherali, H. D. (2002) Threshold Break Rate for Pipeline Replacement in Water Distribution Systems; *Journal of Water Resources Planning and Management* July/August p. 271-279
- Marubini, E., Valsecchi, M., G. (2004) *Analysing Survival Data from Clinical Trials and Observational Studies (Statistics in Practice)*; Verlag Wiley & Sons, ISBN 0-470-09341-2
- Marx, A. (2006) Instandhaltung planen und steuern, *Verkehr und Technik*, Heft Juni 2006, ISSN 0340-4536

- Mavin, K. (1996) Predicting the failure performance of individual water mains, Urban Water Research Association of Australia, Research Report No. 114, Melbourne, Australia
- McKenzie, R., Seago, C. (2005) Assessment of real losses in potable water distribution systems: some recent developments
- McKenzie, R., Seago, C., Liemberger, R. (2007) Benchmarking of losses from potable water reticulation systems – results from IWA task team; Proceedings of IWA Conference on Water Loss 2007, Bukarest, ISBN 978-973-7681-24-9
- Meier, H., Eisenmann, J., Koroneos, E. (1968) Beanspruchung der Strasse unter Verkehrslast; Forschungsarbeiten aus dem Straßenwesen, Heft 76; Kirschbaum Verlag, Bad Godesberg
- Mum, D., Klec, G. (2002) Mythos Kapitaldeckung, Gewerkschaft der Privatangestellten, Wien
- ÖVGW W 60 (1993) Leitfaden für die technische Überwachung
- ÖVGW W 62 (2001) Kalkulation für die Ermittlung des Wasserpreises
- ÖVGW W 85 (2007) Betriebs- und Wartungshandbuch für Wasserversorgungsunternehmen
- ÖVGW W 100 (2007) Wasserverteilerleitungen – Betrieb und Instandhaltung
- ÖNORM A2261-3 (1999) Objektschlüsselkatalog für den digitalen Austausch von Geodaten – Leitungskataster
- ÖNORM B 2110 (2002) Allgemeine Vertragsbestimmungen für Bauleistungen – Werkvertragsnorm, www.oenorm.at
- ÖNORM B 2533 (2004) Koordination unterirdischer Einbauten – Planungsrichtlinie, www.oenorm.at
- ÖNORM B 2538 (2002) Transport-, Versorgungs- und Anschlussleitungen von Wasserversorgungsanlagen - Ergänzende Bestimmungen zu ÖNORM EN 805
- ÖNORM B 2539 (2005) Technische Überwachung von Trinkwasserversorgungsanlagen – Regelwerk der ÖVGW (W 59)
- ÖNORM B 5012 (2005) Statische Berechnung erdverlegter Rohrleitungen, www.oenorm.at
- ÖNORM EN 805 (2000) Wasserversorgung – Anforderungen an Wasserversorgungssysteme und deren Bauteile außerhalb von Gebäuden, www.oenorm.at
- Park, S., Loganathan, G.V. (2002) Optimal Pipe Replacement Analysis with a new Pipe Break Prediction Model; Journal of the Korean Society of Water and Wastewater, 16(6), pp. 710-716

- Park, S. (2007) A Methodology to Estimate Economically Optimal Replacement Time Interval of Water Distribution Pipes; Proceeding of the 4th IWA Specialist Conference on Efficient Use and Management of Urban Water Supply, Jeju, Korea
- Parker, J. (2007) Analysing London's Leakage – Experiences of an Expert Witness, Water loss 2007, Bukarest, p. 188-198
- Peter, M., Wüthrich, P., Maibach, M. (2003) Stau- und Langsamfahrkosten im Kanton Zug, Schlussbericht INFAS-Studie
- Rasch, D. (1995) Mathematische Statistik, Johann Ambrosius Barth Verlag, ISBN 3-335-00370-5
- Roscher, H. (2000) Sanierung städtischer Wasserversorgungsnetze, Huss-Medien GmbH, Berlin, ISBN 3-345-00717-7
- Rostum, J. (2000) Statistical modelling of pipe failures in water networks, PhD thesis, Norwegian University of Science and Technology, Trondheim
- RVS 02.01.22 (2002) Nutzen-Kosten-Untersuchungen im Verkehrswesen, Österreichische Forschungsgesellschaft Straße, Schiene, Verkehr
- RVS 03.08.63 (2005) Oberbaubemessung, Österreichische Forschungsgesellschaft Straße, Schiene, Verkehr
- RVS 03.08.71 (2001) Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen von Oberbaukonstruktionen im Straßenbau, Österreichische Forschungsgesellschaft Straße, Schiene, Verkehr
- RVS 03.05.12 (2007) Knoten - Plangleiche Knoten – Kreuzungen, T-Kreuzungen; Österreichische Forschungsgesellschaft Straße, Schiene, Verkehr
- RVS 03.05.13 (2001) Knoten - Gemischte und Planfreie Knoten; Österreichische Forschungsgesellschaft Straße, Schiene, Verkehr
- RVS 05.04.32 (1998) Verkehrslichtsignalanlagen - Planen von Verkehrslichtsignalanlagen; Österreichische Forschungsgesellschaft Straße, Schiene, Verkehr
- RVS 05.05.41 (2001) Baustelleneinrichtung – gemeinsame Bestimmungen für alle Straßen, Autobahnen mit getrennten Richtungsfahrbahnen; Österreichische Forschungsgesellschaft Straße, Schiene, Verkehr
- RVS 05.05.43 (2003) Baustellenabsicherung – Straßen mit zwei oder mehr Fahrstreifen je Fahrtrichtung; Österreichische Forschungsgesellschaft Straße, Schiene, Verkehr
- RVS 05.05.44 (2003) Baustellenabsicherung - Straßen mit einem Fahrstreifen je Fahrtrichtung; Österreichische Forschungsgesellschaft Straße, Schiene, Verkehr

- RVS 08.15.01 (2005) Tragschichten – ungebundene Tragschichten; Österreichische Forschungsgesellschaft Straße, Schiene, Verkehr
- RVS 08.16.01 (2007) Anforderungen an Asphalttschichten; Österreichische Forschungsgesellschaft Straße, Schiene, Verkehr
- Sachs, L. (1999) Angewandte Statistik - Anwendung statistischer Methoden, Springer Verlag, ISBN 3-540-65371-6
- Schade, W., Doll, C., Maibach, M., Peter, M., Crespo, F., Carvalho, D., Caiado, G., Conti, M., Lilico, A., Afraz, N. (2006) COMPETE Final Report: Analysis of the contribution of transport policies to the competitiveness of the EU economy and comparison with the United States, Funded by European Commission – DG TREN, Karlsruhe, Germany.
- Schmidt, A. (2003) Trends, Benchmarks für die Rehabilitation und Bewertung von Wasserversorgungssystemen, Dissertation an der TU Dresden, ISBN 3-86005-373-6
- Schmidt, G., Thomas, B. (1996) Hochrechnungsfaktoren für manuelle und automatische Kurzzeitählungen im Innerortsbereich, Forschung Straßenbau und Verkehrstechnik Heft 732, Bundesministerium für Verkehr, Abteilung Straßenbau, Bonn-Bad Godesberg, ISDN 7669123
- Shamir, U., Howard, C.D.D. (1979) An analytic approach to scheduling pipe replacement, Journal of the American Water Works Association (AWWA), 71 (5), 248-258
- Sinn, H.-W. (2003) Süddeutsche Zeitung, 28.02.2003, S. 2; [http://www.cesifo-group.de/portal/page/portal/ifoHome/B-politik/10echomitarb/echomitarb?item link=ifostimme-SZ28-02-03.htm](http://www.cesifo-group.de/portal/page/portal/ifoHome/B-politik/10echomitarb/echomitarb?item%20link=ifostimme-SZ28-02-03.htm)
- Skala, C. (2007) Bundesförderung im leitungsbezogenen Siedlungswasserbau, Europäische Rohrleitungstage, St. Veit an der Glan, http://www.mta-messtechnik.at/data/download/download_1/68_skala_kommunalkredit.pdf
- SN 641 820 (2006) Kosten-Nutzen-Analysen im Straßenverkehr - Grundnorm
- Snizek, S., Steierwald G., Steinbach J., Pöschl F., Stottmeister V., Schlosser F., Fuisseis, W. (1988) Anforderung- und Leistungsprofil von Straßen; Straßenforschung Heft 358
- Soares, R. (2000) Magnetic PIG's Evaluation by Means of Automatic Ultrasonic Device, 15th World Conference on Non-Destructive Testing, Rom
- Sorge, H.-C. (2007) Zustandsuntersuchungen an Trinkwasserleitungen, wwt Wasserwirtschaft Wassertechnik, 6/2007, S. 55-57, ISSN 1438-5716
- SPSS 13.0 (2004) Statistical Package for the Social Sciences, www.spss.com

- Stadlober, E. (2005) Angewandte Statistik, Skript zur Vorlesung Angewandte Statistik, LV-Nummer 506.715, Institut für Statistik, Technische Universität Graz
- Stadt Graz (2004) Anpassung der Ansätze der Entgelte für die Benützung öffentlichen Gutes, GZ: A 10/1-73072/2004-2
- Stadt Graz (2007) Aufgrabungsrichtlinie der Stadt Graz
- Stange, K. (1970) Angewandte Statistik – eindimensionale Probleme, erster Teil, Springer Verlag, ISBN 3-540-05256-9
- Steininger, K., Gobiet, W. (2005) Technologien und Wirkungen von Pkw-Road-Pricing im Vergleich, http://www.wegcenter.at/unterlagen/Pkw_RP_Endbericht_Zusammenfassung.pdf
- Theuretzbacher-Fritz, H., Neunteufel, R., Kölbl, J., Perfler, R. Unterwainig, M., Krendelsberger, R. (2006) Benchmarking und Best Practice in der österreichischen Wasserversorgung – Stufe B – Öffentlicher Abschlussbericht zum ÖVGW-Projekt 2005/2006, Graz-Wien-Wiener Neustadt, Österreichische Vereinigung für das Gas- und Wasserfach, Wien
- Thomson, J.M. (1978) Grundlagen der Verkehrspolitik, Bern/Stuttgart.
- Tiefbau Linz (2005) Richtlinien für Wiederinstandsetzungsarbeiten im Stadtgebiet von Linz
- von Winning, H. (2006) zukunftsfähige Verkehrspolitik zwischen Europa und Vorarlberg - Provozierende Thesen zur zukunftsfähigen Verkehrspolitik; <http://gbw-vorarlberg.gruene.at/themen.php?tid=40894&wo=0&kat=&kid>
- Umweltbundesamt (2007) Externe Kosten kennen – Umwelt besser schützen: Die Methodenkonvention zur Schätzung externer Kosten am Beispiel Energie und Verkehr, http://www.umweltbundesamt.de/uba-info-presse/hintergrund/externe_kosten.pdf
- Varetza, H. (1980) Wasser für Graz, Grazer Stadtwerke AG Graz
- VISSIM – Vehicle Information System Simulation (2006) PTV Planung, Transport und Verkehr AG; Version 4.20, Karlsruhe
- Walski, T. M., Pellicia, A. (1982) Economic analysis of water main breaks, AWWA 74(3), 140-147
- Wasserrahmenrichtlinie (2000) RL 2000/60/EG
- Wegekostenrichtlinie (2006) Richtlinie 2006/38/EG des Europäischen Parlaments und des Rates vom 17. Mai 2006 zur Änderung der Richtlinie 1999/62/EG über die Erhebung von Gebühren für die Benutzung bestimmter Verkehrswege durch schwere Nutzfahrzeuge

Wernecke, K.-D. (1995) Angewandte Statistik für die Praxis, Addison-Wesley Publishing Company, ISBN 3-89319-966-7

10 Anhang

10.1 Anpassung an die Weibull-Funktion

10.1.1 Material Grauguss

In weiterer Folge wird die grafisch angepasste Weibull-Funktion für die jeweiligen Kovariablen dargestellt. Die Überlebensfunktion wurde dabei durch Berechnung der einzelnen Teilfunktionen zusammengesetzt. Die gepunktete Linie stellt den angepassten endgültigen Verlauf dar.

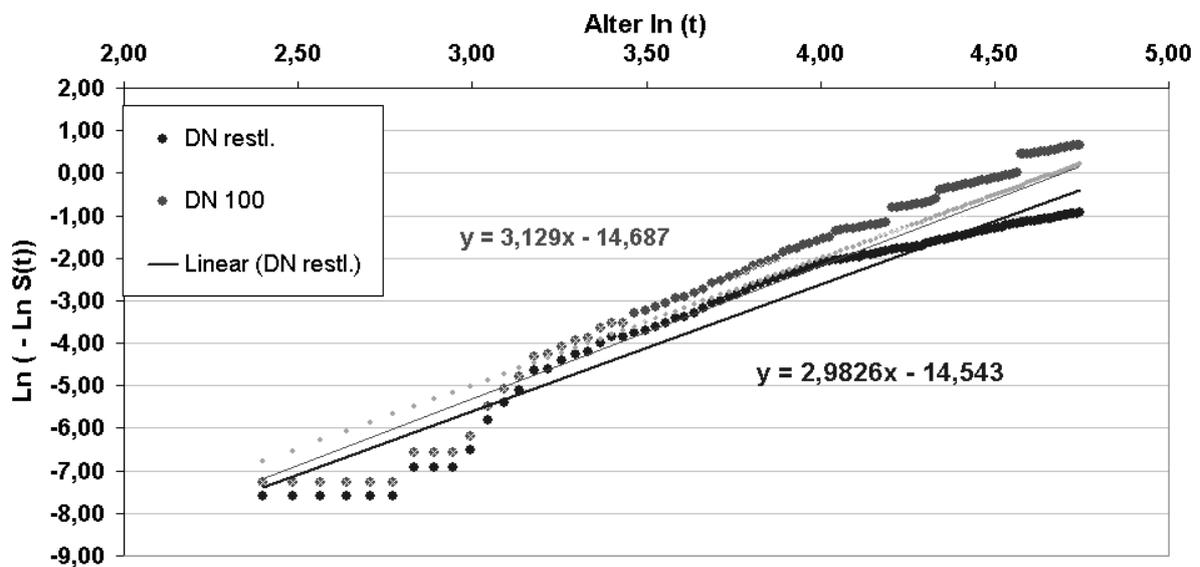


Abbildung 101: Verlauf Weibull zusammgefügt (Berechnung) für Material Grauguss GG mit Kovariable „DN 100“

In Abbildung 101 ist der Verlauf der angepassten Weibull-Funktion für das Material Grauguss mit der Kovariablen „DN 100“ dargestellt. Für ein Alter bis ca. 20 Jahre, also ein $LN(20) = 2,996$, sind sehr wenige Daten vorhanden. Ab einem Alter von ca. 55 Jahren, also mit einem $LN(55) = 4,007$, weicht die Grundfunktion auch etwas vom parallelen Verlauf der doppelt-logarithmierten Überlebensfunktion für die Kovariable „DN 100“ ab. Dennoch kann man hier von einem annähernd parallelen Verlauf der beiden Überlebensfunktionen, verschoben um die Kovariable, ausgehen.

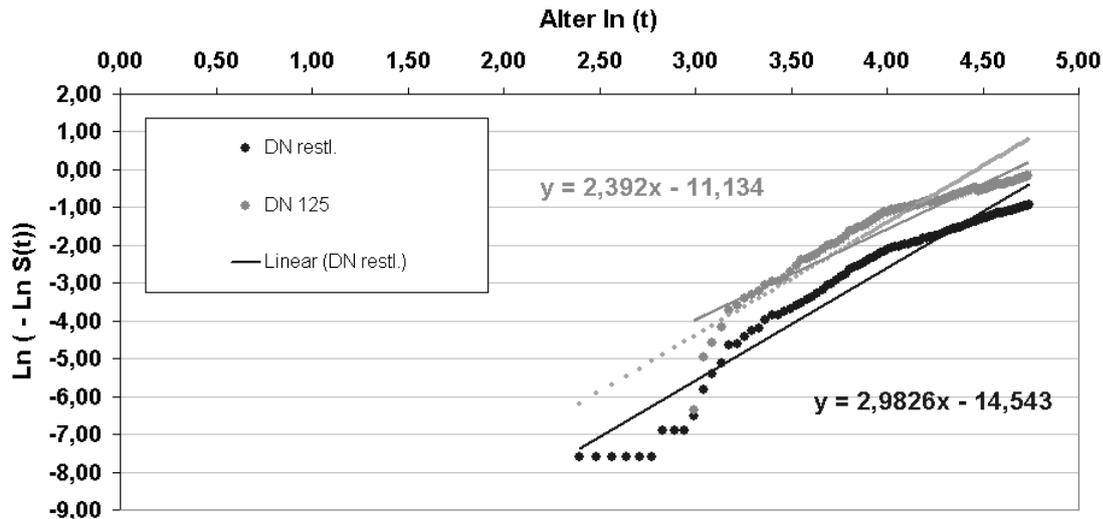


Abbildung 102: Verlauf Weibull zusammengefügt (Berechnung) für Material Grauguss GG mit Kovariable „DN 125“

Auch für die Kovariable „DN 125“ ist die Annahme eines parallelen Verlaufs der beiden Überlebensfunktionen zulässig. Die Verschiebung der beiden Funktionen wird wiederum durch die Kovariable beschrieben.

10.1.2 Material Asbestzement

In weiterer Folge wird die grafisch angepasste Weibull-Funktion für die jeweiligen Kovariablen dargestellt. Die Überlebensfunktion wurde dabei durch Berechnung der einzelnen Teilfunktionen zusammengesetzt. Die gepunktete Linie stellt den angepassten endgültigen Verlauf dar.

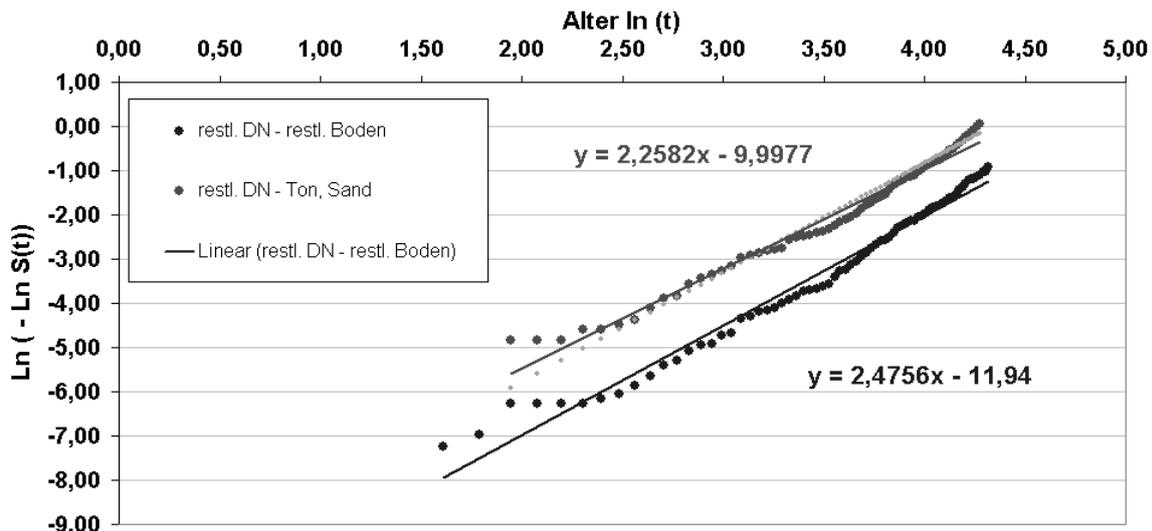


Abbildung 103: Verlauf Weibull zusammengefügt (Berechnung) für Material Asbestzement AZ mit Kovariable „Ton, Sand“

Die Anpassung der Grundfunktion, und der um die Kovariable „Ton, Sand“ verschobene Überlebensfunktion passt sehr gut. Ein linearer, paralleler Verlauf der Funktionen ist gegeben.

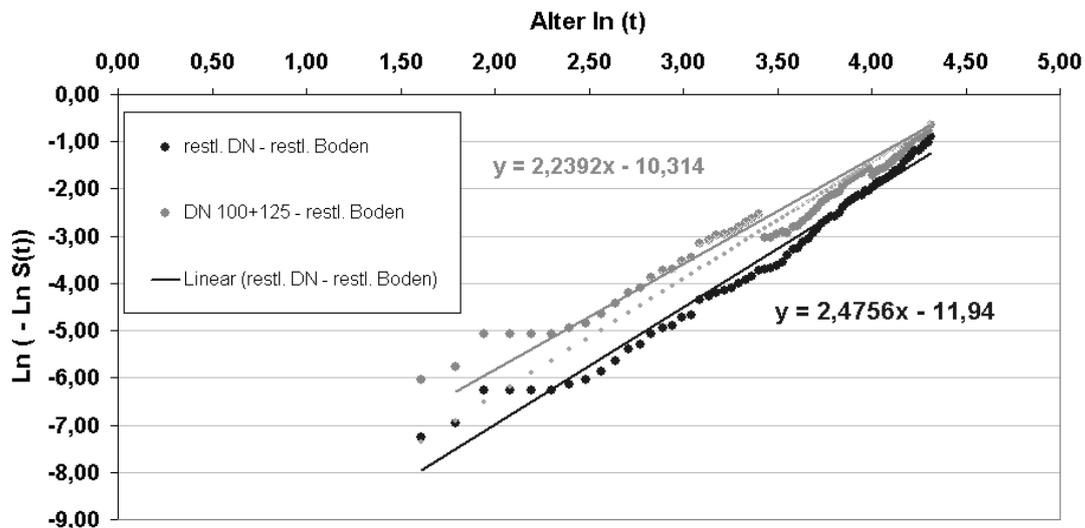


Abbildung 104: Verlauf Weibull zusammengefügt (Berechnung) für Material Asbestzement AZ mit Kovariable „DN 100+125“

Auch für die Kovariable „DN 100+125“ kann man aus Abbildung 104 erkennen, dass eine Weibull-Funktion als Grundfunktion, mit den jeweiligen Kovariablen, den Daten angepasst werden kann.

10.1.3 Material Stahl

In weiterer Folge wird die grafisch angepasste Weibull-Funktion für die jeweiligen Kovariablen dargestellt. Die Überlebensfunktion wurde dabei durch Berechnung der einzelnen Teilfunktionen zusammengesetzt. Die gepunktete Linie stellt den angepassten endgültigen Verlauf dar.

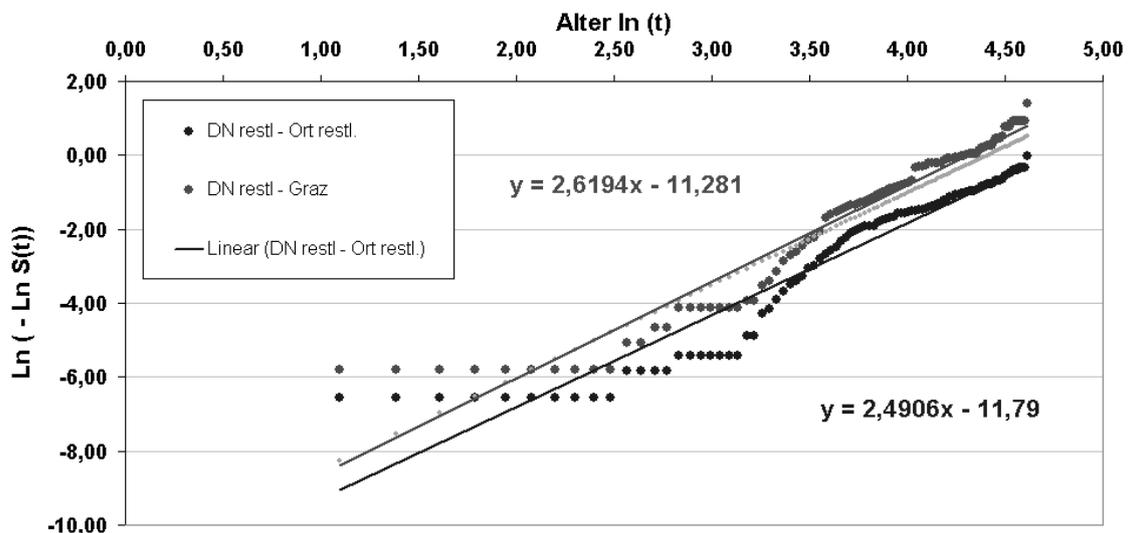


Abbildung 105: Verlauf Weibull zusammengefügt (Berechnung) für Material Stahl ST mit Kovariable „Graz“

Der Verlauf der beiden Überlebensfunktionen ist annähernd parallel. Die Verschiebung der Überlebensfunktionen wird durch die Kovariable „Graz“ beschrieben.

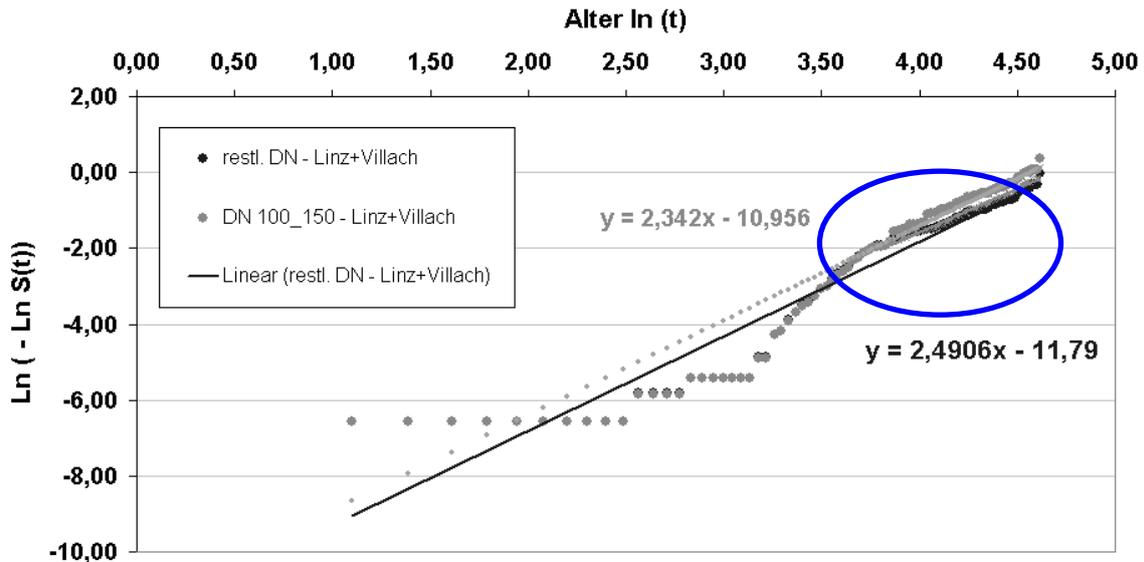


Abbildung 106: Verlauf Weibull zusammengefügt (Berechnung) für Material Stahl ST mit Kovariable „DN 100-150“

In Abbildung 106 ist der Einfluss der Kovariablen „DN 100-150“ für das Material Stahl dargestellt. Ab einem Alter von 45 Jahren kann eine Verschiebung der beiden Überlebensfunktionen um die Kovariable deutlich erkannt werden. Der markierte Bereich ist in Abbildung 107 größer dargestellt. Für ein Alter kleiner als 48 Jahre unterscheiden sich die beiden Kurven kaum. Für Stahlleitungen der Gruppe „DN 100-150“ aus Villach gibt es erst ab einem Alter von 36 Jahren Schadensaufzeichnungen. Für Leitungen aus Linz liegen für diese Gruppe keine Schadensaufzeichnungen vor, die Leitungen für diese Gruppe sind noch alle ohne Schaden in Betrieb. Dadurch gibt es für jüngere Leitungen auch keinen Unterschied zur Grundfunktion im Verlauf der Überlebensfunktion.

