

Gesamtkonzept zur Ermittlung der seismischen Vulnerabilität von Bauwerken am Beispiel unterirdischer Rohrleitungen

Von der Fakultät für Bauingenieurwesen
der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen
zur Erlangung des akademischen Grades eines Doktors der Ingenieurwissenschaften
genehmigte Dissertation

vorgelegt von
Dipl.-Ing. Wolfram Kuhlmann
aus Siegen

Berichter: Universitätsprofessor Dr.-Ing. K. Meskouris
 Universitätsprofessor Dr.-Ing. J. Güldenpfennig

Tag der mündlichen Prüfung: 14.12.2004

Diese Dissertation ist auf den Internetseiten der Hochschulbibliothek online verfügbar.

Veröffentlicht als Heft 9 in der Reihe
Mitteilungen des Lehrstuhls für Baustatik und Baudynamik
Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen
Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen

ISSN 1437-0840
ISBN: 3-86130-755-3
1. Auflage 2004
D 82 (Dissertation RWTH Aachen)

Herausgeber
Universitätsprofessor Dr.-Ing. Konstantin Meskouris
Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen
Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen
Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik
Mies-van-der-Rohe-Straße 1
D-52056 Aachen

Das Werk einschließlich seiner Teile ist urheberrechtlich geschützt. Jede Verwendung ist ohne die Zustimmung des Herausgebers außerhalb der engen Grenzen des Urhebergesetzes unzulässig und strafbar. Das gilt insbesondere für Vervielfältigungen, Übersetzungen, Mikroverfilmungen und die Einspeicherung und Verarbeitung in elektronischen Systemen.

Druck und Verlagshaus Mainz GmbH Aachen
Süsterfeldstraße 83
52072 Aachen
Tel. 0241/87 34 34
Fax 0241/87 55 77
www.DruckereiMainz.de
www.Druckservice-Aachen.de

© Wolfram Kuhlmann
Bahnhofstr. 6
D-52064 Aachen

Mit Genehmigung des Autors ist es gestattet dieses Heft nachzudrucken beziehungsweise fotomechanisch zu vervielfältigen. Alle anderen Rechte, insbesondere das der Übersetzung in fremde Sprachen, bleiben dem Autor vorbehalten.

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand in den Jahren 2000 bis 2004 während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen.

Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Konstantin Meskouris gilt mein besonderer Dank für die Betreuung und Förderung dieser Arbeit sowie die in jeder Hinsicht gewährte Unterstützung und die sehr angenehme und produktive Zusammenarbeit.

Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Jürgen Güldenpfennig danke ich für die Übernahme des zweiten Gutachtens und seine wertvolle und hilfsbereite Unterstützung.

Weiterhin bedanke ich mich bei allen derzeitigen und früheren Kolleginnen und Kollegen des Lehrstuhls für Baustatik und Baudynamik für die gute Zusammenarbeit sowie die gemeinsamen Veröffentlichungen.

Herrn Dr.-Ing. Christoph Butenweg danke ich sehr für die Eröffnung neuer Perspektiven durch die Anregung, im Bereich des Erdbebeningenieurwesens zu forschen und seine kritische Durchsicht des Manuskripts und die entsprechend äußerst hilfreichen Anmerkungen.

Herrn Dipl.-Ing. Michael Mistler danke ich herzlich für die außerordentlich angenehme und freundschaftliche Bürogemeinschaft, die gemeinsam bearbeiteten Praxisprojekte sowie die sehr guten Anregungen nach seiner Durchsicht des Manuskripts.

Herrn Dipl.-Ing. Iman Karimi danke ich ebenfalls für die freundschaftliche Bürogemeinschaft.

Herrn Dr.-Ing. Falko Schube und Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Carsten Könke danke ich für die angenehme Zusammenarbeit und die gewonnenen Erfahrungen durch die gemeinsam bearbeiteten Praxisprojekte.

Den Aachener Freunden danke ich sehr für ihre Ermutigung, Unterstützung und Freundschaft, insbesondere Albrecht und Susanne Eisert, Johannes und Judith Dietz, Philipp Dross, Jacques Sarya, den Göbberts, den Buzzis... und überhaupt allen!

Meinem Vater Harold Kuhlmann danke ich herzlich für seine umsichtige und ausdauernde Unterstützung meines persönlichen und beruflichen Werdegangs. Meiner Mutter Elke Kuhlmann bin ich dankbar für ihre Anleitung zu lebensfroher Selbständigkeit und verantwortungsvollem Handeln.

Nicht zuletzt danke ich besonders meiner Frau Gesine für ihre enorme und ausdauernde Unterstützung und unserem Sohn Kristopher Silas für die motivierende Freude seines Daseins.

Über allem danke ich Gott für seine persönliche Liebe, einen klaren Sinn im Leben durch Jesus Christus sowie die konkrete Hilfe bei den Praxisprojekten und den verschiedenen Schritten des Promotionsverfahrens.

Aachen, im Dezember 2004

Wolfram Kuhlmann

Inhaltsverzeichnis

1. EINLEITUNG	1
1.1 Motivation	1
1.2 Aufbau der Arbeit.....	2
2. GRUNDLAGEN DER SEISMISCHEN GEFÄHRDUNG.....	4
2.1 Allgemeine seismologische und erdbebeningenieurmäßige Parameter	4
2.1.1 Magnitude.....	4
2.1.2 Hypozentrum und Epizentrum.....	5
2.1.3 Intensität.....	5
2.1.4 Akzelerogramme.....	7
2.1.5 Maximale Bodenbeschleunigung und Bodengeschwindigkeit	8
2.1.6 Spektralantworten.....	8
2.1.7 ARIAS, RMS, HUSID-Diagramm, Starkbebedauer	8
2.1.8 Wiederkehrperiode und Überschreitungswahrscheinlichkeit	9
2.1.9 Standortspezifische Gefährdungskurve	10
2.1.10 Gefährdungskarten	10
2.2 Zusammenhänge zwischen den Kennwerten.....	11
2.2.1 Zusammenhang zwischen Intensität und Maximalbeschleunigung	12
2.2.2 Zusammenhang zwischen Magnitude und Intensität.....	12
2.2.3 Zusammenhang zwischen Bodengeschwindigkeit und Bodenbeschleunigung ...	13
2.2.4 Zusammenhang zwischen Intensität und PGA, PGV sowie PGD.....	13
2.2.5 Zusammenhang zwischen PGV und maximaler Bodendehnung	13
2.3 Verschiedene Belastungsarten infolge Erdbeben.....	14
2.3.1 Allgemeines	14
2.3.2 Wellen	14
2.3.3 Verwerfungen	14
2.3.4 Erdbeben	15
2.3.5 Bodenverflüssigung	16
2.3.6 Setzungen, Feuer, Überflutungen und sonstige Folgeeinwirkungen	17
3. VULNERABILITÄT UNTERIRDISCHER INFRASTRUKTUR.....	18
3.1 Theoretische Grundlagen	18
3.1.1 Allgemeines	18
3.1.2 Wellentypen.....	18
3.1.3 Raumwellen (P- und S-Wellen).....	19
3.1.4 Oberflächenwellen (R- und L-Wellen)	23
3.1.5 Einwirkung auf Rohrleitungen	23
3.2 Kennwerte der Schädigung.....	25
3.2.1 Primär- und Sekundärschäden	25
3.2.2 Schadensursachen an Rohrleitungen	25
3.2.3 Schädigungstypen an Bauwerken.....	26
3.2.4 Monetäre Schädigungsindikatoren.....	27
3.3 Beispiele aufgetretener Schäden	27
3.3.1 Allgemeines	27
3.3.2 Dokumentierte Schäden	28
3.4 Situation in Deutschland	34
3.4.1 Vorhandenes Leitungsnetz	34
3.4.2 Interessengruppen.....	34

3.5	Stand der Technik in Normen und Regelwerken	35
3.5.1	DIN 4149	35
3.5.2	EC 8	35
3.5.3	ISO TC 98.....	36
3.5.4	DIN 4035	36
3.5.5	ATV 127	36
3.5.6	DIN 4150	37
3.5.7	ATC 13	37
3.5.8	ATC 25 und ATC 25-1	38
3.5.9	FEMA 225 / FEMA 226	39
3.5.10	American Lifelines Alliance	39
3.5.11	Zusammenfassung	39
3.6	Vulnerabilitätsuntersuchungen.....	39
3.6.1	EC 8 39	
3.6.2	ASTM 2026.....	40
3.6.3	Vorgehen auf den verschiedenen Levels	40
3.6.4	Vorgehen für unterirdische Infrastruktur	41
4.	LEVEL I: NÄHERUNGSVERFAHREN.....	42
4.1	Allgemeines	43
4.2	Reparaturrate infolge Wellenausbreitung	44
4.2.1	Reparaturrate auf Basis der PGV	44
4.2.2	Reparaturrate auf Basis der PGA	48
4.2.3	Reparaturrate auf Basis der MMI	50
4.3	Reparaturrate infolge bleibender Bodenverformungen.....	51
4.3.1	Reparaturrate infolge Bodenverformung allgemein	51
4.3.2	Reparaturrate infolge Bodenverformung durch Verwerfung	53
4.3.3	Reparaturrate infolge Bodenverformung durch Bodenverflüssigung	55
4.4	Reparaturrate unter Berücksichtigung verschiedener Einwirkungen	57
4.4.1	Allgemeines	57
4.4.2	Wellenausbreitung	57
4.4.3	Erdrutsche	57
4.4.4	Bodenverflüssigung	59
4.5	Resümee der Verfahren auf Level I	61
5.	LEVEL II: GENAUERE BERECHNUNGSVERFAHREN.....	62
5.1	Allgemeines	62
5.2	Lastfall Wellenausbreitung	63
5.2.1	Kontinuierliche Rohrleitungen	63
5.2.2	Kontinuierliche und segmentierte Rohrleitungen	68
5.2.3	Segmentierte Rohrleitungen	73
5.2.4	Gekrümmte Rohrleitungen	76
5.2.5	Vergleiche für den Lastfall Wellenausbreitung	78
5.3	Lastfall bleibende Bodenverformungen	86
5.3.1	Lastfall bleibende Bodenverformungen: Verwerfungen	86
5.3.2	Lastfall bleibende Bodenverformungen: Axialrichtung.....	92
5.3.3	Lastfall bleibende Bodenverformungen: Transversalrichtung	93
5.3.4	Vergleiche der Level II - Verfahren für den Lastfall Verwerfung	95
5.4	Resümee der Verfahren auf Level II	97

6. LEVEL III: DETAILLIERTE BERECHNUNGSVERFAHREN.....	98
6.1 Verfahren und Modelle in der Literatur.....	98
6.1.1 2D-Modell mit nichtlinearen Federn für segmentierte Rohrleitungen.....	98
6.1.2 2D-Modell mit Winkler-Bettung	99
6.1.3 Modell mit diskreten Massenpunkten	100
6.1.4 Zusammenfassung	105
6.2 Detailliertes 3D-Modell mit nichtlinearen Federn.....	106
6.2.1 Allgemeines	106
6.2.2 Bodenfedern	107
6.2.3 Materialgesetze der Rohre.....	110
6.2.4 Verbindung der Rohrsegmente	113
6.2.5 Programmablauf	116
6.2.6 Berücksichtigung der Bedeutungsfaktoren.....	117
6.2.7 Verifikation des Modells	117
6.2.8 Parameterstudie für den Lastfall Verwerfung	120
6.2.9 Untersuchungen für den Lastfall Wellenausbreitung	128
6.2.10 Vergleich mit Ergebnissen aus Level II - Berechnungen	137
6.2.11 Erweiterung des Modells auf gekrümmte Rohrleitungen	139
6.2.12 Erweiterung des Modells auf Schalenelemente	141
6.2.13 Zusammenfassung	142
6.3 3D-Modell mit Kontakt- und Volumenelementen	143
6.3.1 Eigenschaften des Modells	143
6.3.2 Wellenausbreitung	146
6.3.3 Verwerfung	147
6.3.4 Parameterstudien	149
6.3.5 Zusammenfassung	151
7. PROBABILISTISCHE UNTERSUCHUNGEN	153
7.1 Level I und Level II.....	153
7.1.1 Erläuterung des Verfahrens	153
7.1.2 Sensitivitätsanalysen für den Lastfall Verwerfung	154
7.1.3 Sensitivitätsanalysen für den Lastfall Wellenausbreitung	156
7.2 Level III.....	158
7.2.1 Probabilistische Untersuchungen mit ANSYS	158
7.2.2 Beispiel: probabilistische Untersuchung kontinuierlicher Rohrleitungen	158
8. VERSAGENSKRITERIEN UND AUSWERTUNG	165
8.1 Allgemeines	165
8.2 LBB-Index (Lifeline Behaviour & Breakdown - Index).....	166
8.2.1 Vorhandene Ansätze	166
8.2.2 Versagenskriterien und Grenzwerte für kontinuierliche Rohrleitungen	167
8.2.3 Versagenskriterien und Grenzwerte für segmentierte Rohrleitungen	167
8.2.4 Schnittstelle zwischen Simulation und Auswertung.....	168
8.2.5 Ermittlung der Bruchstellen pro Segment.....	169
8.2.6 Ermittlung der Bruchstellen pro Kilometer (BPK).....	171
8.2.7 Zusammenfassung	172
8.3 LMB-Index (Lifeline Monetary Behaviour - Index)	172
8.3.1 Monetäre Schäden	172
8.3.2 Reparaturzeit	172
8.3.3 Funktionsfähigkeit.....	174
8.3.4 Wertschöpfungsverlust	175
8.3.5 Überblick über die relevanten Kurven	176
8.3.6 Gefährdungskurve	178

8.3.7	Schadensausmaßkurve	178
8.3.8	Kostenkurven.....	178
8.3.9	BPK-Schädigungskurve	178
8.3.10	Jährliche Schädigungskurve	178
8.3.11	Jährliche Versicherungsprämie.....	179
8.4	Berechnungsbeispiel für Verwerfung	179
8.4.1	Ermittlung der BPK	180
8.4.2	Ermittlung der Schädigungskurven	180
8.5	Berechnungsbeispiel für Wellenausbreitung	183
9.	ZENTRALE WEBBASIERTE BENUTZEROBERFLÄCHE	185
9.1	Überblick.....	185
9.1.1	Anforderungen.....	185
9.1.2	Zugrunde liegendes System	186
9.1.3	Zugriffsmodell	187
9.2	Anwendung für Untersuchungen auf Level I bis III	188
9.2.1	Auswahl des gewünschten Levels und Verfahrens	188
9.2.2	Berechnungen mittels Fortran-Programmen	190
9.2.3	Berechnungen über die ANSYS-Kopplung.....	192
9.3	Monetäre Bewertung.....	193
9.4	Besondere Eigenschaften	195
9.5	Erweiterung	195
10.	ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK	196
10.1	Zusammenfassung	196
10.2	Ausblick	197
11.	LITERATUR.....	198
ANHANG	207	
Anhang A	Level II - Berechnungen	207
Anhang A.1	Basiswerte der Parameterstudien für Scherwellenbelastung (kontinuierliche Rohrleitungen).....	207
Anhang A.2	Basiswerte der Parameterstudien für Scherwellenbelastung (segmentierte Rohrleitungen).....	208
Anhang A.3	Basiswerte der Parameterstudien für Belastung durch Verwerfung	209
Anhang B	Level III - Berechnungen	210
Anhang B.1	Allgemeine Eingabedatei.....	210
Anhang B.2	Eingabedatei für Wellenausbreitung.....	210

1. Einleitung

Erdbeben sind eines der Naturphänomene, die für die Sicherheit von Menschenleben und für von Menschen geschaffene Bauwerke ein großes Risiko darstellen. Seit Beginn der Menschheitsgeschichte hat es katastrophale Erdbeben gegeben. Schäden an Hochbauten und Verwerfungen an der Geländeoberfläche sind dabei die spektakulärsten und am leichtesten erkennbaren Folgen.

Im letzten Jahrhundert wurden die Rohrleitungsnetze zur Versorgung der Bevölkerung stark ausgebaut. Dadurch kam es durch Erdbeben auch vermehrt zu Schäden an der unterirdischen Infrastruktur.

Die vorliegende Arbeit hat daher das Ziel, ein Konzept zur Ermittlung der seismischen Vulnerabilität von Bauwerken am Beispiel unterirdischer Infrastruktur zu entwickeln.

1.1 Motivation

Die seismische Gefährdung unterirdischer Infrastruktur bestimmt sehr stark das Ausmaß der Folgeschäden eines Bebens und die Möglichkeit, die Bevölkerung nach einem Erdbeben effektiv und ausreichend zu versorgen. Zum Bereich der unterirdischen Infrastruktur zählen dabei Wasser-, Abwasser-, Strom-, Telekommunikations-, Gas- und Erdölleitungen.

Im Erdbebenfall kann es durch Schäden an der unterirdischen Infrastruktur zu einer Unterbrechung der Löschwasserversorgung kommen, wodurch die Bekämpfung von Folgeschäden durch Brände verzögert oder gar verhindert wird. Im Falle des Abschneidens ganzer Wohnbereiche von der Wasserversorgung bzw. Abwasserentsorgung treten hygienische Risiken für die Bevölkerung auf. Schäden an Gas- und Erdölleitungen können zu massiven Umweltverschmutzungen führen. Außerdem besteht eine große Dringlichkeit bei der Wiederherstellung der Funktionsfähigkeit von Versorgungsleitungen im Gegensatz zur mittelfristig realisierbaren Wiederherstellung vieler Hochbauten.

Alle diese Auswirkungen von Erdbeben auf die unterirdische Infrastruktur führen zu immensen finanziellen Belastungen. Dabei bestehen die finanziellen Belastungen gerade bei der unterirdischen Infrastruktur zu einem wesentlichen Teil aus Folgekosten durch Betriebsausfälle. Auch die für die Instandsetzung erforderlichen Erdarbeiten führen schnell zu erheblichen Kosten. Darüber hinaus bewirkt die Tatsache, dass die unterirdische Infrastruktur nicht wie sonstige Hochbauten für jedermann sichtbar ist, dass Schäden auch aus politischen Gründen oft nicht behoben werden. Die sich akkumulierenden Schäden führen dann langfristig zu noch höheren Reparaturkosten.

Im Rahmen der Untersuchung der Vulnerabilität unterirdischer Infrastruktur wird daher ein Konzept entwickelt und programmtechnisch umgesetzt, mit dem die folgenden Fragen für beliebige Rohrleitungen untersucht werden können:

- Wie groß ist die seismische Vulnerabilität bestehender Rohrleitungen? Die dafür erforderlichen Untersuchungen sollen auf drei verschiedenen Genauigkeitslevels durchgeführt werden können.
- Wie groß sind die zu erwartenden finanziellen Belastungen? Diese Frage ist insbesondere aus versicherungstechnischer Sicht und für die Haushaltsplanung der öffentlichen Hand von großer Bedeutung. Das entwickelte Berechnungskonzept berücksichtigt probabilistische Ansätze und dient der Ermittlung von Gefährdungskurven und Versicherungsprämien.

Da die Gefährdung durch Erdbeben alle Bauwerkstypen betrifft, ist es sehr wichtig, eine Plattform zu entwickeln, die die Untersuchungen verschiedener Bauwerkstypen miteinander koppelt. Dadurch besteht zukünftig die Möglichkeit, Gesamtszenarien unter Berücksichtigung

verschiedener Bauwerkstypen zu untersuchen. Außerdem wird die Nachhaltigkeit und langfristige Nutzbarkeit der Ergebnisse aus den verschiedenen Forschungsbereichen gewährleistet.

Daher soll im Rahmen dieser Arbeit erstmals eine zentrale webbasierte Plattform für seismische Vulnerabilitätsuntersuchungen eingesetzt werden. Die erforderlichen Merkmale sind die Berechnung auf verschiedenen Genauigkeitslevels, Berechnungen mit verschiedenen Verfahren, Kopplung an eine externe Finite-Elemente-Software und weltweite Zugänglichkeit über eine Weboberfläche.

1.2 Aufbau der Arbeit

In **Kapitel 2** dieser Arbeit werden zunächst die wesentlichen Grundlagen für die Quantifizierung der seismischen Gefährdung erläutert. Dazu zählen die relevanten Kennwerte für ingenieurseismologische Untersuchungen und die verschiedenen Schadensarten infolge Erdbeben.

Das **Kapitel 3** behandelt die aus der seismischen Einwirkung resultierende Vulnerabilität von Bauwerken, insbesondere der unterirdischen Infrastruktur. Die mechanischen Besonderheiten der unterirdischen Infrastruktur werden erklärt und die in der Vergangenheit aufgetretenen Schäden an Rohrleitungen dokumentiert. Ein Überblick über den Stand der Technik in den Regelwerken rundet dieses Kapitel ab.

In den **Kapiteln 4 bis 6** werden die implementierten Verfahren vorgestellt, mit denen die Reaktion unterirdischer Rohrleitungen auf seismische Beanspruchungen ermittelt werden kann.

Dabei behandelt das **Kapitel 4** die Verfahren auf Level I. Hierbei handelt es sich um empirische Verfahren zur Ermittlung der zu erwartenden Schadensraten.

Das **Kapitel 5** beinhaltet analytische Verfahren auf Level II, mit denen mechanische Kenngrößen wie Spannungen und Dehnungen ermittelt werden. Anhand von Parameterstudien werden diese verschiedenen Verfahren miteinander verglichen.

In **Kapitel 6** werden die Verfahren auf Level III vorgestellt. Diesen Verfahren ist gemeinsam, dass sie Finite-Elemente-Simulationen beinhalten, um das mechanische Verhalten im Erdbebenfall für jede zu untersuchende Rohrleitung möglichst exakt abzubilden. Mit den verschiedenen entwickelten Modellen werden die Lastfälle Verwerfung und Wellenausbreitung untersucht, wobei der Boden stark vereinfacht abgebildet wird. Als Ergebnis der Untersuchungen auf Level III liegen anschließend wie auf Level II die mechanischen Kenngrößen der untersuchten Strukturen vor.