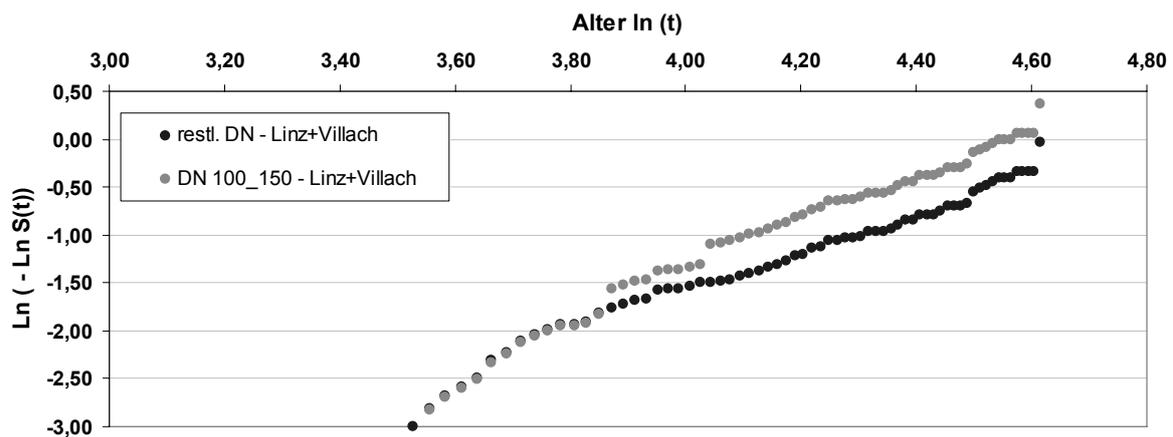


Abbildung 107: markierter Bereich aus Abbildung 106, Verlauf der Berechnung für Material Stahl ST mit Kovariable „DN 100-150“

10.2 Anpassung an die Log-Logistik-Funktion

10.2.1 Material Grauguss

In weiterer Folge wird die grafisch angepasste Log-Logistik-Funktion für die jeweiligen Kovariablen dargestellt. Die Überlebensfunktion wurde dabei durch Berechnung der einzelnen Teilfunktionen zusammengesetzt. Die gepunktete Linie stellt den angepassten endgültigen Verlauf dar.

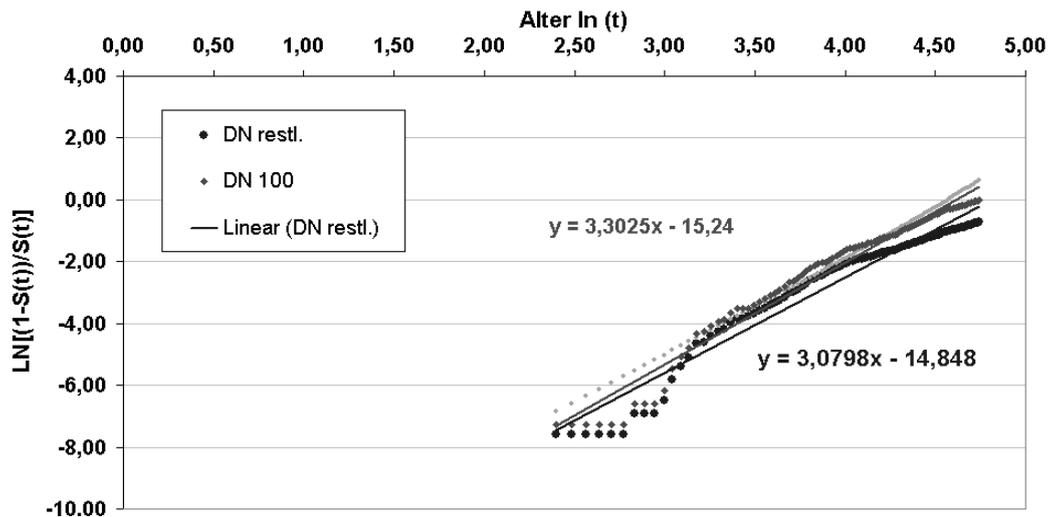


Abbildung 108: Verlauf Log-Logistik zusammengefügt (Berechnung) für Material Grauguss GG mit Kovariable „DN 100“

Für die Kovariable „DN 100“ und die Kovariable „DN 125“ ist eine Anpassung mit einer Log-Logistik-Funktion zulässig. Die Überlebensfunktionen verlaufen parallel, die Verschiebung wird wieder durch die Kovariablen erklärt.

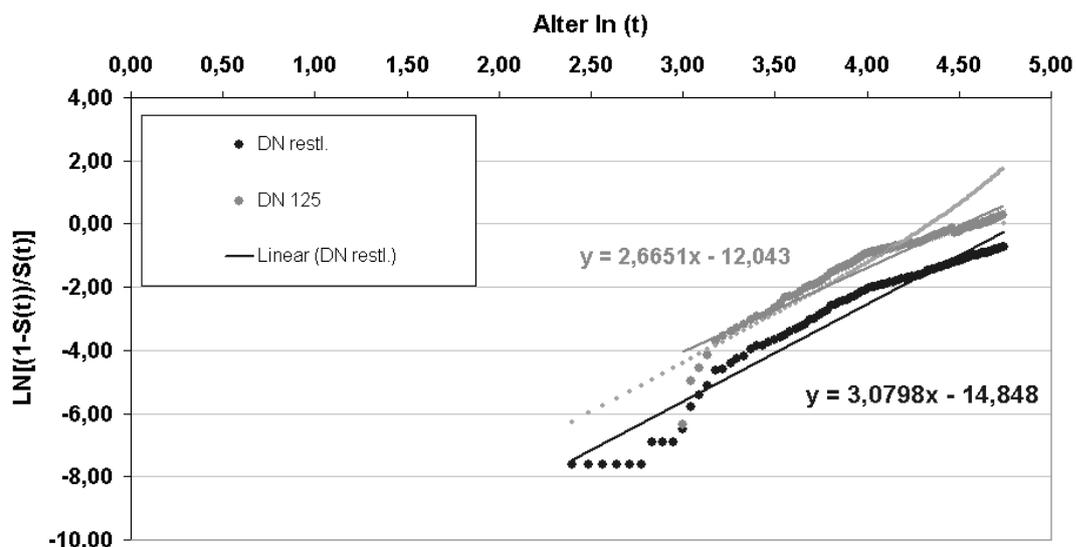


Abbildung 109: Verlauf Log-Logistik zusammengefügt (Berechnung) für Material Grauguss GG mit Kovariable „DN 125“

10.2.2 Material Asbestzement

In weiterer Folge wird die grafisch angepasste Log-Logistik-Funktion für die jeweiligen Kovariablen dargestellt. Die Überlebensfunktion wurde dabei durch Berechnung der einzelnen Teilfunktionen zusammengesetzt. Die gepunktete Linie stellt den angepassten endgültigen Verlauf dar.

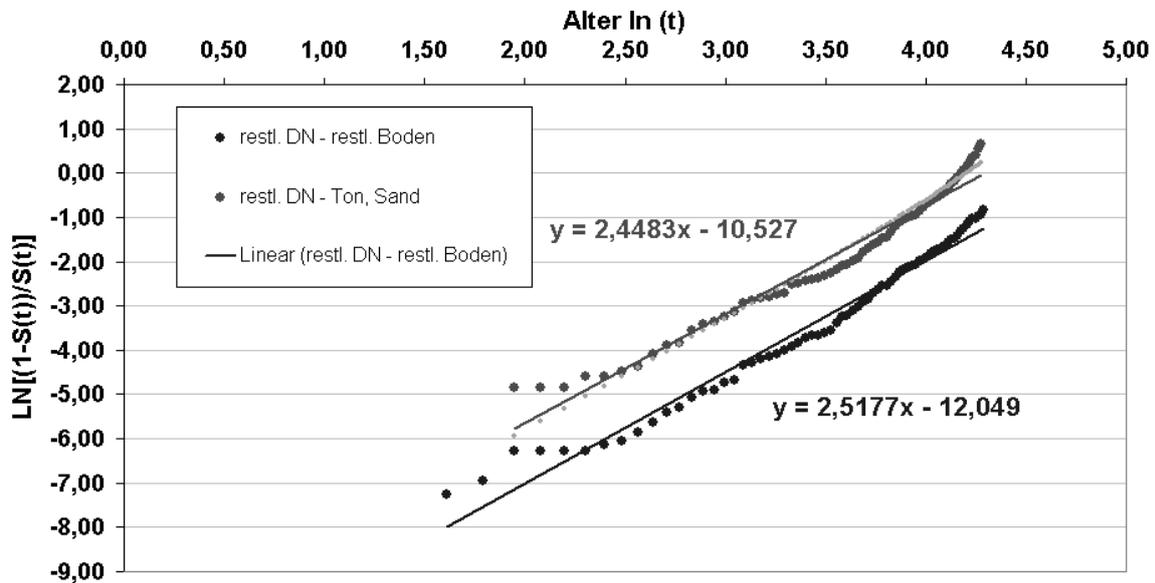


Abbildung 110: Verlauf Log-Logistik zusammengefügt (Berechnung) für Material Asbestzement AZ mit Kovariable „Ton, Sand“

Auch für die Kovariablen „Ton, Sand“ und „DN 100+125“ folgt, gleich wie für die Anpassung mit einer Weibull-Funktion, eine gute Anpassung mit einer log-Logistik-Funktion.

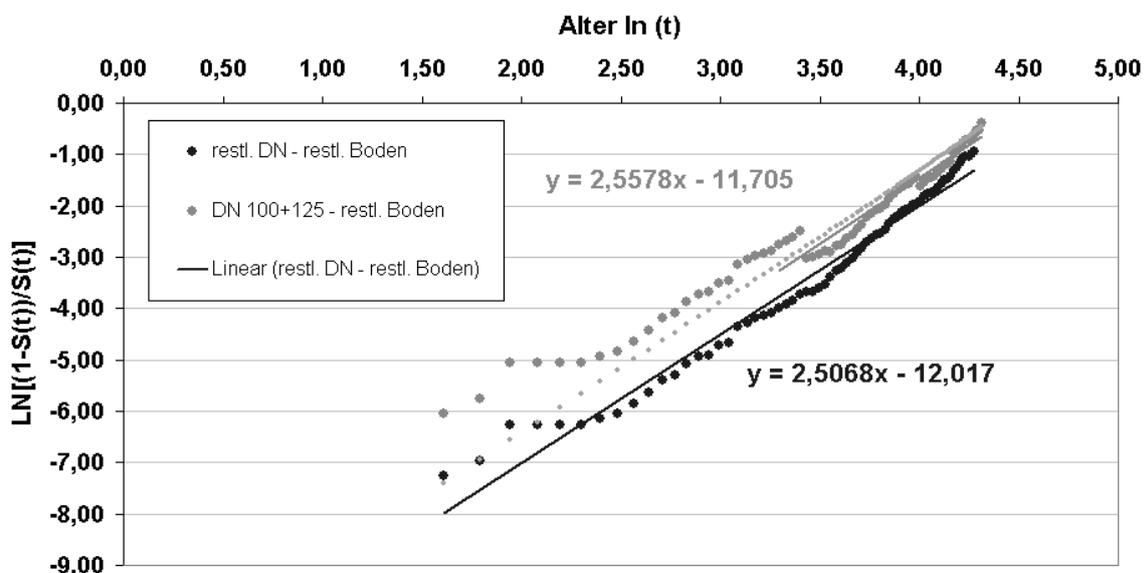


Abbildung 111: Verlauf Log-Logistik zusammengefügt (Berechnung) für Material Asbestzement AZ mit Kovariable „DN 100+125“

10.2.3 Material Stahl

In weiterer Folge wird die grafisch angepasste Log-Logistik-Funktion für die jeweiligen Kovariablen dargestellt. Die Überlebensfunktion wurde dabei durch Verschiebung der einzelnen Teilfunktionen zusammengesetzt. Die gepunktete Linie stellt den angepassten endgültigen Verlauf dar.

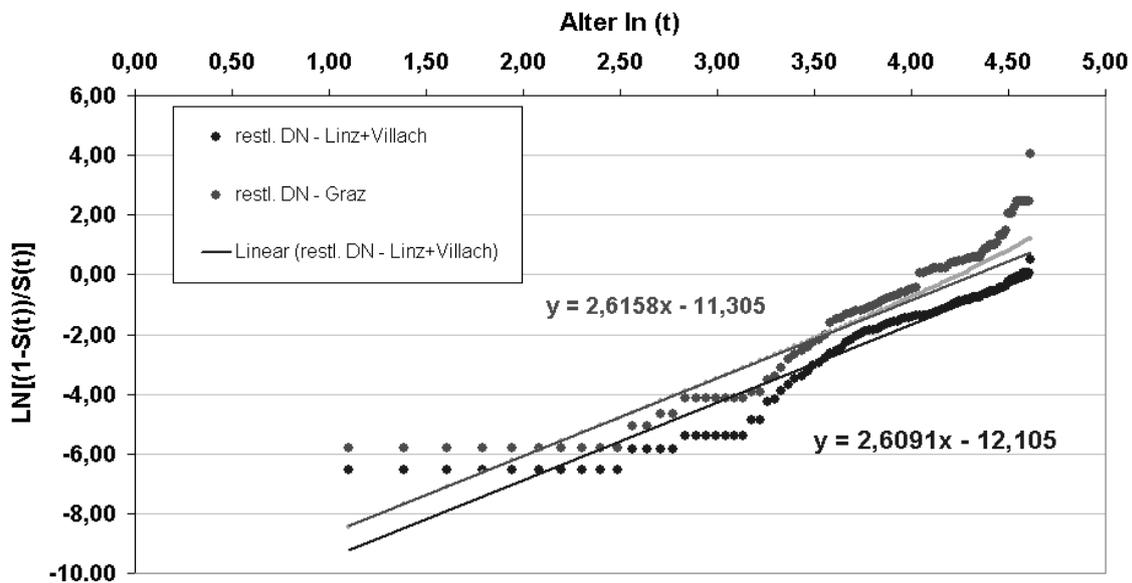


Abbildung 112: Verlauf Log-Logistik zusammengefügt (Berechnung) für Material Stahl ST mit Kovariable „Graz“

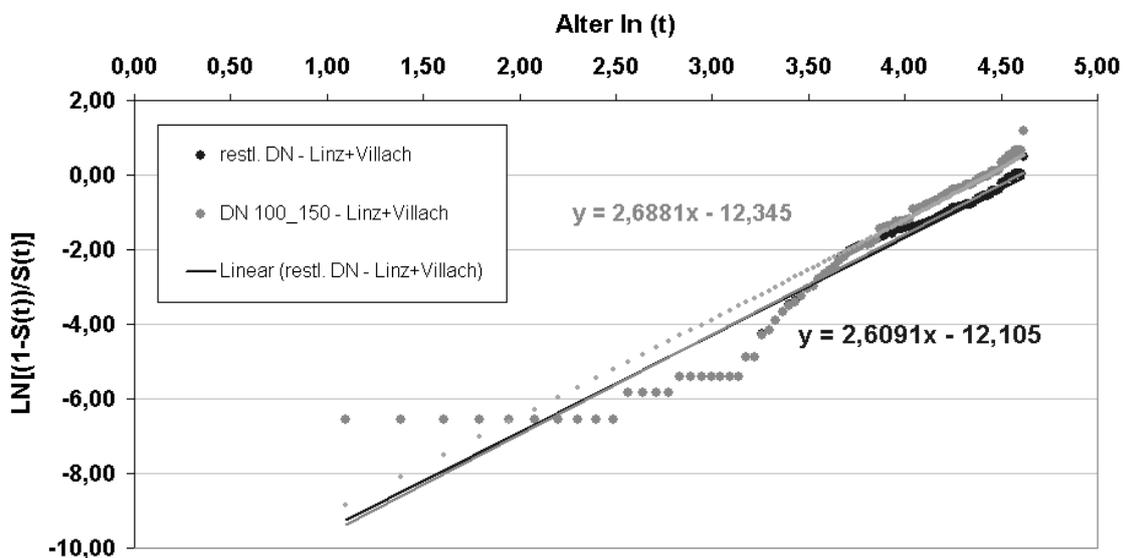


Abbildung 113: Verlauf Log-Logistik zusammengefügt (Berechnung) für Material Stahl ST mit Kovariable „DN 100-150“

Gleich wie bei der Anpassung mit einer Weibull-Funktion ist hier zu erwähnen, dass für diese Gruppe keine Schäden an jüngeren Leitungen vorliegen. Dadurch ist für die jüngeren Leitungen auch kein abweichendes Verhältnis zur Grundfunktion nach dem Modell von Cox berechenbar. Der Einfluss ist erst ab einem Alter von 45 Jahren ($\ln 45 = 3,807$) bemerkbar.

10.3 Gegenüberstellung der Berechnungen mit Weibull- und Log-Logistik-Grundfunktion

Für das Proportional-Hazard-Modell nach Cox kann jede beliebige Grundfunktion verwendet werden. In den vorangegangenen Analysen wurden sowohl eine Weibull- als auch eine Log-Logistik-Funktion als Grundfunktion verwendet.

Die Analysen haben gezeigt, dass sowohl eine Weibull-Funktion als auch eine Log-Logistik-Funktion als Grundfunktion herangezogen werden kann. Der Verlauf der Überlebensfunktion ist dabei für die Grundfunktion als auch die jeweiligen Kovariablen dargestellt.

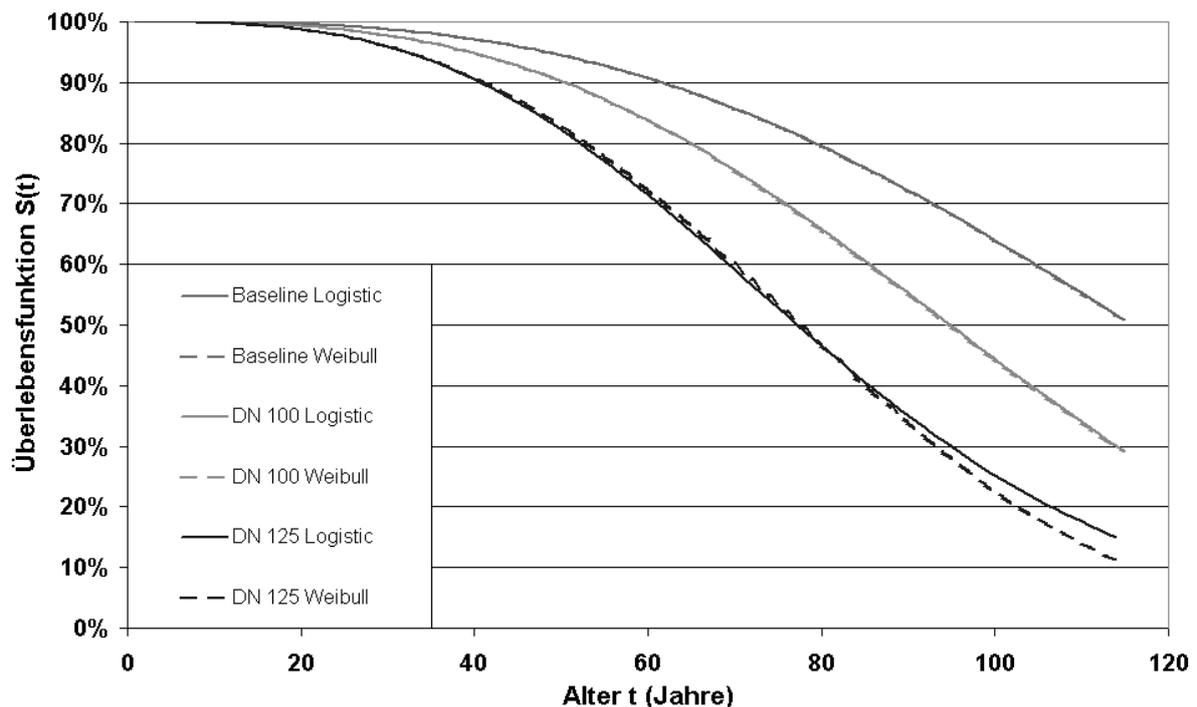


Abbildung 114: Vergleich des Verlaufs der Überlebensfunktion nach Cox für eine Weibull- und eine Log-Logistik-Grundfunktion für das Material Grauguss GG

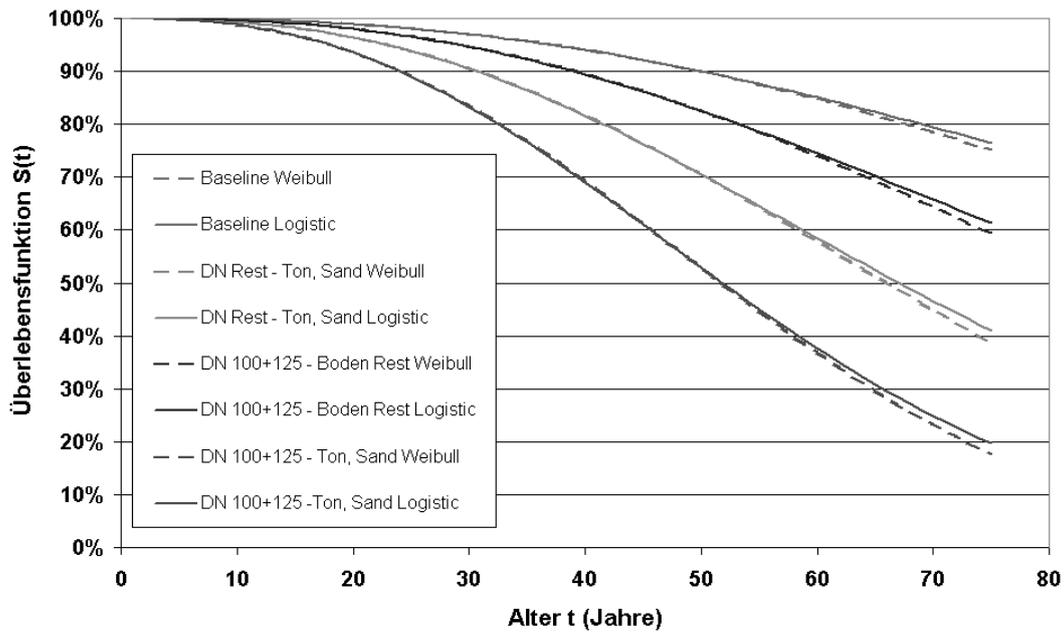


Abbildung 115: Vergleich des Verlaufs der Überlebensfunktion nach Cox für eine Weibull- und eine Log-Logistik-Grundfunktion für das Material Asbestzement AZ

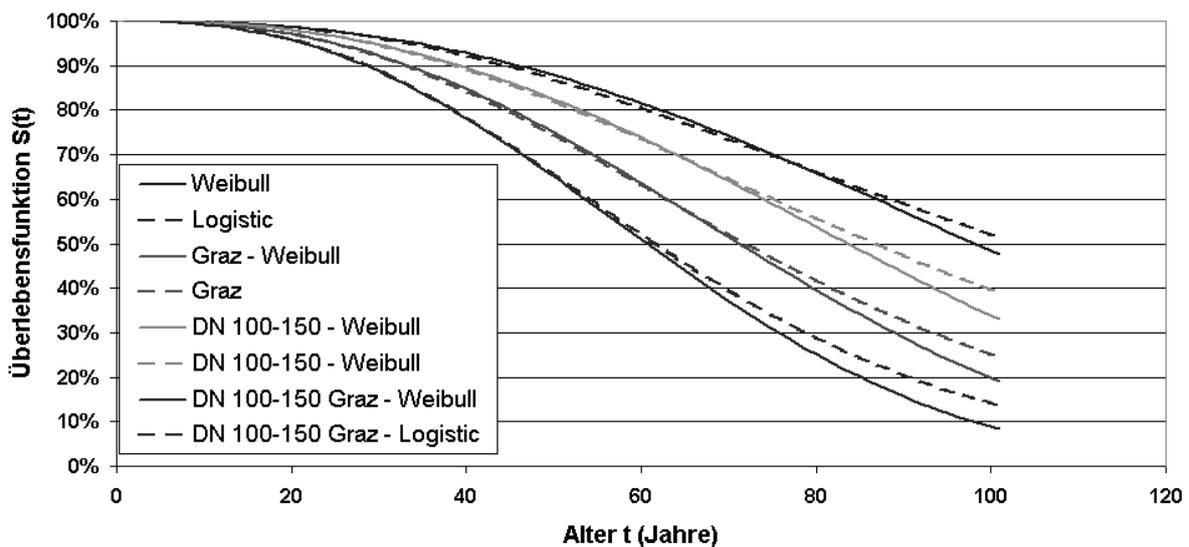


Abbildung 116: Vergleich des Verlaufs der Überlebensfunktion nach Cox für eine Weibull- und eine Log-Logistik-Grundfunktion für das Material Stahl ST

Für das Material Stahl gibt es ab einem Alter von 70 Jahren eine größere Abweichung im Vergleich der beiden Grundfunktionen. Bei der Anpassung der jeweiligen Modelle (Weibull, Logistic) an die nichtparametrische Schätzung nach Kaplan-Meier sieht man jedoch, dass beide Modelle größtenteils innerhalb des 95%-Konfidenzbandes liegen. Für das Material Stahl ist eine Anpassung vor allem für die Kombinationsgruppe „DN 100-150 + Graz“ für ältere Leitungen nicht exakt möglich, da diese Leitungen einen besonders stark altersabhängigen Ausfall haben, der über das Cox-Modell nicht entsprechend abgebildet werden kann (Abbildung 119).

10.4 Anpassung der Log-Logistik-Überlebensfunktion an die Kaplan-Meier Überlebensfunktion

In den folgenden Abbildungen werden die nach dem Modell von Cox berechneten Überlebensfunktionen mit einer Log-Logistik-Grundfunktion dargestellt. Die Anpassung des Verlaufs kann mit der Überlebensfunktion nach Kaplan-Meier und dem zugehörigen 95%-Konfidenzband abgelesen werden.

Die punktierten Linien stellen das 95%-Konfidenzband dar. Die strichlierten Linien stehen für den Verlauf der Überlebensfunktion nach Kaplan-Meier. Die durchgezogene Linie stellt den Verlauf der Überlebensfunktion mit dem Modell nach Cox dar.

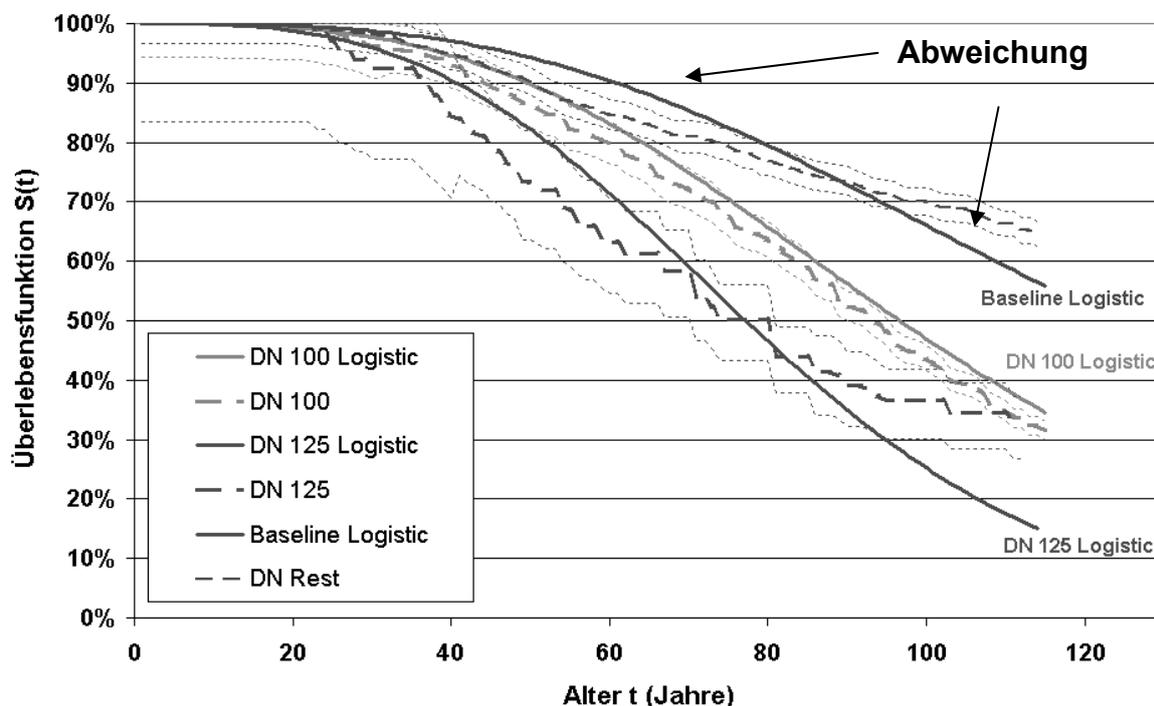


Abbildung 117: Vergleich des Verlaufs der Überlebensfunktion nach Cox für eine Log-Logistik-Grundfunktion mit einer Kaplan-Meier Überlebensfunktion mit zugehörigem 95%-Konfidenzband für das Material Grauguss GG

Gleich wie für die Grundfunktion mit einer Weibull-Verteilung kann auch hier deutlich für die Baseline eine Überschätzung bis zu einem Alter von 70 Jahren und eine Unterschätzung ab einem Alter von 95 Jahren erkannt werden. Die Anpassung des Verlaufs für das Merkmal „DN 100“ liegt innerhalb des 95%-Konfidenzbandes zur Kaplan-Meier Überlebensfunktion, es kommt aber zu einer geringfügigen kontinuierlichen Überschätzung. Für die Kovariable „DN 125“ liegt der Verlauf der Überlebensfunktion ebenfalls größtenteils innerhalb des 95%-Konfidenzbandes, im Endbereich kommt es jedoch zu einer größeren Abweichung. Generell kann man hier festhalten, dass der anfangs steiler Verlauf und gegen Ende hin abflachende Verlauf der Überlebensfunktion nach Kaplan-Meier nicht exakt abgebildet werden kann.

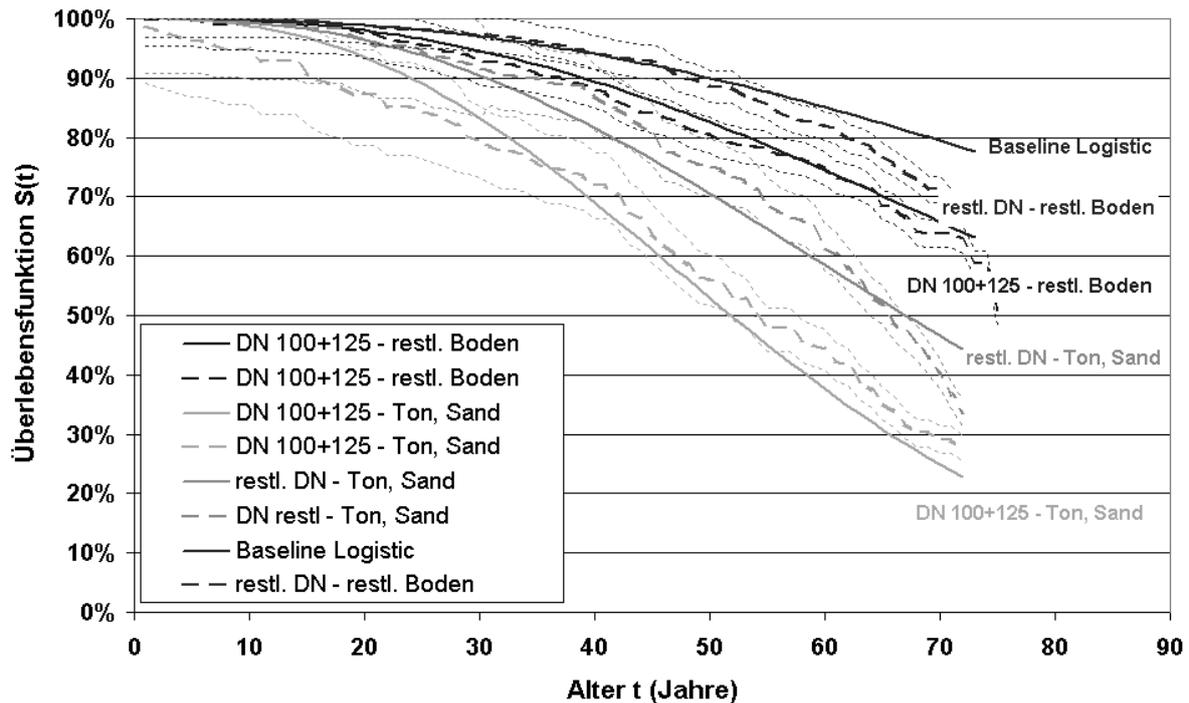


Abbildung 118: Vergleich des Verlaufs der Überlebensfunktion nach Cox für eine Log-Logistik-Grundfunktion mit einer Kaplan-Meier Überlebensfunktion mit zugehörigem 95%-Konfidenzband für das Material Asbestzement AZ

Der Verlauf der Baseline-Funktion, welche mit dem Modell nach Cox berechnet wurde, weicht für das Material Asbestzement ab einem Alter von 60 Jahren von der Baseline-Funktion ab, welche nach Kaplan-Meier berechnet wurde. Es kommt daher ab einem Alter von 60 Jahren zu einer Überschätzung der Überlebensfunktion.

Der Verlauf der Überlebensfunktion für das Merkmal „DN 100+125 – restl. Boden“ liegt innerhalb des 95%-Konfidenzbandes.

Der Verlauf der Überlebensfunktion „restl. DN – Ton, Sand“ liegt zwar innerhalb des 95%-Konfidenzbandes, der stärker gekrümmte Verlauf der Überlebensfunktion nach Kaplan-Meier kann jedoch nicht abgebildet werden. Daher kommt es im Bereich von 30 bis 60 Jahren zu einer Unterschätzung der Überlebensfunktion.

Der Verlauf der Überlebensfunktion für „DN 100+125 – Ton, Sand“ liegt bis zu einem Alter von 55 Jahren innerhalb des 95%-Konfidenzbandes. Die größere Anzahl an Anfangsausfällen, die zu einem deutlichen Abfallen der Überlebensfunktion nach Kaplan-Meier innerhalb der ersten Jahre führt, kann durch das Cox-Modell nicht abgebildet werden, da der Verlauf nach Cox nur als Verhältnis zur Baseline-Funktion angegeben werden kann. Somit kommt es zu einer Überschätzung der Überlebensfunktion im Anfangsbereich. Der flachere Verlauf der Kaplan-Meier Funktion kann vom Cox-Modell ebenfalls nicht entsprechend abgebildet werden.

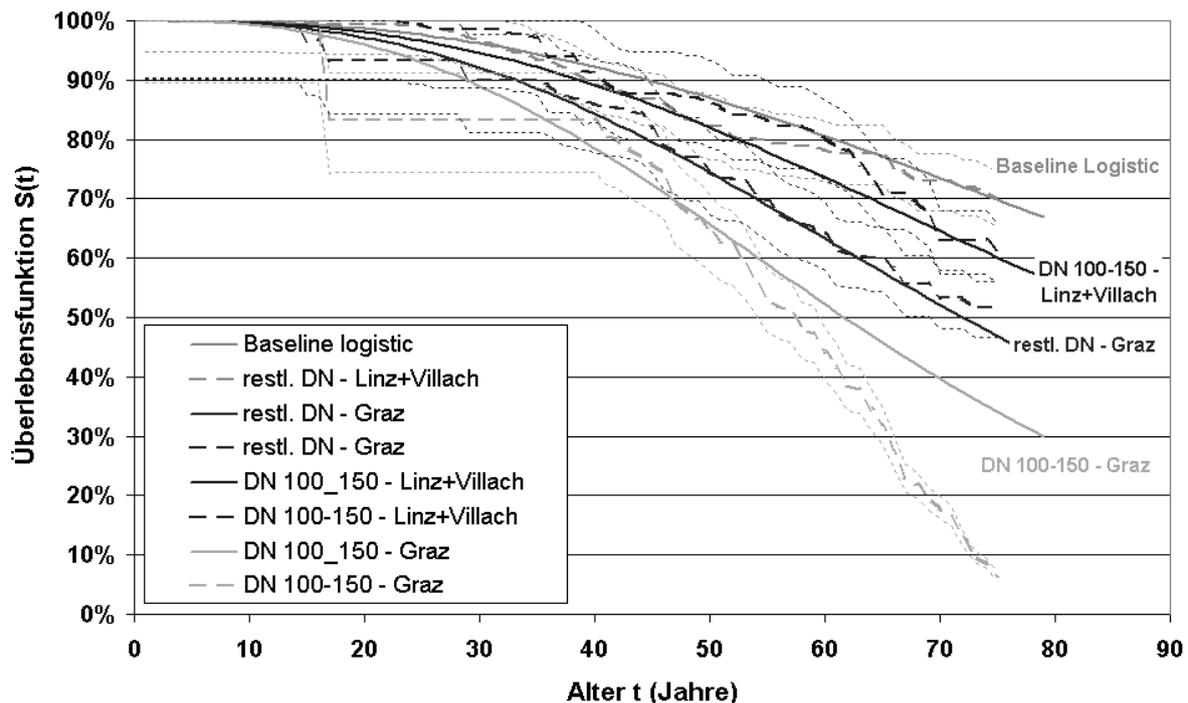


Abbildung 119: Vergleich des Verlaufs der Überlebensfunktion nach Cox für eine Log-Logistik-Grundfunktion mit einer Kaplan-Meier Überlebensfunktion mit zugehörigem 95%-Konfidenzband für das Material Stahl ST

Die Baseline-Funktion nach Cox liegt innerhalb des 95%-Konfidenzbandes der Überlebensfunktion nach Kaplan-Meier, der steilere Verlauf bis zu einem Alter von 50 Jahren und der nachfolgende flachere Verlauf kann jedoch nicht optimal abgebildet werden.

Die Überlebensfunktion der Daten „DN 100-150 – Linz+Villach“ nach dem Modell nach Cox liegt ebenfalls innerhalb des 95%-Konfidenzbandes, der Verlauf nach Kaplan-Meier wird aber durchgängig etwas unterschätzt.

Für den Verlauf der Daten „restl. DN – Graz“ gibt es eine sehr gute Anpassung des Modells an den Verlauf nach Kaplan-Meier.

Der Verlauf der Überlebensfunktion für „DN 100-150 – Graz“ nach Kaplan-Meier zeigt ab einem Alter von 55 Jahren einen starken Abfall der Überlebensfunktion nach Kaplan-Meier. Ab einem Alter von 75 Jahren hat beinahe jede Leitung bereits einen Schaden. Dieser stark abfallende Verlauf kann durch das Modell nach Cox nicht abgebildet werden, weshalb es hier zu einer Überschätzung der Überlebensfunktion kommt.

10.5 Durchgeführte Tests für Gruppierung der Daten für Auswertung der Folgeschäden

10.5.1 Gruppierung in Versorgungsnetz

10.5.1.1. Material Grauguss

Die Analysen auf den Einfluss des Versorgungsnetzes werden bereits mit der getroffenen Durchmessergruppierung durchgeführt. Die Gruppe DN 50 – DN 100 konnte nicht in eine Normalverteilung transformiert werden, die Gruppe DN 125 – DN 250 konnte mit einer Logit-Transformation in eine Normalverteilung übergeführt werden. Für beide Gruppen wurde ein Kruskal-Wallis-Test in Abhängigkeit des Versorgungsnetzes durchgeführt.

Tabelle 48: Ergebnis des Kruskal-Wallis-Test für GG Durchmesser-Gruppe und Versorgungsnetz

mittlere Rang	Graz	[#]	Linz	[#]	Villach	[#]	Sigifikanz
DN 50-100	130,46	172	128,84	31	105,16	47	0,1
DN 125-250	13,47	19	16,93	7	15,75	2	0,617

Eine einfaktorische Varianzanalyse für die Gruppe DN 125 – DN 250 bestätigt die Gleichheit der Gruppenmittelwerte mit einem $p = 0,238$.

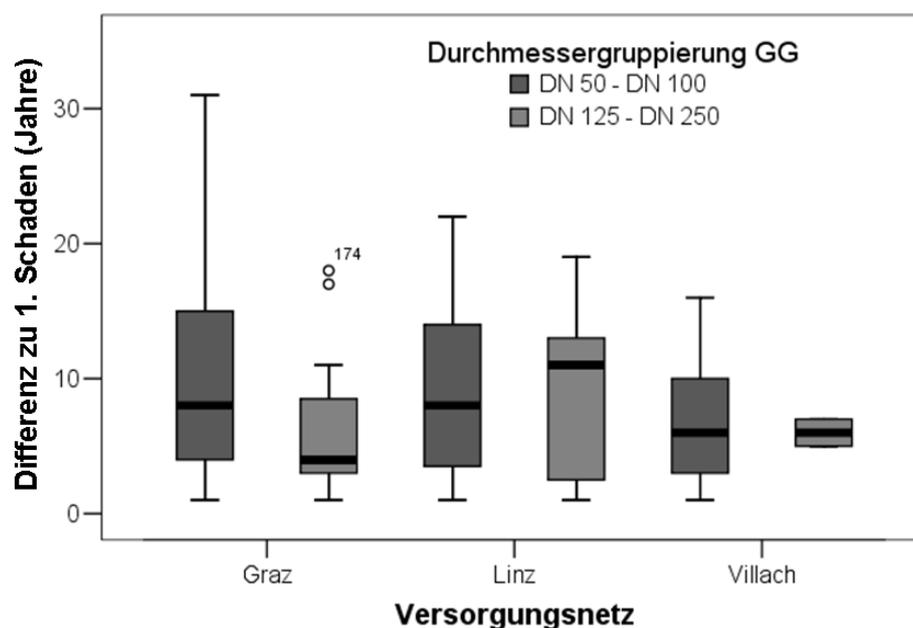


Abbildung 120: Boxplot-Analyse für Material Grauguss mit der Aufteilung Durchmessergruppe und Versorgungsnetz

Eine weitere Analyse mit einem Boxplot der Gruppe DN 50 – DN 100 führt jedoch zu einer Gruppierung in die Versorgungsnetze Graz/Linz und Villach als separate Gruppe (Abbildung 120).

DN 50 – DN 100 Graz/Linz (N = 203)

DN 50 – DN 100 Villach (N = 47)

DN 125 – DN 250 (N = 28)

10.5.1.2. *Material Stahl*

Die Analysen auf den Einfluss des Versorgungsnetzes werden bereits mit der getroffenen Durchmessergruppierung durchgeführt. Die Gruppe DN 40 – DN 50 erfüllt die Bedingung einer Normalverteilung, der Kolmogorov-Smirnov-Test ($p = 0,138$) und der Shapiro-Wilk-Test ($p = 0,155$) lehnen beide die Normalverteilungsannahme nicht ab. Die Gruppe DN 80 – DN 200 konnte nicht in eine Normalverteilung überführt werden.

Eine einfaktorielle Varianzanalyse hat mit einem $p = 0,275$ die Gleichheit der Gruppenmittelwerte für die Gruppe DN 40 – DN 80 nicht abgelehnt. Da nur zwei der 9 Daten aus einem anderen Netz kommen, wäre eine Unterteilung auch nicht sinnvoll. Ein Kruskal-Wallis-Test ($p = 0,496$) lehnt die Gleichheit der Gruppenmittelwerte für die Gruppe DN 80 – DN 200 nicht ab.

Da die Annahme der Gleichheit der Gruppenmittelwerte nicht abgelehnt wird, erfolgt keine Unterteilung in die Versorgungsnetze

10.5.1.3. *Material Asbestzement*

Das Material Asbestzement kommt bis auf einen Datensatz aus Graz. Aus diesem Grund wird kein Test hinsichtlich der Abhängigkeit des Versorgungsnetzes durchgeführt.

10.5.1.4. *Material Polyvinylchlorid*

Die Verteilung der Durchmessergruppen DN 100 erfüllt bereits ohne Transformation das Kriterium einer Normalverteilung, die Gruppe DN 125 – DN 250 ebenfalls.

Eine einfaktorielle Varianzanalyse lehnt für die Gruppe DN 100 mit einem $p = 0,368$ und für die Gruppe DN 125 – 250 mit einem $p = 0,445$ die Gleichheit der Gruppenmittelwerte nicht ab. Boxplot-Analysen würden jedoch eher auf eine Aufspaltung der Gruppen je Versorgungsnetz hinweisen. Aufgrund der Datendichte wird diese jedoch nicht durchgeführt.

Tabelle 49: Datenaufteilung der Durchmessergruppen für PVC je Versorgungsnetz

	Summe	Graz	Villach
DN 100	12	8	4
DN 125-250	22	17	5

10.5.2 Gruppierung in Bodenart

Material Grauguss

Die Analysen auf den Einfluss der Bodenart werden bereits mit der getroffenen Gruppierung nach Durchmesser und Versorgungsnetz durchgeführt.

Die Gruppe „DN 50 – DN 100 Graz/Linz“ konnte nicht in eine Normalverteilung transformiert werden. Eine Logit-Transformation der Gruppe „DN 50 – DN 100 Villach“ erfüllt zwar den Kolmogorov-Smirnov-Test auf Normalverteilung, der Shapiro-Wilk-Test wird jedoch mit einem $p = 0,014$ abgelehnt.

Tabelle 50: Ergebnis des Kruskal-Wallis-Test für GG Gruppe DN 50-DN 100 / Graz-Linz je Bodenart

DN 50-100 Graz/Linz	Fels	Granit	Kies, Sand	Kies, Schotter	Lehm	lehmiger Sand	Signifikanz
Anzahl	1	3	25	166	3	5	0,887
mittlerer Rang	57,50	86,83	98,64	102,21	129,83	113,10	

Die Rangzahlen und auch eine Boxplot Analyse weisen zwar darauf hin, dass man die Daten in die drei Bodenarten „Fels, Granit“, „Sand, Kies, Schotter“ und „Lehm, lehmiger Sand“ untergliedern könnte, aufgrund der Datendichte wird diese Untergliederung jedoch nicht vorgenommen. Die Bodenarten werden gemeinsam betrachtet.

Da für das Versorgungsnetz in Villach nur die Bodenart „lehmiger Sand“ vorliegt, ist eine weitere Analyse für die Gruppe „DN 50 – DN 100 Villach“ hinfällig.

Die Gruppe „DN 125 – DN 250“ kann mit einer Logit-Transformation in eine Normalverteilung überführt werden. Eine einfaktorielle Varianzanalyse lehnt die Gleichheit der Gruppenmittelwerte zu einem Signifikanzniveau von $p = 0,269$ nicht ab.

Tabelle 51: Datenaufteilung der Gruppen GG DN 125-DN 250 je Bodenart

	Summe	Kies, Sand	Kies, Schotter	Lehm	lehmiger Sand
DN 125 - 250	28	6	19	1	2

Aufgrund der geringen Datendichte wird eine weitere Unterteilung nicht vorgenommen.

10.5.2.1. Material Stahl

Die Analysen auf den Einfluss der Bodenart wurden bereits mit der getroffenen Gruppierung nach Durchmesser und Versorgungsnetz durchgeführt.

Die Gruppe „DN 40 – DN 50“ erfüllt die Bedingung der Normalverteilung. Mit einer einfaktoriellen Varianzanalyse wird die Gleichheit der Gruppenmittelwerte unterschiedlicher Bodenarten überprüft. Die Gleichheit wird mit einem $p = 0,075$ nur nicht abgelehnt. Da nur die Bodenarten „Kies, Schotter“ ($N = 6$) und „lehmiger Sand“ ($N = 3$) vorliegen, erfolgt keine Untergliederung

Die Gruppe „DN 80 – DN 200“ liegt in den Bodenarten „Kies, Schotter“ (N = 23) und „lehmiger Sand“ (N = 50), was auch der Unterteilung in Versorgungsnetze entspricht. Somit lehnt auch hier der Kruskal-Wallis-Test die Annahme der Gleichheit der Mittelwerte mit $p = 0,496$ nicht ab.

10.5.2.2. *Material Asbestzement*

Die Analysen auf den Einfluss der Bodenart wurden bereits mit der getroffenen Gruppierung nach Durchmesser durchgeführt. Durch eine Logit-Transformation der Gruppe „DN 50 – DN 80“ wird der Kolmogorov-Smirnov-Test erfüllt ($p = 0,200$), der Shapiro-Wilk-Test wird jedoch mit einem $p = 0,028$ angelehnt. Die Gruppe „DN 100 – DN 200“ kann nicht transformiert werden.

Tabelle 52: Ergebnis des Kruskal-Wallis-Test für AZ, DN-Gruppen und Bodenart

mittlere Rang	Fels	[#]	Kies, Schotter	[#]	Lehm	[#]	lehmiger Sand	[#]	Signifikanz
DN 50-80	33,5	1	30,32	28	-	-	27,52	28	0,787
DN 100.200	-	-	32,45	32	25,5	1	34,76	33	0,813

Der Kruskal-Wallis-Test zeigt keine Abhängigkeit der Bodenart.

10.5.2.3. *Material Polyvinylchlorid*

Die Analysen auf den Einfluss der Bodenart wurden bereits mit der getroffenen Gruppierung nach Durchmesser durchgeführt. Die Verteilung der Durchmessergruppen DN 100 erfüllt bereits ohne Transformation das Kriterium einer Normalverteilung, die Gruppe DN 125 – DN 250 ebenfalls.

Eine einfaktorielle Varianzanalyse für die Gruppe „DN 100“ lehnt die Gleichheit der Gruppenmittelwerte zu einem Signifikanzniveau von $p = 0,925$ nicht ab.

Eine einfaktorielle Varianzanalyse für die Gruppe „DN 125 – DN 250“ lehnt die Gleichheit der Gruppenmittelwerte zu einem Signifikanzniveau von $p = 0,449$ nicht ab.

10.5.3 Gruppierung in Baujahr

10.5.3.1. *Material Grauguss*

Die bereits getroffene Gruppierung in Durchmesser, Versorgungsnetz und Bodenart wird jetzt auch noch hinsichtlich einer zusätzlichen Untergliederung in Baujahre untersucht.

Wie bereits für die Gruppierung nach Bodenart gezeigt, kann die Gruppe „DN 50 – DN 100 Graz/Linz“ nicht in eine Normalverteilung transformiert werden. Eine Logit-Transformation der Gruppe „DN 50 – DN 100 Villach“ erfüllt zwar den Kolmogorov-Smirnov-Test auf Normalverteilung, der Shapiro-Wilk-Test wird jedoch mit einem $p = 0,014$ abgelehnt. Die Gruppe „DN 125 – DN 250“ kann mit einer Logit-Transformation in eine Normalverteilung überführt werden.

Tabelle 53: Ergebnis des Kruskal-Wallis-Test für GG, DN-Gruppen, Versorgungsnetz und Baujahr

mittlere Rang	1872-1879	[#]	1880-1889	[#]	1890-1899	[#]	1900-1909	[#]	1910-1919	[#]	1920-1929	[#]
DN 50-100 / Graz-Linz	109,0	28	100,4	37	92,7	34	104,9	20	101,8	12	100,3	14
DN 50-100 / Villach	-	-	-	-	-	-	-	-	23,4	7	16,5	1
DN 125-250	18,8	5	26,0	1	28,5	1	14,0	1	-	-	5,2	3

mittlere Rang	1930-1939	[#]	1940-1949	[#]	1950-1959	[#]	1960-1969	[#]	1970-1980	Signifikanz	
DN 50-100 / Graz-Linz	102,7	31	94,1	11	106,9	13	152,5	2	150,0	1	0,957
DN 50-100 / Villach	31,3	2	36,3	4	20,8	26	28,4	7	-	-	0,284
DN 125-250	9,5	6	19,5	2	15,1	4	16,9	4	-	-	0,208

In Tabelle 53 sind die einzelnen Rangzahlen sowie die Signifikanz des Tests für die drei Gruppen dargestellt. Für die Gruppe „DN 50 – DN 100 Graz/Linz“ zeigt sich, dass ab einem Baujahr 1950 die Rangzahl deutlich ansteigt. Das ist auch grafisch in einem Boxplot deutlich zu erkennen. Somit wird für diese Gruppe auch eine Unterteilung nach dem Baujahr durchgeführt.

Deutliche Ausprägungen beziehungsweise die Datendichte lassen eine Untergliederung der anderen Gruppen nicht zu.

10.5.3.2. Material Stahl

Die Analysen auf den Einfluss des Baujahres wurden bereits mit der getroffenen Gruppierung nach Durchmesser und Versorgungsnetz durchgeführt.

Die Gruppe „DN 40 – DN 50“ erfüllt die Bedingung der Normalverteilung. Da sieben der neun Daten in der Bauperiode 1930 – 1939 liegen, erfolgt hier keine weitere Analyse.

Ein Kruskal-Wallis-Test lehnt für die Gruppe „DN 80 – DN 200“ die Gleichheit der Mittelwerte mit einem $p = 0,710$ nicht ab. Es wird keine weitere Unterteilung in Bauperioden vorgenommen.

10.5.3.3. Material Asbestzement

Die Analysen auf den Einfluss des Baujahres wurden bereits mit der getroffenen Gruppierung nach Durchmesser durchgeführt. Wie bereits getestet kann sowohl die Gruppe „DN 50 – DN 80“ als auch die Gruppe „DN 100 – DN 200“ nicht in eine Normalverteilung transformiert werden.

Tabelle 54: Ergebnis des Kruskal-Wallis-Test für AZ, DN-Gruppen und Baujahr

mittlere Rang	1930-1939	[#]	1940-1949	[#]	1950-1959	[#]	1960-1969	[#]	1970-1980	Signifikanz	
DN 50 - 80	27,8	40	5,0	1	33,9	8	32,8	7	33,5	1	0,482
DN 100 - 200	33,5	31	30,2	7	38,2	17	25,2	3	29,8	8	0,722

Der Test zeigt für beide Durchmessergruppen keinen Unterschied in den Baujahren, daher werden die Daten nicht weiter untergliedert.

10.5.3.4. Material Polyvinylchlorid

Die Analysen auf den Einfluss der Bauperioden werden bereits mit der getroffenen Gruppierung nach Durchmesser durchgeführt. Die Verteilung der Durchmessergruppen DN 100 erfüllt bereits ohne Transformation das Kriterium einer Normalverteilung, die Gruppe DN 125 – DN 250 ebenfalls.

Eine einfaktorielle Varianzanalyse für die Gruppe „DN 100“ lehnt die Gleichheit der Gruppenmittelwerte zu einem Signifikanzniveau von $p = 0,696$ nicht ab.

Eine einfaktorielle Varianzanalyse für die Gruppe „DN 125 – DN 250“ lehnt die Gleichheit der Gruppenmittelwerte zu einem Signifikanzniveau von $p = 0,520$ nicht ab.

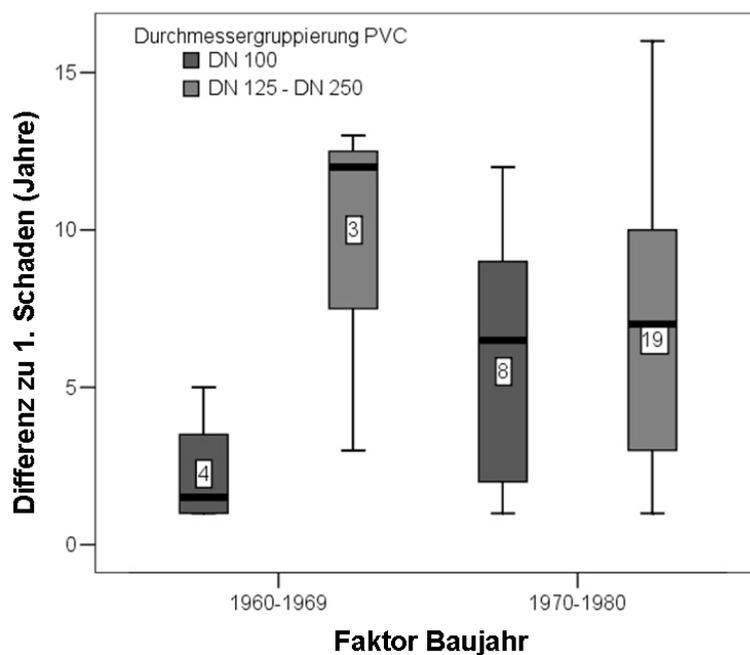


Abbildung 121: Boxplot der PVC-Durchmessergruppen für Bauperioden

Aufgrund der Datendichte (in Abbildung 121 eingeblendet) wird keine weitere Untergliederung in Bauperioden der Daten vorgenommen.

10.6 Grafische Anpassung einer Verteilung mit QQ-Plots

10.6.1 Anpassung für 2. Schaden

Die Gruppierung der Daten für die Auswertung der Anpassung einer Funktion für den 2. Schaden ist in Tabelle 55 dargestellt.

Tabelle 55: Gruppierung der Daten für den 2. Schaden

Gruppe	Bezeichnung	N
1	GG / DN 50-100 / Graz+Linz / vor 1950	187
2	GG / DN 50-100 / Graz+Linz / ab 1950	16
3	GG / DN 50-100 / Villach	47
4	GG / DN 125-250	28
5	ST / DN 40-50	9
6	ST / DN 80-200	73
7	AZ / DN 50-80	57
8	AZ / DN 100-200	66
9	PVC / DN 100	12
10	PVC / DN 125-250	22

In weiterer Folge werden die QQ-Plots der Exponential-, Gamma-, Logistik- und Weibull-Verteilungen für die jeweiligen Gruppen dargestellt.