Das **Kapitel 7** zeigt, dass die Untersuchungen auf allen drei Levels nicht nur deterministisch, sondern auch probabilistisch durchgeführt werden können. Damit werden Ungenauigkeiten der Eingangsparameter wie z.B. infolge Korrosion berücksichtigt und bewirken eine Streuung der Ergebnisse.

In **Kapitel 8** werden anschließend die in den Kapiteln 4 bis 6 ermittelten Ergebnisse und die in Kapitel 7 erläuterten Streuungen verwendet, um die zu erwartenden Schadensraten und monetären Schäden zu berechnen. Als Ergebnis liegen die Schädigungskurven für verschiedene Konfidenzintervalle und die jährlichen Versicherungsprämien vor.

Das **Kapitel 9** beschreibt die zentrale webbasierte Plattform zur Untersuchung der Vulnerabilität von Bauwerken am Beispiel der unterirdischen Infrastruktur. Die wesentliche Struktur sowie die Funktionalität dieser Weboberfläche werden erläutert.

Die Arbeit schließt mit **Kapitel 10** mit einer Zusammenfassung und einem Ausblick auf zukünftige Erweiterungen und Fragestellungen.

Im folgenden Bild ist der logische Fluss dieser Arbeit graphisch dargestellt.

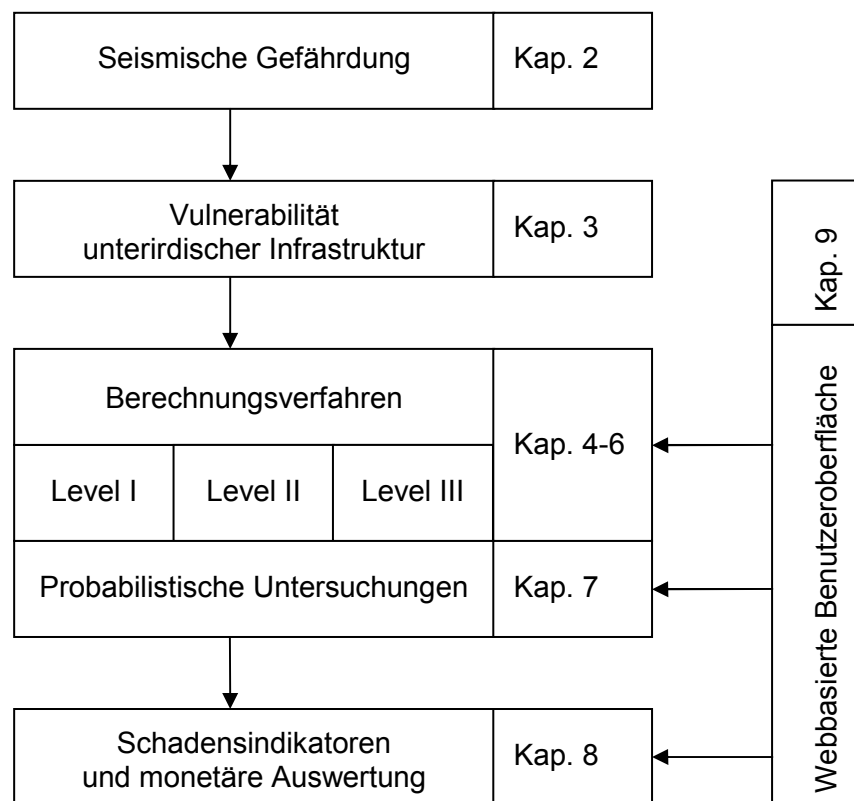


Bild 1.1: Gesamtübersicht der Arbeit.

2. Grundlagen der seismischen Gefährdung

Seit vielen Jahren werden die Auswirkungen von Erdbeben studiert und quantifiziert. In diesem Kapitel werden die wesentlichen Grundlagen der Gefährdung durch Erdbeben dargestellt.

Dies beinhaltet zunächst einige Definitionen der seismologischen Kenngrößen. Anschließend werden Zusammenhänge zwischen diesen Kenngrößen hergestellt. Außerdem werden die verschiedenen Phänomene erläutert, die infolge Erdbeben auftreten können.

2.1 Allgemeine seismologische und erdbebeningenieurmäßige Parameter

2.1.1 Magnitude

Die Magnitude M gibt die vom Erdbeben in seinem Epizentrum freigesetzte Energie an und wird durch Messungen mit Seismographen bestimmt. Ursprünglich definiert wurde die Magnitude im Jahr 1935 von Charles F. Richter, um verschiedene Erdbeben miteinander vergleichen zu können [USGS 03a].

In Richters ursprünglicher Gleichung

$$M_L = \log A - \log A_0 \quad (2.1)$$

ist A die Maximalamplitude der mit dem Seismograph gemessenen Welle in mm und $\log A_0$ ein von der Entfernung zwischen Epizentrum und Standort des Seismographen abhängiger Wert.

Wie aus der Gleichung ersichtlich ist, verbirgt sich hinter einer um 1 größeren Magnitude eine um den Faktor 10 größere Wellenamplitude.

Diese ursprüngliche Formel bestätigte sich nur für bestimmte Entfernungen zwischen Epizentrum und Standort sowie für bestimmte Frequenzbereiche, so dass sie im Laufe der Zeit verschiedentlich modifiziert wurde. Dies führte zur Standard-Formel für Oberflächenwellen

$$M_S = \log \frac{A}{T} + 1,66 \cdot \log D + 3,30 \quad (2.2)$$

worin A die Amplitude der Bodenbewegung in μm , T die korrespondierende Periode in s und D die Entfernung zwischen Epizentrum und Standort des Seismographen in Grad ist.

Basierend auf Messungen seit 1900 ergeben sich die folgenden durchschnittlichen Häufigkeiten von Erdbeben der verschiedenen Magnituden M_S :

Tabelle 2.1: Häufigkeit von Erdbeben verschiedener Magnituden [USGS 03a].

M_S	Erdbeben pro Jahr (weltweit)
8,5-8,9	0,3
8,0-8,4	1,1
7,5-7,9	3,1
7,0-7,4	15
6,5-6,9	56
6,0-6,4	210

Aus der Magnitude eines Erdbebens kann die Energie E_s des Bebens mit Hilfe des folgenden Zusammenhangs ermittelt werden [USGS 03a, Pete 96]:

$$M_s = \frac{2}{3} \cdot \log E_s - 2,9 \quad \text{bzw.} \quad \log E_s = 1,5 \cdot M_s + 4,8 \quad (E_s \text{ in Joule}) \quad (2.3)$$

Darin wird deutlich, dass eine um 1 größere Magnitude eine um den Faktor $\sqrt{1000} \approx 31,6$ höhere Energie bedeutet. Verschiedene weitere Definitionen von Magnituden sind im Laufe der Zeit vorgeschlagen worden, auf die an dieser Stelle nicht näher eingegangen wird.

2.1.2 Hypozentrum und Epizentrum

Das Hypozentrum ist der Ort im Erdinneren, an dem es zu einem Bruchvorgang kommt. Die Hypozentralentfernung R ist damit der Abstand zwischen dem Hypozentrum und einem konkreten Standort, an dem die Auswirkungen des Bebens betrachtet werden.

Im Gegensatz zum Hypozentrum ist das Epizentrum die vertikale Projektion des Hypozentrums auf die Erdoberfläche und somit die Epizentralentfernung die Entfernung zwischen Epizentrum und einem konkreten Standort.

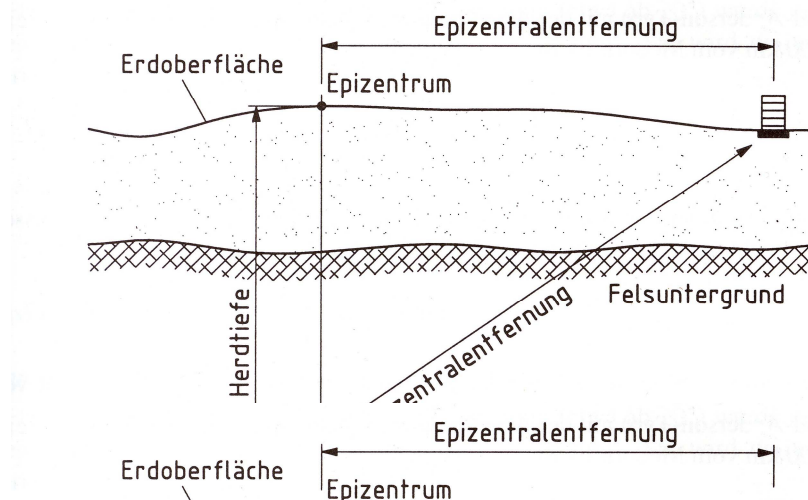


Bild 2.1: Hypozentral- und Epizentralentfernung [Mesk 99].

2.1.3 Intensität

Während mit der Magnitude die Größe eines Erdbebens quantifiziert werden kann, beschreibt die Intensität I die Auswirkungen eines Bebens an einem konkreten Ort. Dies bedeutet, dass ein Beben mit einer bestimmten Magnitude zu unterschiedlichen Intensitäten an unterschiedlichen Standorten führt. Die Charakterisierung von Erdbeben erfolgte historisch gesehen zunächst durch Intensitäten. Die bedeutendsten Skalen werden im Folgenden kurz vorgestellt:

- Die erste Skala zur Klassifizierung von unterschiedlichen Intensitäten wurde zwischen 1874 und 1881 von Rossi und Forel entwickelt, die jedoch heute nicht mehr verwendet wird.
- Mercalli definierte 1902 seine erste aus zehn Stufen bestehende Intensitätsskala.
- Im Jahre 1917 wurde die Skala von Mercalli-Cancani-Sieberg (MCS-Skala) mit Werten von 1 bis 12 eingeführt.
- Eine Modifizierung der Mercalli-Skala durch Wood und Newmann führte 1931 zur Skala der Modified-Mercalli-Intensity (MMI) mit Werten von I bis XII, die primär in den USA verwendet wird.

- Die Skala von Medvedev-Sponheuer-Karnik (MSK) von 1964 hat ebenfalls 12 Stufen von I bis XII.
- Eine weitere der zahlreichen Modifizierungen der Mercalli-Skala ist die aktuelle Europäische Makroseismische Skala EMS [Grün 98].

Allen diesen 12-stufigen Skalen ist gemeinsam, dass die niedrigste Stufe (1 bzw. I) eine kaum spürbare Bodenbewegung und die höchste Stufe (12 bzw. XII) ein großes katastrophales Beben beschreiben.

- Neben diesen 12-stufigen Skalen gibt es noch die siebenstufige Skala der Japan Meteorological Agency von 1950 (JMA-Skala).

Da die Intensität eines Erdbebens an einem bestimmten Ort mit Hilfe der Skalen nicht exakt berechnet werden kann, handelt es sich bei den verschiedenen Definitionen lediglich um grobe Aussagen über die Auswirkungen bei verschiedenen Intensitäten.

Die MSK-Skala sowie ein Überblick über die verschiedenen Intensitäten nach den unterschiedlichen Skalen sind im Folgenden dargestellt.

Tabelle 2.2: Vereinfachte Medvedev-Sponheuer-Karnik (MSK) Skala nach DIN 4149.

Intensität	Kennzeichen	Erdbebenzone nach DIN 4149 Teil 1
I	Nur von Erdbebeninstrumenten registriert	0
II	Nur ganz vereinzelt von ruhenden Personen wahrgenommen	
III	Nur von wenigen verspürt	
IV	Von vielen wahrgenommen; Geschirr und Fenster klirren	
V	Hängende Gegenstände pendeln; viele Schlafende erwachen	
VI	Leichte Schäden an Gebäuden, feine Risse im Verputz	
VII	Risse im Verputz, Spalten in den Wänden und Schornsteinen	1
		2
VIII	Große Spalten im Mauerwerk; Giebelteile und Dachgesimse stürzen ein	3
		4
IX	An einigen Bauten stürzen Wände und Dächer ein; Erdrutsche	
X	Einstürze von vielen Bauten; Spalten im Boden bis 1 m Breite	
XI	Viele Spalten im Boden, Erdrutsche in den Bergen	
XII	Starke Veränderungen an der Erdoberfläche	

Rossi-Forel, 1883	Mercalli 1902	Mercalli-Cancani- Sieberg, 1923	Japan. Meteor. Agentur, 1951	GEOFAN, 1953	modifizierte Mercalli Skala (MM), 1956	Medvedev-Sponheuer- Karnik (MSK), 1964	Europäische Makro- seismische Skala, 1992	Magnitude
I	I	II	0	I	I	I	I	2
II	II	III	I	II	II	II	II	3
III	III	IV	II	III	III	III	III	4
IV	IV	V	III	IV	IV	IV	IV	5
V	V	VI	IV	V	V	V	V	6
VI	VI	VII	V	VI	VI	VI	VI	7
VII	VII	VIII	VI	VII	VII	VII	VII	8
VIII	VIII	IX	VII	VIII	VIII	VIII	VIII	9
IX	IX	X	VIII	IX	IX	IX	IX	10
X	X	XI	IX	X	X	X	X	11
		XII	X	XI	XI	XI	XI	12
			XI	XII	XII	XII	XII	13

Bild 2.2: Vergleich der am häufigsten verwendeten Intensitätsskalen [nach Schw 03].

Die Unterschiede der Klassifizierung zwischen der vereinfachten Medvedev-Sponheuer-Karnik-Skala (MSK), der Modified-Mercalli-Intensity MMI [MCEE 03] und der Europäischen Makroseismischen Skala EMS [Grün 98] sind gering. Im Weiteren wird daher die Modified Mercalli Intensity (MMI) verwendet.

2.1.4 Akzelerogramme

An jedem Standort kann neben der quantitativ nur grob anzugebenden Intensität der exakte Beschleunigungszeitverlauf aufgenommen werden, den man als Akzelerogramm bezeichnet.

Rund um den Globus werden kontinuierlich an einer Vielzahl von Messstellen die Bodenbeschleunigungen aufgezeichnet. Die Aufzeichnung kann dauerhaft oder triggergesteuert erfolgen. Bei der dauerhaften Messung werden neben zeitlich begrenzten Erdbeben auch die Auswirkungen der stets vorhandenen Mikroseismizität erfasst, während bei der triggergesteuerten Messung die Aufzeichnung erst dann ausgelöst wird, wenn ein bestimmter Schwellenwert der Bodenbeschleunigung überschritten wird. Mit diesem Verfahren lassen sich große Mengen uninteressanter Daten vermeiden. Eine detaillierte Erläuterung der Aufzeichnung von Akzelerogrammen befindet sich in [Huds 79].

Die Auswertung gemessener Akzelerogramme liefert sofort folgende Kennwerte:

- Maximalbeschleunigung,
- Dauer der Starkbebenphase,
- Frequenzbereich der vorherrschenden Wellen,
- Amplituden- und Frequenzbeziehung zwischen Vertikal- und Horizontalbewegungen,
- näherungsweise die Entfernung der Messstelle zum Epizentrum.

Für die Untersuchung bestehender oder geplanter Bauwerke unter seismischer Last können solche gemessenen Akzelerogramme eingesetzt werden. Stehen für die Untersuchung eines Bauwerks keine oder nicht genügend vor Ort gemessene Akzelerogramme zur Verfügung, kann auf synthetische Akzelerogramme zurückgegriffen werden [Mesk 99].

2.1.5 Maximale Bodenbeschleunigung und Bodengeschwindigkeit

Aus gemessenen Akzelerogrammen kann die maximale Bodenbeschleunigung sehr leicht bestimmt werden. Die maximale Bodenbeschleunigung (PGA, peak ground acceleration) wird oft zur Quantifizierung der Erdbebenstärke an einem konkreten Ort eingesetzt. Sie gibt die maximale während eines Bebens auftretende Beschleunigung des Bodens an.

Analog zur Beschleunigung ist die maximale Bodengeschwindigkeit (PGV, peak ground velocity) an einem konkreten Ort der Maximalwert des Geschwindigkeitszeitverlaufs während eines Erdbebens.

2.1.6 Spektralantworten

Aus gemessenen Akzelerogrammen lassen sich die Spektralantworten ermitteln. Man erhält das elastische Antwortspektrum, indem man auf einen viskos gedämpften Einmassenschwinger mit variabler Eigenfrequenz das Akzelerogramm als Fußpunkterregung ansetzt. Nach Lösung der resultierenden Bewegungsdifferentialgleichung erhält man für das verwendete Akzelerogramm den Zusammenhang zwischen Eigenfrequenz bzw. Eigenperiode des Einmassenschwingers und der zugehörigen Spektralantwort. Dabei kann die Spektralantwort als Verschiebung, Geschwindigkeit oder Beschleunigung dargestellt werden. Führt man dieses Verfahren für viele Akzelerogramme durch, so erhält man viele resultierende Spektren, aus denen die Umhüllende als maximal zu erwartende Belastung gebildet wird.

In den Spektren ist damit berücksichtigt, dass ein Beben mit seinen verschiedenen vorherrschenden Bebenfrequenzen eine unterschiedlich starke Belastung für Bauwerke mit unterschiedlichen Eigenfrequenzen darstellt.

In Bild 2.3 ist exemplarisch ein Beschleunigungsantwortspektrum nach [E DIN 4149] für einen Ort in der deutschen Erdbebenzone 2 dargestellt.

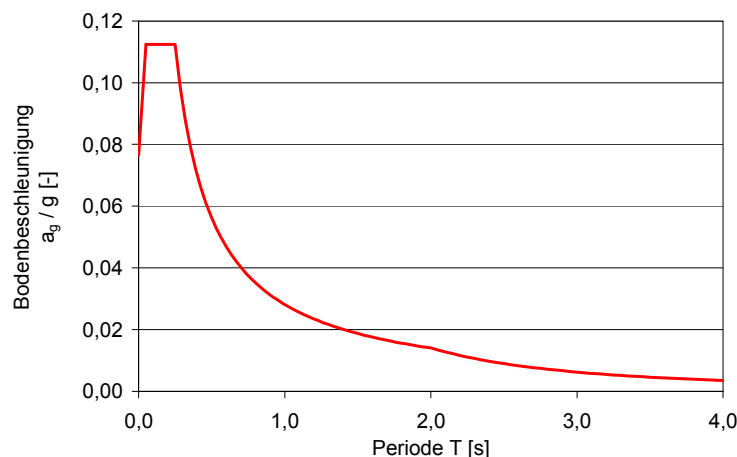


Bild 2.3: Spektralbeschleunigung.

2.1.7 ARIAS, RMS, HUSID-Diagramm, Starkbebedauer

Die ARIAS-Intensität eines Bebens ist definiert durch das Integral des Quadrates des Beschleunigungszeitverlaufs, wobei s die Bebedauer angibt:

$$AI = \int_{t=0}^{t=s} a^2 dt \quad (2.4)$$

Der Effektivwert der Bodenbeschleunigung RMS wird aus der ARIAS-Intensität wie folgt ermittelt:

$$RMS = \sqrt{\frac{1}{s} \int_{t=0}^{t=s} a^2 dt} = \sqrt{\frac{1}{s} \cdot AI} \quad (2.5)$$

Das HUSID-Diagramm zeigt die Verteilung des Energiegehalts von Erdbeben über die Beendauer. Es ist wie folgt definiert:

$$H(t) = \frac{\int_{t=0}^t a^2 dt}{\int_{t=0}^{t=s} a^2 dt} \quad (2.6)$$

Die Starkbeendauer wird in der Regel als Zeitspanne zwischen den 5% und 95%-Werten des HUSID-Diagramms definiert.

2.1.8 Wiederkehrperiode und Überschreitungswahrscheinlichkeit

Die Wiederkehrperiode eines Bebens mit einer bestimmten Stärke entspricht dem durchschnittlichen Abstand zwischen zwei Beben, die diese Stärke überschreiten.

Es besteht folgender Zusammenhang zwischen der Wiederkehrperiode Z und der Wahrscheinlichkeit R , dass innerhalb eines beliebigen Zeitraumes τ ein Beben der definierten Stärke auftritt:

$$R = 1 - e^{-\frac{\tau}{Z}} \quad (2.7)$$

bzw. umgeformt und nach einer Taylor-Approximation:

$$Z = -\frac{\tau}{\ln(1-R)} \approx \frac{\tau}{R - 0,5 \cdot R^2} \approx \frac{\tau}{R} \quad \text{bzw.} \quad R = \frac{\tau}{Z} \quad (2.8)$$

Wählt man einen Zeitraum $\tau = 50$ Jahre, so erhält man die in Tabelle 2.3 zusammengestellten Wiederkehrperioden für verschiedene Überschreitungswahrscheinlichkeiten.

Tabelle 2.3: Wiederkehrperioden für verschiedene Überschreitungswahrscheinlichkeiten.

Zeitraum $\tau = 50$ Jahre	
Überschreitungs- wahrscheinlichkeit R	Wiederkehrperiode Z
2%	2475 Jahre
5%	975 Jahre
10%	475 Jahre
20%	225 Jahre

Die Wiederkehrperiode von 475 Jahren, die sich aus einer 10-prozentigen Überschreitungswahrscheinlichkeit in 50 Jahren ergibt, wird häufig für die Bemessung von Bauwerken herangezogen [EC 8, DIN 4149, E DIN 4149].

2.1.9 Standortspezifische Gefährdungskurve

Für jeden beliebigen Standort lassen sich aus den bekannten Informationen über seismisch aktive Gebiete, die auf den Standort einen Einfluss haben, standortspezifische Gefährdungskurven ermitteln. In diesen Gefährdungskurven wird die im vorangegangenen Abschnitt erläuterte Überschreitungswahrscheinlichkeit als Funktion der Erdbebenstärke (Intensität oder maximale Bodenbeschleunigung) dargestellt. Den typischen Verlauf einer solchen Gefährdungskurve zeigt Bild 2.4.

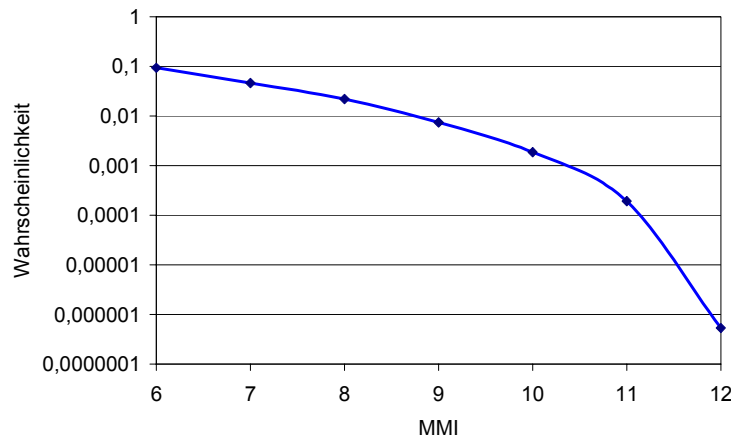


Bild 2.4: Standortspezifische jährliche Gefährdungskurve.

Alternativ zur Intensität kann die Gefährdungskurve auch in Abhängigkeit von der Spektralbeschleunigung dargestellt werden. Für diese Gefährdungskurven ist eine Näherung der Form

$$H = k_0 \cdot S_a^{-k} \quad (2.9)$$

möglich [Gupt 98], wobei k_0 und k aus bekannten Wiederkehrperioden und daraus errechenbaren Überschreitungswahrscheinlichkeiten H sowie zugehörigen Bodenbeschleunigungen S_a ermittelt werden.

Diese Gefährdungskurven auf Basis der Spektralwerte können entweder allgemein für konkrete Standorte oder abhängig von der Eigenfrequenz der Bauwerke für konkrete Standorte angegeben werden.

2.1.10 Gefährdungskarten

Für die gesamte Erde existieren Gefährdungskarten (Hazard Maps), die für vorgegebene Wiederkehrperioden die an jedem beliebigen Ort zu erwartende Erdbebeneinwirkung darstellen. Sie zeigen außerdem auf einen Blick besonders erdbebengefährdete Gebiete.

Auch hier ist analog zu den Erläuterungen des vorangegangenen Abschnitts grundsätzlich zwischen dem bauwerksunabhängigen und dem bauwerksabhängigen Typ unter Berücksichtigung der Bauwerkseigenfrequenz zu unterscheiden.

Bild 2.5 zeigt die weltweite seismische Gefährdung im Überblick [SSS 04a]. Man erkennt darin die maximalen Bodenbeschleunigungen (PGA) für jeden Ort bei einer Wiederkehrperiode von 475 Jahren.

Bild 2.6 zeigt eine Gefährdungskarte (Hazard Map) mit Spektralbeschleunigungen S_a [USGS 04b] für den Standort Los Angeles für eine Bauwerksperiode von 1,0 s und eine Wiederkehrperiode von 475 Jahren.

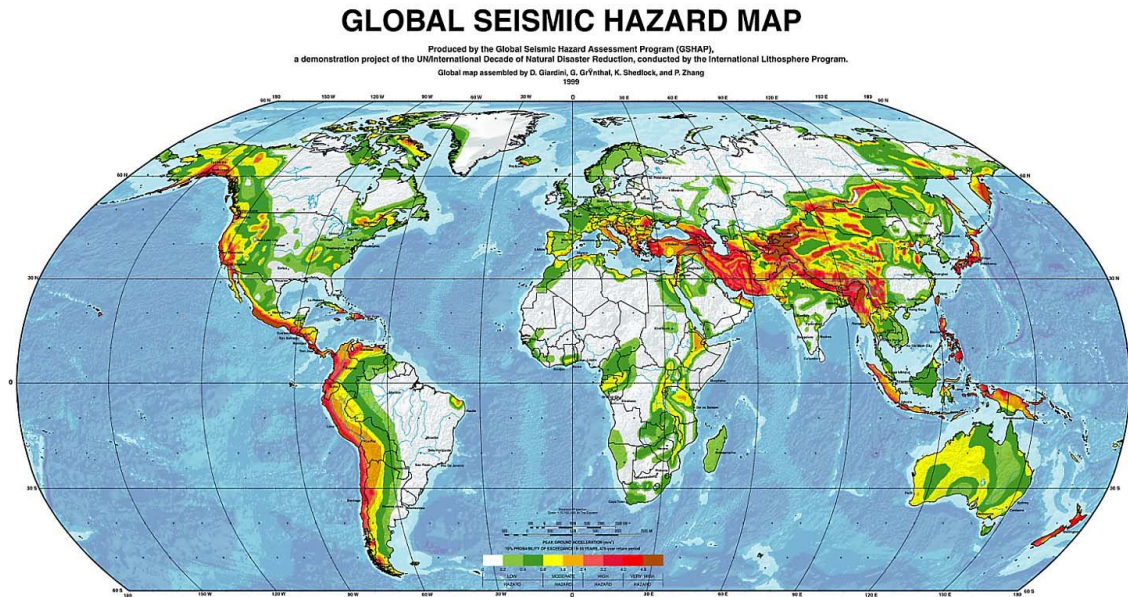


Bild 2.5: Bauwerksunabhängige seismische Gefährdung.

1.0 sec Spectral Accel. (%g) with 2% Probability of Exceedance in 50 Years
site: NEHRP B-C boundary

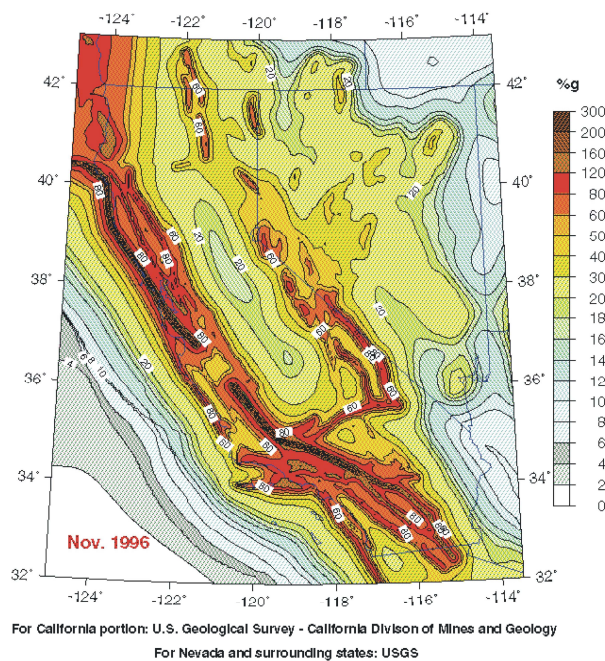


Bild 2.6: Gefährdungskarte auf der Basis einer gegebenen Bauwerksperiode.

2.2 Zusammenhänge zwischen den Kennwerten

Da oft nicht alle für Berechnungen erforderlichen Erdbebenparameter vorliegen, sind eine Vielzahl von Zusammenhängen zwischen den verschiedenen Kennwerten ermittelt worden. Einige wichtige dieser Zusammenhänge werden hier kurz dargestellt.

2.2.1 Zusammenhang zwischen Intensität und Maximalbeschleunigung

Für den Zusammenhang zwischen Intensität und maximaler Bodenbeschleunigung (PGA) gibt es eine Reihe von Ansätzen [ATC 13, Bach 95], von denen exemplarisch im Folgenden einige aufgelistet sind. Hierbei ist die Beschleunigung in $[\text{cm/s}^2]$ angegeben.

$$\text{Trifunac und Brady (1975)} \quad PGA = 1,033 \cdot 10^{0,30 \cdot I} \quad (2.10)$$

$$\text{Ambraseys (1974)} \quad PGA = 0,692 \cdot 10^{0,36 \cdot I} \quad (2.11)$$

$$\text{Hershberger (1956)} \quad PGA = 0,126 \cdot 10^{0,43 \cdot I} \quad (2.12)$$

$$\text{Gutenberg und Richter (1956)} \quad PGA = 0,316 \cdot 10^{0,33 \cdot I} \quad (2.13)$$

$$\text{Murphy und O'Brien (1977)} \quad PGA = 1,778 \cdot 10^{0,25 \cdot I} \quad (2.14)$$

$$\text{ATC 21-1 (entspr. FEMA 155)} \quad PGA = 0,464 \cdot 10^{0,33 \cdot I} \quad (2.15)$$

Bild 2.7 zeigt diese Zusammenhänge graphisch. Es handelt sich hierbei um empirische Formeln. Sinnvolle Beschleunigungen für Intensitäten größer als 9 bis 10 sind den Beziehungen nicht zu entnehmen; z.B. würde eine formelle Anwendung der Gleichungen für eine Intensität von XII zu Beschleunigungen vom 18fachen der Erdbeschleunigung führen.

Da die Intensität nicht exakt berechenbar ist und die obigen Zusammenhänge je nach Datenbasis voneinander abweichen, ist die daraus ermittelte PGA als Näherungswert anzusehen.

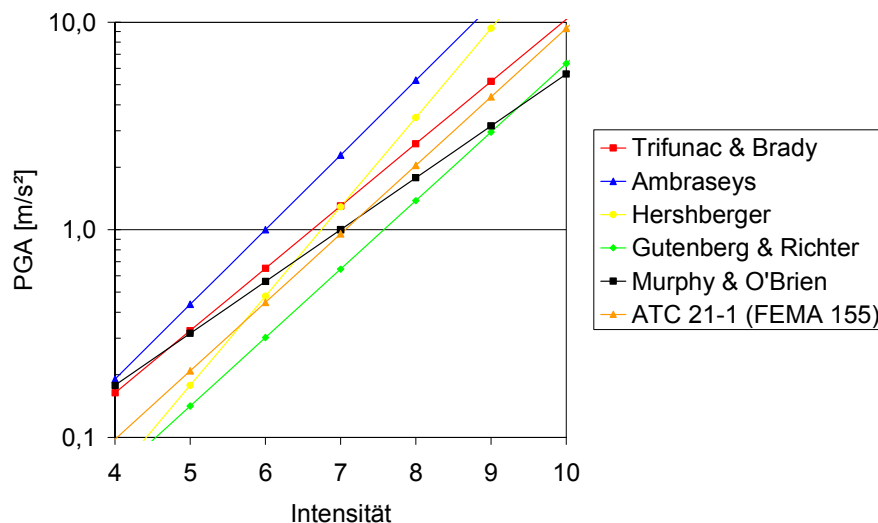


Bild 2.7: Zusammenhang zwischen PGA und Intensität.

2.2.2 Zusammenhang zwischen Magnitude und Intensität

Die Intensität an einem Standort hängt von der Magnitude des Bebens, der Entfernung zum Hypozentrum sowie den Untergrundverhältnissen zwischen Standort und Hypozentrum ab. Es sind Beziehungen zwischen diesen Parametern entwickelt worden, von denen exemplarisch ein Zusammenhang zwischen Intensität, Magnitude und Hypozentralentfernung in Gleichung (2.16) angegeben ist [Shin 79]. Im Rahmen dieser Arbeit wird die Magnitude als Eingangsparameter jedoch nicht verwendet.

$$I = 12,74 + 1,04 \cdot M - 6 \cdot \log(R + 40) \quad (2.16)$$

2.2.3 Zusammenhang zwischen Bodengeschwindigkeit und Bodenbeschleunigung

Da Berechnungen teilweise auf der Bodenbeschleunigung, teils aber auch auf der Bodengeschwindigkeit basieren, ist eine Umrechnung zwischen diesen Werten sehr hilfreich. Abhängig von den Bodenverhältnissen gibt [ALA 01] die in Tabelle 2.4 aufgelisteten Zusammenhänge an.

Tabelle 2.4: Zusammenhang zwischen PGA und PGV.

Moment Magnitude, M_w		Verhältnis maximale Bodengeschwindigkeit [cm/sec] / maximale Bodenbeschleunigung [g]		
		Abstand Ursprung-Standort [km]		
		0-20	20-50	50-100
Fels	6,5	66	76	86
	7,5	97	109	97
	8,5	127	140	152
Fester Boden	6,5	94	102	109
	7,5	140	127	155
	8,5	180	188	193
Weicher Boden	6,5	140	132	142
	7,5	208	165	201
	8,5	269	244	251

2.2.4 Zusammenhang zwischen Intensität und PGA, PGV sowie PGD

Nach [Müll 84] gilt der Zusammenhang zwischen Intensität und maximaler Bodenbeschleunigung PGA, Bodengeschwindigkeit PGV und Bodenverschiebung PGD, der in Tabelle 2.5 aufgeführt ist. Die Werte geben jeweils den Mittelwert $\pm$ Standardabweichung an. Man erkennt, dass die Streuung relativ groß ist.

Tabelle 2.5: Zusammenhang zwischen Intensität und maximaler Bodenbeschleunigung PGA, Bodengeschwindigkeit PGV und Bodenverschiebung PGD.

	Intensität I (MMI)		
	VI	VII	VIII
PGA [m/s^2]	0,05 - 0,83 - 1,60	0,70 - 1,30 - 1,90	0,80 - 1,70 - 2,50
PGV [m/s]	0,02 - 0,08 - 0,14	0,08 - 0,16 - 0,25	0,09 - 0,19 - 0,29
PGD [m]	0,01 - 0,04 - 0,07	0,04 - 0,08 - 0,13	0,02 - 0,09 - 0,15

2.2.5 Zusammenhang zwischen PGV und maximaler Bodendehnung

Die Auswertung von [Iwam 92], die auf der Auswertung von Erdbeben der vorangegangenen 15 Jahre basiert, führt zu folgendem Zusammenhang zwischen der maximalen Bodengeschwindigkeit und der maximalen Bodendehnung ε :

$$\varepsilon = 2,536 \cdot 10^{-3} \cdot v^{1,26} \quad (2.17)$$

2.3 Verschiedene Belastungsarten infolge Erdbeben

2.3.1 Allgemeines

Infolge Erdbeben treten verschiedene Phänomene auf, die zu Einwirkungen auf Bauwerke führen und diese gefährden. Diese umfassen

- Wellen,
- Verwerfungen,
- Erdrutsche,
- Bodenverflüssigung sowie
- Setzungen, Feuer, Überflutungen und sonstige Folgeeinwirkungen.

und werden in den folgenden Kapiteln näher erläutert. Die meisten davon sind auch für die Untersuchung unterirdischer Infrastruktur von Bedeutung. Die Beanspruchungen aus Verwerfungen, Erdrutschen, Bodenverflüssigung und Setzungen fallen unter den Oberbegriff "bleibende Bodenverschiebung" ("Permanent Ground Displacement", PGD). Diese sind für die Gefährdung von unterirdischer Infrastruktur besonders wichtig.

2.3.2 Wellen

Die unmittelbarste Auswirkung eines Erdbebens sind die Wellen, die sich vom Hypozentrum ausbreiten und schließlich den Standort des Bauwerks erreichen.

Für die Untersuchung gewöhnlicher Hochbauten wird im Normalfall die Wellenausbreitung nicht als solche betrachtet, da es ausreicht, die Auswirkung der Wellen als Belastung am Fundament des Gebäudes als punktuell wirkende Einwirkung anzusetzen. Dies geschieht in der Regel durch eine Spektralbeschleunigung oder Akzelerogramme.

Hingegen spielt für unterirdische Bauwerke das seismologische Verhalten des Erdbebens eine bedeutende Rolle, da z.B. bei der Untersuchung von Rohrleitungen die Ausbreitung und die Art der Wellen sowie die Interaktion zwischen Rohr und Boden von entscheidender Bedeutung sind. Das Ansetzen einer Spektralbeschleunigung allein ist hier nicht möglich. Eine genauere technische Beschreibung der verschiedenen Wellentypen, die auf Bauwerke einwirken, folgt in Kapitel 3.1.2.

Die am Bauwerk angreifenden Wellen führen zu Deformationen und Schnittgrößen wie z.B. Axial- oder Biegebeanspruchungen.

2.3.3 Verwerfungen

Erdbeben entstehen durch Verschiebungen an Bruchflächen. Verlaufen diese bis an die Erdoberfläche, so dass sie dort sichtbar werden, spricht man von Verwerfungen. Verwerfungen werden in drei Arten aufgeteilt: Horizontalverschiebungen, Abschiebungen und Überschiebungen (Bild 2.8). Die Verwerfung wird hierbei als Verschiebung der seismischen Bruchfläche definiert. Werden Rohrleitungen durch aktive Verwerfungen geführt, so werden sie je nach Bewegungsrichtung auf Zug oder Druck beansprucht.

In Bild 2.9 sind exemplarisch zwei typische Verwerfungen dargestellt.

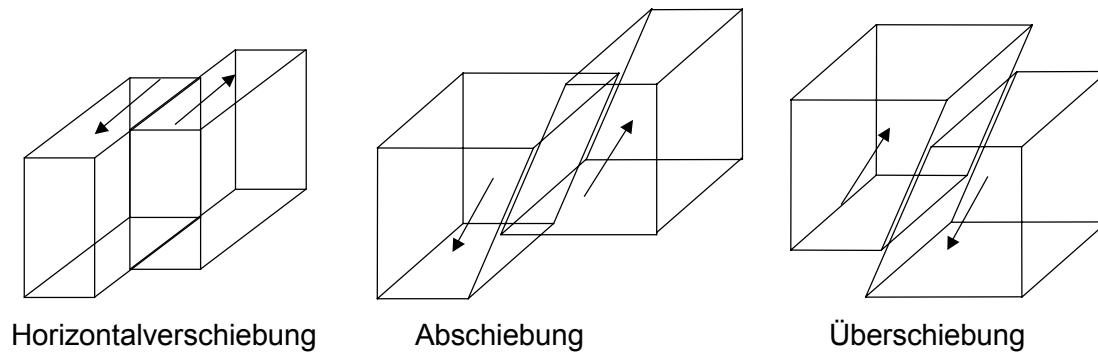


Bild 2.8: Verwerfungen.

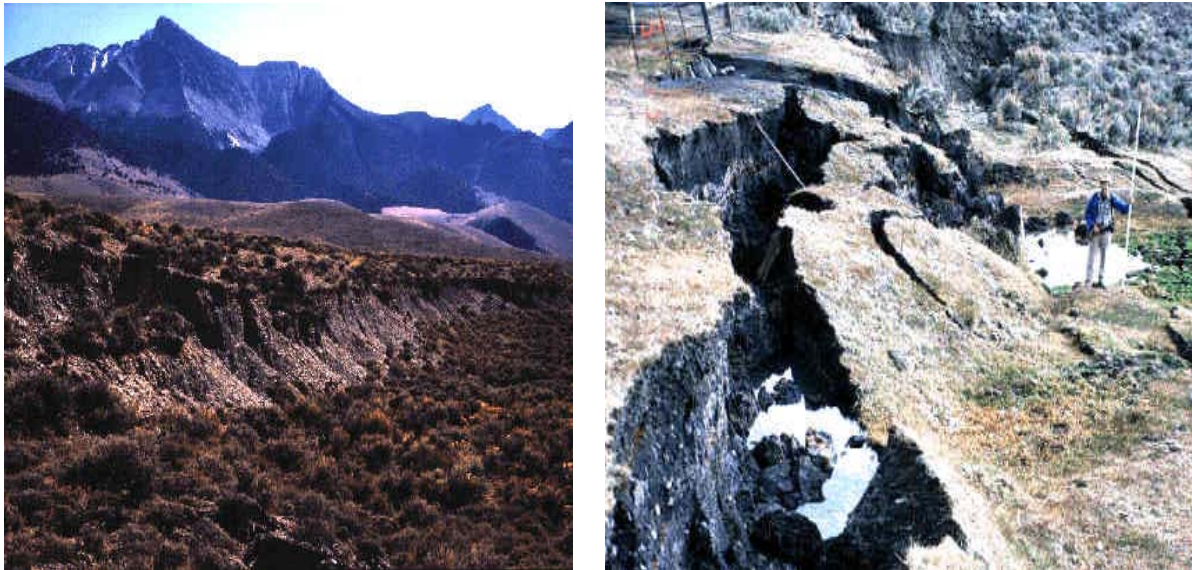


Bild 2.9: Verwerfungen: Borah Peak, Idaho, 1983 [USGS 03b].

2.3.4 Erdrutsche

Als Folge eines Erdbebens kann es zu Erdrutschen kommen. Bild 2.10 zeigt ein Beispiel eines Erdrutsches. Die Gefährdung eines Hanges hinsichtlich Erdrutsches hängt von verschiedenen Boden- und Hangparametern ab [ATC-13, FEMA 226].

Je größer die Hangneigung und je größer die Beschleunigung infolge Erdbeben ist, desto gefährdeter ist ein Hang. Außerdem spielen die Kohäsion, der innere Reibungswinkel und die Wichte des Bodens eine Rolle, ebenso die Dicke des abrutschenden Blockes. Bei genauerer Untersuchung müssen außerdem die Geologie der Hangoberfläche, der Wassergehalt des Bodens und einige weitere Parameter berücksichtigt werden.



Bild 2.10: Erdrutsch in La Conchita, Kalifornien, 1995 [USGS 03b].