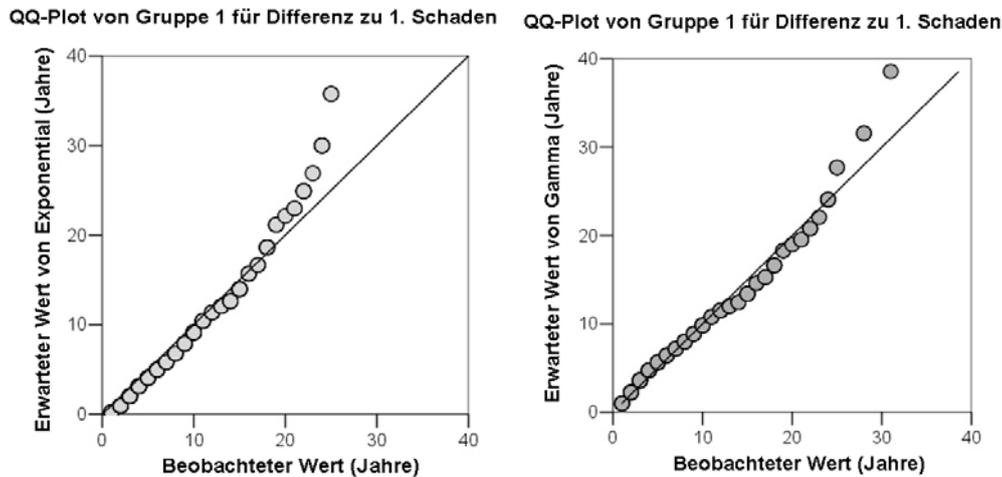


Abbildung 122: QQ-Plot für Gruppe 1 „GG DN 50-100 / Graz+Linz / vor 1950“ der Exponential- und Gamma-Verteilung

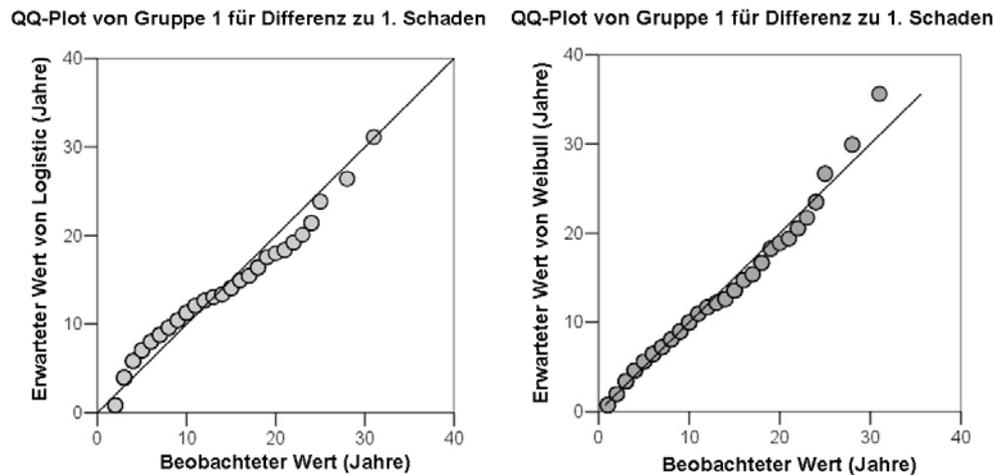


Abbildung 123: QQ-Plot für Gruppe 1 „GG DN 50-100 / Graz+Linz / vor 1950“ der Logistik- und Weibull-Verteilung

Die QQ-Plots zeigen vor allem für die Weibull- und die Gamma-Verteilung eine gute Anpassung. Im Endbereich weichen aber sowohl die Weibull- die Gamma als auch die Exponential-Verteilung stärker von der Diagonalen ab. Die Logistik-Verteilung pendelt zwar in den ersten Jahren um die Diagonale, eine stärkere Abweichung in den Schwänzen kommt hier aber nicht vor. Auch die Abbildungen der berechneten Konfidenzintervall in Kapitel 10.7.1 bestätigt, dass nur für die Exponential-Verteilung ein breiteres Konfidenzintervall berechnet wird. Daher sollte die Exponentialfunktion in diesem Fall nicht verwendet werden.

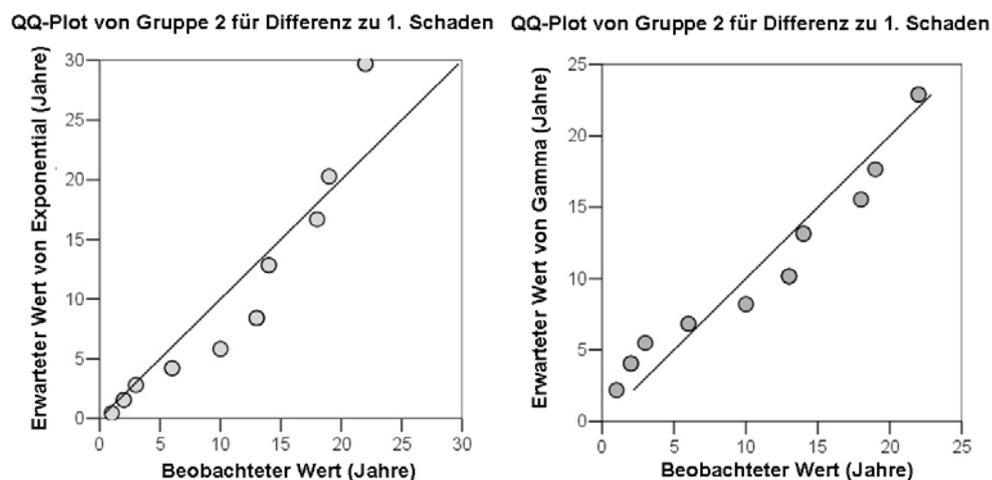


Abbildung 124: QQ-Plot für Gruppe 2 „GG DN 50-100 / Graz+Linz / ab 1950“ der Exponential- und Gamma-Verteilung

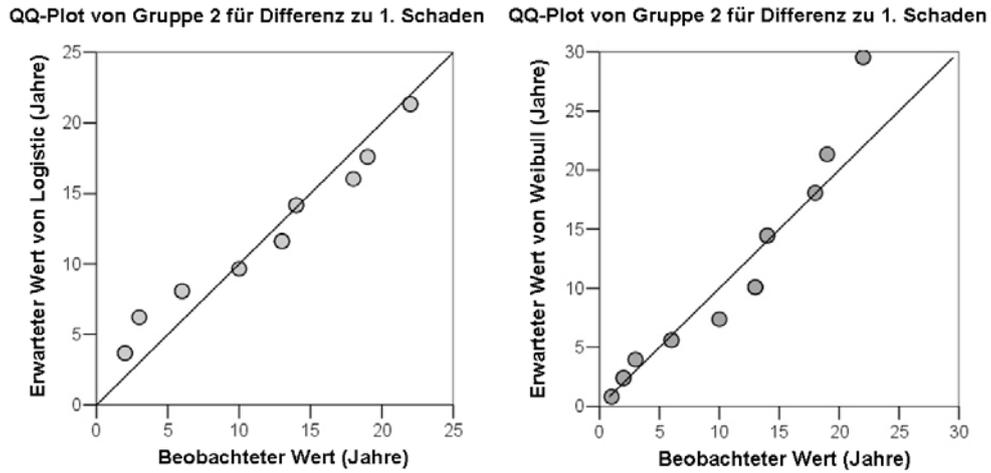


Abbildung 125: QQ-Plot für Gruppe 2 „GG DN 50-100 / Graz+Linz / ab 1950“ der Logistikk- und Weibull-Verteilung

Für QQ-Plots für die Gruppe 2 „GG DN 50-100 / Graz+Linz / ab 1950“ zeigen, dass für die Auswertungen die Logistikk-Verteilung sowie die Gamma-Verteilung verwendet werden sollen. Die Weibull- oder die Exponentialfunktion weichen stärker von der Diagonalen ab.

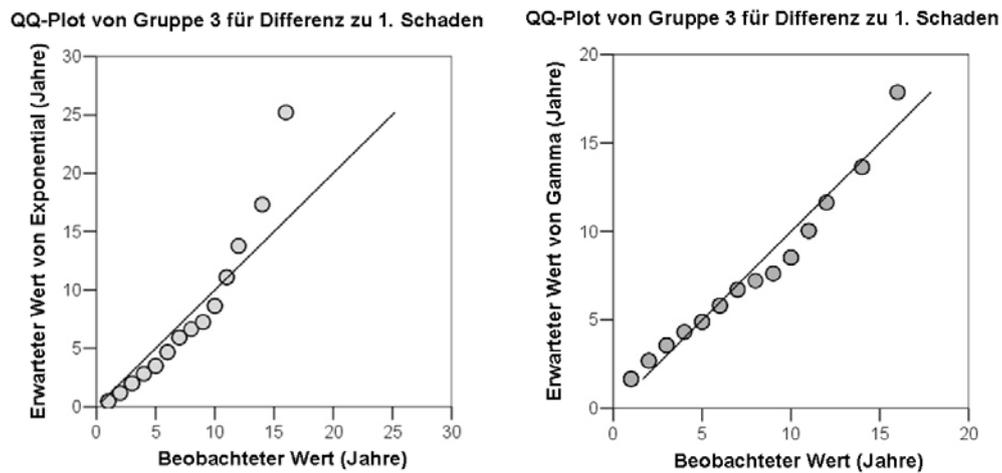


Abbildung 126: QQ-Plot für Gruppe 3 „GG DN 50-100 / Villach“ der Exponential- und Gamma-Verteilung

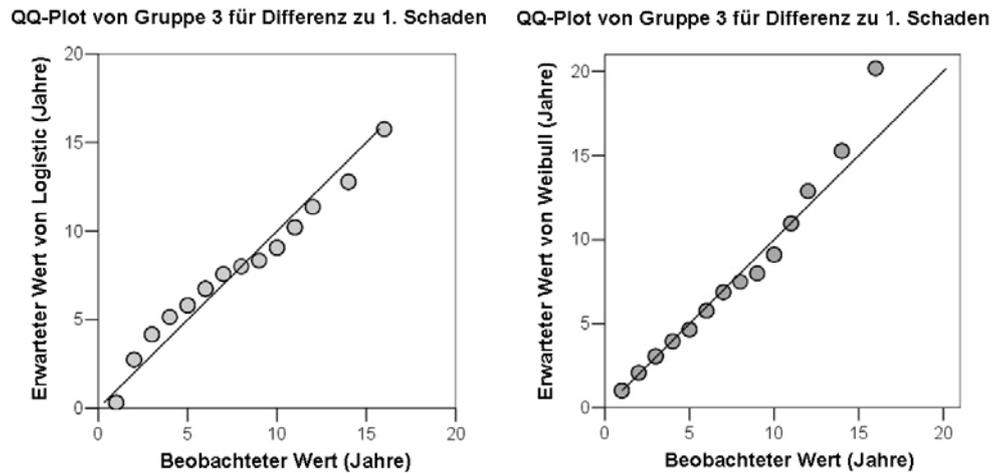


Abbildung 127: QQ-Plot für Gruppe 3 „GG DN 50-100 / Villach“ der Logistik- und Weibull-Verteilung

Für QQ-Plots für die Gruppe 3 „GG DN 50-100 / Villach“ zeigen, dass für die Auswertungen die Logistik-Verteilung sowie die Gamma-Verteilung verwendet werden sollen. Die Weibull- oder die Exponentialfunktion weichen stärker von der Diagonalen ab.

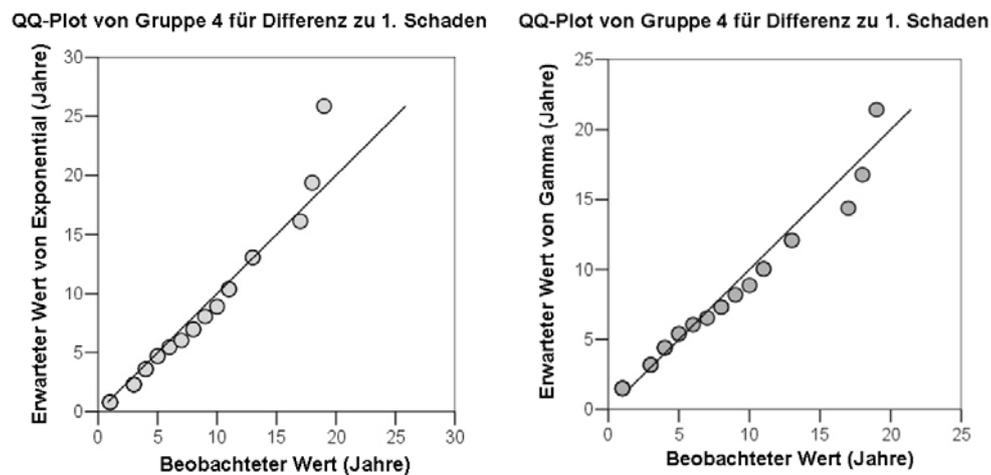


Abbildung 128: QQ-Plot für Gruppe 4 „GG DN 125-250“ der Exponential- und Gamma-Verteilung

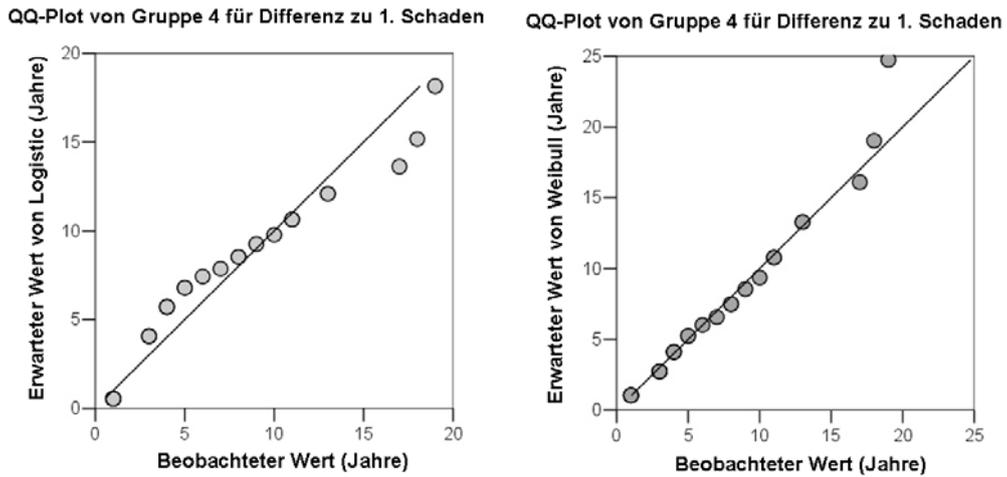


Abbildung 129: QQ-Plot für Gruppe 4 „GG DN 125-250“ der Logistik- und Weibull-Verteilung

Für QQ-Plots für die Gruppe 4 „GG DN 125-250“ zeigen, dass für die Auswertungen die Gamma-Verteilung verwendet werden soll. Die Weibull- oder die Exponentialfunktion weichen in den Schwänzen stärker von der Diagonalen ab, die Logistik-Verteilung pendelt recht stark um die Diagonale.

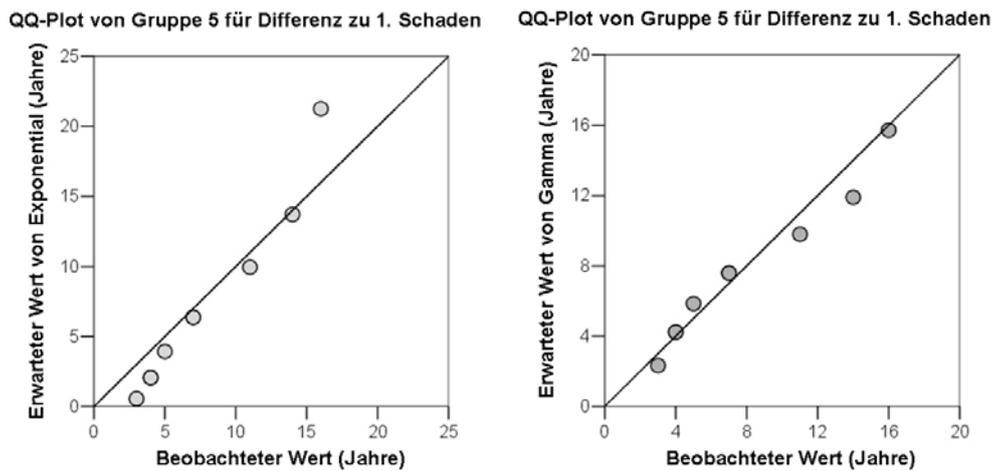


Abbildung 130: QQ-Plot für Gruppe 5 „ST DN 40-50“ der Exponential- und Gamma-Verteilung

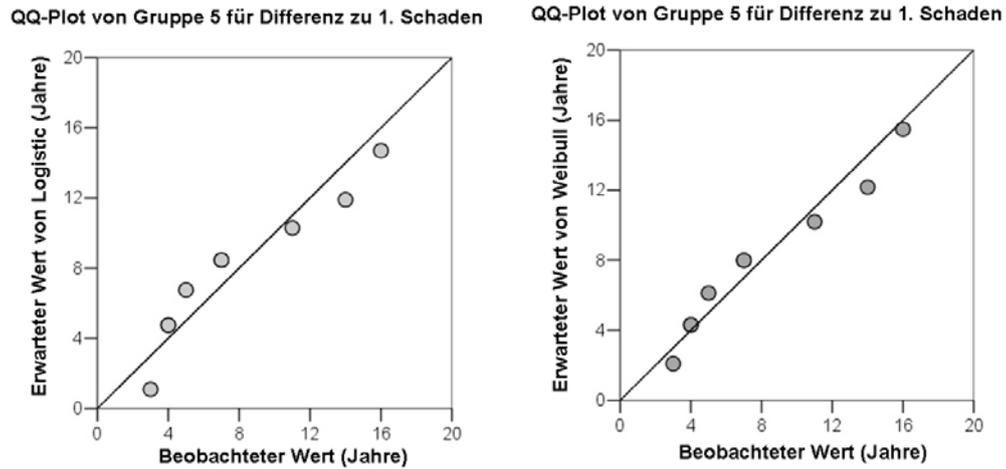


Abbildung 131: QQ-Plot für Gruppe 5 „ST DN 40-50“ der Logistik- und Weibull-Verteilung

Für QQ-Plots für die Gruppe 5 „ST DN 40-50“ zeigen, dass für die Auswertungen die Gamma-Verteilung, die Weibull- oder die Logistik-Verteilung verwendet werden kann.

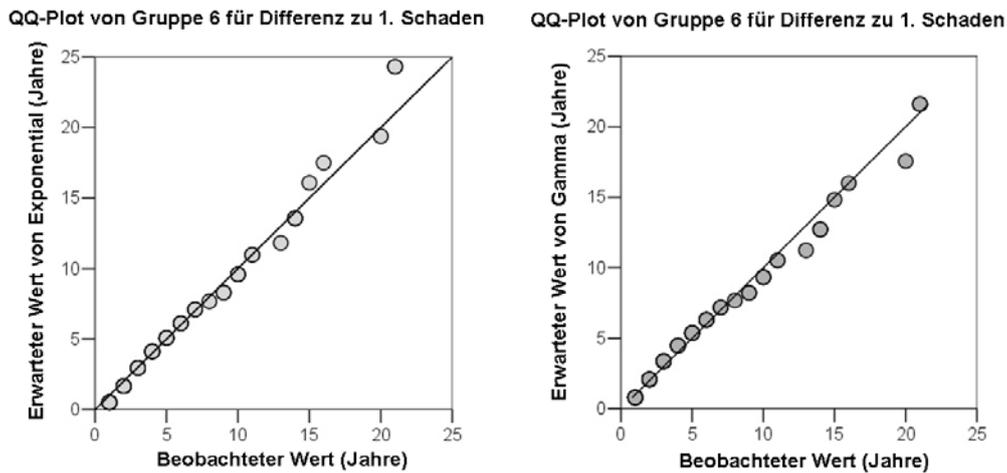


Abbildung 132: QQ-Plot für Gruppe 6 „ST DN 80-200“ der Exponential- und Gamma-Verteilung

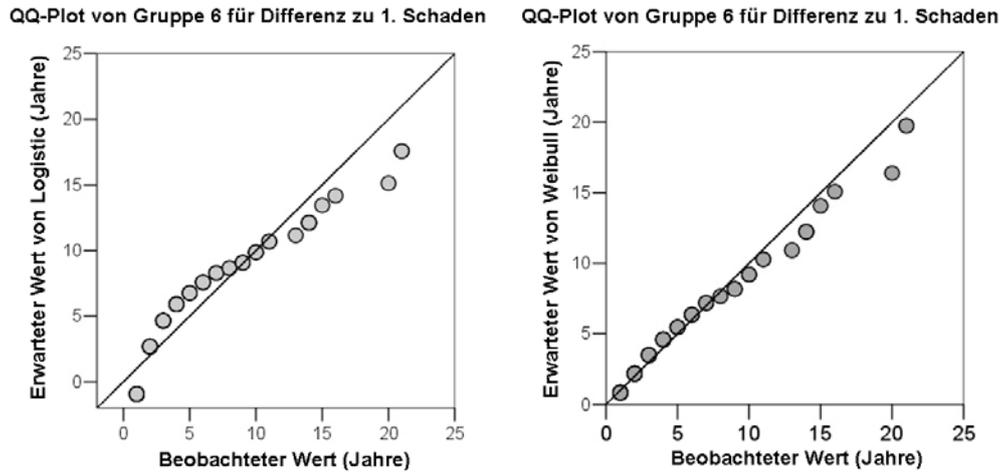


Abbildung 133: QQ-Plot für Gruppe 6 „ST DN 80-200“ der Logistik- und Weibull-Verteilung

Für QQ-Plots für die Gruppe 6 „ST DN 80-200“ zeigen, dass für die Auswertungen alle vier Funktionen recht gut an die Daten angepasst sind. Die Gamma-Verteilung oder die Weibull-Verteilung passen sich etwas besser an. die Exponentialfunktion weicht im Endbereich stärker von der Diagonalen ab, die Logistik-Verteilung pendelt um die Diagonale.

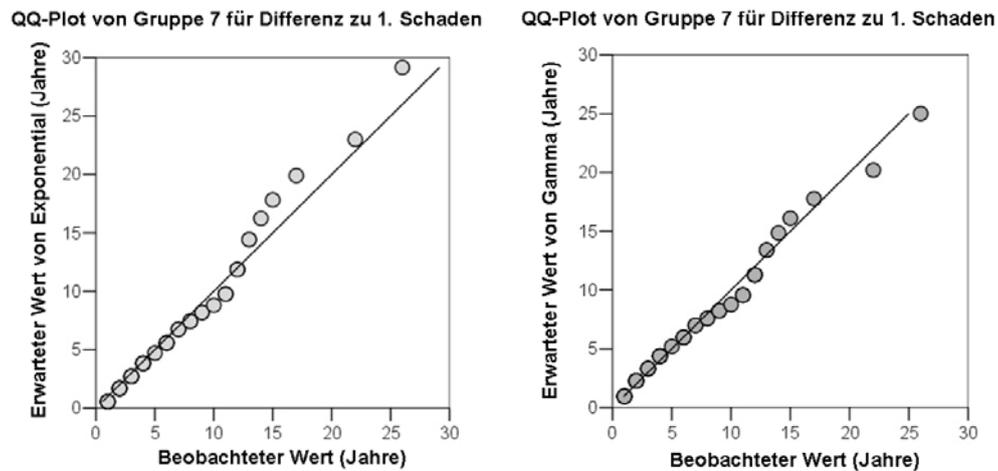


Abbildung 134: QQ-Plot für Gruppe 7 „AZ DN 50-80“ der Exponential- und Gamma-Verteilung

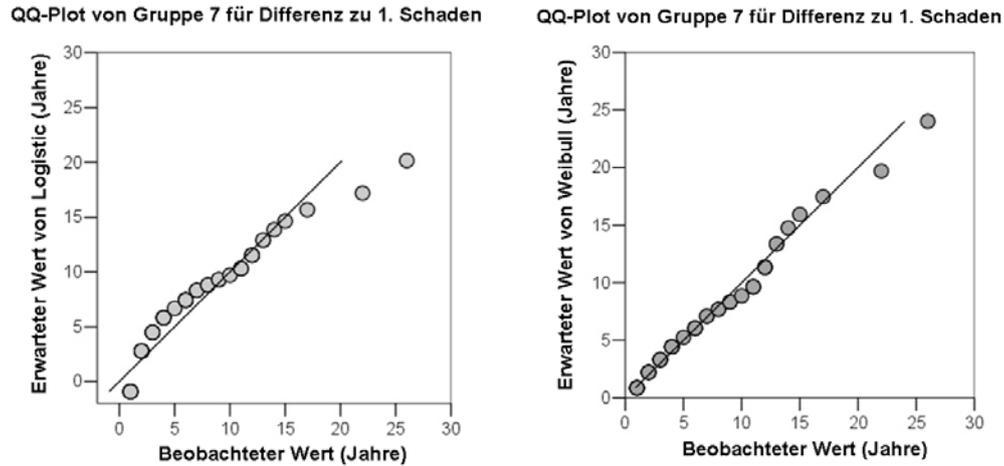


Abbildung 135: QQ-Plot für Gruppe 7 „AZ DN 50-80“ der Logistik- und Weibull-Verteilung

Für QQ-Plots für die Gruppe 7 „AZ DN 50-80“ zeigen, dass für die Auswertungen die Gamma-Verteilung oder die Weibull-Verteilung verwendet werden soll. Die Exponentialfunktion weicht im Endbereich stärker von der Diagonalen ab, die Logistik-Verteilung passt sich recht gut an die Diagonale an, weicht aber im Endbereich auch stärker von dieser ab.

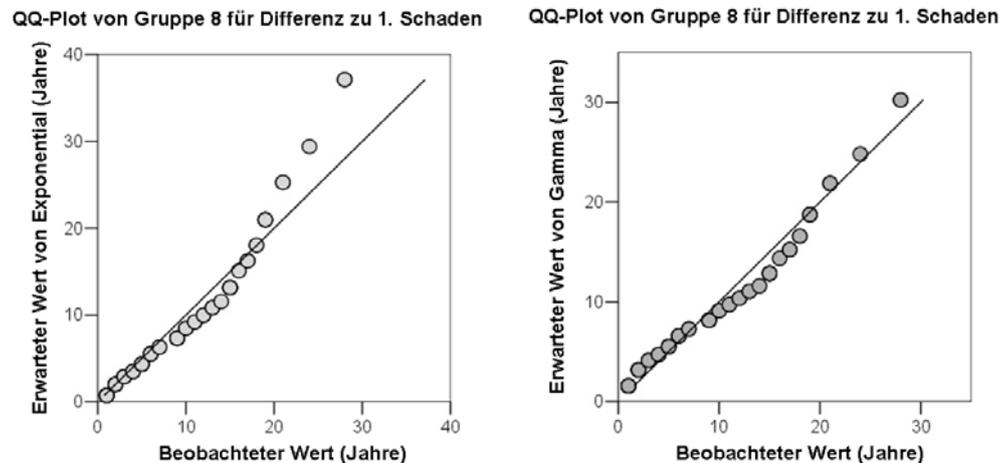
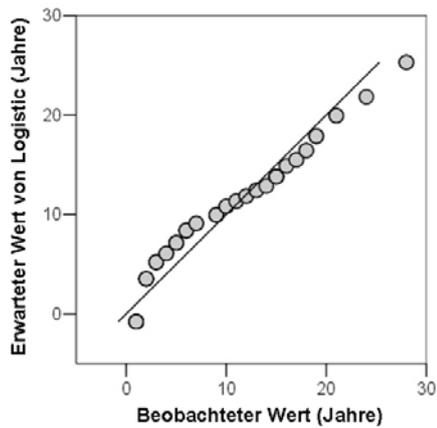


Abbildung 136: QQ-Plot für Gruppe 8 „AZ DN 100-200“ der Exponential- und Gamma-Verteilung

QQ-Plot von Gruppe 8 für Differenz zu 1. Schaden



QQ-Plot von Gruppe 8 für Differenz zu 1. Schaden

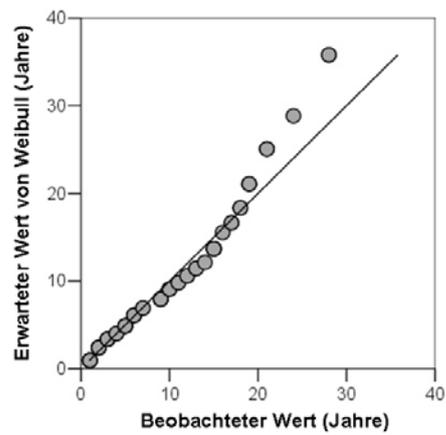
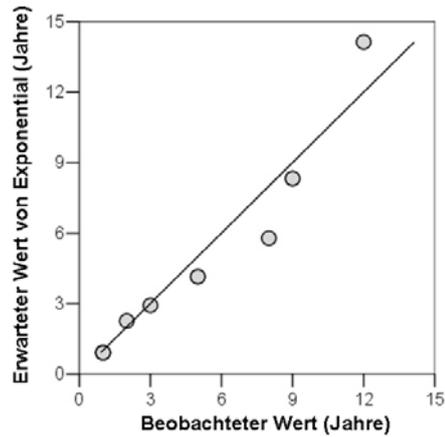


Abbildung 137: QQ-Plot für Gruppe 8 „AZ DN 100-200“ der Logistik- und Weibull-Verteilung

Für QQ-Plots für die Gruppe 8 „AZ DN 100-200“ zeigen, dass für die Auswertungen die Gamma-Verteilung, oder die Logistik-Verteilung verwendet werden kann.