2.3.5 Bodenverflüssigung

Unter Bodenverflüssigung versteht man den Verlust der Scherfestigkeit des Bodens infolge einer Erdbebenanregung. Bodenverflüssigung kann nur in wassergesättigten Böden auftreten. Dabei gehen durch Umordnung infolge dynamischer Anregung die Bodenpartikel in Suspension, so dass der Boden sich wie eine Flüssigkeit verhält und somit seine Festigkeit verliert.

Wenn Bodenverflüssigung als Folge eines Erdbebens auftritt, kann es schnell zu katastrophalen Folgen kommen. Daher ist Bodenverflüssigung ein bedeutendes Phänomen [ATC 13, FEMA 274, Loh 95, MCEE 91].

Youd [ATC 13] identifiziert sechs verschiedene Typen von Bodenverflüssigungen auf Grund von Beobachtungen:

- Rutschversagen: Teile der Oberfläche, entweder einzelne verflüssigte Bereiche oder intakter Boden oberhalb einer verflüssigten Schicht, bewegen sich über kurze oder lange Distanzen. Dieser Versagenstyp entsteht normalerweise bei lockeren, gesättigten Sanden bei einer Hangneigung von mindestens 5%.
- Seitliche Ausdehnung: Hierbei handelt es sich im Wesentlichen um Bewegungen der kaum geneigten Oberfläche über einer verflüssigten Schicht.
- Abbrüche: Bei steilen Hängen, die über einer sich verflüssigenden Schicht liegen, kann es zu Abbrüchen kommen, wobei die Tiefe des Abbruchs ein Mehrfaches der abgelösten Höhe betragen kann.
- Verlust der Tragfähigkeit: Schwere Gebäude setzen sich in die verflüssigte Bodenschicht bzw. unterirdische Bauten werden durch den Auftrieb gehoben.
- Horizontale Schwingung von Oberflächenschichten: Durch Entkopplung der Oberflächenschicht vom festen Untergrund durch eine verflüssigte Zwischenschicht kommt es zu Schwingungen der Oberfläche, die nicht denen des Bebens im festen Untergrund entsprechen.
- "Sandbeulen": Dies ist eigentlich kein Bodenversagen. Durch hohen Porenwasserdruck infolge der Verflüssigung kommt es zu kurzen Eruptionen von Wasser und Sedimenten.

Eine Vielzahl von Faktoren beeinflusst die potentielle Verflüssigung einer Bodenschicht. Dazu gehören

- die Struktur des Bodens, wobei besonders sandige Böden gefährdet sind,
- die Dichte des Bodens, wobei generell eine niedrige Dichte eine höhere Gefährdung bedeutet,
- der Wasserspiegel, da Verflüssigung nur in wassergesättigten Böden entsteht,
- die Bebenintensität, wobei offensichtlich größere Intensitäten die Gefährdung erhöhen,
- der Winkel zwischen der unteren bzw. oberen Grenzfläche der verflüssigten Bodenschicht.

Gerade auch im Hinblick auf unterirdische Rohrleitungen spielt die potenzielle Bodenverflüssigung eine wichtige Rolle [MCEE 99].

2.3.6 Setzungen, Feuer, Überflutungen und sonstige Folgeeinwirkungen

Neben den in den vorangegangenen Kapiteln beschriebenen Phänomenen besteht außerdem eine Gefährdung von Bauwerken durch die Sekundäreinwirkungen eines Erdbebens. Dazu zählen Setzungen in der Nähe von Verwerfungen, Erdrutschen oder Bodenverflüssigungen. Auch Feuer können als Folge eines Erdbebens entstehen. Als Beispiel eines solchen verheerenden Feuers nach einem Erdbeben sei das San Francisco Erdbeben von 1906 genannt. Nicht zuletzt stellen erdbebeninduzierte Meereswellen, die durch ihre Ausbreitungen an Land schwere Schäden hervorrufen können, eine wichtige Erdbebeneinwirkung dar.

Auf alle diese Sekundärbeanspruchungen wird im Folgenden nicht näher eingegangen, da sie teilweise für die Gefährdung von Rohrleitungen nicht relevant und zudem kaum quantifizierbar sind.

3. Vulnerabilität unterirdischer Infrastruktur

Nachdem in Kapitel 2 die Erdbebeneinwirkung dargestellt worden ist, wird in diesem Kapitel die Vulnerabilität unterirdischer Infrastruktur als Reaktion auf diese Einwirkung erläutert.

Dies beginnt mit einer Einführung in die theoretischen Grundlagen. Anschließend folgt eine Klassifizierung der Schädigungen, die infolge Erdbeben verursacht werden können.

Ein Überblick über in den vergangenen Jahrzehnten aufgetretene Schäden an der unterirdischen Infrastruktur zeigt die Notwendigkeit weiterer Untersuchungen.

Nach einem Überblick über den Stand der Technik in den Regelwerken über unterirdische Infrastruktur wird das Konzept zur Untersuchung der seismischen Vulnerabilität auf drei verschiedenen Levels erläutert.

3.1 Theoretische Grundlagen

3.1.1 Allgemeines

Im Fall eines gewöhnlichen Gebäudes, bei dem die Lastabtragung über Fundamente in den Baugrund erfolgt, kann man die seismische Belastung durch Ansetzen einer Beschleunigung am Fundament simulieren. Dies entspricht sehr gut der Realität, in der die Erschütterung sich vom Erdbebenherd durch den Untergrund bis zum Fundament ausbreitet und dort zu Beschleunigungen des Baugrunds führt. Der Ansatz einer Beschleunigung am Fundament erfolgt dann entweder als Spektralwert für eine modalanalytische Untersuchung oder als Beschleunigungszeitverlauf.

Im Fall unterirdischer Infrastruktur ist eine solche einfache Vorgehensweise nicht möglich. Das Problem der Erdbebengefährdung von Rohrleitungen scheint zunächst sehr einfach, da insbesondere im Vergleich zu Hochbauten die Rohre als Bauteile sehr einfach aussehen. Die Modellierung ist jedoch sehr komplex, weil eine direkte Interaktion mit dem Boden vorliegt. Da das Bauwerk komplett vom Baugrund umgeben ist, kann es nach einer Erregung nicht frei schwingen. Hier stellt sich schnell die Frage nach der ausreichend genauen Simulation der Interaktion Rohr-Boden und den erforderlichen Materialgesetzen. Hierauf wird insbesondere in Kapitel 6 näher eingegangen.

Zum anderen sind unterirdische Bauwerke verschiedenen Wellentypen, die infolge eines Erdbebens entstehen, ausgesetzt. Diese Wellentypen werden im folgenden Abschnitt näher erläutert.

3.1.2 Wellentypen

Durch ein seismisches Ereignis an einer Bruchzone kommt es vom Hypozentrum aus zu einer Wellenausbreitung im Boden. Diese Ausbreitung erfolgt durch Raum- und Oberflächenwellen (Bild 3.1), deren Charakteristika in den folgenden Abschnitten erläutert werden. Detailliertere Erläuterungen und Herleitungen finden sich z.B. in [Das 83].

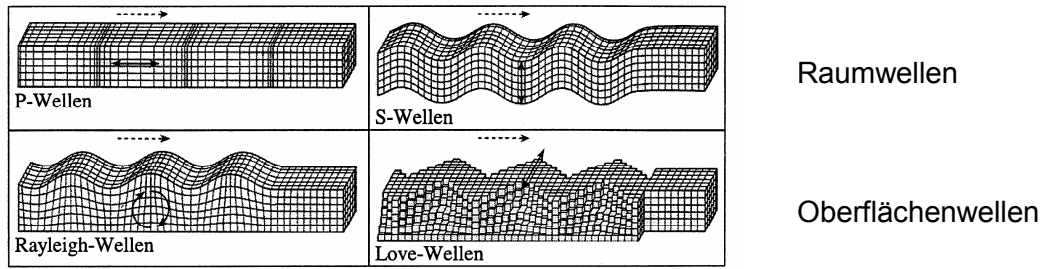


Bild 3.1: Darstellung der vier Wellentypen [Stei 03].

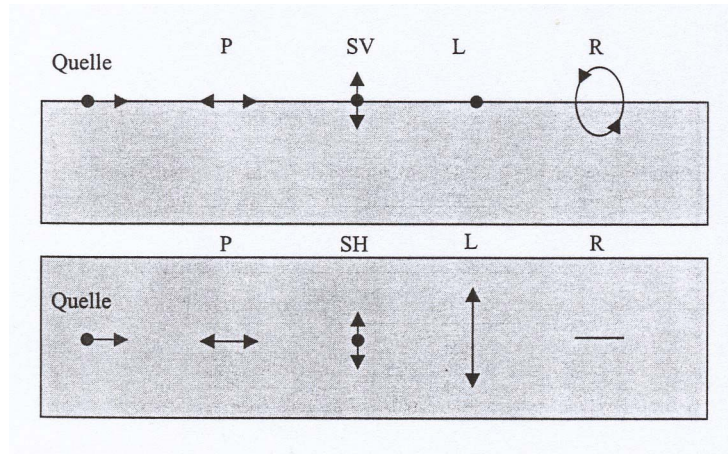


Bild 3.2: Partikelbewegungen infolge der verschiedenen Wellentypen: vertikale Ebene (oben) und horizontale Ebene (unten), Ausbreitungsrichtung von links nach rechts [Mesk 03b].

3.1.3 Raumwellen (P- und S-Wellen)

Zunächst werden die Raumwellen betrachtet. Die Beobachtungen und Messungen von seismischen Ereignissen sowie die Wellentheorie zeigen, dass es zwei unterschiedlich Wellentypen gibt, die sich bei einem Erdbeben vom Hypozentrum aus dreidimensional ausbreiten. Zum einen sind dies die P-Wellen, zum anderen die S-Wellen, vgl. Bild 3.1.

Ausgangspunkt für die Ermittlung der Eigenschaften der Wellentypen sind die folgenden Bewegungsgleichungen [Mesk 03b] des Bodens, in dem sich die Welle ausbreitet:

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = (\lambda + \mu) \frac{\partial \theta}{\partial x} + \mu \nabla^2 u \quad (3.1)$$

$$\rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} = (\lambda + \mu) \frac{\partial \theta}{\partial y} + \mu \nabla^2 v \quad (3.2)$$

$$\rho \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} = (\lambda + \mu) \frac{\partial \theta}{\partial z} + \mu \nabla^2 w \quad (3.3)$$

Darin sind μ der Schermodul und λ die zweite Lamé-Konstante ist, für die gilt:

$$\mu = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (3.4)$$

$$\lambda = \frac{E \cdot \nu}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \quad (3.5)$$

mit:

E	Elastizitätsmodul des Bodens
ν	Querkontraktionszahl des Bodens

Durch Ableitung und Addition der Gleichungen (3.1) bis (3.3) erhält man

$$\frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2} = \frac{(\lambda + 2\mu)}{\rho} \nabla^2 \theta \quad (3.6)$$

und mit

$$v_P = \sqrt{\frac{\lambda + 2\mu}{\rho}} \quad (3.7)$$

folgt:

$$\frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2} = v_P^2 \nabla^2 \theta \quad (3.8)$$

wobei v_P die Geschwindigkeit der Welle ist. Die Partikelbewegung ist in Richtung der Wellenausbreitung. Es handelt sich hierbei um die P-Wellen.

Eine weitere Lösung der Gleichung (3.6) erhält man durch Ableitung der Gleichung für v nach z und der Gleichung für w nach y und anschließender Subtraktion der Gleichungen. Man erhält:

$$\rho \frac{\partial^2}{\partial t^2} \left(\frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z} \right) = \mu \nabla^2 \left(\frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z} \right) \quad (3.9)$$

und mit

$$\omega_x = \left(\frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z} \right) \quad (3.10)$$

$$v_S = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}} \quad (3.11)$$

folgt:

$$\frac{\partial^2 \omega_x}{\partial t^2} = v_S^2 \nabla^2 \omega_x \quad (3.12)$$

wobei v_S die Geschwindigkeit der S-Welle ist.

Eine ausführlichere mathematische Herleitung der Wellengleichungen und ihrer Lösungen für die verschiedenen Wellentypen findet sich z.B. in [Pila 79, Lay 95].

Die P-Wellen (Primärwellen, Längswellen, Longitudinalwellen) erzeugen Bodenpartikelbewegungen in Richtung der Wellenausbreitung. Sie bewirken Volumenänderungen durch Verdichtungen, weshalb sie auch von Druck- oder Kompressionswellen genannt werden.

Die Wellengeschwindigkeit der P-Wellen ist:

$$v_P = \sqrt{\frac{E}{\rho} \cdot \frac{1 - \nu}{1 - \nu - 2\nu^2}} \quad (3.13)$$

Darin sind:

v_P	Wellengeschwindigkeit der P-Wellen
E	Elastizitätsmodul des Bodens
ρ	Dichte des Bodens
ν	Querkontraktionszahl des Bodens

Für den Fall verhinderter Querdehnung ($\nu = 0$) ergibt sich

$$v_P = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad (3.14)$$

Alternativ kann (3.13) über die Beziehung [Schu 67]

$$E_s = E \cdot \frac{1 - \nu}{1 - \nu - 2\nu^2} \quad (3.15)$$

mit dem Steifemodul des Bodens E_s wie folgt ausgedrückt werden:

$$v_P = \sqrt{\frac{E_s}{\rho}} \quad (3.16)$$

Die S-Wellen (Sekundärwellen, Transversalwellen, Querwellen, Scherwellen) dagegen führen zu Bodenpartikelbewegungen senkrecht zur Richtung der Wellenausbreitung. Sie erzeugen einen reinen Schubspannungszustand, ohne eine Volumenänderung zur Folge zu haben. Infolge der Partikelbewegung senkrecht zur Ausbreitungsrichtung treten S-Wellen in Flüssigkeiten wegen der fehlenden Schubfestigkeit nicht auf.

Bei S-Wellen ist die an der Erdoberfläche in Horizontalrichtung messbare scheinbare Wellengeschwindigkeit c_s größer als die tatsächliche Wellengeschwindigkeit der S-Welle v_s , wie in Bild 3.3 erkennbar ist. Dabei gilt der folgende funktionale Zusammenhang zwischen der scheinbaren Wellengeschwindigkeit c_s und der tatsächlichen Wellengeschwindigkeit v_s :

$$c_s = \frac{v_s}{\sin \varphi} \quad (3.17)$$

Bei senkrecht einfallenden S-Wellen ($\varphi = 0$) ist die Ausbreitungsgeschwindigkeit scheinbar unendlich.

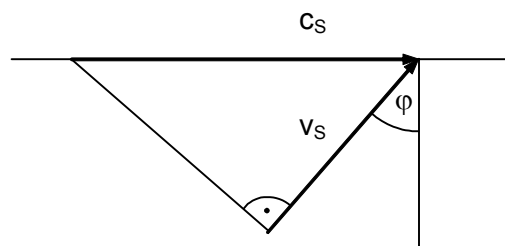


Bild 3.3: Scheinbare Wellengeschwindigkeit von S-Wellen.

Die tatsächliche Geschwindigkeit der S-Wellen ist

$$v_s = \sqrt{\frac{E}{\rho} \cdot \frac{1}{2(1 + \nu)}} \quad (3.18)$$

und unter Berücksichtigung der Beziehung für den Schubmodul des Bodens

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (3.19)$$

folgt

$$v_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (3.20)$$

Man erkennt aus den Gleichungen (3.16) und (3.20), dass sowohl die Geschwindigkeit der P-Wellen als auch die der S-Wellen mit zunehmender Steifigkeit des Bodens steigt. Andererseits führt eine größere Dichte des Bodens zu geringeren Wellengeschwindigkeiten, da mehr Bodenpartikel angeregt werden müssen. Mit zunehmender Tiefe und einhergehender Druck- und Dichteerhöhung nimmt daher die Wellengeschwindigkeit ab.

Damit gilt folgender Zusammenhang zwischen der Ausbreitungsgeschwindigkeit der S-Wellen und der P-Wellen:

$$v_p = v_s \cdot \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{1-2\nu}} \quad (3.21)$$

Für einen ideal elastischen Boden mit der Querkontraktionszahl $\nu = 0,25$ folgt damit:

$$v_p = v_s \cdot \sqrt{3} \quad (3.22)$$

Aus Gleichung (3.21) wird deutlich, dass die P-Wellen für beliebige ν immer eine größere Geschwindigkeit haben als die S-Wellen. Der Zusammenhang zwischen den verschiedenen Wellengeschwindigkeiten ist in Bild 3.4 dargestellt.

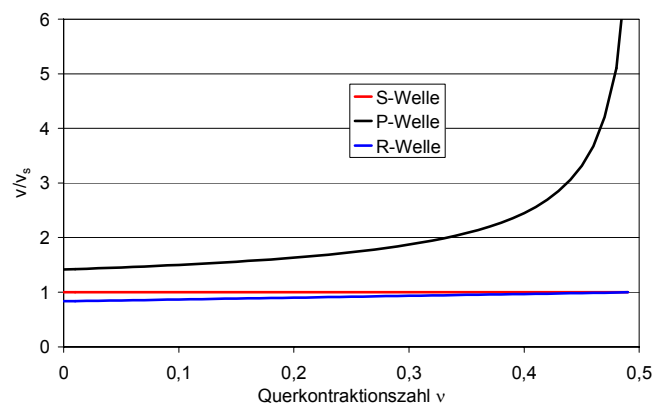


Bild 3.4: Verhältnisse der verschiedenen Wellengeschwindigkeiten.

Falls die Geschwindigkeiten der P- und S-Wellen gemessen werden können, lässt sich die im Boden vorliegende Querkontraktionszahl ν aus den Messwerten ermitteln:

$$\nu = \frac{v_p^2 - 2v_s^2}{2(v_p^2 - v_s^2)} \quad (3.23)$$

S-Wellen haben eine wesentlich höhere Energie als P-Wellen [O'Rou 99a] und verursachen entsprechend größere Bodenbewegungen und sind somit auch für größere Schäden verantwortlich. Bei fundamentinduzierten Schwingungen beträgt der Energieanteil der P-Wellen 7%, der S-Wellen 26% und der R-Wellen 67% [Pete 96].

3.1.4 Oberflächenwellen (R- und L-Wellen)

Die Oberflächenwellen bilden die zweite Gruppe der seismischen Wellen. Sie entstehen durch Reflektion von Raumwellen an der Oberfläche oder anderen Grenzflächen zwischen verschiedenen Gesteinsschichten. Dort breiten sie sich dann zweidimensional aus.

Ihre Amplitude nimmt mit zunehmendem Abstand vom Epizentrum wesentlich langsamer ab als die der Raumwellen. Sie sind daher für Bauwerke auf und in der Nähe der Erdoberfläche von besonderer Bedeutung. Die Amplituden der Oberflächenwellen nehmen exponentiell mit der Tiefe ab.

Wie bei den Raumwellen gibt es wiederum zwei Wellenarten, und zwar Rayleigh- und Love-Wellen, vgl. Bild 3.1.

Die R-Wellen (Rayleigh-Wellen) verursachen elliptische Bewegungen in der vertikalen Ebene parallel zur Ausbreitungsrichtung. Sie führen zu axialen Dehnungen und Stauchungen parallel zur Ausbreitungsrichtung.

Die L-Wellen (Love-Wellen) führen zu horizontalen Bodenbewegungen quer zur Ausbreitungsrichtung.

Die Wellengeschwindigkeit der Rayleigh-Wellen v_R hängt von der Querkontraktionszahl des Bodens ab und kann in Relation zur Geschwindigkeit der S-Wellen v_S gesetzt werden [Smol 90]:

$$v_R = v_S \cdot f(\nu) \quad (3.24)$$

Es gilt folgender Zusammenhang

$$v_P > v_S > v_R \quad (3.25)$$

der in Bild 3.4 genauer dargestellt ist.

Abschließend sei darauf hingewiesen, dass in der Realität der Boden aus einer Vielzahl von Fels- und Lockergesteinsschichten besteht. Dies führt zu einem sehr komplizierten Wellenverlauf, der nicht exakt abgebildet werden kann. Außerdem sind die Materialparameter der einzelnen Schichten oft nicht genau bekannt. Daher ist es empfehlenswert, Streuungen (z.B. des E-Moduls) zu berücksichtigen.

3.1.5 Einwirkung auf Rohrleitungen

Nach der Darstellung der verschiedenen Wellentypen in Kapitel 3.1 wird in diesem Kapitel auf die Einwirkungen der verschiedenen Wellen auf unterirdische Rohrleitungen eingegangen.

Die Erdbebenerregung setzt Energie frei, die von Wellen übertragen wird und letztlich zu Spannungen und Verformungen an der Rohrleitung führt. Vereinfachend werden diese Spannungen und Verformungen unter der Annahme berechnet, dass während der Wellenausbreitung Rohr- und Bodenbewegung gleich groß sind, wobei die Rohrleitung flexibler ist. Genauere Modelle berücksichtigen den möglichen Schlupf zwischen Rohrleitung und Boden.

Durch Wellenbeanspruchung hervorgerufene Verformungen werden in drei Anteile eingeteilt. Dies sind axiale Verformung infolge Normalspannungsbeanspruchung, Krümmung in Längsrichtung infolge Biegebeanspruchung und ellipsenförmige Verformung in Querrichtung. Die Art und Größe der Beanspruchung hängt von der Wellenart und dem Einfallswinkel der Wellen ab. Die verschiedenen Beanspruchungen sind schematisch in Bild 3.5 dargestellt.

Von Bedeutung sind dafür die energiereichen S-Wellen, die R-Wellen und die P-Wellen. Generell kann man davon ausgehen, dass die Auswirkungen der Rayleigh-Wellen größer sind als die der Love-Wellen, da sie größere Dehnungen verursachen [O'Rou 96b].

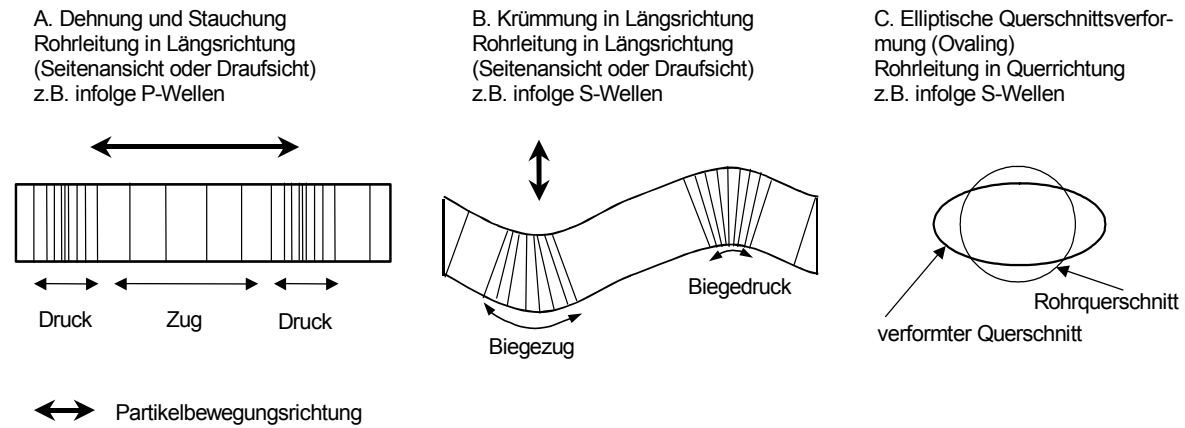


Bild 3.5: Verformungen an Rohrleitungen.

Die seismische Wellenausbreitung kann durch die Bodendehnung und -krümmung charakterisiert werden. Newmark entwickelte 1967 ein Verfahren zur Abschätzung der Bodendehnung. Darin wird die Bodenbewegung als sinusförmige Welle dargestellt:

$$u(x, t) = d \cdot \sin \omega \left(t - \frac{x}{c} \right) \quad (3.26)$$

mit:

u	Verschiebung am Ort x zur Zeit t
d	Amplitude der Gesamtverschiebung
c	scheinbare Wellengeschwindigkeit
ω	Kreisfrequenz der Welle

Die Dehnung

$$\varepsilon = \frac{\partial u}{\partial x} = -\frac{\omega d}{c} \cdot \cos \omega \left(t - \frac{x}{c} \right) \quad (3.27)$$

hat einen Maximalwert von

$$\varepsilon_{\max} = \frac{v}{c} \quad \text{mit} \quad v = \omega \cdot d \quad (3.28)$$

Hierbei ist v die maximale horizontale Geschwindigkeit in Wellenausbreitungsrichtung.

Entsprechend ergibt sich aus der maximalen Krümmung des Bodens

$$\kappa = \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = -\frac{\omega^2 d}{c^2} \cdot \sin \omega \left(t - \frac{x}{c} \right) \quad (3.29)$$

der Maximalwert

$$\kappa_{\max} = \frac{a}{c^2} \quad \text{mit} \quad a = \omega \cdot d^2 \quad (3.30)$$

Hierbei ist a die maximale Beschleunigung senkrecht zur Wellenausbreitungsrichtung. Die Werte v und a können für den jeweiligen Standort über Abnahmebeziehungen ("attenuation laws"), die Funktionen zwischen Distanz zum Hypozentrum, Magnitude und Einwirkung am konkreten Ort herstellen, ermittelt werden. Die Gleichungen (3.28) und (3.30) müssen modifiziert werden, wenn die betrachtete Richtung nicht mit der Ausbreitungsrichtung zusammenfällt.

3.2 Kennwerte der Schädigung

3.2.1 Primär- und Sekundärschäden

Die im vorangegangenen Abschnitt erläuterten Einwirkungen führen zu verschiedenen Schadensarten. Im Folgenden ist der grundsätzliche Zusammenhang zwischen primären und sekundären Schäden dargestellt.

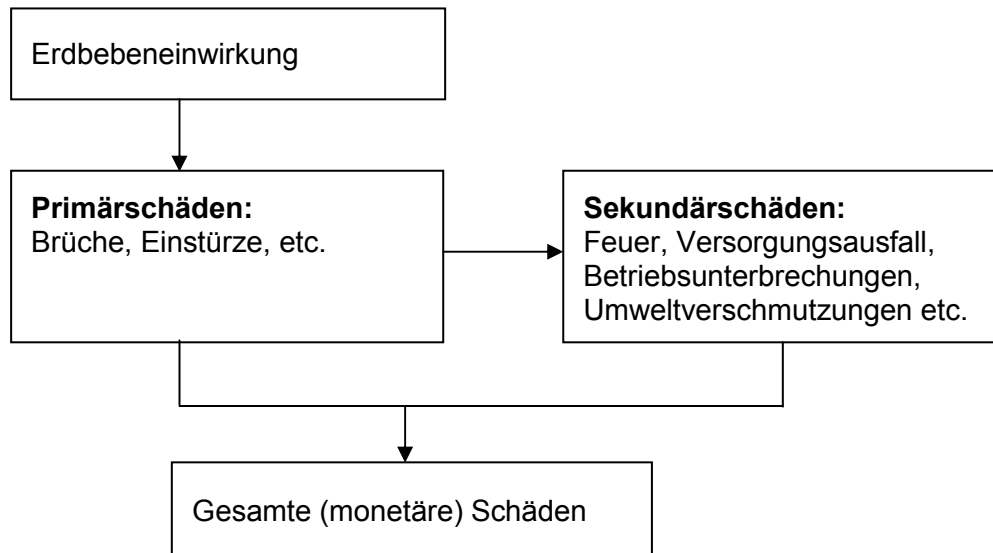


Bild 3.6: Schematische Darstellung der Erdbebenschäden.

Diese Schäden werden im Folgenden weiter klassifiziert. Letztlich geht es dabei auch um eine Bewertung der monetären Schäden.

3.2.2 Schadensursachen an Rohrleitungen

Der unterirdischen Infrastruktur kommt im Erdbebenfall insbesondere im Hinblick auf die Versorgung der Bevölkerung eine entscheidende Rolle zu. Dabei können unterirdische Versorgungseinrichtungen in sechs Gruppen eingeteilt werden:

- Wasserversorgung (Trinkwasser, Löschwasser),
- Abwasserentsorgung,
- Elektrizität,
- Telekommunikation,
- Gas- und Brennstoffversorgung,
- Transport.

In Rahmen der vorliegenden Arbeit werden ausschließlich Wasser- und Abwasserleitungen untersucht. In der Zukunft ist eine Erweiterung der entwickelten Methoden auf die anderen der oben genannten in infrastruktureller Hinsicht bedeutenden unterirdischen und oberirdischen Leitungen möglich und anzustreben.

Zu den Schäden an Rohrleitungen infolge Erdbeben gehören in erster Linie Undichtigkeiten, Lageabweichungen und Verformungen:

- Undichtigkeiten, z.B. durch Risse oder entstandene Öffnungen an den Verbindungsstellen zwischen einzelnen Rohrsegmenten, können zu einem Wassereintritt von Grundwasser oder dem Austritt von Abwasser führen. Beides hat negative Konsequenzen, im ersten Fall die erhöhte Auslastung der Rohrleitung durch Grundwasser und mögliche Verschmutzungen bzw. den Druckabfall der Versorgungsleitungen, im zweiten Fall die mögliche Bodenverschmutzung, insbesondere durch schadstoffhaltige Abwässer.

- Lageabweichungen liegen dann vor, wenn ein horizontaler oder vertikaler Versatz sichtbar ist. Folgen der Lageabweichung können z.B. Gegengefälle, Abreißen von Anschlussleitungen, Undichtigkeiten, Rohrbruch o.ä. sein.
- Verformungen sind Veränderungen des Rohrquerschnitts, die bei zu großer Belastung zum Systemversagen führen können (Rohrbruch, Einsturz).

Das Auftreten von nicht tolerierbaren Undichtigkeiten, Lageabweichungen oder Verformungen kann auf physikalische Zustandsgrößen in den Rohrleitungen zurückgeführt werden. Für kontinuierliche Rohrleitungen sind dies Zugversagen durch zu große Zugdehnungen, Beulen durch zu große Druckdehnungen sowie Fließen durch zu große Spannungen. Diese Versagensarten können im Rohr auftreten und zu den oben beschriebenen Schäden führen. Bei segmentierten Rohrleitungen kommen das Herausziehen durch Relativverschiebungen an den Rohrverbindungen und das Zerdrücken der Rohrränder durch Verdrehungen an den Rohrverbindungen hinzu.

Je nachdem, welche der in Kapitel 2.3 erläuterten Einwirkungen infolge eines Erdbebens auf eine Rohrleitung trifft, kommt es zu unterschiedlichen Arten von Belastungen im Rohr. In Bild 3.7 sind exemplarisch Belastungen δ und damit auch Verformungen in Längs- und Querrichtung der Leitung dargestellt.

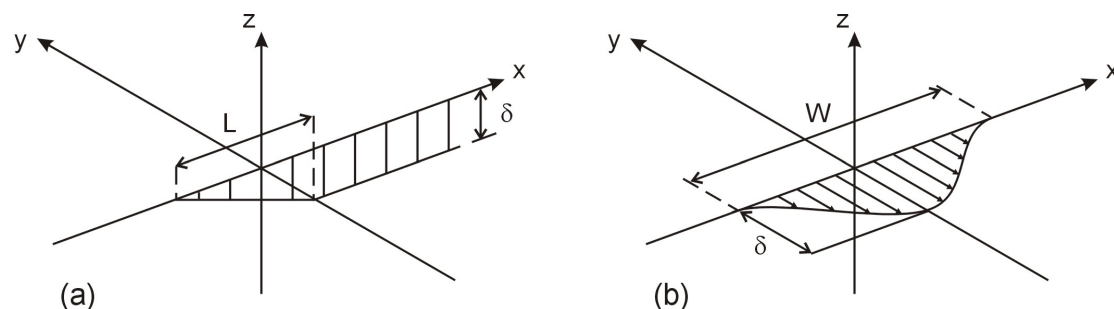


Bild 3.7: Verformung in (a) Längsrichtung und (b) in Querrichtung [Stei 03].

Im Falle der Beanspruchung in Längsrichtung kommt es dabei zu Axialdehnungen und -spannungen, im Falle der Querbeanspruchung im Wesentlichen zu Biegebeanspruchungen.

Ein wesentliches Ergebnis der bisherigen Untersuchungen von unterirdischen Rohrleitungen unter Erdbebenbelastung ist die Erkenntnis, dass die Axialbeanspruchung gegenüber der Biegebeanspruchung meist maßgebend ist.

3.2.3 Schädigungstypen an Bauwerken

Die seismische Einwirkung auf Bauwerke führt über die zuvor beschriebenen mechanischen Zustandsgrößen zu Schäden mit unterschiedlichen Auswirkungen auf der globalen Ebene.

Die Schädigungen, die an einem beliebigen Bauwerk infolge einer Erdbebenbeanspruchung auftreten, lassen sich in 4 Typen kategorisieren:

- Strukturelle Schädigung,
- Nicht-strukturelle Schädigung,
- Inventarschädigung,
- Betriebsunterbrechungen.

Für unterirdische Infrastruktur sind davon nur die strukturelle Schädigung und die Betriebsunterbrechungen von Bedeutung, wie in der folgenden Tabelle deutlich wird.

Tabelle 3.1: Bedeutung der verschiedenen Schädigungsarten.

	Primärschäden			Sekundärschäden
	Strukturelle Schädigung	Nicht-strukturelle Schädigung	Inventar-schädigung	Betriebsunterbrechungen
Gewöhnliche Hochbauten	Relevant	Relevant	Relevant	Relevant
Unterirdische Infrastruktur	Relevant	Nicht relevant	Nicht relevant	Relevant

Weitere Sekundärschäden sind z.B. Umweltverschmutzungen. Hierbei handelt es sich jedoch um Schäden, die nicht direkt am Bauwerk entstehen.

3.2.4 Monetäre Schädigungsindikatoren

Für Eigentümer und insbesondere für Versicherer sind monetäre Schädigungsindikatoren von übergeordneter Bedeutung. Mit ihrer Hilfe können quantitative Aussagen über den Restwert von Bauwerken sowie Versicherungsprämien gemacht werden.

Die wichtigsten Indikatoren sind im Folgenden aufgelistet:

- Die Damage Ratio (DR, Schadensrate) ist wie folgt definiert (auch Damage Factor genannt):

$$DR = \frac{\text{Reparaturkosten des Bauwerks}}{\text{Wert des Bauwerks}} \cdot 100\% \quad (3.31)$$

- Die Mean Damage Ratio (MDR, mittlere Schadensrate) ist der Erwartungswert des DR bei einer Erdbebenintensität I (auch Mean Damage Factor genannt):

$$MDR(I) = E(DR|I) \quad (3.32)$$

Das Probable Loss (PL) ist diejenige Damage Ratio, die durch Einwirkungen entsteht, die mit einer bestimmten Wahrscheinlichkeit innerhalb eines gegebenen Zeitraums überschritten werden.

3.3 Beispiele aufgetretener Schäden

3.3.1 Allgemeines

Bei den Schäden an unterirdischer Infrastruktur infolge Erdbeben hat sich gezeigt, dass das Schadensausmaß je nach Typ eines Rohrleitungssystems (Frischwasser, Abwasser, Gas etc.) stark variiert. Vor allem die aus den Schäden resultierenden Folgen sind sehr verschieden.

Abwassersysteme stellen die anfälligste Gruppe unterirdischer Rohrleitungen dar [Abag 04]. Sie können aufgrund des im Regelfall verwendeten spröden Materials nur schlecht den dynamischen Einwirkungen eines Erdbebens widerstehen. Die Sekundärschäden von Abwasserleitungen sind dagegen von zweitrangiger Bedeutung, da die neben dem wirtschaftlichen Schaden auftretenden sanitären Probleme im Allgemeinen kurzfristig soweit behoben werden können, dass eine Grundversorgung gewährleistet ist.

Wesentlich schlimmer waren in den untersuchten Erdbeben die Folgen beschädigter Frischwasserleitungen. Diese erwiesen sich zwar als etwas resistenter als die Abwassersysteme [Abag 04], beschädigte und zerstörte Frischwasserleitungen waren jedoch in vielen Fällen ausschlaggebend für das gesamte Schadensausmaß eines Erdbebens. Besonders der

Mangel an Löschwasser verhinderte oft eine effektive Brandbekämpfung (siehe Kobe-Erdbeben 1995).

Die Erdbebenanfälligkeit von Gas- und Brennstoffleitungen hängt nach [Abag 04] stark vom Alter der Rohrleitungen ab. In vergangenen Erdbeben erwiesen sich neuere Systeme als weitaus resistenter gegenüber veralteten Systemen. Auf die Schäden an Gas- und Brennstoffleitungen sowie auf die Schäden an den übrigen unterirdischen Infrastruktursystemen der Elektrizität, der Telekommunikation und des Transports wird nur am Rande eingegangen. Eine ausführliche Behandlung von Gasleitungen findet man in [O'Rou 96a].

Hinsichtlich der Schadensursachen wird in der Mehrzahl der Erdbebenberichte lediglich zwischen Schäden infolge Wellenausbreitung und Schäden infolge bleibender Bodenverformungen (PGD) unterschieden, eine weitere Unterteilung dieser Hauptgruppen nach Kapitel 2.3 fehlt oft.

[O'Rou 99a] beschreibt, dass die seismischen Wellen typischerweise große Teile unterirdischer Strukturnetzwerke beeinflussen und ein geringeres Schadenspotential haben. Ständige Bodenverformungen hingegen sind meist örtlich begrenzt; ihre Schadensquote ist allerdings um ein 20-faches höher als die der Wellen.

Zu der Gruppe der PGD gehört auch die Bodenverflüssigung als Schadensursache. Bei vielen Erdbeben hat sich gezeigt, dass die Schadensdichte unterirdischer Rohrleitungen in zu Bodenverflüssigung neigenden Bereichen um ein vielfaches höher war als außerhalb solcher Bereiche. Bei gleicher Bebenstärke deuten statistische Untersuchungen aus [ABAG 04] ein 4 bis 6-fach erhöhtes Risiko für Rohrleitungen in Böden mit höherem Verflüssigungspotential an.

3.3.2 Dokumentierte Schäden

3.3.2.1 Kobe, Japan ($M_s = 6,8$)

Das Kobe-Erdbeben vom 17.1.1995 gilt im Hinblick auf die Schäden an unterirdischer Infrastruktur als eines der schlimmsten Erdbeben der vergangen 100 Jahre.

Verschiedene Berichte [EQE 95, Ball 03, Eidi 99 und Paho 04] beschreiben, dass die Wasser- und Gasversorgung sowie die Abwasserentsorgung in fast ganz Kobe für längere Zeit ausfielen. Auch die benachbarten Städte Ashiya und Nishinomiya trugen erhebliche Schäden an Rohrleitungssystemen davon. Elektrizitäts- und Telekommunikationsleitungen wurden ebenfalls stark beschädigt, ihre Funktion konnte jedoch schnell wiederhergestellt werden [EQE 95].

Im Gegensatz dazu waren die Ausfälle in der Wasserversorgung längerfristig. In stark betroffenen Gebieten dauerte es laut [EQE 95] und [Ball 03] zwei Monate, bis die Instandsetzungsarbeiten an den Frischwasserleitungen abgeschlossen werden konnten. Noch neun Tage nach dem Erdbeben waren in Kobe 367.000 Haushalte von der Wasserversorgung abgeschnitten, in Ashiya waren zu diesem Zeitpunkt noch 98% aller Einwohner ohne Frischwasser, in Nishinomya etwa 85%.

Der Grund für den Totalausfall der Wasserversorgungssysteme waren über 1.600 Brüche in den Rohrleitungen Kobes, noch einmal ca. 400 Brüche in den Versorgungsnetzen der anderen beiden Städte. Das gesamte Wasser, welches zum Zeitpunkt des Erdbebens durch das Verteilersystem floss, versickerte innerhalb weniger Stunden. Ebenfalls ein großer Teil des in Reservoirs gespeicherten Wassers ging verloren, da 8 der 30 Reservoirs über keine Entkopplungsvorrichtung zu den Verteilersystemen verfügten. Die Feuerwehr Kobes konnte letztendlich nur für kurze Zeit auf die Hydranten der Stadt zugreifen. Danach war der Wasserdruck bereits zu stark abgefallen.

Über die Versagensmechanismen und Schadensursachen im Detail ist im Falle des Kobe-Erdbebens sehr wenig bekannt. Starke Setzungen sollen Hauptschadensursache gewesen sein.

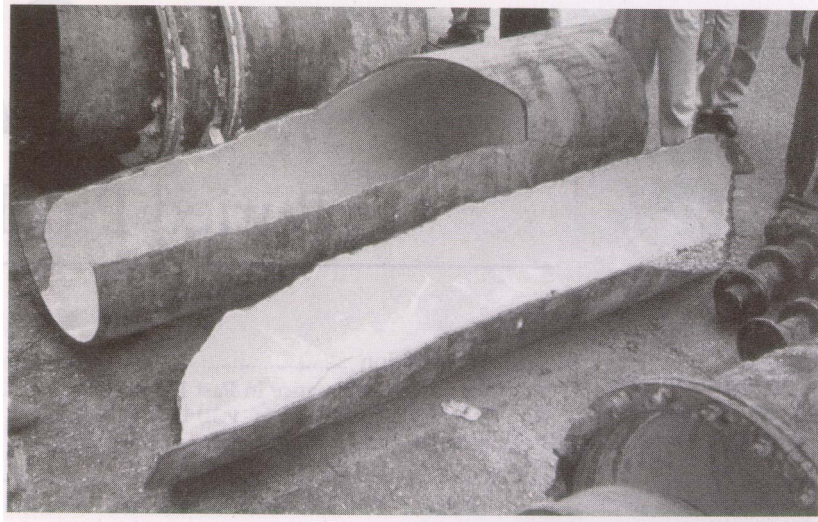


Bild 3.8: Bruch einer Frischwasserleitung durch das Kobe-Erdbeben [Chen 03].

3.3.2.2 Chi-Chi, Taiwan ($M_s = 7,3$)

Am 21.9.1999 erschütterte das Chi-Chi-Erdbeben ganz Taiwan und richtete sehr großen Schaden an unterirdischen Infrastruktursystemen an [Tsai 00]. In den Gebieten und den Städten in der Nähe des Epizentrums (Chi-Chi, Taichung, Nantou, Changhua) fiel die Frischwasserversorgung unmittelbar nach dem Beben komplett aus, wie beim Kobe-Erdbeben war damit das Löschwasser für die Brandbekämpfung genommen.

Zwei voneinander getrennte Systeme waren für die Frischwasserversorgung Taiwans verantwortlich: Ein System versorgte den Großraum um das Ballungszentrum Taipei herum, das zweite lieferte das gesamte Frischwasser für den Rest Taiwans und damit für 85% aller Taiwaner. Das Taipei-System spielte hinsichtlich der Schäden infolge des Erdbebens eine untergeordnete Rolle. Weitaus schlimmer war dagegen das Ausmaß der Zerstörung des zweiten Rohrleitungssystems: Von den insgesamt 32000 Kilometern unterirdischer Rohrleitungen wurden ca. 16000 Kilometer beschädigt oder zerstört. Flächenmäßig gesehen waren damit die unterirdischen Schäden um ein vielfaches größer als die Schäden an oberirdischen Strukturen.