QQ-Plot von Gruppe 9 für Differenz zu 1. Schaden



QQ-Plot von Gruppe 9 für Differenz zu 1. Schaden

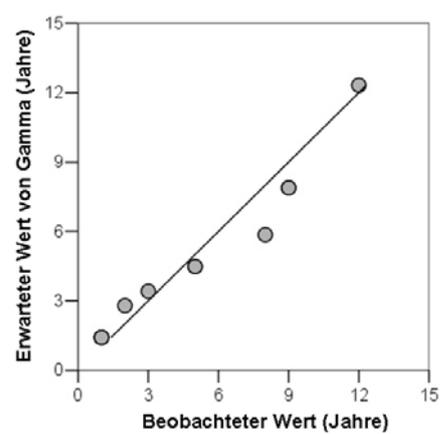
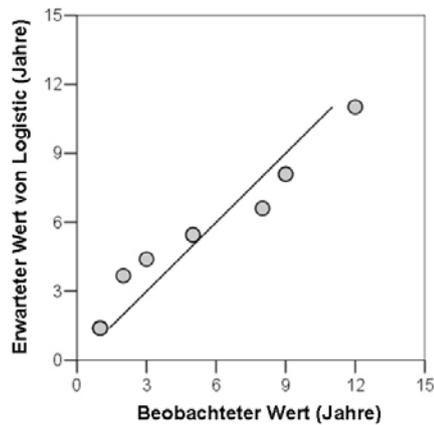
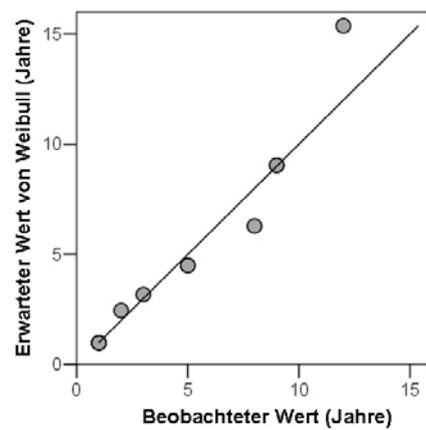


Abbildung 138: QQ-Plot für Gruppe 9 „PVC DN 100“ der Exponential- und Gamma-Verteilung

QQ-Plot von Gruppe 9 für Differenz zu 1. Schaden

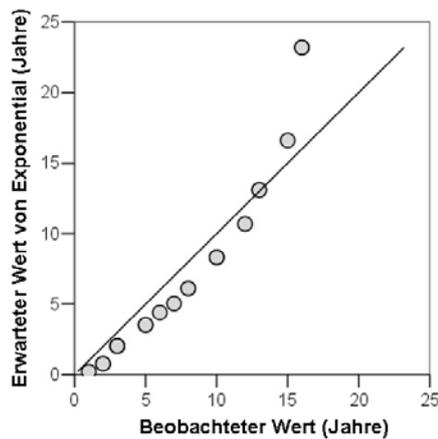


QQ-Plot von Gruppe 9 für Differenz zu 1. Schaden

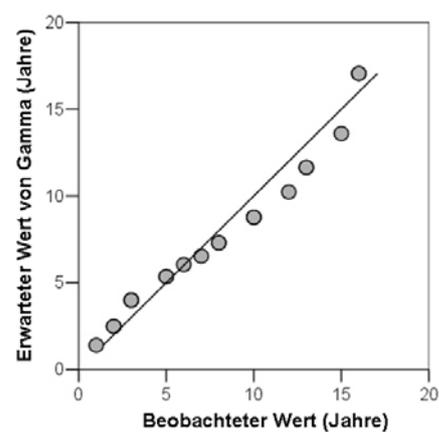
**Abbildung 139: QQ-Plot für Gruppe 9 „PVC DN 100“ der Logistik- und Weibull-Verteilung**

Für QQ-Plots für die Gruppe 9 „PVC DN 100“ zeigen, dass für die Auswertungen die Gamma-Verteilung, oder die Logistik-Verteilung verwendet werden kann.

QQ-Plot von Gruppe 10 für Differenz zu 1. Schaden



QQ-Plot von Gruppe 10 für Differenz zu 1. Schaden

**Abbildung 140: QQ-Plot für Gruppe 10 „PVC DN 125-250“ der Exponential- und Gamma-Verteilung**

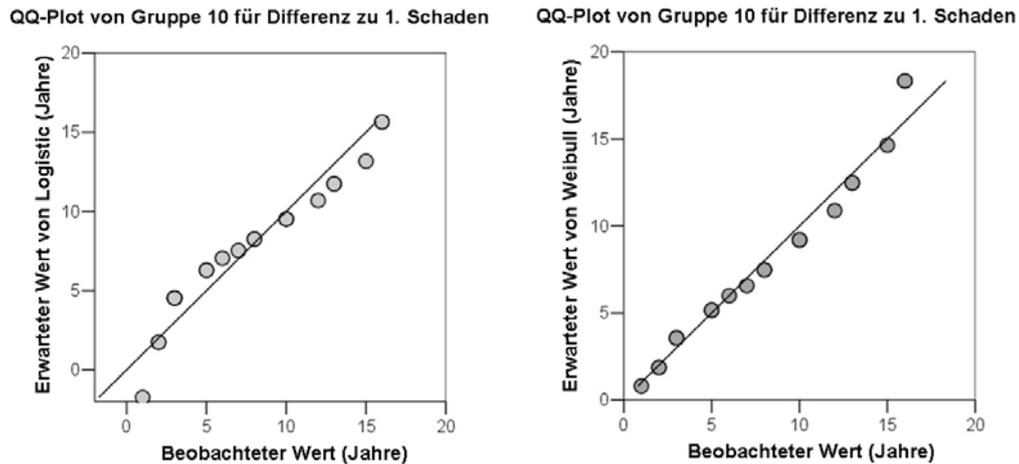


Abbildung 141: QQ-Plot für Gruppe 10 „PVC DN 125-250“ der Logistik- und Weibull-Verteilung

Für QQ-Plots für die Gruppe 10 „PVC DN 125-250“ zeigen, dass für die Auswertungen die Gamma-Verteilung, die Logistik-Verteilung oder auch die Weibull-Verteilung verwendet werden kann. Nur die Exponential-Verteilung weicht im Endbereich stärker von der Diagonalen ab.

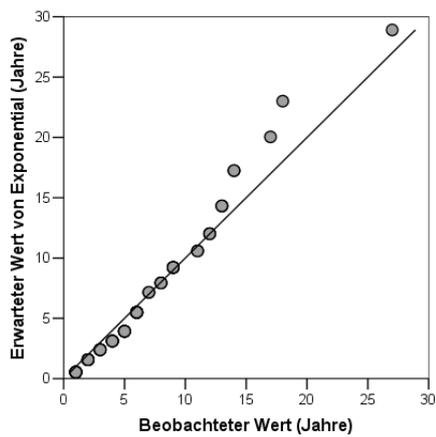
10.6.2 Anpassung für 3. Schaden

Die Gruppierung der Daten für die Auswertung der Anpassung einer Funktion für den 3. Schaden ist in Tabelle 56 dargestellt.

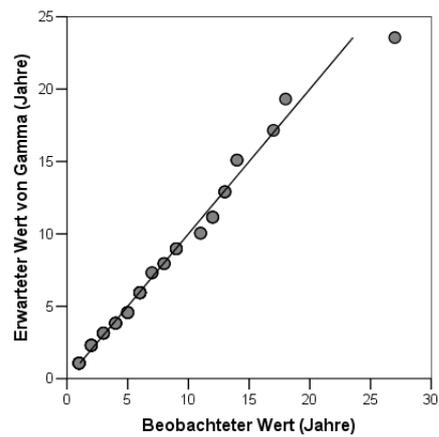
Tabelle 56: Gruppierung der Daten für den 3. Schaden

Gruppe	Bezeichnung	N
1	GG Graz	67
2	GG Linz	7
3	GG Villach	18
4	ST	38
5	AZ	36
6	PVC	8

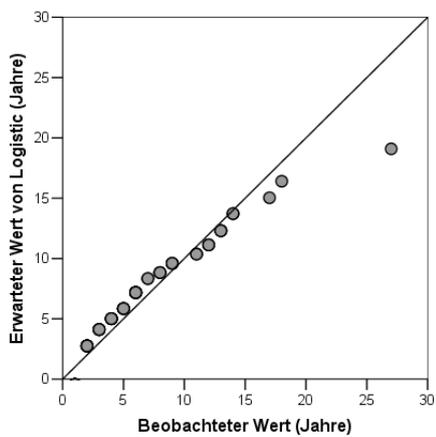
Q-Q-Diagramm von Gruppe 1 für Differenz zu 2. Schaden



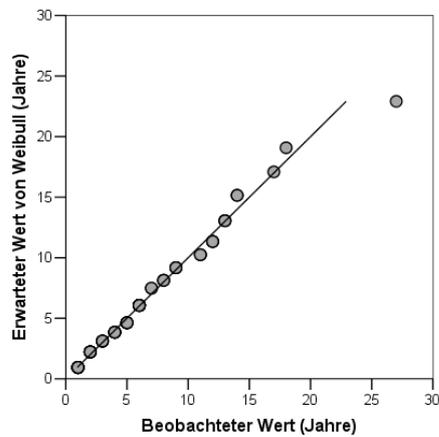
Q-Q-Diagramm von Gruppe 1 für Differenz zu 2. Schaden

**Abbildung 142: QQ-Plot für Gruppe 1 „GG Graz“ der Exponential- und Gamma-Verteilung**

Q-Q-Diagramm von Gruppe 1 für Differenz zu 2. Schaden

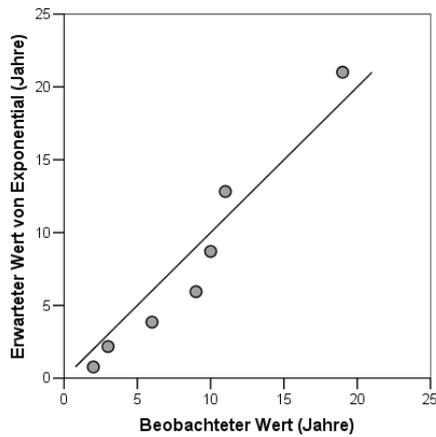


Q-Q-Diagramm von Gruppe 1 für Differenz zu 2. Schaden

**Abbildung 143: QQ-Plot für Gruppe 1 „GG Graz“ der Logistik- und Weibull-Verteilung**

Für QQ-Plots für die Gruppe 1 „GG Graz“ zeigen, dass für die Auswertungen die Gamma-Verteilung, die Logistik-Verteilung oder auch die Weibull-Verteilung verwendet werden kann. Nur die Exponential-Verteilung weicht im Endbereich stärker von der Diagonalen ab.

Q-Q-Diagramm von Gruppe 2 für Differenz zu 2. Schaden



Q-Q-Diagramm von Gruppe 1 für Differenz zu 2. Schaden

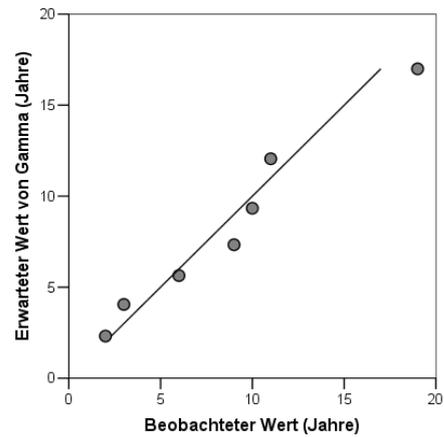
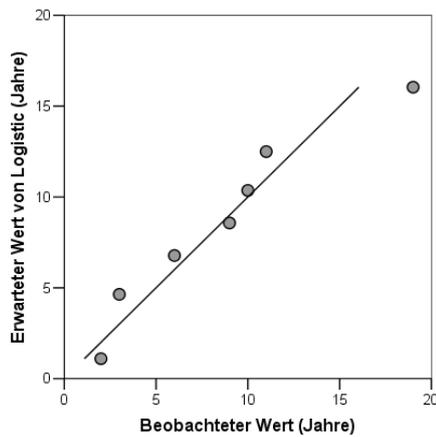


Abbildung 144: QQ-Plot für Gruppe 2 „GG Linz“ der Exponential- und Gamma-Verteilung

Q-Q-Diagramm von Gruppe 2 für Differenz zu 2. Schaden



Q-Q-Diagramm von Gruppe 2 für Differenz zu 2. Schaden

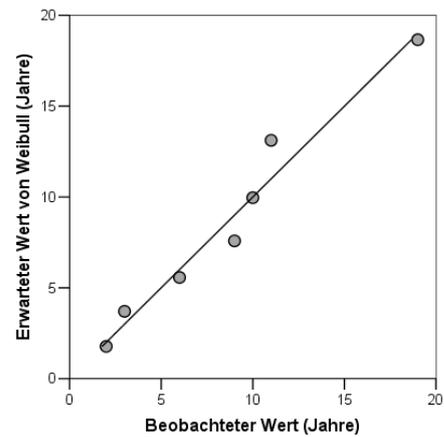
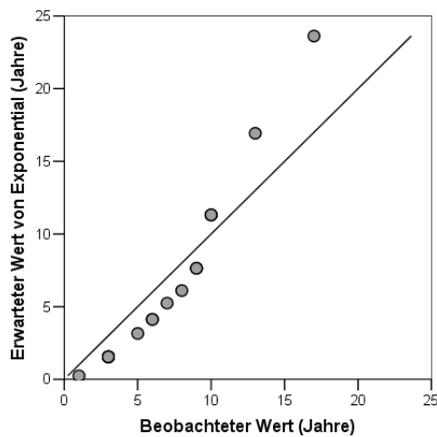


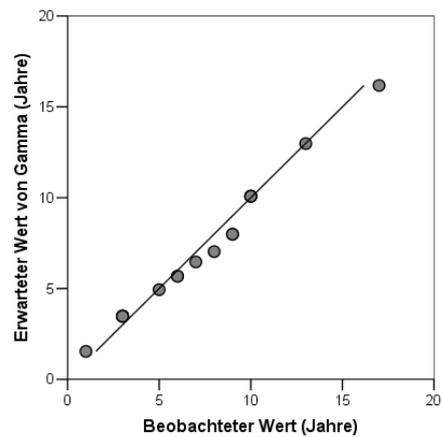
Abbildung 145: QQ-Plot für Gruppe 2 „GG Linz“ der Logistik- und Weibull-Verteilung

Für QQ-Plots für die Gruppe 2 „GG Linz“ zeigen, dass für die Auswertungen die Gamma-Verteilung, die Logistik-Verteilung oder auch die Weibull-Verteilung verwendet werden kann. Die Exponential-Verteilung hat vor allem im Anfangsbereich eine stärkere Abweichung von der Diagonale als die anderen drei Verteilungen. Die Dichtende von 7 Stichproben beeinflusst die Auswahl einer optimalen Verteilungsfunktion aber recht stark.

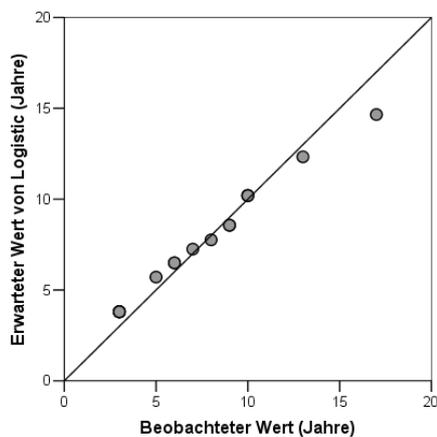
Q-Q-Diagramm von Gruppe 3 für Differenz zu 2. Schaden



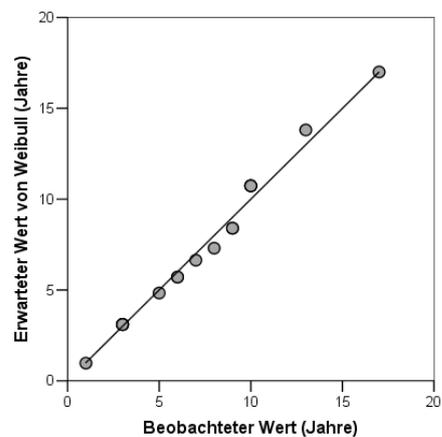
Q-Q-Diagramm von Gruppe 3 für Differenz zu 2. Schaden

**Abbildung 146: QQ-Plot für Gruppe 3 „GG Villach“ der Exponential- und Gamma-Verteilung**

Q-Q-Diagramm von Gruppe 3 für Differenz zu 2. Schaden

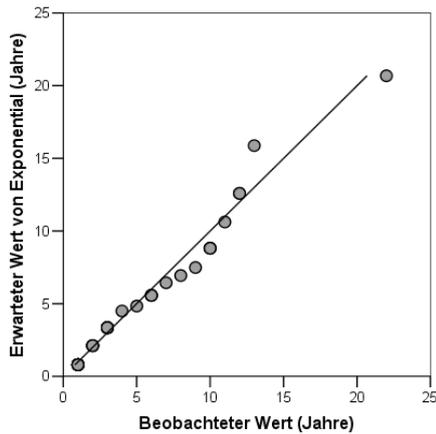


Q-Q-Diagramm von Gruppe 3 für Differenz zu 2. Schaden

**Abbildung 147: QQ-Plot für Gruppe 3 „GG Villach“ der Logistik- und Weibull-Verteilung**

Für QQ-Plots für die Gruppe 3 „GG Villach“ zeigen, dass für die Auswertungen die Gamma-Verteilung, die Logistik-Verteilung oder auch die Weibull-Verteilung verwendet werden kann. Die Exponential-Verteilung weicht im Endbereich stärker von der Diagonalen ab.

Q-Q-Diagramm von Gruppe 4 für Differenz zu 2. Schaden



Q-Q-Diagramm von Gruppe 4 für Differenz zu 2. Schaden

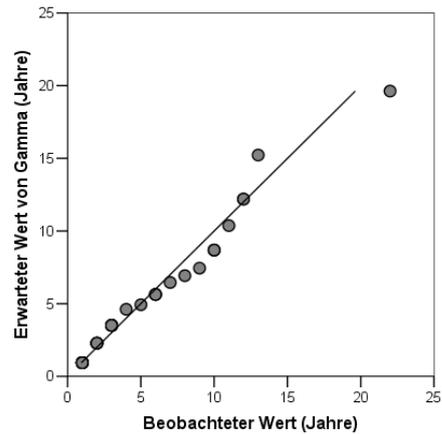
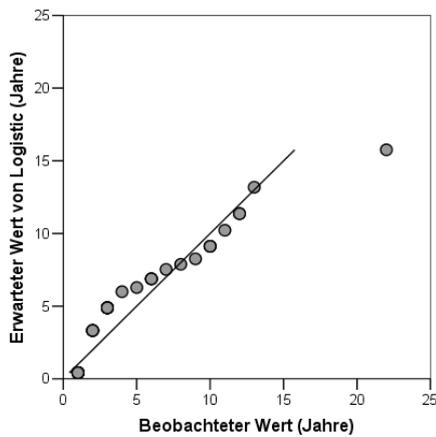


Abbildung 148: QQ-Plot für Gruppe 4 „ST“ der Exponential- und Gamma-Verteilung

Q-Q-Diagramm von Gruppe 4 für Differenz zu 2. Schaden



Q-Q-Diagramm von Gruppe 4 für Differenz zu 2. Schaden

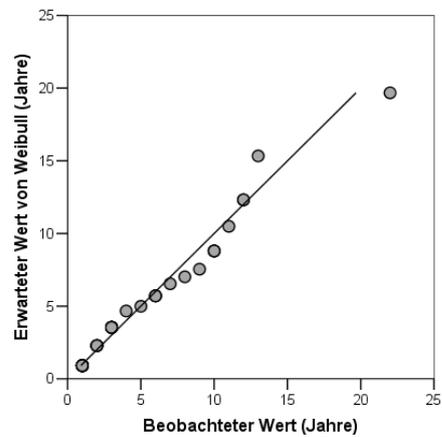
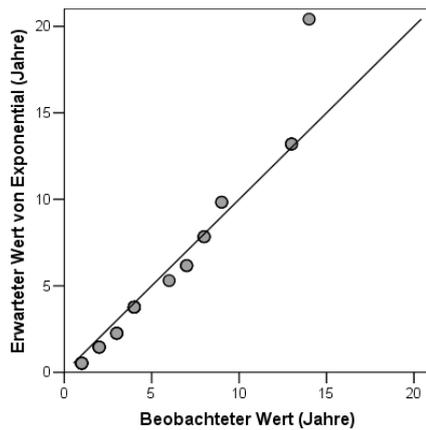


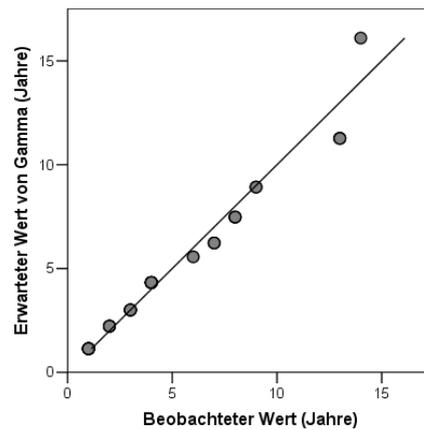
Abbildung 149: QQ-Plot für Gruppe 4 „ST“ der Logistik- und Weibull-Verteilung

Für QQ-Plots für die Gruppe 4 „ST“ zeigen, dass für die Auswertungen alle vier Verteilungen verwendet werden können. Die Exponential- die Gamma- und die Weibull-Verteilung haben im mittleren Bereich eine größere Abweichung, die Logistk-Verteilung im Endbereich.

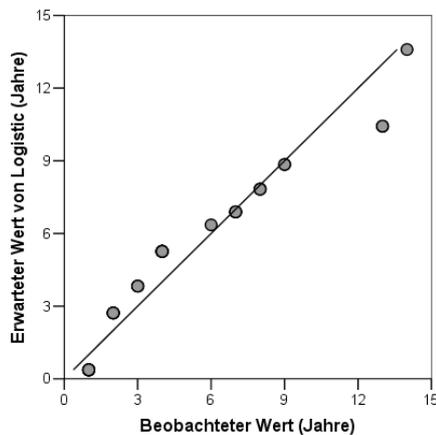
Q-Q-Diagramm von Gruppe 5 für Differenz zu 2. Schaden



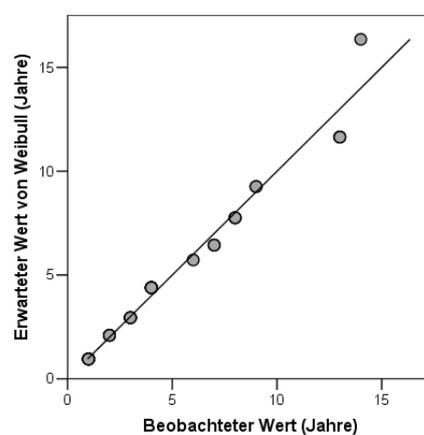
Q-Q-Diagramm von Gruppe 5 für Differenz zu 2. Schaden

**Abbildung 150: QQ-Plot für Gruppe 5 „AZ“ der Exponential- und Gamma-Verteilung**

Q-Q-Diagramm von Gruppe 5 für Differenz zu 2. Schaden

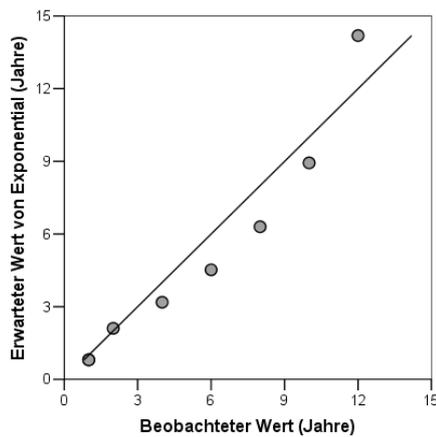


Q-Q-Diagramm von Gruppe 5 für Differenz zu 2. Schaden

**Abbildung 151: QQ-Plot für Gruppe 5 „AZ“ der Logistik- und Weibull-Verteilung**

Für QQ-Plots für die Gruppe 5 „AZ“ zeigen, dass für die Auswertungen die Gamma-Verteilung, die Logistik-Verteilung oder auch die Weibull-Verteilung verwendet werden kann. Die Exponential-Verteilung weicht im Endbereich stärker von der Diagonalen ab.

Q-Q-Diagramm von Gruppe 6 für Differenz zu 2. Schaden



Q-Q-Diagramm von Gruppe 6 für Differenz zu 2. Schaden

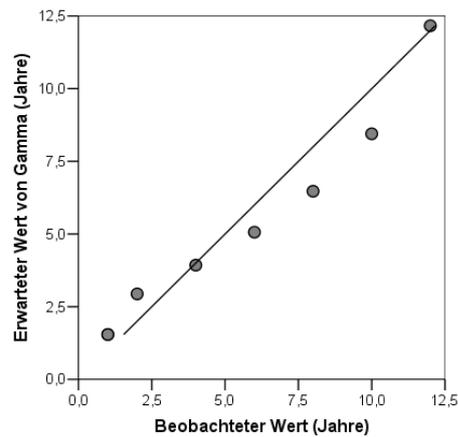


Abbildung 152: QQ-Plot für Gruppe 6 „PVC“ der Exponential- und Gamma-Verteilung

Q-Q-Diagramm von Gruppe 6 für Differenz zu 2. Schaden



Q-Q-Diagramm von Gruppe 6 für Differenz zu 2. Schaden

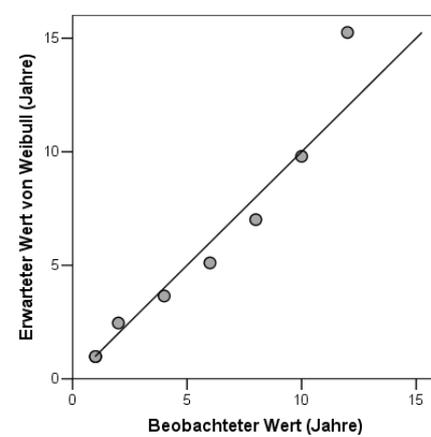


Abbildung 153: QQ-Plot für Gruppe 6 „PVC“ der Logistik- und Weibull-Verteilung

Für QQ-Plots für die Gruppe 6 „PVC“ zeigen, dass für die Auswertungen die Gamma-Verteilung, oder die Logistik-Verteilung verwendet werden kann. Die Weibull-Verteilung weicht im Endbereich stärker von der Diagonalen ab, die Exponential-Verteilung im mittleren Bereich. Die Datendichte von 8 Stichproben ist jedoch sehr gering für eine eindeutige Aussage.

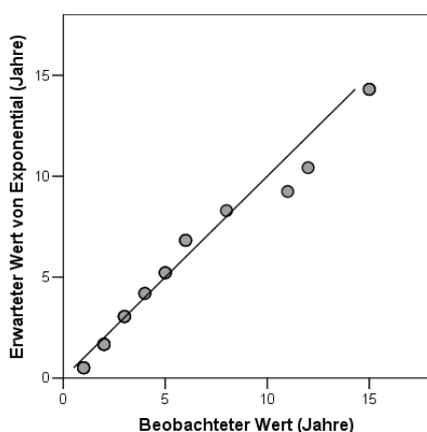
10.6.3 Anpassung für 4. Schaden

Die Gruppierung der Daten für die Auswertung der Anpassung einer Funktion für den 3. Schaden ist in Tabelle 57 dargestellt.