Bei der Untersuchung der Schadensursachen des Chi-Chi-Bebens liegen im Gegensatz zu dem Kobe-Erdbeben ausführlichere Informationen vor. Vier verschiedene Gruppen von Einflussfaktoren können unterschieden werden:

1. Extreme Verwerfungen [EERI 99] entlang der Bruchzone rissen diejenigen Leitungen auseinander, welche die Bruchzone kreuzten. Selbst Stahlrohre mit Durchmessern von 2 m wurden völlig zerstört.
2. Je nach der Stärke der seismischen Wellen hatten auch diese erheblichen Einfluss auf das Schadensausmaß der Rohrleitungen. Dabei waren Rohre kleineren Durchmessers (bis 50 mm) etwa 10mal so gefährdet wie Rohre mit vergleichsweise größeren Durchmessern. Bei letzteren war zudem laut vorliegendem Schadensbericht ein proportionales Verhältnis von Damage Ratio zu der Amplitude der maximalen Bodenbeschleunigung zu erkennen.
3. Die Maximalwerte der Damage Ratios von unterirdischen Leitungssystemen lagen in Regionen, in denen es zu Bodenverflüssigung kam. Dabei wurde auch hier ein nahezu lineares Verhältnis zwischen maximaler Bodenbeschleunigung und Damage Ratio festgestellt.
4. Großen Einfluss auf die Schädigung hatte des Weiteren das Rohrmaterial und Anzahl von Anschlüssen und Gelenken. Stahlrohre und Rohre aus Polyethylen zeigten aufgrund ihrer hohen Zugfestigkeit bzw. der duktilen Materialeigenschaften eine erhöhte Widerstandsfähigkeit. PVC-Leitungen hingegen wurden sehr viel stärker beschädigt, ihr sprödes Verhalten

wirkte sich unter der seismischen Wellenbelastung negativ aus. Insgesamt traten ca. 55% aller Rohrleitungsschäden an Gelenken und an Anschlüssen auf.

3.3.2.3 San Fernando, Kalifornien, USA ($M_s = 6,6$)

Beim San Fernando-Erdbeben am 9.2.1971 wurde laut [O'Rou 99a] und [Wang 85b] ebenfalls ein Großteil der unterirdischen Leitungssysteme beschädigt oder zerstört, jedoch waren die Folgen dieser Schäden weniger von Bedeutung als bei den beiden zuvor beschriebenen Erdbeben. Das Epizentrum des Bebens lag in unmittelbarer Nähe eines Reservoirs, so dass die Damage Ratio aufgrund der hohen Rohrleitungsdichte in diesem Gebiet entsprechend hoch ausfiel.

Die Beschädigung in den Wasserversorgungs- und Abwasserentsorgungssystemen reichte von vielen kleineren Brüchen und Fehlstellen in Service-Leitungen bis hin zu schwerwiegenden Brüchen wichtiger Hauptversorgungsleitungen. Dabei umfasste das Schadensausmaß alle Typen von Leitungen; typischerweise wiesen allerdings erneut die Abwasserleitungen die höchste Anfälligkeit auf. Es gab insgesamt 363 Brüche in den Hauptleitungen der Frischwasserversorgungssysteme, darüber hinaus 513 Brüche in den Service-Leitungen. Das Abwassersystem wurde an 1155 Stellen beschädigt. Die Schadensdichte lag in einigen Bereichen bei 8 bis 10 Fehlstellen je 30 m Leitung, nach [Arim 81] lag die gemittelte Gesamtschadensdichte in den Bereichen starker Gebäudebeschädigungen bei einem Bruch je 2,5 km Rohrleitungslänge. Manche Rohrleitungsabschnitte waren über die gesamte Länge von 30 m komplett zerstört.

Die Schadensursache lag (mit zwei Ausnahmen) bei allen Brüchen des Rohrleitungssystems in starken horizontalen und vertikalen Verwerfungen oder in Bodenklaffungen. An Orten, wo starke Bodenverschiebungen ohne Klaffung stattfanden, wurden die Stahlleitungen verformt, brachen aber nicht.

Im Hinblick auf Anschlüsse und Gelenke ist auch beim San Fernando-Beben zu erkennen, dass an diesen Stellen der unterirdischen Infrastruktur die Schadensdichte sehr hoch war. Die nachfolgende Tabelle verdeutlicht die Abhängigkeit der Verteilung der Beschädigungen von der Ausführung der Anschlüsse sowie vom Durchmesser der Rohre. Die Tabelle ist auf das Abwasserentsorgungssystem beschränkt.

Tabelle 3.2: Ausmaß der Schäden am Abwasserentsorgungssystem.

Durchmesser [inches]	Typ des Gelenkes [-]	Länge ge- samt [km]	Länge beschädigt [km]	Anteil beschädigt [%]
8	flexibel	110,8	17,8	16,1
8	starr	27,6	9,4	34,1
8	ummantelt	0,4	0,1	21,6
10	flexibel	7,3	1,2	16,8
10	starr	1,6	0,3	18,9
10	ummantelt	0,1	0,0	14,8
12	flexibel	7,6	1,2	15,7
12	starr	3,0	0,9	28,8
12	ummantelt	1,0	0,5	53,0
15	flexibel	4,2	1,1	25,2
15	starr	1,1	0,5	51,5
15	ummantelt	1,1	0,3	27,8
18	flexibel	5,4	1,5	27,5
18	starr	2,4	1,9	76,3
18	ummantelt	2,2	1,7	76,8



Bild 3.9: Druckversagen eines Stahlrohres nach dem San Fernando Erdbeben [Kubo 81].

3.3.2.4 Northridge, Kalifornien, USA ($M_s = 6,7$)

Das Northridge-Erdbeben ereignete sich am 17.1.1994 und verursachte mittelschwere Schäden an den unterirdischen Infrastruktursystemen des San Fernando Valleys [EQE 94]. Typischerweise wurden auch bei diesem Beben insbesondere die Wasserversorgung und die Abwasserentsorgung beschädigt, Reparaturarbeiten an anderen Systemen waren von untergeordneter Bedeutung.

In Los Angeles haben vor allem starke Bodenverformungen sowie ausgeprägte Bodenverflüssigung zu den Leitungsbrüchen geführt. Infolge Setzungen von bis zu 20 cm und Horizontalverschiebungen von mehr als 8 cm rissen die Rohrleitungssysteme insbesondere an Anschlüssen und an Abzweigungen. Wie beim Kobe-Beben führte dies dazu, dass binnen weniger Stunden große Frischwassermengen versickerten. Allerdings blieben Folgeschäden weitestgehend aus, da nur wenige Feuer bekämpft werden mussten und die Einsatzkräfte besser vorbereitet waren. Bereits nach 10 Tagen waren alle Schäden an Hauptleitungen behoben.

3.3.2.5 Niigata, Japan ($M_s = 7,5$)

Die starken Schäden an Rohrleitungen infolge des Niigata-Erdbebens vom 16.6.1964 sind in den folgenden Bildern dargestellt [Kubo 81].

Der Anschluss der beiden Rohrleitungen ($D = 200$ mm) aus Gusseisen in Bild 3.10 wurde infolge Zugspannungen auseinander gezogen. Bild 3.11 zeigt eine aufgeschwommene Rohrleitung aus Beton infolge Bodenverflüssigung in der Gesamtansicht und dem Detail einer Bruchstelle an einer Verbindung zwischen zwei Rohrsegmenten. In Bild 3.12 ist das Knickversagen eines T-Stückes aus Stahl ($D = 300$ mm bzw. $D = 150$ mm) und ein aufgeschwommenes Stahlrohr ($D = 150$ mm) infolge Bodenverflüssigung dargestellt. Der Bruch entstand an der Schweißnaht.

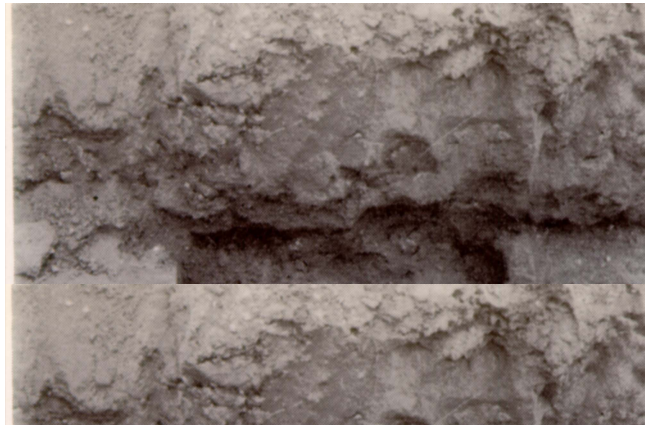


Bild 3.10: Auseinandergezogene Anschlussstelle.



Bild 3.11: Aufgeschwommene Rohrleitung (Gesamtansicht und Detail).



Bild 3.12: Knickversagen und aufgeschwommene Rohrleitung.

3.3.2.6 Tabellarische Übersicht

In der folgenden Tabelle sind die wesentlichen Erdbeben, bei denen Schäden an der unterirdischen Infrastruktur aufgetreten sind, zusammengefasst. Das Schadensausmaß und die Schadensursachen sind jeweils mit angegeben.

Tabelle 3.3: Übersicht über Schäden an Rohrleitungen durch Erdbeben.

Erbeben	M _s	Schadensart und Schadensausmaß	Schadensursache (falls bekannt)
Prince William Sound, Alaska 28.03.1964	9,2	- Mehr als 200 Brüche in Gasleitungen - ca. 100 Brüche in Wasserversorgungsleitungen [O'Rou 99a]	- Erdbeben - Verwerfungen
San Francisco, USA 18.04.1906	8,3	- Starke Schäden an Frisch- und Abwasserleitungen - Zerstörung einer Hauptversorgungsleitung San Franciscos, dadurch starke und schnelle Ausbreitung der Feuer [USGS 04] - 80% des Gesamterdbebenschadens wurde durch diese Feuer hervorgerufen [Arim 81]	- ca. 50% durch PGD - ca. 50% durch Wellenausbreitung [O'Rou 99a] - Brüche durch Verwerfungen und Bodenklaffungen
Michoacan, Mexiko 19.09.1985	7,9	- schwerste Schäden an der unterirdischen Infrastruktur - ca. 30% der 18 Millionen Einwohner von Mexiko City unmittelbar nach dem Erdbeben ohne Frischwasser - manuelle Zerstörung verbleibender Leitungen durch die Wasser suchende Bevölkerung [Ayal 89]	- ausschließlich Wellenausbreitung [O'Rou 99a]
Tokachi-Oki, Japan 16.05.1968	7,9	- schwere Schäden an dem Wasserversorgungssystem der Stadt Hachinohe, hauptsächlich an Anschlüssen - 3 Brüche in der Hauptversorgungsleitung aus Gusseisen (D = 800 mm) bzw. Stahl (D = 200 bis 250 mm) - 32 Brüche im Nebenleitungssystem (D = 75 bis 600 mm) - insgesamt 947 Undichtigkeiten im Versorgungsnetz [Arim 81]	
Miyage Ken Oki, Japan 12.06.1978	7,4	- Wasserversorgungssysteme in 54 Städten beschädigt - in Sendai City mehr als 200 Fehlstellen an Rohren (D > 50 mm) - Damage Ratio bei Stahlrohren mit „Turnbuckle-Joint“ (Spannschloss-Anschluss) höher als bei Asbestzement-Rohren - geringer Schaden an Abwassersystemen	- lokale Setzungen sowie horizontale Verschiebungen zwischen gewachsenem Boden und künstlichen Aufschüttungen [Wang 85b]
Chi-Chi, Taiwan 21.09.1999	7,3	- ca. 50% der unterirdischen Rohrleitungen beschädigt - Totalausfall der Frischwasserversorgung in Ballungszentren nahe des Epizentrums [Tsai 00]	- Verwerfungen - Wellenausbreitung - Bodenverflüssigung
Haicheng, China 04.02.1975	7,3	- schwere Schäden an Systemen der Wasserversorgung und der Abwasserentsorgung - [Wang 85b]	
Kobe, Japan 17.01.1995	6,8	- ca. 2000 Brüche in Wasserversorgungsleitungen - Totalausfall der Frischwasserversorgung für mehrere Wochen. - Löscharbeiten wurden verhindert, dies führte zu verheerenden Folgeschäden [EQE 95, Ball 03, Eidi 99]	- Hauptsächlich Setzungen
Northridge, USA 17.01.1994	6,7	- Erhebliche Schäden an Frisch- und Abwasserleitungen, vor allem an Anschlüssen und an Abzweigungen [EQE 94]	- Setzungen - Horizontalverschiebungen - Bodenverflüssigung
Kocaeli, Türkei 17.08.1999	7,4	- Schwere Schäden an städtischen Ab- und Frischwasserleitungen - Lokale Ausfälle der Wasserversorgung - Entleerung der Frischwasserreservoirs infolge der Schäden an Hauptleitungen [RMS 99] - etwa 1 Mio. Menschen ohne Frischwasser für 1-3 Wochen [ASCE 99] - eine die Bruchzone kreuzende Leitung (D = 2,2 m) wurde um ca. 2 m senkrecht verschoben, blieb jedoch unbeschädigt [Scaw 99]	- Hauptsächlich Setzungen

Loma Prieta, USA 17.10.1989	7,1	- Geringe Schäden, Wasserleitungen lediglich in lokalen Bereichen beschädigt - In Los Gatos waren hauptsächlich alte Gusseisenrohre vom Erdbeben betroffen - Eine Frischwasserleitung aus Stahl (D = 80 cm) wurde komplett zerstört [EQE 89] - die Anzahl der Schäden pro km Rohrleitung war antiproportional zum Rohrdurchmesser [O'Rou 91]	- starke Abhängigkeit zwischen Schadensausmaß und der Stärke der Setzungen - Bodenverflüssigung
San Fernando, USA 09.02.1971	6,7	- 1400 Brüche in verschiedenen Leitungssystemen - Ausfall der Wasser- und Gasversorgung sowie der Abwasserentsorgung [O'Rou 99a, Wang 85b] - ein Bruch alle 2,5 km in Bereichen starker Gebäudebeschädigung [Arim 81]	- Bodenverflüssigung - Horizontalverschiebungen [O'Rou 99a, O'Rou 83]
Ecuador 06.03.1987	7,0	- 850 Millionen Dollar Verlust durch Zerstörung der 660 mm trans-ecuadorianischen Ölpipeline. [O'Rou 99a]	- Erdbeben - Verwerfungen
Changureh, Iran 22.06.2002	6,4	- Sehr schwere Schäden an Frisch- und Abwasserleitungen - 9 Dörfer verloren 100% der Frischwasserversorgungssysteme [Mans 02]	

3.4 Situation in Deutschland

3.4.1 Vorhandenes Leitungsnetz

In Tabelle 3.4 und Tabelle 3.5 sind die in Deutschland verwendeten Rohrmaterialien für Frisch- und Abwasserleitungen zusammengestellt.

Tabelle 3.4: Verteilung der Rohrmaterialien für die Wasserversorgung [Dohm 01b].

	Wasserversorgung
Duktiles Gusseisen	48,7 %
PVC	27,0 %
Faserzement	12,8 %
Stahl	8,1 %
Stahlbeton/Spannbeton	ca. 7,0 %

Tabelle 3.5: Verteilung der Rohrmaterialien für die Abwasserableitung [Dohm 01a].

	Abwasserableitung
Beton / Stahlbeton	45,8 %
Steinzeug	44,5 %
Mauerwerk	4,2 %
Faserzement	1,9 %
Kunststoff	1,7 %

Die Vulnerabilitätsuntersuchungen, die im Rahmen dieser Arbeit entwickelt werden, umfassen die Rohrmaterialien Beton, Gusseisen, Stahl und Kunststoff. Sie können daher auch für die Analyse von Rohrleitungen in beliebigen Ländern benutzt werden.

In dieser Arbeit soll für Deutschland die Frage beantwortet werden, ob es denkbar ist, dass es zu Schäden an erdverlegten Rohrleitungen infolge Erdbeben kommen kann.

3.4.2 Interessengruppen

Die Untersuchung der Erdbebengefährdung von unterirdischer Infrastruktur und unterirdischen Rohrleitungen im Besonderen ist für die Netzbetreiber, die Rohrerhersteller sowie Versicherungen von großem Interesse.

Für Netzbetreiber ist die Aufdeckung bestehender Risiken und Mängel durch die sich damit anbahnenden Reparaturkosten zunächst unerfreulich. Im Zuge der zunehmenden Privatisierung der Wasser- und Abwasserleitungsnetze ist jedoch hier eine langfristige Planung unter Abdeckung aller Risiken sinnvoll, um auf lange Sicht wirtschaftlich arbeiten zu können. Damit steigt auch das Interesse der Netzbetreiber an verlässlichen Aussagen zur Erdbebensicherheit ihrer Netze, um vor finanziellen Unwägbarkeiten sicher zu sein.

Für Rohrerhersteller ist es wichtig, Rohre für alle gegebenen Anforderungen anbieten zu können und die Entwicklung neuer Rohre voranzutreiben. Daher ist die Frage nach der Erdbebengefährdung von Rohrleitungen wichtig, um die charakteristischen Eigenschaften von Rohren entsprechend der Belastung optimieren zu können.

Nicht zuletzt haben Versicherer ein großes Interesse an der Ermittlung der Erdbebengefährdung von Rohrleitungen, da bisher die Ermittlung von Versicherungsprämien schwierig ist. Der Bedarf an Versicherungen von Leitungsnetzen wird im Zuge der zunehmenden Privatisierung eine immer wichtigere Rolle spielen, da sich private Betreiber gegen Schäden versichern müssen.

3.5 Stand der Technik in Normen und Regelwerken

3.5.1 DIN 4149

Die DIN 4149 ist die in Deutschland gültige Erdbebennorm. Sie regelt die Ermittlung der Erdbebeneinwirkung, die möglichen Berechnungsverfahren zur Ermittlung der Bauwerksbeanspruchung und konstruktive Maßnahmen.

Hinsichtlich der Beanspruchung von unterirdischen Rohrleitungen ist die Ermittlung der Einwirkung infolge Erdbeben der einzige relevante Punkt, da diese Norm ansonsten nur für gewöhnliche Hochbauten, also nicht für Rohrleitungen gilt.

3.5.2 EC 8

Der Eurocode 8 "Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben" ist die europäische Erdbebennorm.

Der Teil 1 "Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten" [EC 8-1] umfasst ähnlich wie die DIN 4149 Regelungen zur Ermittlung der Erdbebeneinwirkung, die Vorgehensweisen bei den verschiedenen Berechnungsverfahren und eine Vielzahl von konstruktiven Regelungen. Genau wie bei der DIN 4149 sind lediglich die Bereiche, die die Ermittlung der Erdbebeneinwirkung betreffen, von Bedeutung für die Untersuchung unterirdischer Infrastruktur.

Der Teil 4 des EC 8 "Silos, Tankbauwerke und Rohrleitungen" [EC 8-4] behandelt detailliert die notwendigen Untersuchungen von Rohrleitungen hinsichtlich ihrer Erdbebensicherheit. Diesem Teil 4 liegen die Annahmen über die Erdbebeneinwirkungen aus Teil 1 zu Grunde. Dies beinhaltet damit auch, dass die Regelungen für Anlagen mit hohem Risiko für die Bevölkerung oder Umwelt nicht gelten. Daher werden im Teil 4 des EC 8 die für die Berechnung von Rohrleitungen erforderlichen Konzepte vorgestellt. Es wird auch bei Rohrleitungen zwischen dem Grenzzustand der Tragfähigkeit und dem Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit unterschieden, wobei letzterer in "volle Funktionsfähigkeit" und "minimale Funktionsfähigkeit" unterteilt ist. Allerdings kommen als zu berücksichtigende Faktoren hinzu:

- Zahl der von einem Risiko betroffenen Menschen sowie wirtschaftliche und umweltbedingte Verluste,
- Anpassung der jährlichen Überschreitungswahrscheinlichkeit,
- Anpassung der seismischen Einwirkung durch einen Bedeutungsfaktor γ ,
- anzusetzende Dämpfung,

- Wechselwirkung mit dem Untergrund,
- Einrichtungen zwischen den Rohrleitungsabschnitten, z.B. Stationen etc.,
- Unterscheidung zwischen Einzelleitung und redundanten Netzwerken,
- Einwirkungen infolge seismischer Wellenausbreitung, erdbebeninduziertem Versagen wie Rutschungen und Bodenverflüssigung sowie bleibende Verformungen und Verschiebungen der seismischen Bruchfläche,
- Erfassung der Bodendehnungen und -krümmungen im Modell,
- Beachtung der Grenzwerte der Dehnung für Stahl- und Stahlbetonrohre.

Damit ist klar, dass die Modellierung der in dieser Arbeit untersuchten Rohrleitungen eine sehr komplexe Aufgabe ist.

Der EC 8, Teil 5 [EC 8-5] beschäftigt sich mit Gründungen und Stützbauwerken. Relevant für die vorliegende Fragestellung der Vulnerabilität unterirdischer Infrastruktur sind hier lediglich die Anmerkungen zur Berücksichtigung der dynamischen Boden-Bauwerk-Interaktion.

3.5.3 ISO TC 98

Die ISO-Norm ISO TC 98 [ISO 98] ist der internationale Erdbebenstandard der International Standardisation Organisation. Generell dienen die ISO-Normen der Internationalisierung und Förderung der Kompatibilität bestehender nationaler Richtlinien.

Die ISO TC 98 beschreibt qualitativ die Untersuchung von Rohrleitungen unter seismischer Einwirkung. Im Detail soll hier nicht näher darauf eingegangen werden, da diese Norm keine zahlenmäßigen Vorgaben, sondern nur allgemeine Informationen enthält. Sie ist daher ohne nationale Normen nicht für sich anwendbar und für die Praxis relativ unbedeutend.