Tabelle 57: Gruppierung der Daten für den 4. Schaden

Gruppe	Bezeichnung	N
1	GG	31
2	ST	17
3	AZ	13

Q-Q-Diagramm von Gruppe 1 für Differenz zu 3. Schaden



Q-Q-Diagramm von Gruppe 1 für Differenz zu 3. Schaden

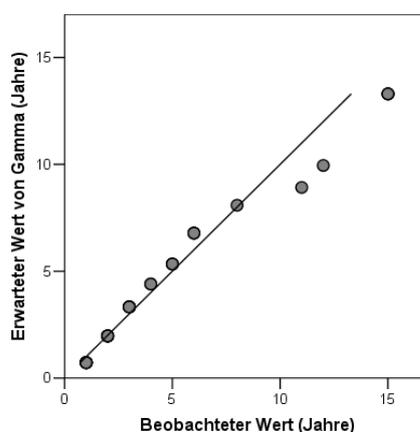
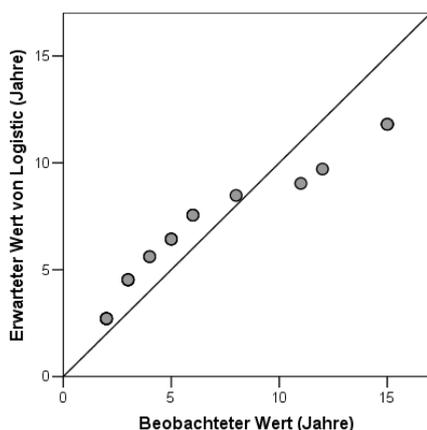


Abbildung 154: QQ-Plot für Gruppe 1 „GG“ der Exponential- und Gamma-Verteilung

Q-Q-Diagramm von Gruppe 1 für Differenz zu 3. Schaden



Q-Q-Diagramm von Gruppe 1 für Differenz zu 3. Schaden

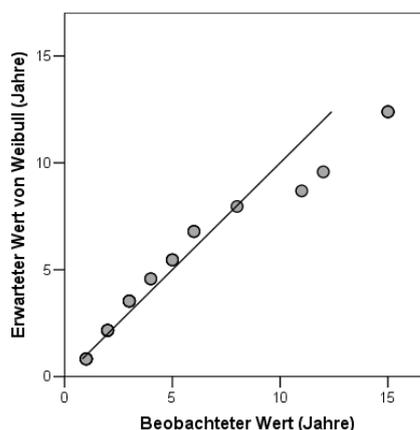
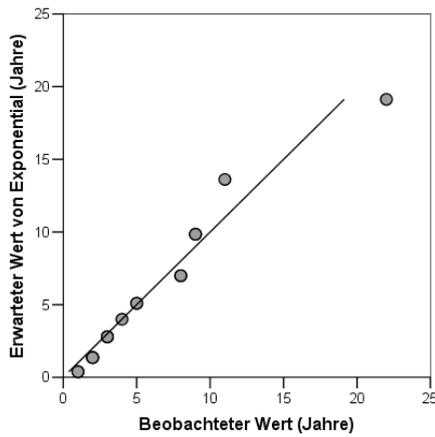


Abbildung 155: QQ-Plot für Gruppe 1 „GG“ der Logistik- und Weibull-Verteilung

Für QQ-Plots für die Gruppe 1 „GG“ zeigen, dass für die Auswertungen alle vier Verteilungen verwendet werden können. Keine hebt sich durch eine besondere Anpassung von den anderen ab.

Q-Q-Diagramm von Gruppe 2 für Differenz zu 3. Schaden



Q-Q-Diagramm von Gruppe 2 für Differenz zu 3. Schaden

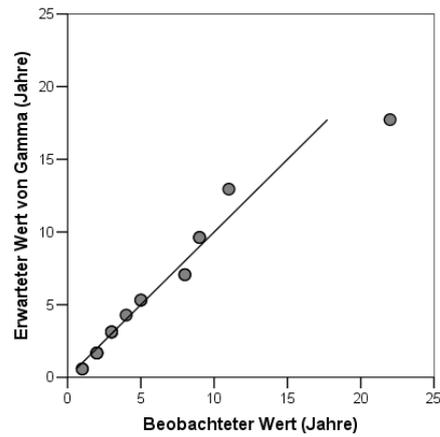
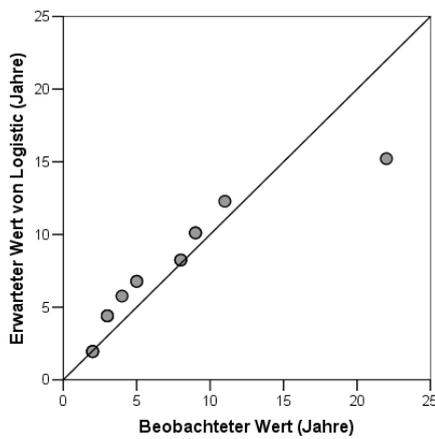


Abbildung 156: QQ-Plot für Gruppe 2 „ST“ der Exponential- und Gamma-Verteilung

Q-Q-Diagramm von Gruppe 2 für Differenz zu 3. Schaden



Q-Q-Diagramm von Gruppe 2 für Differenz zu 3. Schaden

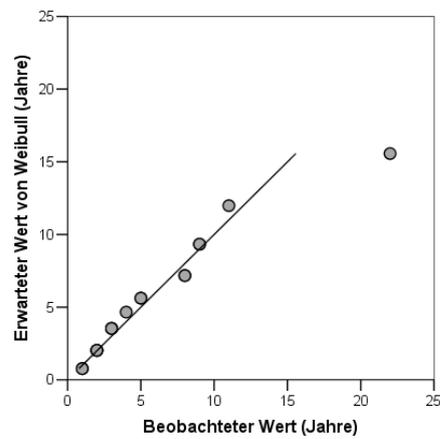
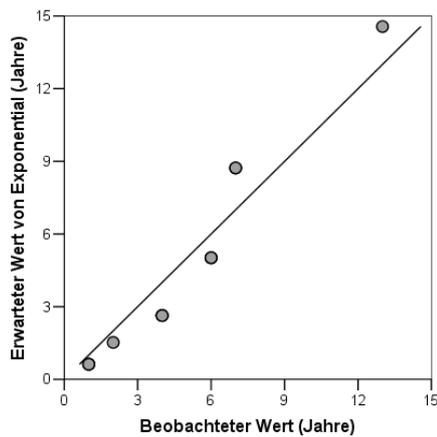


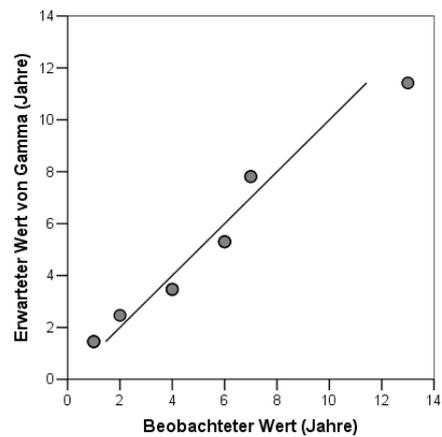
Abbildung 157: QQ-Plot für Gruppe 2 „ST“ der Logistik- und Weibull-Verteilung

Für QQ-Plots für die Gruppe 2 „ST“ zeigen, dass für die Auswertungen alle vier Verteilungen verwendet werden können. Keine hebt sich durch eine besondere Anpassung von den anderen ab. Wenn man den Ausreißer mit 22 Jahren weglässt, würden die Weibull-Verteilung oder die Gamma-Verteilung eine bessere Anpassung haben.

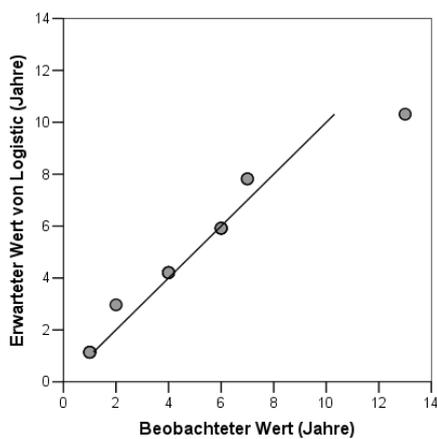
Q-Q-Diagramm von Gruppe 3 für Differenz zu 3. Schaden



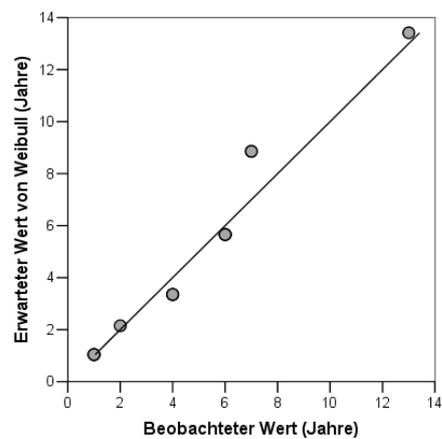
Q-Q-Diagramm von Gruppe 3 für Differenz zu 3. Schaden

**Abbildung 158: QQ-Plot für Gruppe 3 „AZ“ der Exponential- und Gamma-Verteilung**

Q-Q-Diagramm von Gruppe 3 für Differenz zu 3. Schaden



Q-Q-Diagramm von Gruppe 3 für Differenz zu 3. Schaden

**Abbildung 159: QQ-Plot für Gruppe 3 „AZ“ der Logistik- und Weibull-Verteilung**

Für QQ-Plots für die Gruppe 3 „AZ“ zeigen, dass für die Auswertungen alle vier Verteilungen verwendet werden können. Keine hebt sich durch eine besondere Anpassung von den anderen ab. Wenn man den Ausreißer mit 13 Jahren weglässt, würden die Logistik-Verteilung oder die Gamma-Verteilung eine bessere Anpassung haben.

10.7 Angepasste Verteilung mit 80% Eintrittswahrscheinlichkeit

10.7.1 Verteilung für 2. Schaden

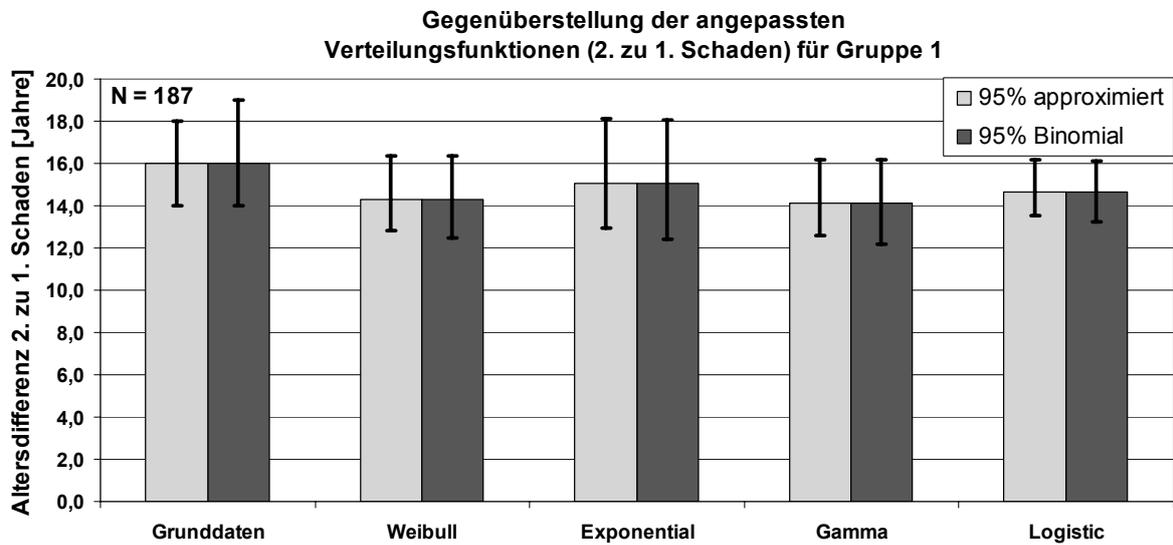


Abbildung 160: Gegenüberstellung der Zeitdifferenzen der angepassten Verteilungen bei 80% Eintrittswahrscheinlichkeit des 2. Schadens für Gruppe 1

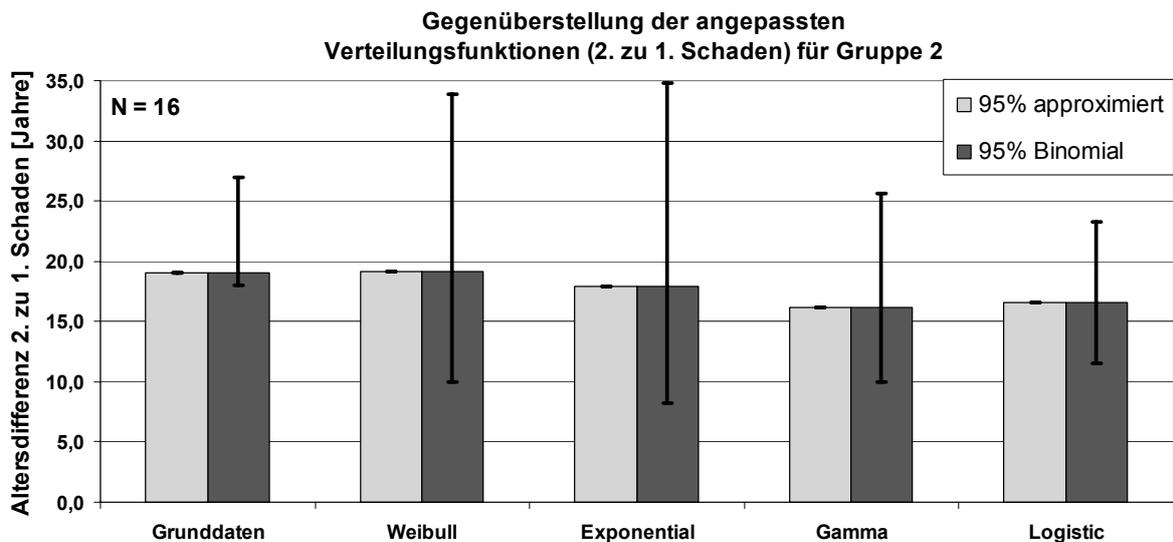


Abbildung 161: Gegenüberstellung der Zeitdifferenzen der angepassten Verteilungen bei 80% Eintrittswahrscheinlichkeit des 2. Schadens für Gruppe 2

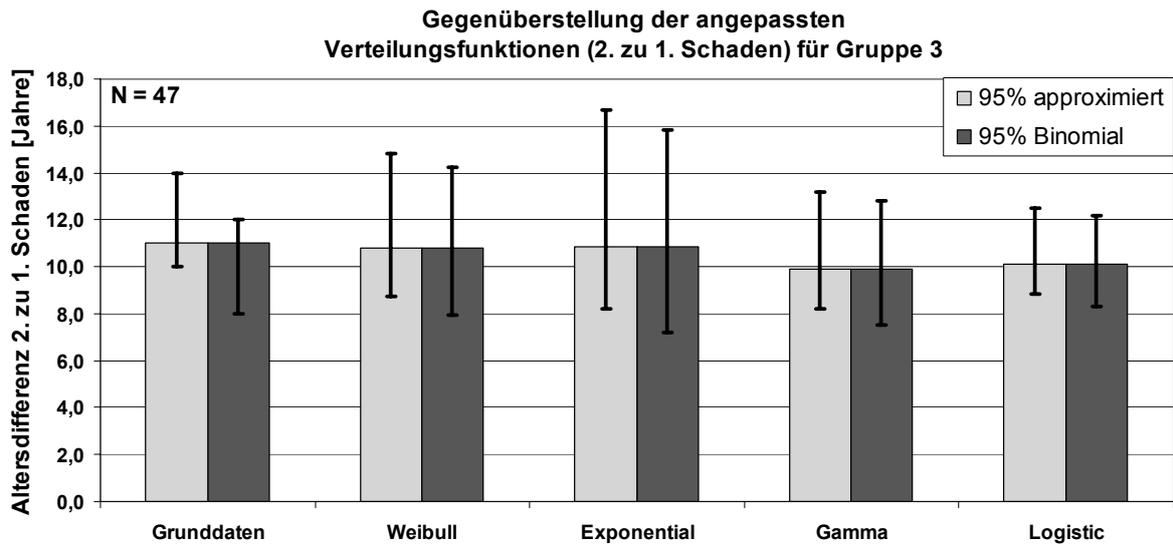


Abbildung 162: Gegenüberstellung der Zeitdifferenzen der angepassten Verteilungen bei 80% Eintrittswahrscheinlichkeit des 2. Schadens für Gruppe 3

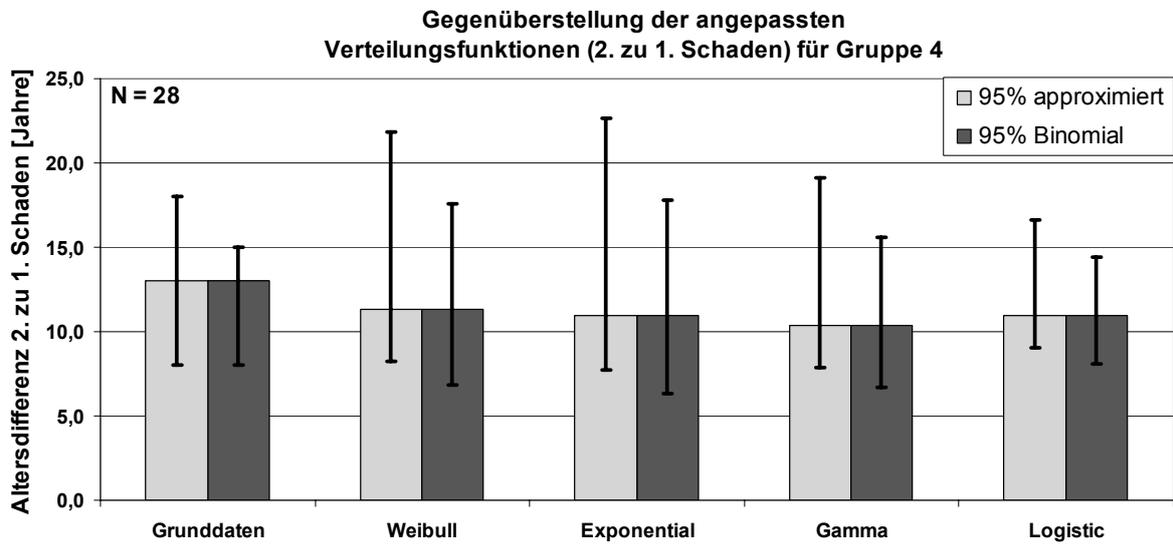


Abbildung 163: Gegenüberstellung der Zeitdifferenzen der angepassten Verteilungen bei 80% Eintrittswahrscheinlichkeit des 2. Schadens für Gruppe 4

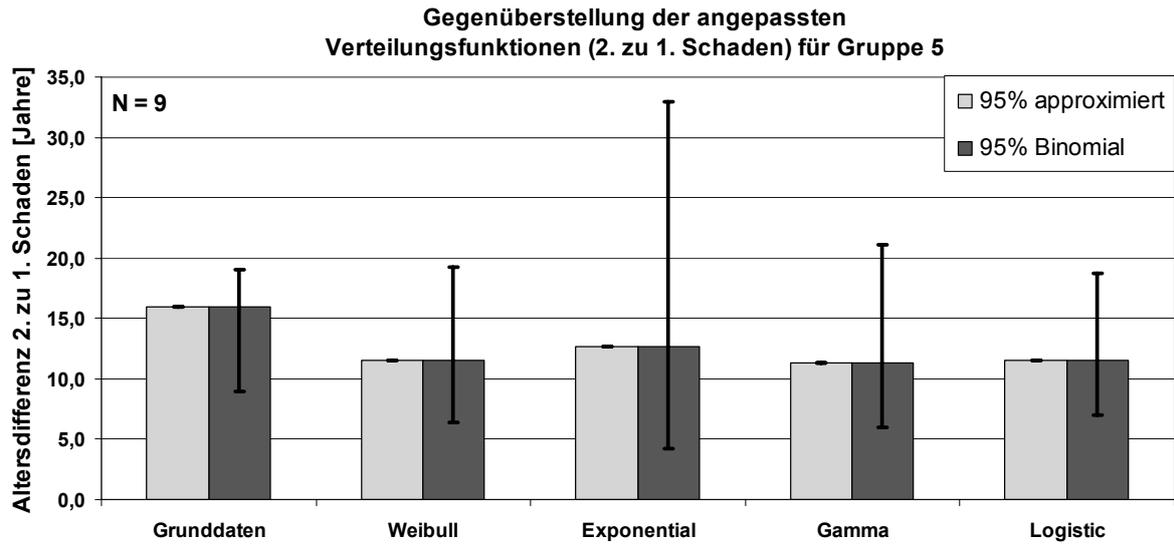


Abbildung 164: Gegenüberstellung der Zeitdifferenzen der angepassten Verteilungen bei 80% Eintrittswahrscheinlichkeit des 2. Schadens für Gruppe 5

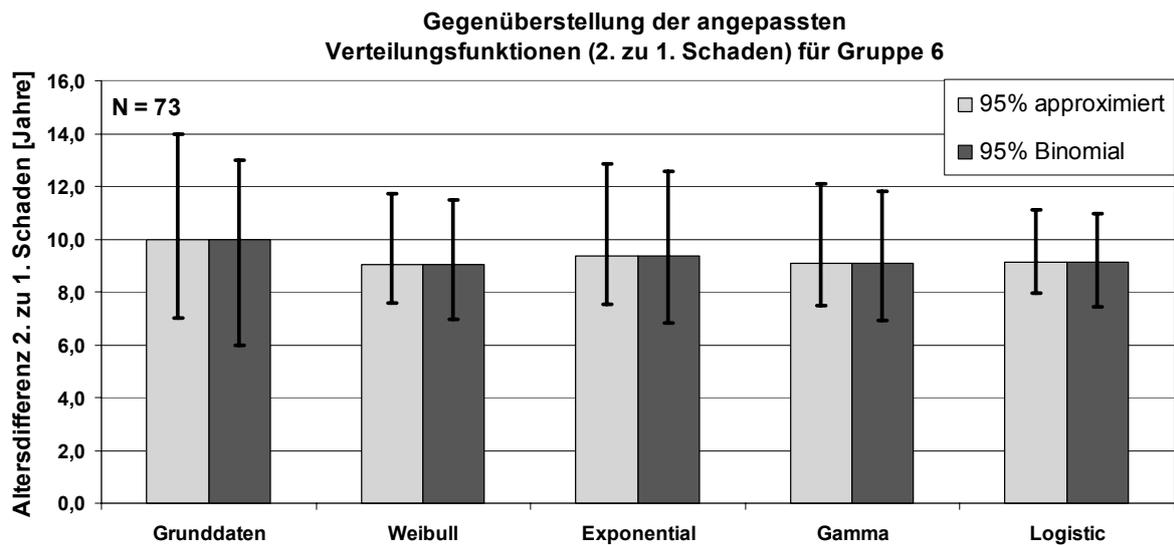


Abbildung 165: Gegenüberstellung der Zeitdifferenzen der angepassten Verteilungen bei 80% Eintrittswahrscheinlichkeit des 2. Schadens für Gruppe 6

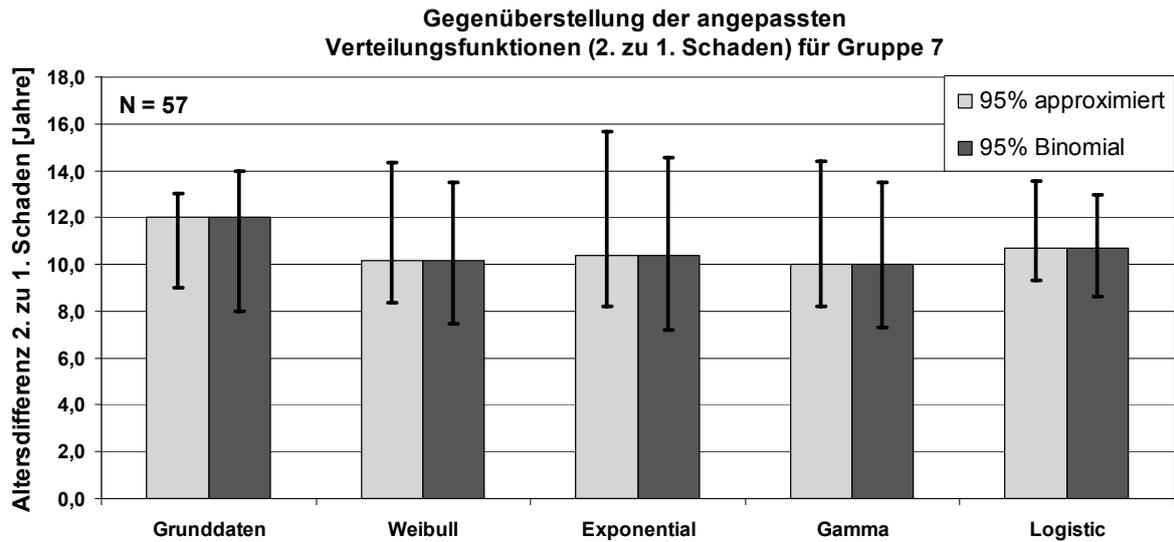


Abbildung 166: Gegenüberstellung der Zeitdifferenzen der angepassten Verteilungen bei 80% Eintrittswahrscheinlichkeit des 2. Schadens für Gruppe 7

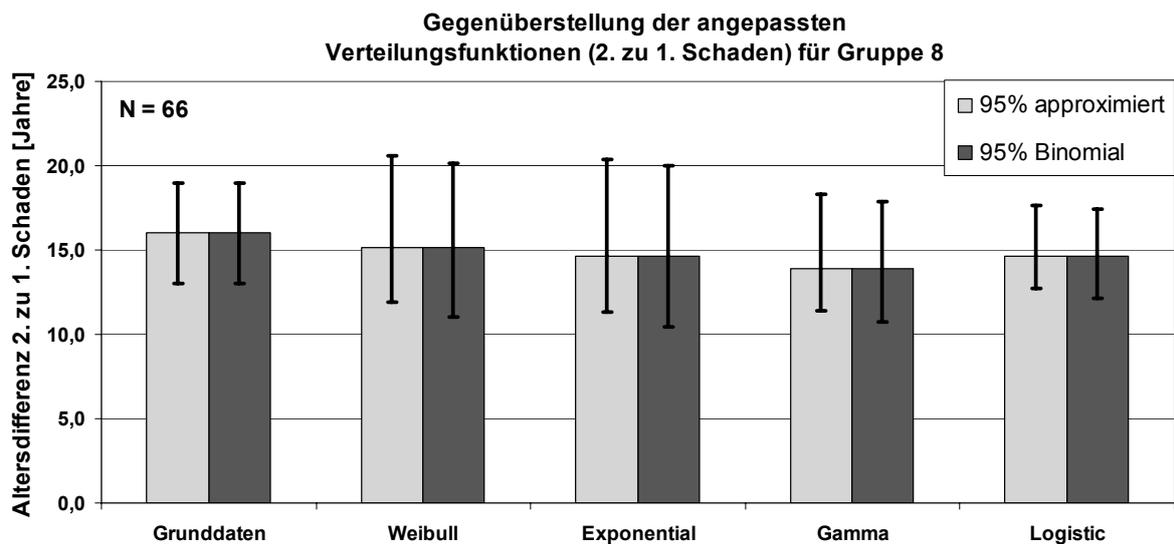


Abbildung 167: Gegenüberstellung der Zeitdifferenzen der angepassten Verteilungen bei 80% Eintrittswahrscheinlichkeit des 2. Schadens für Gruppe 8

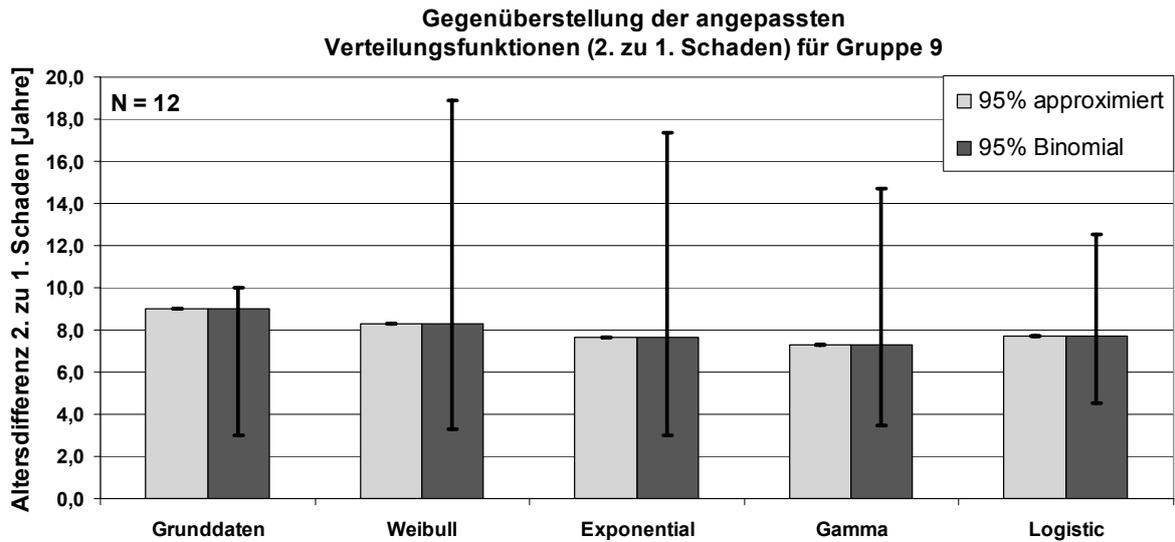


Abbildung 168: Gegenüberstellung der Zeitdifferenzen der angepassten Verteilungen bei 80% Eintrittswahrscheinlichkeit des 2. Schadens für Gruppe 9