Zu erwähnen sind jedoch die beiden im ISO TC 98 angegebenen Verfahren zur Bestimmung von Eigenperioden von Böden. Dies ist zum einen eine einfache analytische Formel, zum anderen ein Verfahren, das auf einem stark vereinfachten Balkenmodell basiert. Die damit zu ermittelnden Bodeneigenperioden werden oft für weitere Berechnungen gebraucht, im Rahmen dieser Arbeit z.B. in Kapitel 5.2.2.2.

3.5.4 DIN 4035

Die DIN 4035 "Stahlbetonrohre und zugehörige Formstücke" [DIN 4035] beinhaltet Regelungen zur Qualitätssicherung der Rohre einerseits sowie zur Bemessung der Rohre aus Stahlbeton andererseits.

Erdbebenbelastungen werden durch die DIN 4035 nicht abgedeckt. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit sind besonders die Angaben zur statischen Berechnung von Interesse, in denen zwischen den verschiedenen zu beachtenden Lastfällen differenziert wird. Die letztlich zu führenden Nachweise basieren auch auf der ATV-Richtlinie 127 und der Stahlbetonnorm DIN 1045.

3.5.5 ATV 127

Die ATV 127 [ATV 127] beinhaltet statische Berechnungen von Abwasserkanälen und Abwasserleitungen. Sie spezifiziert damit die allgemeiner gehaltenen Anforderungen der DIN 4035. Es werden die zu berücksichtigenden Lastfälle, nämlich Verkehrslasten (aus Straßenverkehr, Eisenbahnverkehr, Flugzeugverkehr und sonstigen Verkehrslasten), Belastung durch den Boden, Innendruck etc. definiert. Anschließend werden Berechnungsverfahren zur Ermittlung der maßgebenden Schnittgrößen vorgestellt. Mit den so ermittelten Werten kann im Fall einer neuen Rohrleitung aus Stahlbeton die Bemessung nach DIN 1045 durchgeführt werden.

3.5.6 DIN 4150

DIN 4150-3 "Erschütterungen im Bauwesen" [DIN 4150-3] nennt Anhaltswerte für die maximalen Schwinggeschwindigkeiten von Bauwerken. Werden diese Maximalgeschwindigkeiten nicht überschritten, treten Schäden nach den bisherigen Erfahrungen nicht auf. Untergliedert nach Bauwerkstypen beinhaltet die DIN 4150 auch Grenzwerte der Schwinggeschwindigkeiten für erdverlegte Rohrleitungen. Diese Grenzwerte werden im Rahmen dieser Arbeit bei der Auswertung der Berechnungsergebnisse auf Level III berücksichtigt (Kap. 8).

3.5.7 ATC 13

In den Jahren 1982-1986 fand in einer Kooperation zwischen der FEMA (Federal Emergency Management Agency) und dem ATC (Applied Technology Council) eine groß angelegte statistische Auswertung über die Erdbebengefährdung von unterschiedlichsten Gebäudetypen statt, deren Ergebnisse im ATC 13 veröffentlicht worden sind. Die Vielzahl verschiedener Bauwerkstypen schließt auch unterirdische Infrastruktur mit ein.

Der ATC 13 unterscheidet 91 verschiedene Bauwerkstypen (Facility Classes) und 35 verschiedene Funktionstypen (Social Function Classes). Die wesentlichen für unterirdische Infrastruktur relevanten Ergebnisse werden nun kurz erläutert. Sie basieren auf Erfahrungen von Experten und verschiedenen statistischen Auswertungsverfahren.

Der Zusammenhang zwischen Erdbebenintensität (MMI) und der zu erwartenden Anzahl von Bruchstellen pro Kilometer Rohrleitung (BPK) wird für unterirdische Rohrleitungen (Facility Class 31) gemäß Tabelle 3.6 ermittelt. Mögliche Abweichungen nach oben und unten sind darin ebenso mitberücksichtigt wie die zugehörigen Standardabweichungen.

Tabelle 3.6: Schadensfaktoren (BPK) für verschiedene Erdbebenintensitäten.

MMI	Niedrigste Schätzung				Mittlere Schätzung				Höchste Schätzung			
	Min	Max	Mittel	St.abw.	Min	Max	Mittel	St.abw.	Min	Max	Mittel	St.abw.
6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,1	0,0	0,0	0,0	0,2	0,0	0,1
7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,1	0,0	0,1	0,1	1,0	0,5	0,3
8	0,0	0,1	0,0	0,0	0,0	1,0	0,4	0,3	0,3	4,0	2,0	1,6
9	0,0	0,3	0,1	0,1	0,4	1,0	0,7	0,3	1,0	4,0	2,7	1,3
10	0,0	1,0	0,6	0,3	0,6	6,0	2,9	0,9	1,7	10,0	7,3	2,1
11	0,9	10,0	2,5	1,7	2,8	20,0	7,8	3,2	8,4	35,0	16,4	7,2
12	1,0	20,0	6,7	5,4	5,0	50,0	19,2	9,0	10,0	75,0	29,4	13,7

Da die weiteren Berechnungen häufig auf einer Einteilung in Schadensklassen basieren, werden die Schadensklassen entsprechend Tabelle 3.7 definiert.

Tabelle 3.7: Definition der Schadensklassen nach ATC 13.

Schadensklasse		Bauwerke allgemein		Rohrleitungen	
		Bereich des Schadensfaktors [%]	Mittlerer Schadensfaktor [%]	Bereich der Anzahl der Bruchstellen pro km	Mittlere Anzahl der Bruchstellen pro km
Nr.	Beschreibung des Schadens				
1	Keiner	0	0	0	0
2	Sehr leicht	0 - 1	0,5	0 - 0,5	0,25
3	Leicht	1 - 10	5	0,5 - 1	0,75
4	Mittel	10 - 30	20	1 - 10	5,5
5	Stark	30 - 60	45	10 - 20	15
6	Sehr stark	60 - 100	80	20 - 40	30
7	Katastrophal	100	100	40	40

Außerdem wird für alle untersuchten Bauwerke und Infrastrukturelemente die Reparaturdauer in Tagen ermittelt, und zwar unter der Annahme der Wiederherstellung von 30%, 60% und 100% der Nutzbarkeit der Leitungen. Die zugehörigen Standardabweichungen sind ebenfalls berechnet worden.

Für Wasser- und Abwasserleitungen kommt es damit zu den in Tabelle 3.8 und Tabelle 3.9 zusammengestellten Reparaturzeiten.

Tabelle 3.8: Reparaturzeiten für Wasserleitungen nach ATC 13 (Social Function Class 30f).

	30%				60%				100%			
BPK	Min	Mittel	Max	St.abw.	Min	Mittel	Max	St.abw.	Min	Mittel	Max	St.abw.
0,25	0,0	0,5	1,0	0,4	0,0	1,0	2,0	0,6	0,5	1,6	4,0	1,3
0,75	0,0	1,0	2,0	0,6	0,5	1,6	4,0	1,3	0,5	3,4	10,0	3,6
5,50	1,0	2,3	3,0	0,8	1,0	4,0	7,0	2,1	1,0	9,5	20,0	7,4
15,00	1,5	7,6	15,0	4,5	1,5	12,9	30,0	9,8	1,5	24,6	60,0	21,1
30,00	2,0	18,7	30,0	10,9	2,0	39,7	90,0	30,6	2,0	73,8	180,0	66,2
40,00	3,0	42,7	90,0	30,6	3,0	86,5	180,0	70,4	3,0	156,4	365,0	152,7

Tabelle 3.9: Reparaturzeiten für Abwasserleitungen (Social Function Class 31a).

	30%				60%				100%			
BPK	Min	Mittel	Max	St.abw.	Min	Mittel	Max	St.abw.	Min	Mittel	Max	St.abw.
0,25	0,0	1,8	7,0	2,8	0,0	2,3	7,0	2,9	0,5	3,1	9,0	3,0
0,75	0,0	2,7	7,0	2,8	0,5	3,5	9,0	3,3	0,5	5,4	15,0	5,4
5,50	2,0	8,3	21,0	6,9	2,0	11,4	21,0	7,5	2,0	18,2	30,0	11,8
15,00	3,0	19,4	40,0	14,1	3,0	29,1	60,0	20,5	3,0	63,8	180,0	62,8
30,00	4,0	28,5	50,0	18,0	4,0	49,2	90,0	33,3	4,0	101,7	270,0	93,7
40,00	5,0	47,2	100,0	34,5	5,0	73,2	150,0	53,0	5,0	140,9	365,0	127,8

3.5.8 ATC 25 und ATC 25-1

Ausgehend von den Tafeln im ATC 13 stellt ATC 25 einen Weg vor, die in Folge eines Erdbebens einer bestimmten Intensität zu erwartenden Bruchstellen pro Kilometer Rohrleitung (Breaks per Kilometer, BPK) mittels funktionaler Zusammenhänge zu ermitteln. Mit Hilfe dieses Verfahrens können zum einen die durchschnittlichen Schäden sowie Maximal- und Minimalwerte der Schäden ermittelt, zum anderen auch für die Reparaturzeiten Funktionen in Abhängigkeit von der Anzahl der Bruchstellen aufgestellt werden. Letztlich lässt sich damit der Zeitverlauf der (wiederhergestellten) Kapazität von Leitungen nach einem Schadensereignis ermitteln.

Der ATC 25-1 baut auf dem ATC 25 auf, wobei im ATC 25-1 eine konkretere Vorgehensweise zur Vulnerabilitätsuntersuchung von Wasserversorgungssystemen vorgestellt wird. Dies umfasst neben den Rohrleitungen auch Bauwerke an Knotenpunkten wie Kläranlagen, Pumpstationen, Tanks, Stauseen etc.

Das vorgeschlagene Vorgehen umfasst sechs Schritte:

1. Erfassung der beteiligten Bauwerke,
2. Erfassung der seismischen Gefährdung,
3. Abschätzung der Einwirkung der Gefährdungen auf die Bauwerksteile,
4. Abschätzung der monetären Verluste in Folge der Schädigung von Bauwerksteilen,
5. Abschätzung der verbleibenden Systemkapazität und Reparaturzeit,
6. Abschätzung indirekter ökonomischer Verluste.

Da das Datenmaterial der Untersuchungen nach ATC 13 und ATC 25 nur Schäden in den USA beinhaltet, ist es nicht ohne weiteres auf andere Länder übertragbar.

3.5.9 FEMA 225 / FEMA 226

FEMA 225 "Inventory of Lifelines in the Cajon Pass, California" gibt ein Beispiel über die Untersuchung von Lifelines in einer ausgewählten Region. In FEMA 226 "Collocation Impacts on the Vulnerability of Lifelines During Earthquakes with Applications to the Cajon Pass, California" wird ein Konzept vorgestellt, mit dem die erhöhte oder reduzierte Gefährdung von Lifelines aufgrund ihres Verlaufs ermittelt werden kann. Die Quantifizierung erfolgt über die erforderliche Restorationszeit, um wieder volle Funktionalität zu erreichen. Ähnlich der Kategorisierung nach ATC 13 (Kapitel 3.5.7) werden auch hier die Schadensausmaße in verschiedene Klassen eingeteilt, die jedoch im Rahmen der vorliegenden Arbeit nicht weiter benutzt werden.

3.5.10 American Lifelines Alliance

Die American Lifelines Alliance beschäftigt sich mit der Sicherheit sämtlicher Lifelines, also Wasser- und Abwasser-, Telekommunikations-, Strom- und Gasleitungen etc. In [ALA 02] werden für den Fall eines gelegentlichen Erdbebens die maximal zulässigen Spannungen definiert. Ein etwas detaillierteres FE-Modell zur Rohr-Boden-Interaktion wird in [ALA 01] vorgestellt, wobei die Fragestellung gekrümmter Rohrleitungen nur angerissen wird. Außerdem werden ein Zusammenhang zwischen maximaler Bodenbeschleunigung und maximaler Bodengeschwindigkeit sowie vereinfachte Berechnungsverfahren der erdbebeninduzierten Dehnungen vorgestellt.

3.5.11 Zusammenfassung

In diesem Abschnitt sind die verschiedenen Normen und Richtlinien vorgestellt worden, die für die Vulnerabilitätsuntersuchungen unterirdischer Infrastruktur wichtig sind. Die meisten Normen enthalten lediglich einzelne Informationen, die für unterirdische Infrastruktur relevant sind. Diese Informationen werden in dem im Folgenden beschriebenen Untersuchungskonzept integriert.

3.6 Vulnerabilitätsuntersuchungen

3.6.1 EC 8

Der Eurocode 8 [EC 8-1-4] unterscheidet drei verschiedene Levels bei der Ermittlung der Vulnerabilität von Bauwerken. Sie reichen von einer sehr groben Beurteilung (Level I) bis zu sehr detaillierten Untersuchungen (Level III). Die Charakteristika der drei Levels werden im Folgenden erläutert und sind in Tabelle 3.10 im Überblick dargestellt.

Tabelle 3.10: Vulnerabilitätsuntersuchungen von Bauwerken auf verschiedenen Levels.

	Zeitaufwand pro Gebäude	Untersuchung vor Ort	Numerische Methode zur rechnerischen Ermittlung der zu erwartenden Schäden	Genauigkeit
Level I	Bis zu 1 Stunde	Sichtprüfung: Alter und Typ des Bauwerks, etc.	Sehr vereinfachte empirische Methoden zur Risikobewertung großer Siedlungen	Gering
Level II	ca. halber Tag	Schnelltests: zusätzlich zu Level I einige Messungen	Einfache analytische Näherungsverfahren	Mittel
Level III	Mehrere Tage (bis unbegrenzt)	Optional: weitere Messungen und Beobachtungen	Detaillierte FE-Simulationen, Spektrumsanalysen, Zeitverlaufsrechnungen, Nichtlineares Verhalten, etc.	Hoch

Die Vorgaben nach EC 8 umfassen dabei nur die Klassifizierung in die drei Levels mit den Angaben des zeitlichen Umfangs und einige Anmerkungen zur Untersuchung vor Ort.

Die im Rahmen dieser Arbeit zu entwickelnden Methoden sollten daher so aufgebaut werden, dass sie den drei verschiedenen Levels eindeutig zugeordnet werden können. Es zeigt sich, dass diese Dreiteilung sehr gut die verschiedenen Möglichkeiten der Vulnerabilitätsuntersuchungen von unterirdischer Infrastruktur wiedergibt, wie in Kap. 4 bis 6 näher erläutert wird.

3.6.2 ASTM 2026

In der amerikanischen Norm ASTM 2026-99 sind ebenfalls unterschiedliche Levels für Vulnerabilitätsuntersuchungen definiert. Im Gegensatz zum Eurocode gibt es hier sogar eine Klassifizierung der unterschiedlichen Einflüsse auf die Vulnerabilität mit entsprechenden Levels. Fünf Merkmale werden betrachtet:

- die Bauwerksstabilität BS (Building stability),
- die Baugrundstabilität SS (Site Stability),
- die Schadensanfälligkeit des Bauwerks D (Damageability),
- die Schadensanfälligkeit der Einrichtung,
- die Betriebsunterbrechung.

Außerdem werden vier verschiedene Levels von Zuverlässigkeit der Untersuchung definiert, die von 0 (sehr unsicher) bis 3 (sehr sicher) reichen. Die Charakterisierung der einzelnen Levels erfolgt nicht über die Dauer der Untersuchung, sondern im Wesentlichen über die Qualifikation und Erfahrung der Prüfer.

Abhängig vom Standort des zu untersuchenden Gebäudes nach den amerikanischen Normen [UBC 94] und der erforderlichen Genauigkeit der Vulnerabilitätsuntersuchung sind entsprechende Untersuchungen durchzuführen.

3.6.3 Vorgehen auf den verschiedenen Levels

Das große Problem sowohl der Einteilung nach EC 8 als auch der nach ASTM 2026 in die drei bzw. vier Levels der Vulnerabilitätsuntersuchungen ist die Tatsache, dass die Normen außer dieser Einteilung keine weiteren Hinweise zur Durchführung der eigentlichen Berechnung der Vulnerabilität von Bauwerken geben. Somit bleibt die eigentliche Vorgehensweise der Berechnung der Vulnerabilität unklar.

Die Tatsache, dass die Normen noch keine konkreten Hinweise oder Richtlinien enthalten, war Anlass zur Entwicklung von Methoden, mit deren Hilfe Vulnerabilitätsuntersuchungen durchgeführt werden können. Dazu zählt die Methode nach HAZUS [FEMA 99]. Die meisten dieser Verfahren sind für gewöhnliche Hochbauten entwickelt worden und daher nur schwer oder gar nicht auf unterirdische Rohrleitungen übertragbar.

Am Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik der RWTH Aachen ist für die Vulnerabilitätsuntersuchung von Hochbauten das Software-Modul EQ-Fast entwickelt worden [Sade 02]. EQ-Fast umfasst nur Vulnerabilitätsuntersuchungen auf Level I und Level II nach EC 8. Das Modul ist von einem Versicherungskonzern erfolgreich eingesetzt worden, u.a. in Deutschland und der Türkei [Mesk 01, Mesk 03a].

Die Berechnung der Vulnerabilität von Hochbauten mit EQ-Fast basiert auf den Bewertungstabellen nach [ATC 21, ATC 21-1] und den darüber hinaus erfolgten Weiterentwicklungen [Sade 02].

Die erforderlichen Eingaben für Level I - Untersuchungen sind allgemeine Angaben zum Bauwerk. Auf der Grundlage dieser Angaben erfolgt dann automatisch die Berechnung eines Scores und dem zu erwartenden Mean Damage Ratio (MDR). Die Ausgabe des Mittelwertes und des Probable Loss (PL) erfolgt für verschiedene Stufen der seismischen Belastung.

Für eine Untersuchung nach Level II werden zusätzlich zu den Angaben für eine Level I - Untersuchung einige weitere Informationen wie Eigenfrequenzen benötigt. Erneut wird der Score und das zu erwartende MDR ermittelt. Zusätzlich werden Strukturüberprüfungen, eine Kontrolle des Frequenzabstandes zwischen Bauwerkseigenfrequenz und Bodeneigenfrequenz sowie eine Ermittlung der Anzahl der strukturellen Schwachstellen durchgeführt.

3.6.4 Vorgehen für unterirdische Infrastruktur

Da mit der Methode EQ-Fast nur gewöhnliche Hochbauten untersucht werden können, ist für unterirdische Infrastruktur ein neues Verfahren zu erarbeiten, was das Ziel der vorliegenden Arbeit ist. Dieses gilt für gerade und gekrümmte Rohrleitungen. Ausgenommen sind Verzweigungsrohre und unterirdische Versorgungsbauwerke wie Pumpstationen, da hier die Unterschiedlichkeit der Bauwerke die Untersuchung einzelner konkreter Bauwerke erfordern würde. Nach den Erfahrungen mit Erdbebenschäden an unterirdischer Infrastruktur sind etwa die Hälfte der Schäden an solchen Verzweigungen aufgetreten, so dass mit der Untersuchung der Rohrleitungen ein wesentlicher Teil abgedeckt ist.

Das entwickelte Verfahren unter Berücksichtigung der drei verschiedenen Genauigkeitslevels wird in den Kapiteln 4 bis 8 vorgestellt.

4. Level I: Näherungsverfahren

In den Kapiteln 4 bis 6 wird erläutert, wie auf den drei verschiedenen Genauigkeitslevels die entwickelten und implementierten Untersuchungen durchgeführt werden. Auf Level I werden dabei empirische Zusammenhänge, auf Level II einfache analytische Beziehungen und auf Level III komplexe Finite-Elemente-Modelle eingesetzt.

Die Ansätze auf Level I und II sind der Literatur entnommen. Sie sind im Rahmen dieser Arbeit implementiert worden und werden insbesondere auf Level II anhand von umfassenden Parameterstudien untersucht. Auf Level III erfolgen eigene Modellentwicklungen.

In Tabelle 4.1 sind die drei Levels und die wesentlichen Abläufe im Überblick dargestellt. Man erkennt insbesondere die verschiedenen Berechnungsarten und die unterschiedlichen Ergebnisse für die anschließende Weiterverarbeitung zur Ermittlung der Schädigungen. In Bild 4.1 ist der Informationsfluss als Diagramm dargestellt.

Tabelle 4.1: Übersicht über die Berechnungswege der drei Levels.

	Level I	Level II	Level III
Berechnungsmöglichkeiten			
Fortran-Programme	x	x	Hilfsprogramme
ANSYS-Kopplung	-	-	x
Stochastik	x	x	x
Ergebnisse			
BPK	x	-	-
Spannungen, Dehnungen, Verschiebungen, Rotationen	-	Maximalwerte für Gesamtleitung	Werte für jedes Segment
Diagramme und Graphiken	-	-	x
Weiterverarbeitung			
... zur Ermittlung der BPK	nicht erforderlich	x	x
... zur Ermittlung der monetären Schäden	x	x	x

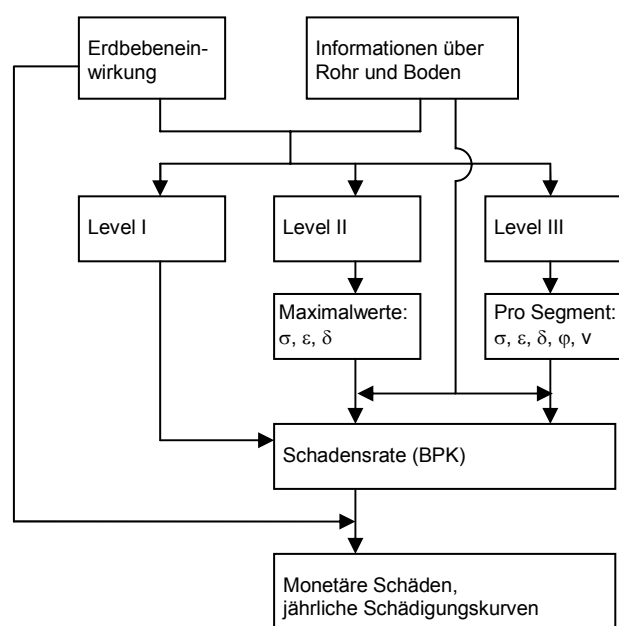


Bild 4.1: Übersicht über den Ablauf der Berechnungen auf den drei Levels.