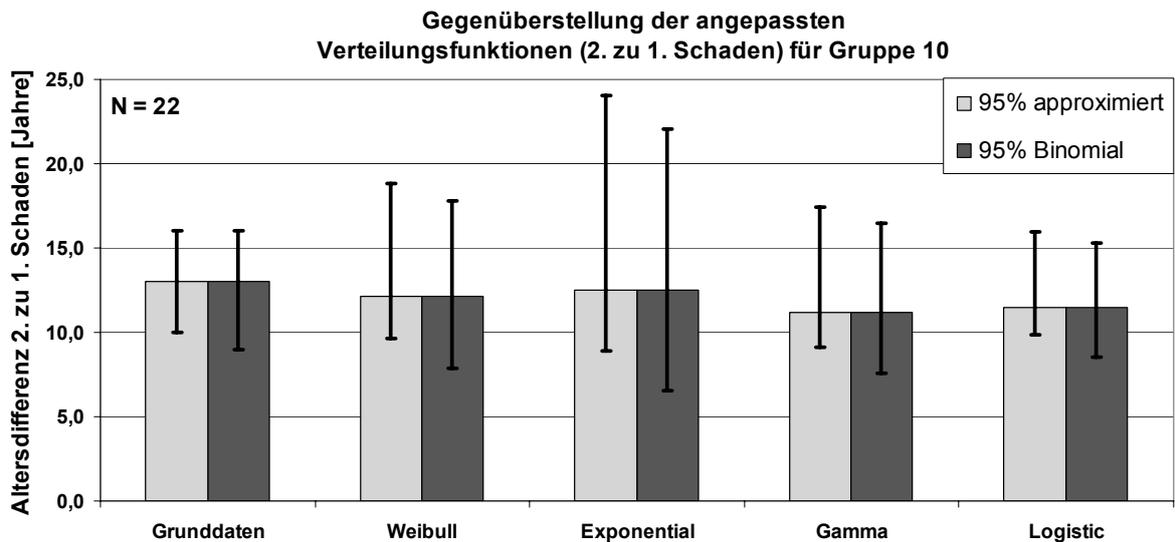


Abbildung 169: Gegenüberstellung der Zeitdifferenzen der angepassten Verteilungen bei 80% Eintrittswahrscheinlichkeit des 2. Schadens für Gruppe 10

10.7.2 Verteilung für 3. Schaden

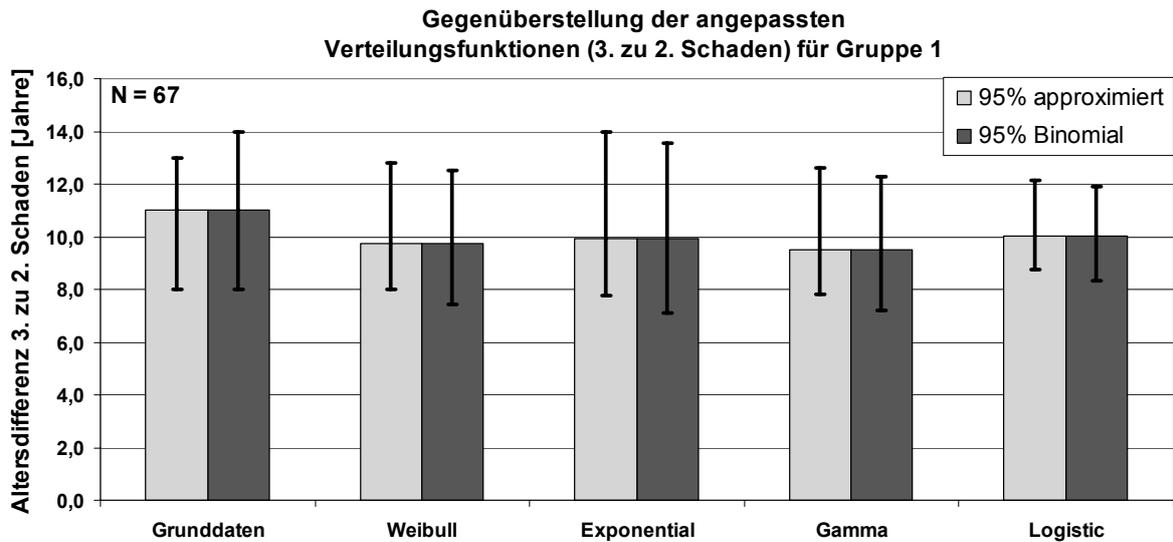


Abbildung 170: Gegenüberstellung der Zeitdifferenzen der angepassten Verteilungen bei 80% Eintrittswahrscheinlichkeit des 3. Schadens für Gruppe 1

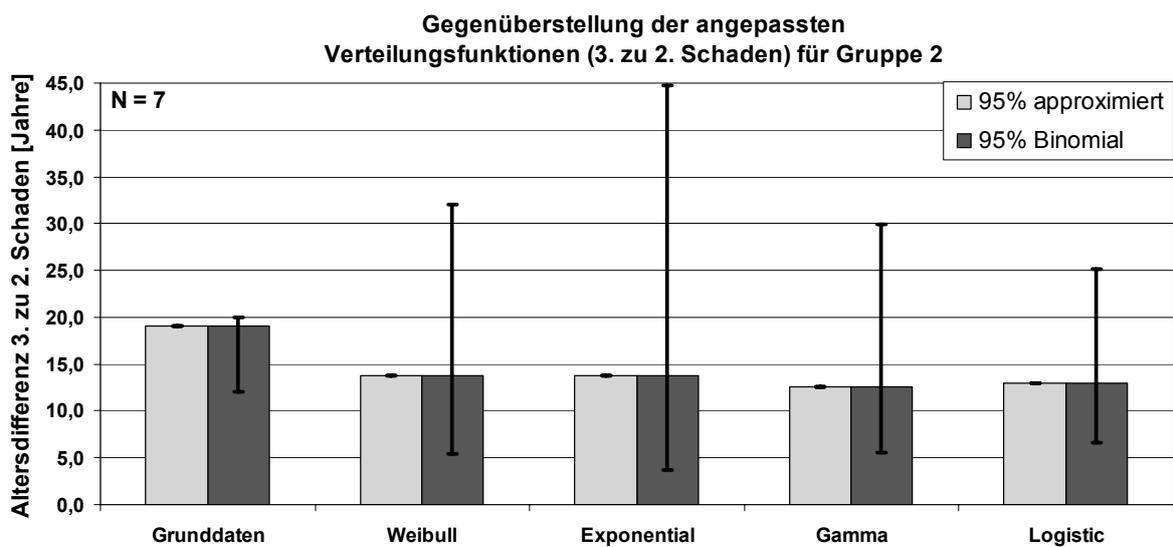


Abbildung 171: Gegenüberstellung der Zeitdifferenzen der angepassten Verteilungen bei 80% Eintrittswahrscheinlichkeit des 3. Schadens für Gruppe 2

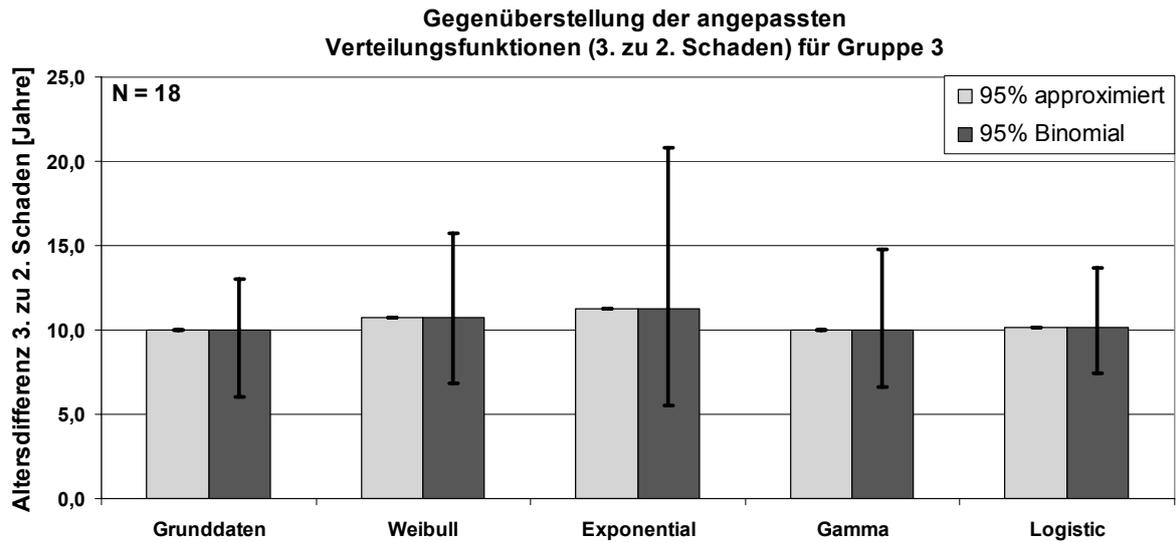


Abbildung 172: Gegenüberstellung der Zeitdifferenzen der angepassten Verteilungen bei 80% Eintrittswahrscheinlichkeit des 3. Schadens für Gruppe 3

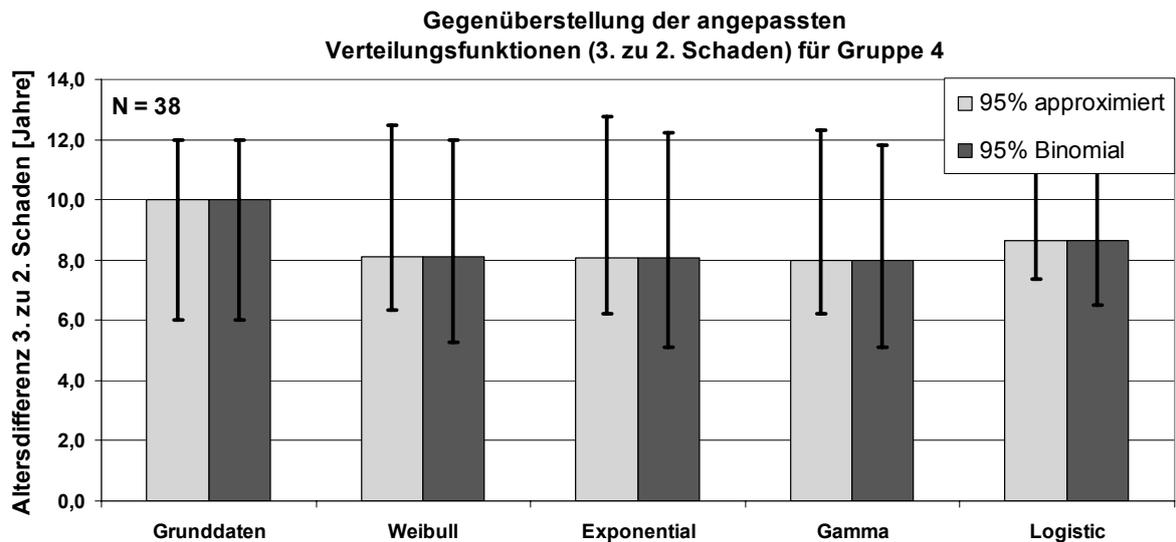


Abbildung 173: Gegenüberstellung der Zeitdifferenzen der angepassten Verteilungen bei 80% Eintrittswahrscheinlichkeit des 3. Schadens für Gruppe 4

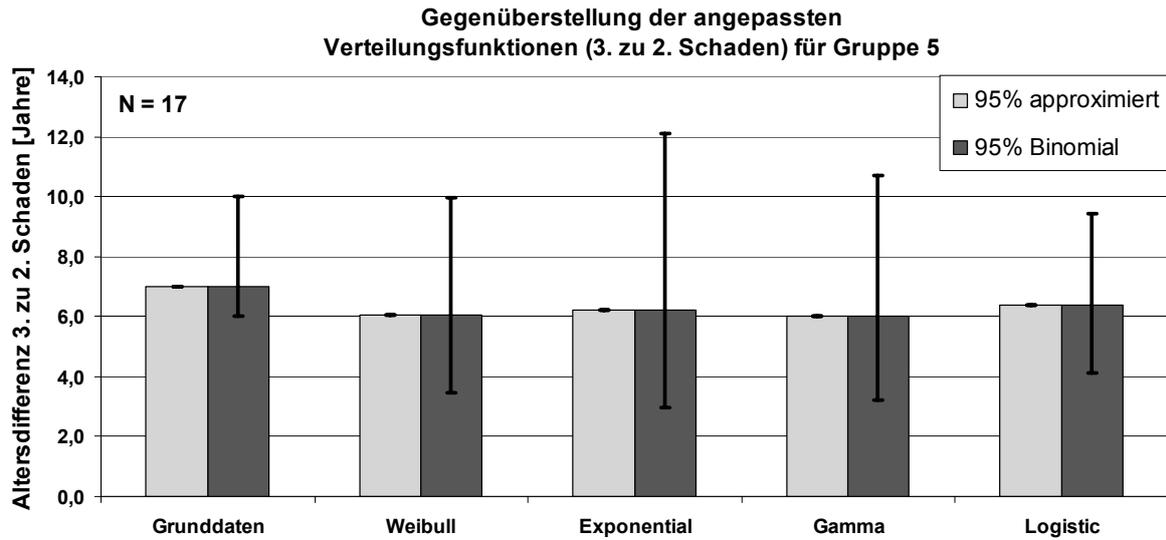


Abbildung 174: Gegenüberstellung der Zeitdifferenzen der angepassten Verteilungen bei 80% Eintrittswahrscheinlichkeit des 3. Schadens für Gruppe 5

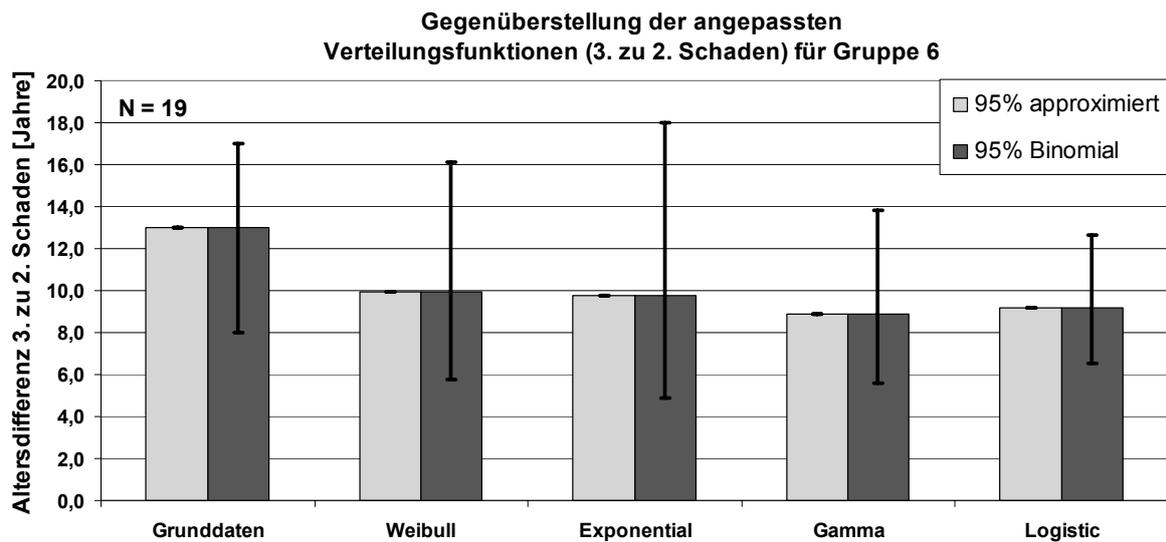


Abbildung 175: Gegenüberstellung der Zeitdifferenzen der angepassten Verteilungen bei 80% Eintrittswahrscheinlichkeit des 3. Schadens für Gruppe 6

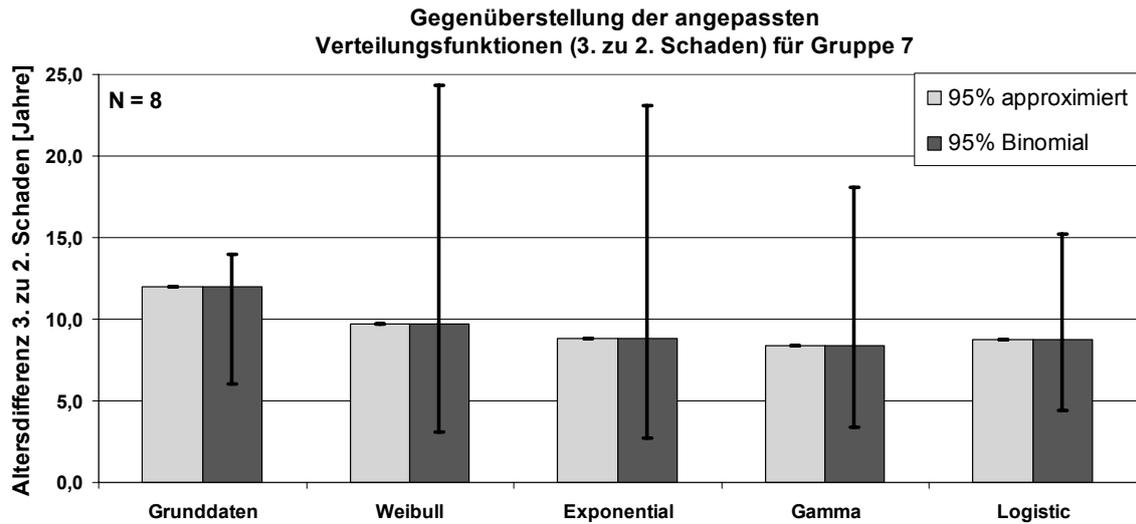


Abbildung 176: Gegenüberstellung der Zeitdifferenzen der angepassten Verteilungen bei 80% Eintrittswahrscheinlichkeit des 3. Schadens für Gruppe 7

10.7.3 Verteilung für 4. Schaden

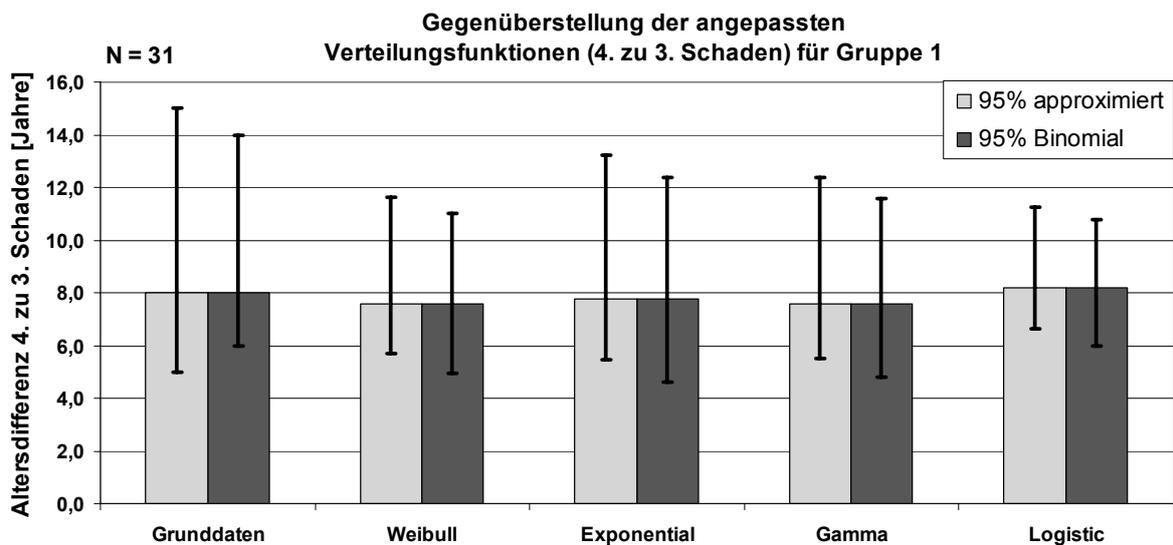


Abbildung 177: Gegenüberstellung der Zeitdifferenzen der angepassten Verteilungen bei 80% Eintrittswahrscheinlichkeit des 4. Schadens für Gruppe 1

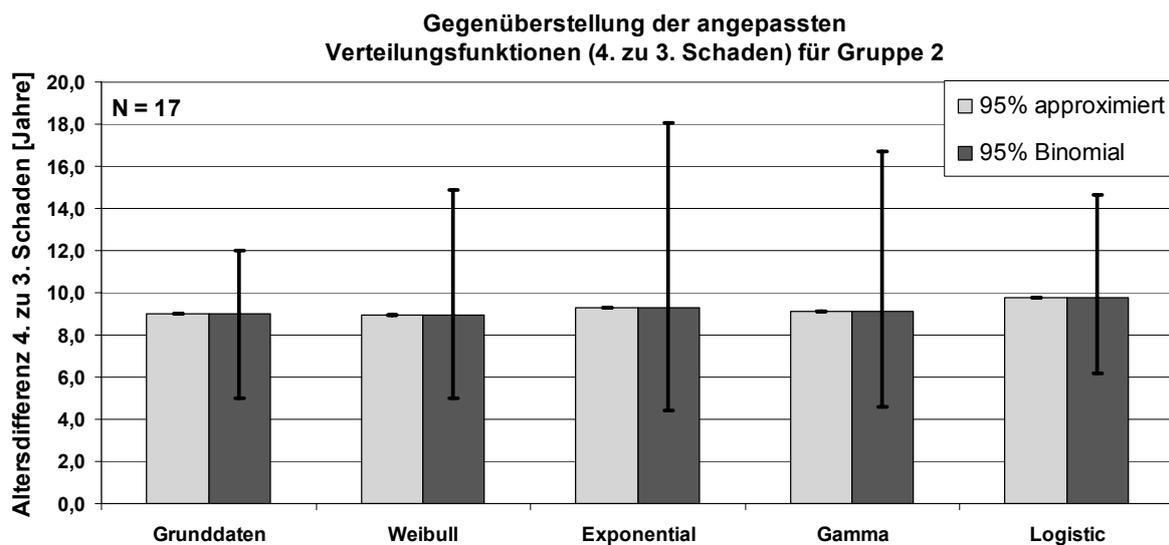


Abbildung 178: Gegenüberstellung der Zeitdifferenzen der angepassten Verteilungen bei 80% Eintrittswahrscheinlichkeit des 4. Schadens für Gruppe 2

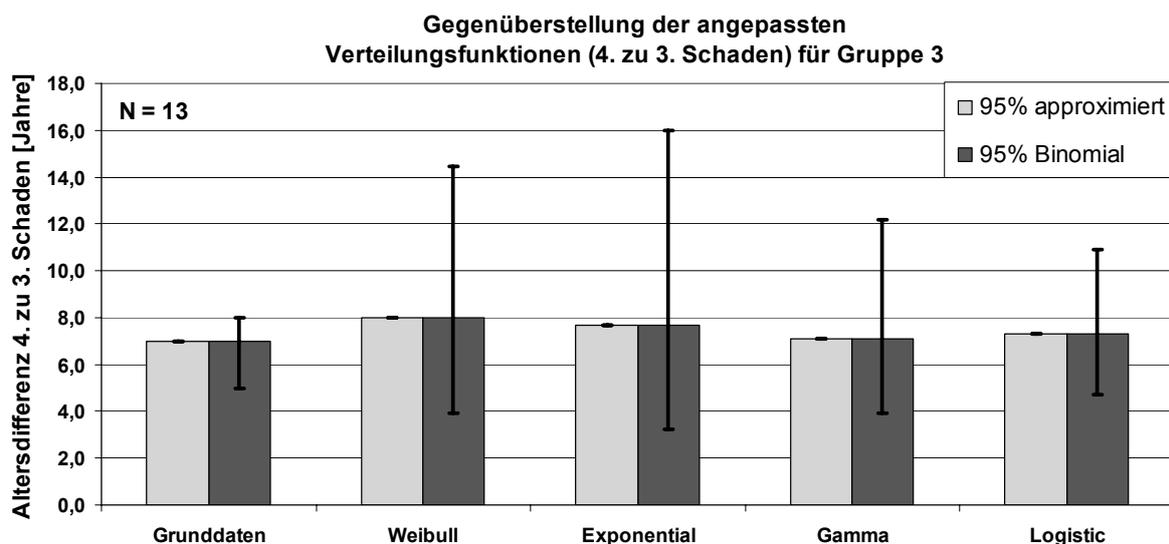


Abbildung 179: Gegenüberstellung der Zeitdifferenzen der angepassten Verteilungen bei 80% Eintrittswahrscheinlichkeit des 4. Schadens für Gruppe 3

10.8 Gegenüberstellung der Berechnungen der Stauzeit nach HBS 2001 und VISSIM

Je nach auftretender stündlicher Verkehrsstärke können die ankommenden Fahrzeuge die Engstelle „Baustelle“ passieren, Dabei ist die Leistungsfähigkeit mit ca. 750 Fz/h beschränkt. Wie bereits gezeigt, wird die obere Schranke der Leistungsfähigkeit von der Software VISSIM strikt eingehalten, das Formelwerk nach HBS 2001 kann diese Grenze nur für geringe Überlastungen entsprechend einhalten. In weiterer Folge sind für unterschiedliche Verkehrsstärken entsprechend der Tagesganglinie für den Straßentyp „Innerstädtische Straße“ in Graz die in der Simulation berücksichtigten Fahrzeuge dargestellt. Dabei entspricht der „Soll-Ganglinie“ die stündliche Verkehrsstärke gemäß der Tagesganglinie für den Straßentyp „Innerstädtische Straße“ in Graz für den jeweiligen ankommenden JDTV.

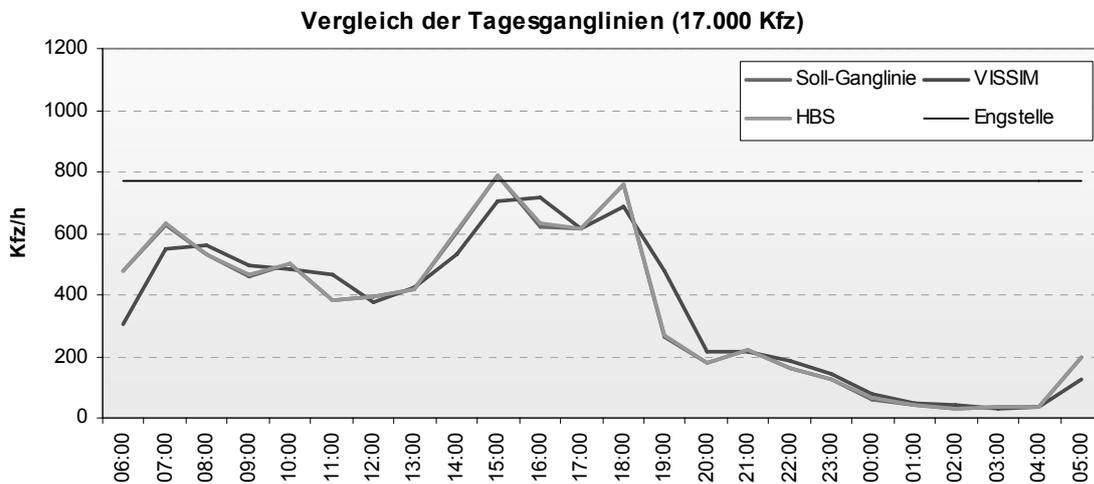


Abbildung 180: Vergleich der Fahrzeuge welche die Engstelle passieren für einen JDTV von 17.000 Kfz

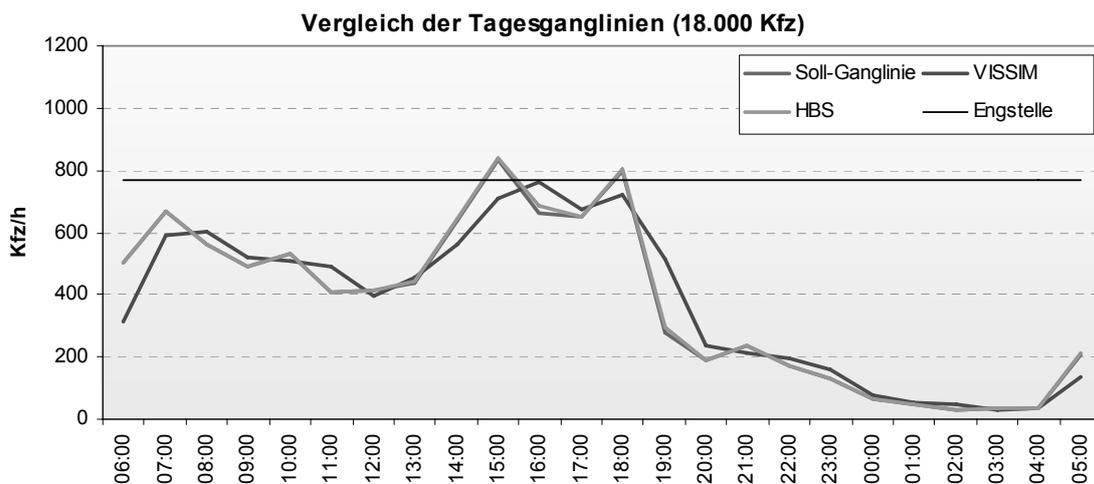


Abbildung 181: Vergleich der Fahrzeuge welche die Engstelle passieren für einen JDTV von 18.000 Kfz

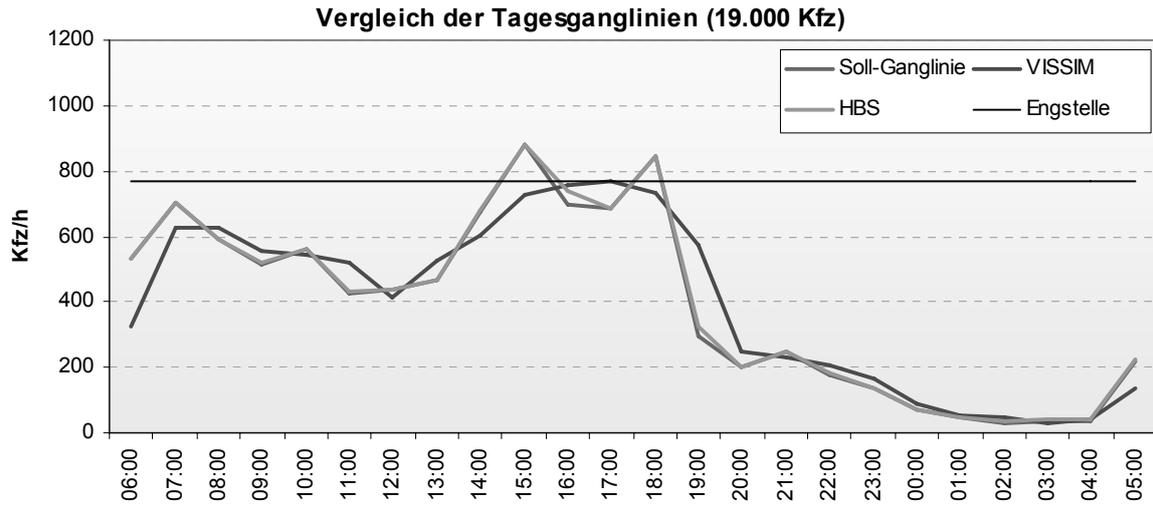


Abbildung 182: Vergleich der Fahrzeuge welche die Engstelle passieren für einen JDTV von 19.000 Kfz

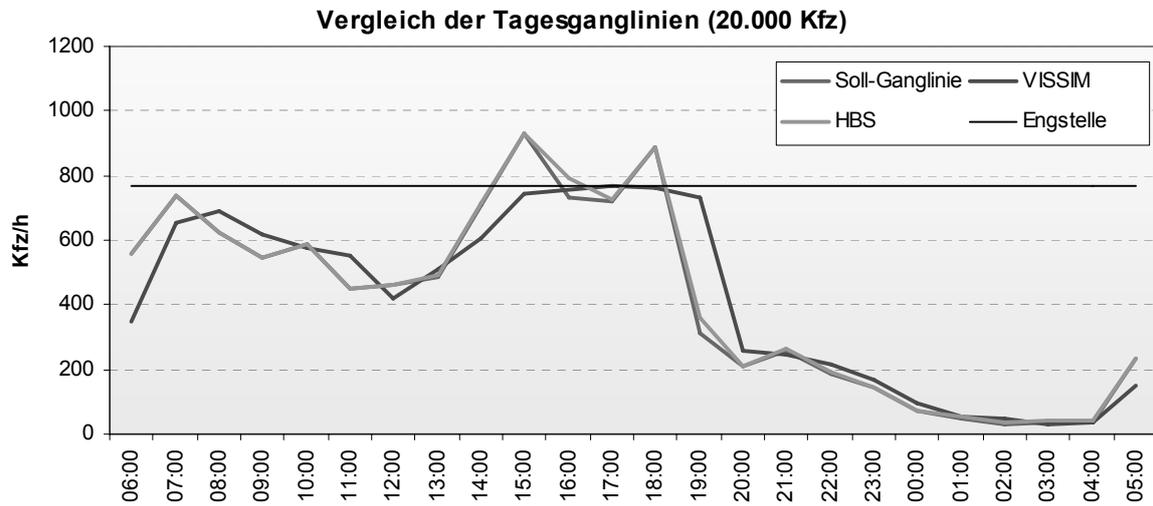


Abbildung 183: Vergleich der Fahrzeuge welche die Engstelle passieren für einen JDTV von 20.000 Kfz

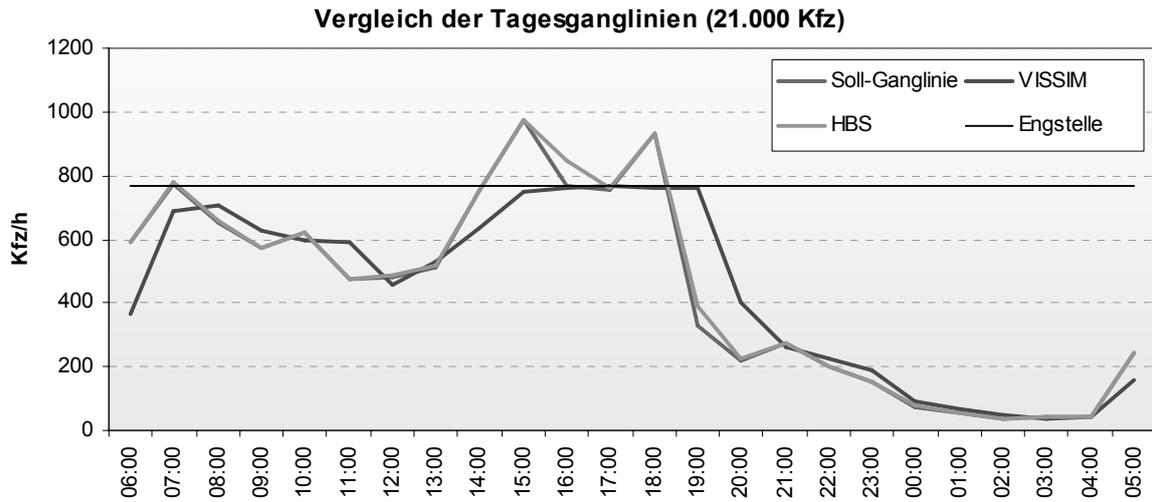


Abbildung 184: Vergleich der Fahrzeuge welche die Engstelle passieren für einen JDTV von 21.000 Kfz

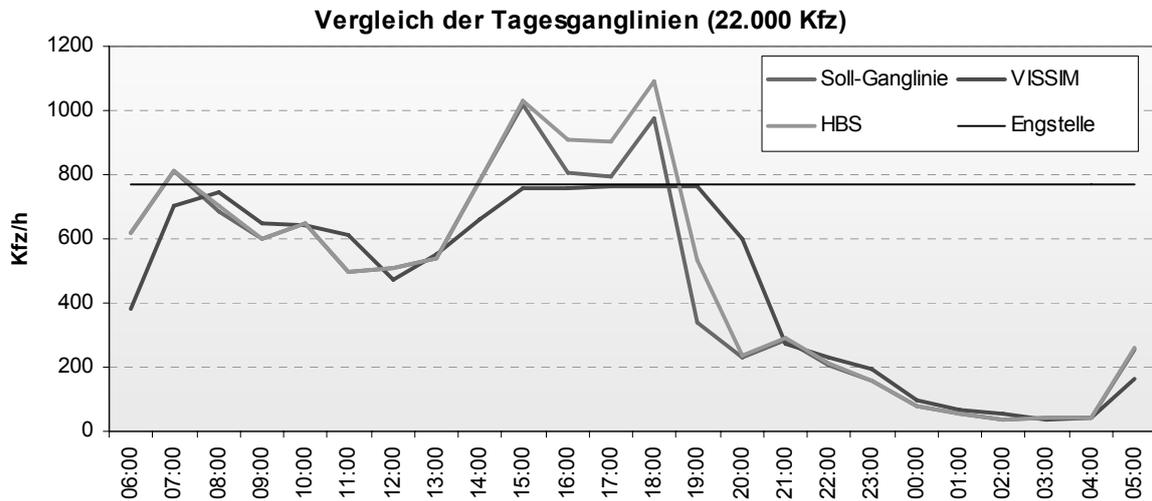


Abbildung 185: Vergleich der Fahrzeuge welche die Engstelle passieren für einen JDTV von 22.000 Kfz

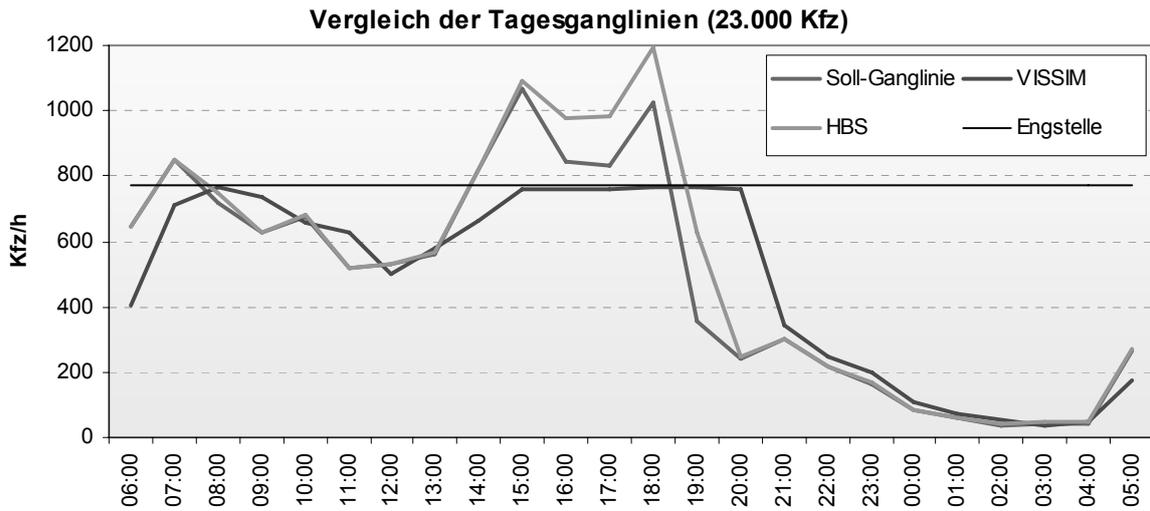


Abbildung 186: Vergleich der Fahrzeuge welche die Engstelle passieren für einen JDTV von 23.000 Kfz

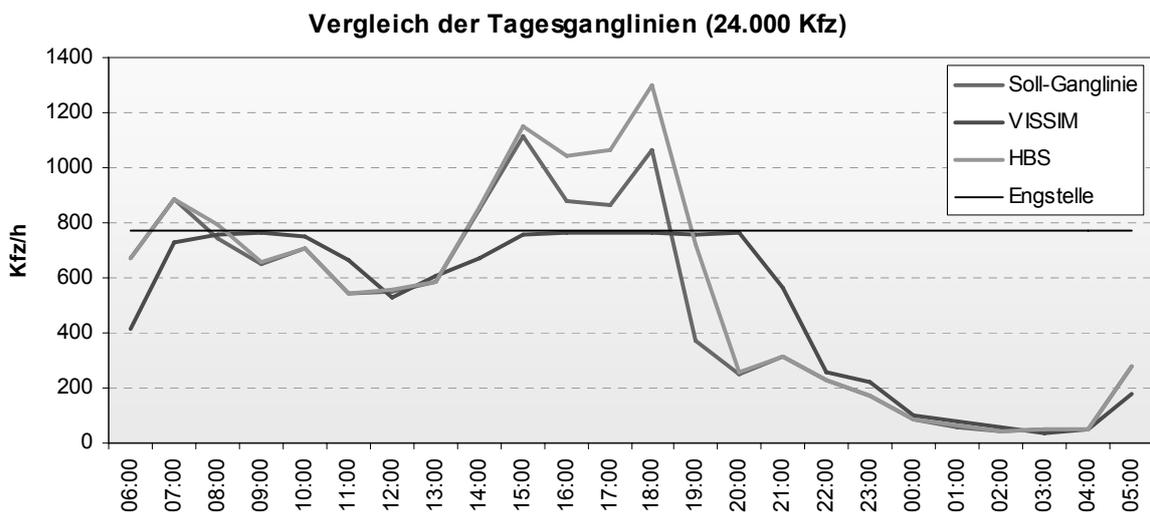


Abbildung 187: Vergleich der Fahrzeuge welche die Engstelle passieren für einen JDTV von 24.000 Kfz

Mitteilungen des Institutes für Wasserwirtschaft und Konstruktiven Wasserbau der Technischen Universität Graz

Bisher erschienene Hefte:

- | | | | |
|------|----|--------|---|
| Heft | 1 | (1959) | VEDER, Ch.: Neue Verfahren zur Herstellung von untertägigen Wänden und Injektionsschirmen in Lockergesteinen und durchlässigem Fels (vergriffen) |
| Heft | 2 | (1959) | BEER, O.: Hochwasserentlastungsanlagen österreichischer Talsperren |
| Heft | 3 | (1960) | WEHRSCHÜTZ, F.: Wasserentnahme aus alpinen Abflüssen |
| Heft | 4 | (1961) | TSCHADA, H.: Die Spiralauslässe des Kraftwerkes
St.Pantaleon |
| Heft | 5 | (1962) | GRENGG, H.: Funktion, Ordnung und Gestalt im konstruktiven Wasserbau |
| Heft | 6 | (1962) | PIRCHER, W.: Wehreichungen an der Enns |
| Heft | 7 | (1962) | WEHRSCHÜTZ, F.: Füll- und Entleerungssysteme von Schiffschleusen mit großen Fallhöhen |
| Heft | 8 | (1962) | REITZ, A.: Das Stauwerk im Bogen |
| Heft | 9 | (1963) | PIRCHER, W.: Die Bautypen der Wasserkraft |
| Heft | 10 | (1964) | WEHRSCHÜTZ, F.: Kritische Betrachtung der Modellgesetze |
| Heft | 11 | (1965) | SIMMLER, H.: Das neue Institut für Wasserbau |
| Heft | 12 | (1964) | RADLER, S.: Die Berechnung der Abflüsse im natürlichen Gerinne |
| Heft | 13 | (1965) | ALTENBURGER, H.: Der Spiralauslaß als Hochwasserentlastung bei Donaukraftwerken |
| Heft | 14 | (1965) | KRESNIK, E.: Kunststoffe im wasserbaulichen Versuchswesen und deren rauhigkeitsmäßige Erfassung |
| Heft | 15 | (1970) | SVEE, R.: Untersuchungen über die Stabilität bei Wasserkraftanlagen mit idealer Regelung |
| Heft | 16 | (1971) | DROBIR, H.: Die Registrierung eines zeitlich rasch veränderlichen Wasserspiegels mit kapazitiven Meßsonden
ROTH, G.: Meßanlage zum Studium instationärer Vorgänge mit Hilfe eines Digitalcomputers |
| Heft | 17 | (1971) | DROBIR, H.: Der Ausfluß aus einem Speicher beim Bruch einer Talsperre |
| Heft | 18 | (1972) | GRENGG, H.: Wörterbuch der Wasserkraftnutzung;
Französisch – Deutsch, Deutsch – Französisch |
| Heft | 19 | (1973) | DRAXLER, A.: Mathematisches Modell für die Zuflußprognose als Hilfsmittel zur Optimierung des KW-Betriebes |
| Heft | 20 | (1974) | GRENGG, H.: Die Technisierung großer Ströme in Verbindung mit der Wasserkraft |
| Heft | 21 | (1975) | GRENGG, H.: Die großen Wasserkraftanlagen des Weltbestandes |
| Heft | 22 | (1977) | GRENGG, H.: Die großen Wasserkraftanlagen des Weltbestandes, 2. Teil
KRAUSS, H.: Lufteinzug durch den Wasserabfluß in Vertikalrohren |

- Heft 23 (1979) LIEBL, A.: Die Lehre aus der Katastrophe beim Aufstau des Tarbela-Dammes in Pakistan aus der Sicht der Stahlwasserbauer
(1980) KRÖLL, A.: Die Stabilität von Steinschüttungen bei Sohlen- und Uferbefestigungen in Wasserströmungen
- Heft 24 (1981) TSCHERNUTTER, P.: Grundsatzüberlegungen zur Rentabilität und zum Ausbau von Kleinwasserkraftwerken
- Heft 25 (1984) Helmut Simmler – Zur Vollendung seines 65. Lebensjahres gewidmet von seinen ehemaligen und derzeitigen Mitarbeitern an der TU Graz

Publikation des Institutes für Hydromechanik, Hydraulik und Hydrologie der Technischen Universität Graz

Bisher erschienene Bände:

- SACKL, B. (1987) Ermittlung von Hochwasser - Bemessungsganglinien in beobachteten und unbeobachteten Einzugsgebieten

Veröffentlichungen des Institutes für Siedlungs- und Industrieresourcennutzung, Grundwasserhydraulik, Schutz- und Landwirtschaftlichen Wasserbau der Technischen Universität Graz

Bisher erschienene Bände:

- Band 1 (1977) RENNER, H.: Die Berücksichtigung nichtbindiger überdeckender Schichten bei der Bemessung von Wasserschutzgebieten
- Band 2 (1977) KAUCH, E.P.: Untersuchung des Bewegungsgesetzes für die Filterströmung, im besonderen bei höheren Geschwindigkeiten einschließlich der teilturbulenten Strömung
- Band 3 (1977) PONN, J.: Geschwindigkeitsverteilungen in radial durchströmten Nachklärbecken – Verwendung einer neu entwickelten Thermosonde
- Band 4 (1978) Festschrift zum 60. Geburtstag von E.P. Nemecek
- Band 5 (1979) RENNER, H.: Die Entwicklung einer biologischen Kläranlage für kleinste Verhältnisse
- Band 6 (1980) Forschungsberichte 1979/80
- Band 7 (1980) KAUCH, E.P.: Der Pumpversuch im ungespannten Grundwasserleiter
- Band 8 (1982) DITSIOS, M.: Untersuchungen über die erforderliche Tiefe von horizontal durchströmten rechteckigen Nachklärbecken von Belebungsanlagen
- Band 9 (1982) GEIGER, D.: Einfluß der Schlammräumung im Nachklärbecken auf die erreichbare Feststoffkonzentration im Belebungsbecken
- Band 10 (1984) Forschungsbericht 1983/84 (vergriffen)
- Band 11 (1984) Beeinträchtigung der Grundwasservorkommen in qualitativer und quantitativer Hinsicht
- Band 12 (1986) KOTOULAS, K.: Natürliche Entwicklung der Längen- und Querprofilform der Flüsse - ein Beitrag zum naturnahen Flußbau

- Band 13 (1987) KAUCH, E.P., M. DITSIOS: Schlammbilanz in Belebungsanlagen - Einfluß der hydraulischen Betriebsparameter für Trockenwetter- und Regenwetterfall
- Band 14 (1988) Festschrift zum 70. Geburtstag von Ernst P. Nemecek
- Band 15 (1988) Vorträge über Siedlungs- und Industrierwasserbau
- Band 16 (1991) KAINZ, H.: Auswirkungen von Stoßbelastungen auf den Feststoffhaushalt einer Belebungsanlage
- Band 17 (1991) KLAMBAUER, B.: Grundwasserschutz und Landwirtschaft – Situation in Mitteleuropa

Schriftenreihe zur Wasserwirtschaft Technische Universität Graz

Bisher erschienene Bände:

- Band 1 (1992) Hermann Grengg – zum 100. Geburtstag ¹⁾
- Band 2 (1992) ZITZ, W.: Die Mitbehandlung angefaulter Sammelgrubenabwässer in einer kommunalen, schwach belasteten Belebungsanlage ²⁾, vergriffen
- Band 3 (1992) ÜBERWIMMER, F.: Untersuchung der Ressourcen gespannter Grundwassersysteme mit hydraulischen und hydrologischen Modellen ^{1), 2)}
- Band 4 (1992) Hochwasserrückhaltebecken – Planung, Bau und Betrieb ^{1), 2)}
- Band 5 (1992) MOLNAR, T.: Rechnerunterstütztes Projektieren von Bewässerungssystemen ^{1), 2)}
- Band 6 (1993) Klärschlamm Entsorgung in der Steiermark ²⁾
- Band 7 (1993) FRIEDRICH, Ch., WINDER, O.: Lebensraum Grazer Murböschungen – Zoologisch-botanische Untersuchungen einschließlich Planungsvorschläge ²⁾
- Band 8 (1993) REICHL, W.: Mehrdimensionale Optimierung quantitativ und qualitativ bewertbarer Zielfunktionen in der Wasserwirtschaft ¹⁾
- Band 9 (1993) WELLACHER, J.: Instationäre Strömungsvorgänge in Hochwasserrückhaltebecken ¹⁾
- Band 10 (1993) STUBENVOLL, H. : Analyse der zeitlichen Struktur von Niederschlagsereignissen auf der Grundlage zeitvariabler Datenaufzeichnung;
ZEYRINGER, T.: Untersuchung des räumlichen Verhaltens von Niederschlagsereignissen auf zeitvariabler Datengrundlage ^{1), 2)}
- Band 11 (1993) Ingenieurbiologie im Schutzwasserbau ²⁾
- Band 12 (1994) Ländlicher Raum: Abwasserentsorgung in der Sackgasse? ²⁾ (vergriffen)
- Band 13 (1994) SACKL, B.: Ermittlung von Hochwasser-Bemessungsganglinien in beobachteten und unbeobachteten Einzugsgebieten ^{1), 2)}
- Band 14 (1995) Leben mit dem Hochwasser – Gefahr und Anpassung ²⁾
- Band 15 (1995) Betrieb, Erhaltung und Erneuerung von Talsperren und Hochdruckanlagen – Symposium ¹⁾
- Band 16 (1995) RICHTIG, G.: Untersuchungen zur Abfluentstehung bei Hochwasserereignissen in kleinen Einzugsgebieten ²⁾

- Band 17 (1995) KNOBLAUCH, H.: Dissipationsvorgänge in Rohrleitungssystemen ¹⁾
- Band 18 (1995) Fremdwasser in Abwasseranlagen ²⁾
- Band 19/1 (1996) XVIII. Konferenz der Donauländer über hydrologische
Band 19/2 Vorhersagen und hydrologisch-wasserwirtschaftliche Grundlagen ^{1), 2)}
- Band 20 (1996) STRANNER, H.: Schwallwellen im Unterwasser von
Spitzenkraftwerken und deren Reduktion durch flußbauliche
Maßnahmen ¹⁾
- Band 21 (1996) DUM, T.: Verifikation eines numerischen Strömungsmodells anhand
physikalischer Modelle ¹⁾
- Band 22 (1996) VASVÁRI, V.: Ein numerisches Modell zur Bewirtschaftung
gespannter Grundwasservorkommen am Beispiel des Mittleren
Safentales ^{1), 2)}
- Band 23 (1996) HYDROLOGISCHE MONOGRAPHIE des Einzugsgebietes der
Oberen Raab ^{1), 2)}
- Band 24 (1997) Niederwasser ^{1), 2)}
- Band 25 (1997) KRALL, E.: Untersuchung der Gesamtwahrscheinlichkeit von
Hochwasserereignissen in kleinen, unbeobachteten Einzugsgebieten
Österreichs auf der Grundlage von Gebietskennwerten ^{1), 2)}
- Band 26 (1997) Abwasserentsorgung bei fehlenden Vorflutern ²⁾
- Band 27 (1997) Festschrift anlässlich des 60. Geburtstages von Herrn O.Univ.-Prof.
Dipl.-Ing. Dr. techn. Günther Heigerth ¹⁾
- Band 28 (1997) MEDVED, N.: Simulation und systematische Erfassung von
Spülvorgängen in verlandeten Flusstauräumen ¹⁾
- Band 29 (1998) Festschrift anlässlich des 65. Geburtstages von Herrn O.Univ.-Prof.
Dipl.-Ing. Dr. techn. Dr.h.c. Heinz Bergmann ^{1), 2)}
- Band 30 (1998) Festschrift anlässlich des 80. Geburtstages von Herrn em.O.Univ.-Prof.
Dipl.-Ing. Dr.h.c. Dr. techn. Ernst P. Nemecek ²⁾
- Band 31 (1999) BEUTLE, K.: Untersuchungen zur Schlammstabilisierung bei
diskontinuierlich belüfteten Belebungsanlagen ²⁾
- Band 32 (1999) REINHOFER, M.: Klärschlammvererdung mit Schilf ²⁾
- Band 33 (1999) GRUBER, G.: Der biologisch abbaubare Kohlenstoffgehalt in der
Abwassertechnik, BTOC und BDOC als Alternative zum BSB ²⁾
- Band 34 (2000) Betrieb und Überwachung wasserbaulicher Anlagen - Symposium ¹⁾
- Band 35 (2001) FUCHS, D.: Decision Support Systeme für die Rehabilitationsplanung
von Wasserrohrnetzen ²⁾
- Band 36 (2001) Untersuchungen im Einzugsgebiet der Oberen Raab über
hydrologische Folgen einer möglichen Klimaänderung ^{1), 2)}
- Band 37 (2001) HABLE, O.: Multidimensional probabilistic design concept for the
estimation of the overtopping probability of dams ^{1), 2)}
- Band 38 (2001) VASVÁRI, V.: Geohydraulische und bohrlochgeophysikalische
Untersuchungen in geklüfteten Grundwasserleitern ^{1), 2)}
- Band 39 (2002) SCHATZL, R.: Skalenabhängiger Vergleich zwischen Wetterradar-
daten und Niederschlagsmessungen ²⁾

-
- Band 40 (2002) GUNDAKER, F.: Untersuchungen zur Schlammstabilisierung bei diskontinuierlich belüfteten Belebungsanlagen bei tiefen Temperaturen ²⁾
- Band 41 (2003) Wasserbau neu – Die Wasserbauschule an der Technischen Universität Graz ²⁾
- Band 42 (2004) Innovative Messtechnik in der Wasserwirtschaft – Konzeption und Praxiserfahrungen mit einem modularen Monitoringnetzwerk zur universellen Anwendung in der Wasserwirtschaft ²⁾
- Band 43 (2005) 7. Treffen junger Wissenschaftlerinnen und Wissenschaftler deutschsprachiger Wasserbauinstitute ¹⁾
- Band 44 (2005) HOCHEDLINGER, M.: Assessment of Combined Sewer Overflow Emissions ²⁾
- Band 45 (2006) NEMECEK, E.P., H.HAERTL, H.GERNEDEL und H.NICKL: Horizontalfilterbrunnen ²⁾
- Band 46 (2006) WASSERBAUSYMPOSIUM GRAZ 2006 Stauhaltungen und Speicher – Von der Tradition zur Moderne ¹⁾
- Band 47 (2006) KAN(())FUNK – Überprüfung, Bewertung und Sicherstellung der Funktionsfähigkeit von Kanalisationsanlagen in Österreich ²⁾
- Band 48 (2007) PATZIGER, M.: Untersuchung der Schlammbilanz in Belebungsstufen aufbauend auf den Prozessen im Nachklärbecken ²⁾
- Band 49 (2007) Abwassergebührensplitting, ÖWAV – TU Graz Seminar ²⁾
- Band 50 (2007) dex Fachsymposium 2007 – Abwasserableitung, Abwasser- und Klärschlammbehandlung ²⁾
- Band 51 (2008) BADURA, H.: Feststofftransportprozesse während Spülungen von Flusstauräumen am Beispiel der oberen Mur ¹⁾
- Band 52 (2008) ARCH, A.: Luftein- und Austragsprozesse bei Anlagen mit Peltonturbinen im Gegendruckbetrieb r ¹⁾
- Band 53 (2008) GANGL, G.: Rehabilitationsplanung von Trinkwassernetzen ²⁾

Die Bände sind zu beziehen bei:

- ¹⁾ Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft
Technische Universität Graz, Stremayrgasse 10/II, A-8010 Graz
Tel. +43(0)316/873-8361, Fax +43(0)316/873-8357
E-Mail: hydro@tugraz.at
- ²⁾ Institut für Siedlungswasserwirtschaft und Landschaftswasserbau
Technische Universität Graz, Stremayrgasse 10/I, A-8010 Graz
Tel. +43(0)316/873-8371, Fax +43(0)316/873-8376
E-Mail: office@sww.tugraz.at