Dieses 4. Kapitel beinhaltet die Verfahren auf Level I. Die empirischen Zusammenhänge werden für verschiedene Belastungsarten (Wellenausbreitung, Verwerfung, etc.) dargestellt, wobei innerhalb der Belastungsart die Einwirkungsgrößen durch verschiedene Parameter beschrieben werden können (Intensität, maximale Bodengeschwindigkeit, etc.).

Neben der Erläuterung der verschiedenen Verfahren werden auch die Ergebnisse der durchgeführten Studien gezeigt.

4.1 Allgemeines

Ziel der Erdbebenuntersuchung von unterirdischer Infrastruktur ist letztlich die Ermittlung der Wahrscheinlichkeit von Schadensfällen und der zu erwartenden finanziellen Belastung durch die Schadensfälle.

Die einfachste denkbare Lösung dieses Problems ist die Ermittlung eines empirischen Zusammenhangs zwischen der Erdbebeneinwirkung und den finanziellen Schäden. Sinnvoller als solche direkten monetären Zusammenhänge sind jedoch Zusammenhänge zwischen Einwirkung und Anzahl der Schäden, da diese unabhängig von Wechselkursen, Kostensteigerungen etc. sind. Auf der Basis der ermittelten Schadensanzahl kann dann unmittelbar der finanzielle Schaden unter Berücksichtigung der aktuellen Instandsetzungskosten ermittelt werden.

Verschiedene empirische Ansätze zur Ermittlung der zu erwartenden Bruchstellen sind möglich. Die Erdbebenbelastung kann dabei als Intensität, maximale Bodenbeschleunigung, maximale Bodengeschwindigkeit oder maximale Bodenverformung (bei Bruchzonen und Setzungen) angegeben werden.

Die Genauigkeit der Verfahren ist offensichtlich sehr begrenzt, da sie auf empirischen Beziehungen basieren, andererseits führen sie sehr schnell zu Ergebnissen. Die Reparaturrate ist generell ortsabhängig, weil die seismischen Beanspruchungen und die Eigenschaften des Bodens von Ort zu Ort unterschiedlich sind. Die Bestimmung der Reparaturrate basiert auf bereits gesammelten Daten aus vergangenen Erdbeben. Näherungsweise können die Verfahren auch für andere Standorte eingesetzt werden, wie dies auch nach [Sade 02] praktiziert worden ist.

In Tabelle 4.2 sind die Verfahren auf Level I in einer Übersicht dargestellt. Die Bezeichnung der Verfahren ist dabei an die programmtechnische Umsetzung angelehnt. Der erste Buchstabe kennzeichnet die Einwirkung (W: Wellenausbreitung, D: Bodenverformung), der zweite Buchstabe die Einwirkungsgröße (V: Geschwindigkeit, A: Beschleunigung, I: Intensität, G: allgemein, F: Verwerfung, L: Bodenverflüssigung) und die beiden letzten Buchstaben das Verfahren.

Es gelten folgende Bezeichnungen der Variablen für alle Verfahren:

PGA	Maximale Bodenbeschleunigung [m/s^2]
PGV	Maximale Bodengeschwindigkeit [m/s]
PGD	Bleibende Bodenverformung [m]
RR	Reparaturrate [Bruchstellen pro Kilometer, BPK]

Tabelle 4.2: Überblick über die Verfahren auf Level I.

Einwirkung	Größe zur Beschreibung der Einwirkung	Verfahren	Sonstige Eingaben			
			Rohrmaterial	Muffentyp	Rohrdurchmesser	Weitere
Wellenausbreitung (W)	PGV (V)	WVB1	-	-	-	Rohrduktilität
		WVE1	x	x	x	Rohrqualität, Bodenbeschaffenheit
		WVE2	x	x	x	Bodenbeschaffenheit
		WVO1	x	-	-	-
		WVO2	-	-	-	-
		WVB2	-	-	-	-
	PGA (A)	WAO1	-	-	-	Einstufung Lagerbedingungen
		WAT1	-	-	x	-
	Intensität (I)	WIO1	-	-	-	-
		WIA1	-	-	x	erwartetes Schadensausmaß
PGD (D)	allgemein (G)	DGB1	-	-	-	Rohrduktilität
		DGE1	x	x	-	Rohrqualität
		DGE2	x	x	-	-
		DG01	x	-	-	-
	Verwerfung (F)	DFE1	x	-	-	-
	Bodenverflüssigung (L)	DLH1	x	x	-	-
Verschiedene		ATC13	-	-	-	-
			x: Eingabe ist erforderlich			

Die Verfahren werden entsprechend der obigen Tabelle getrennt nach den Lastfällen und Größen zur Beschreibung der Einwirkung vorgestellt. Die bei den einzelnen Verfahren angegebenen Gleichungen basieren jeweils auf der statistischen Auswertung der jeweiligen Datenbasis.

Nach Abschluss der Erläuterungen der Verfahren zu einer Einwirkung und einer Einwirkungsgröße werden die nach der programmtechnischen Umsetzung im Rahmen dieser Arbeit ermittelten Ergebnisse vorgestellt.

4.2 Reparaturrate infolge Wellenausbreitung

4.2.1 Reparaturrate auf Basis der PGV

4.2.1.1 Verfahren WVB1

Eine einfache Berechnung der Reparaturrate bietet das Verfahren WVB1 [Bend 95], das die Gefährdung von Rohrleitungen in Wasserentsorgungsnetzwerken abschätzt.

Es wird angenommen, dass bei Rohrleitungen die Reparaturrate allein von der Anzahl von Lecks und Brüchen abhängt und dass 20 Prozent der ermittelten Reparaturen Lecks in der Leitung und 80 Prozent wirkliche Leitungsbrüche sind.

Für spröde Rohrleitungen gilt:

$$RR = 3,162 \cdot PGV^{2,25} \quad (4.1)$$

Bei Rohrleitungen aus duktilem Material kann die Reparaturrate mit dem Faktor 0,3 multipliziert werden.

4.2.1.2 Verfahren WVE1

Das Verfahren WVE1 [Eidi 99] berechnet die Reparaturrate unter Berücksichtigung folgender Parameter: Rohrmaterial, Muffentyp, Bodentyp und Rohrdurchmesser. Der Koeffizient K_1 hängt dabei von diesen Parametern ab und liegt zwischen 0 und 1.

Infolge PGV gilt:

$$RR = K_1 \cdot 1,512 \cdot PGV^{1,98} \quad (4.2)$$

4.2.1.3 Verfahren WVE2

Basierend auf dem Eingabeparameter K_1 des im Kapitel zuvor beschriebenen Verfahrens gilt nach dem Verfahren WVE2 [Eidi 01] der folgende empirische Zusammenhang:

$$RR = K_1 \cdot 0,242 \cdot PGV \quad (4.3)$$

4.2.1.4 Verfahren WVO1

Mit dem Verfahren WVO1 nach [O'Rou 99b, O'Rou 00] kann die Reparaturrate für Rohrleitungen aus Gusseisen, duktilem Stahl, Asbestzement, Stahl und geschweißtem Stahl in Abhängigkeit des Rohrmaterials bestimmt werden. Dies führt zu folgenden Zusammenhängen, vgl. Bild 4.2:

$$RR = 0,30 \cdot PGV^{1,21} \quad \text{für Gusseisen} \quad (4.4)$$

$$RR = 0,40 \cdot PGV^{1,84} \quad \text{für duktilen Stahl} \quad (4.5)$$

$$RR = 0,55 \cdot PGV^{2,26} \quad \text{für Asbestzement} \quad (4.6)$$

$$RR = 0,29 \cdot PGV^{0,89} \quad \text{für Stahl} \quad (4.7)$$

$$RR = 0,20 \cdot PGV^{2,49} \quad \text{für geschweißten Stahl} \quad (4.8)$$

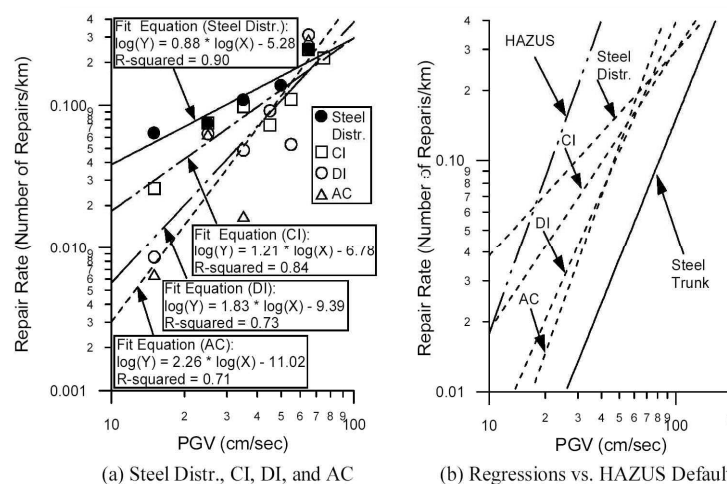


Bild 4.2: Empirische Zusammenhänge zwischen BPK und PGV [O'Rou 00].

4.2.1.5 Verfahren WVO2

Mit dem Verfahren WVO2 [O'Rou 00] wird die Reparaturrate infolge von drei verschiedenen PGV berechnet.

Basierend auf dem geometrischen Mittelwert PGV_{mean} :

$$RR = 0,33 \cdot PGV_{mean}^{1,09} \quad (4.9)$$

Basierend auf dem Maximalwert der Bodengeschwindigkeit PGV_{max} :

$$RR = 0,30 \cdot PGV_{max}^{1,21} \quad (4.10)$$

Basierend auf der maximalen vektoriellen Magnitude PGV_v :

$$RR = 0,30 \cdot PGV_v^{1,30} \quad (4.11)$$

In Bild 4.3 sind diese Zusammenhänge graphisch dargestellt.

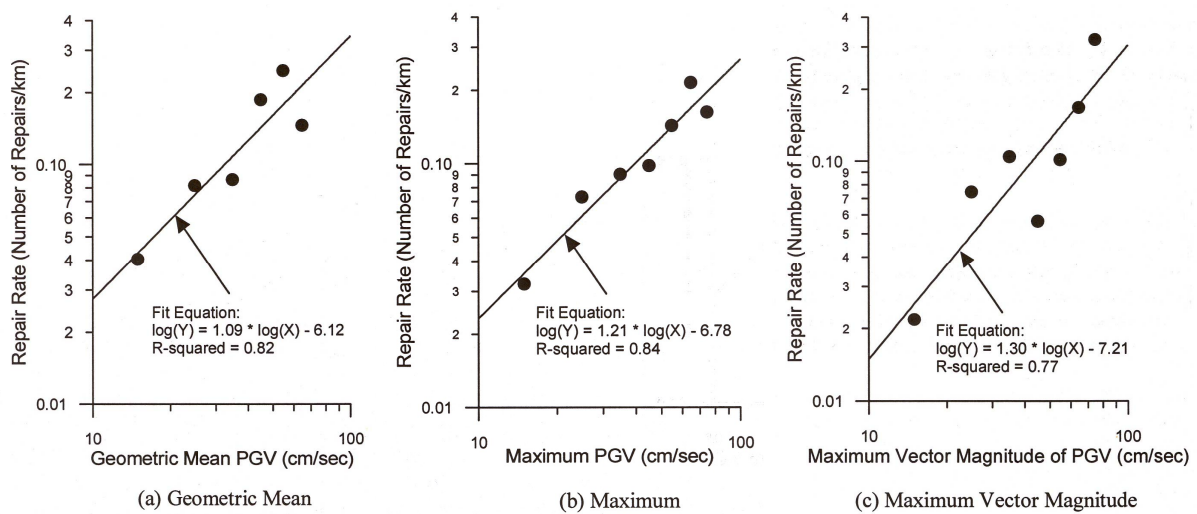


Bild 4.3: BPK als Funktion der verschiedenen PGV [O'Rou 00].

4.2.1.6 Verfahren WVB2

Mit der Gleichung (4.12) des Verfahrens WVB2 kann die Reparaturrate nach [Bare 88] für geschweißte Stahlrohrleitungen in Abhängigkeit von der maximalen Partikelgeschwindigkeit ermittelt werden. Die Regressionsgerade (vgl. Bild 4.4) hat die Form:

$$RR = 0,0037 \cdot 10^{4,69 \cdot v_{max}} \quad (4.12)$$

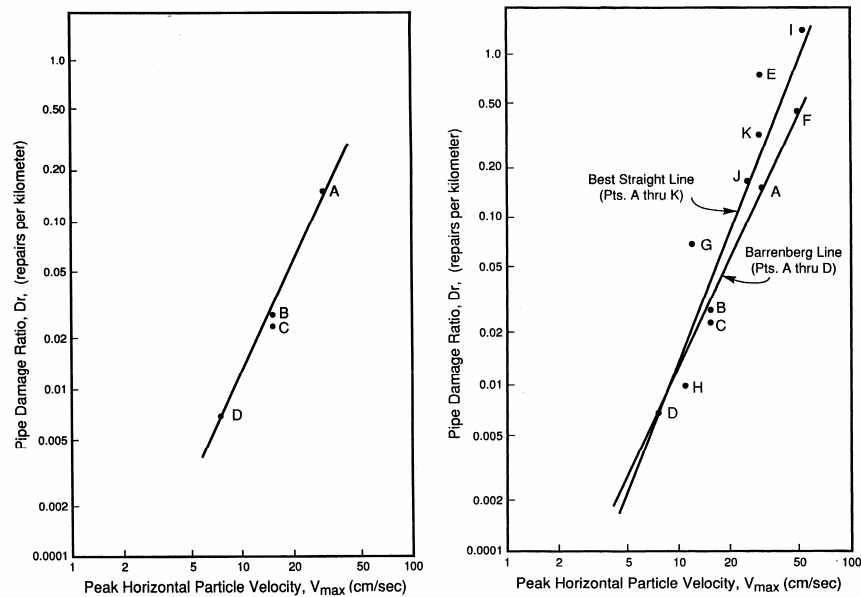


Bild 4.4: Zusammenhänge zwischen PGV und Anzahl der Schäden [O'Rou 93].

4.2.1.7 Vergleich der Verfahren

Die in den vorangegangenen Abschnitten erläuterten Verfahren sind im Rahmen dieser Arbeit programmtechnisch umgesetzt worden. Damit können die Verfahren auch miteinander verglichen werden.

Als Ergebnis dieser Untersuchung ist in Bild 4.5 die Reparaturrate in Abhängigkeit von der PGV dargestellt.

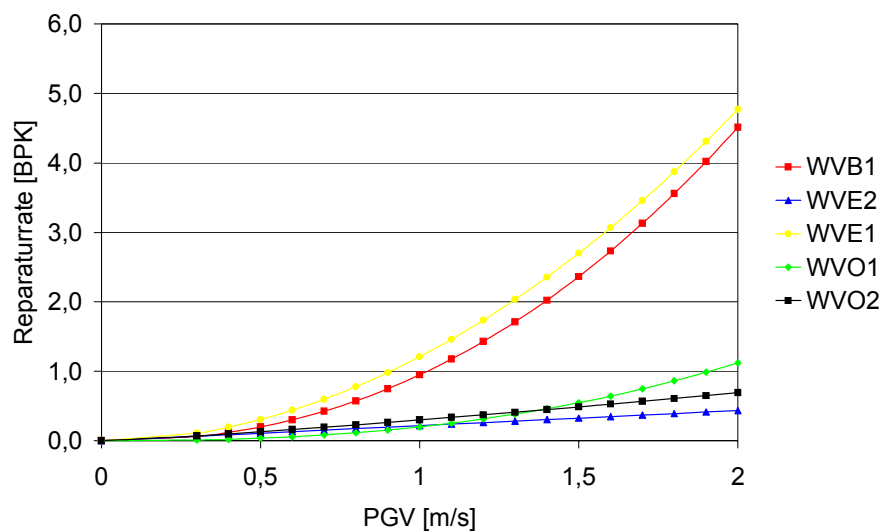


Bild 4.5: Vergleich der BPK infolge Wellenausbreitung auf Basis der PGV.

Es fällt sofort auf, dass es quantitativ zwei verschiedene Gruppen von Kurven gibt. Die Verfahren nach WVB1 und nach WVE1 stimmen gut miteinander überein. Ebenfalls in sich ähnlich sind die Verfahren nach WVE2, WVO1 und WVO2. Außerdem fällt auf, dass die größten Werte aus den älteren Verfahren resultieren.

Es ist zu beachten, dass diese unterschiedlichen empirischen Ansätze auf unterschiedlichem Datenmaterial basieren und unterschiedliche Erdbeben bei der Ermittlung der Zusammenhänge zugrunde gelegt worden sind.

4.2.2 Reparaturrate auf Basis der PGA

4.2.2.1 Verfahren WAO1

Mit dem Verfahren WAO1 [O'Rou 93] wird die Reparaturrate infolge Wellenausbreitung berechnet, wobei die Einwirkung durch die PGA quantifiziert wird. Nach [Kata 75] wird die Reparaturrate infolge PGA bei segmentierten geschweißten Eisenrohrleitungen für schlechte, durchschnittliche und gute Randbedingungen ermittelt. Für diese drei Bedingungen können die Reparaturraten mit Hilfe der Graphen aus [O'Rou 93] ermittelt werden (vgl. Bild 4.6). Daraus ergeben sich die folgenden Regressionskurven:

Für schlechte Bedingungen:

$$RR = 3,00 \cdot 10^{-2} \cdot PGA^{6,80} \quad (4.13)$$

Für durchschnittliche Bedingungen:

$$RR = 2,20 \cdot 10^{-3} \cdot PGA^{6,80} \quad (4.14)$$

Für gute Bedingungen:

$$RR = 7,48 \cdot 10^{-5} \cdot PGA^{6,80} \quad (4.15)$$

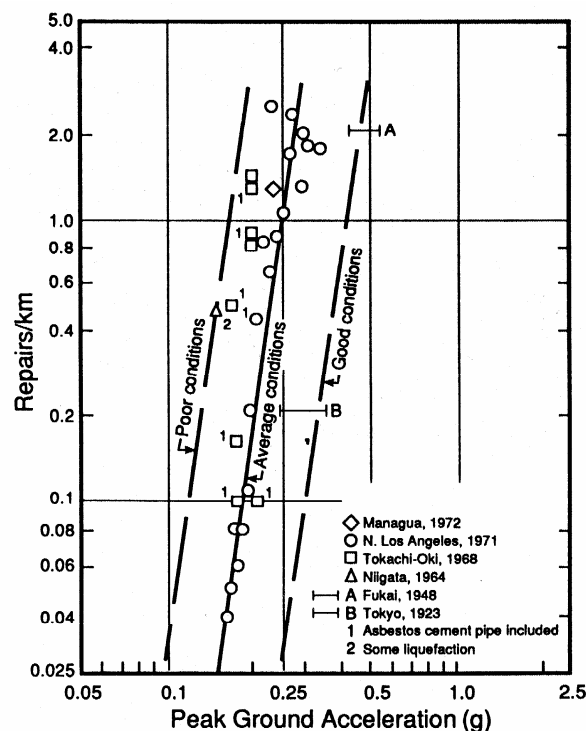


Bild 4.6: Zusammenhang zwischen PGA und Anzahl der Schäden [O'Rou 93].

4.2.2.2 Verfahren WAT1

Beim Verfahren WAT1 wird die Reparaturrate in Abhängigkeit von der maximalen Bodenbeschleunigung ermittelt. Zusätzlich berücksichtigt werden der Rohrdurchmesser und das mögliche Vorhandensein von Bodenverflüssigung.

Der Fall, dass keine Bodenverflüssigung vorliegt, führte zu folgenden Beziehungen:

$$RR = 2,50 \cdot PGA \quad \text{für } D < 50 \text{ mm} \quad (4.16)$$

$$RR = 0,14 \cdot PGA \quad \text{für } D > 50 \text{ mm} \quad (4.17)$$

Für den Fall, dass Bodenverflüssigung vorliegt, wurden folgende Beziehungen ermittelt:

Basierend auf den Daten des Chi-Chi Erdbebens

$$RR = 1,67 \cdot PGA \quad \text{für } D < 50 \text{ mm} \quad (4.18)$$

$$RR = 0,20 \cdot PGA \quad \text{für } D > 50 \text{ mm} \quad (4.19)$$

Basierend auf den Daten des Kobe Erdbebens

$$RR = 0,58 \cdot PGA \quad \text{für } D > 50 \text{ mm} \quad (4.20)$$

Außerdem wurde einwirkungsunabhängig die Reparaturrate nur auf Basis des Rohrdurchmessers ermittelt:

$$RR = -1,053 \cdot \ln(D) - 0,283 \quad (4.21)$$

Hier zeigt sich sehr deutlich, dass diese ausschließlich auf dem Durchmesser basierende empirische Formel zwangsläufig großen Streuungen unterliegen muss und geeignete genauere Verfahren zu entwickeln sind.

4.2.2.3 Vergleich der Verfahren

Auch die Verfahren zur Ermittlung der Reparaturrate auf der Basis der PGA sind programmtechnisch umgesetzt worden.

In Bild 4.7 ist die Reparaturrate in Abhängigkeit von der maximalen Bodenbeschleunigung dargestellt.

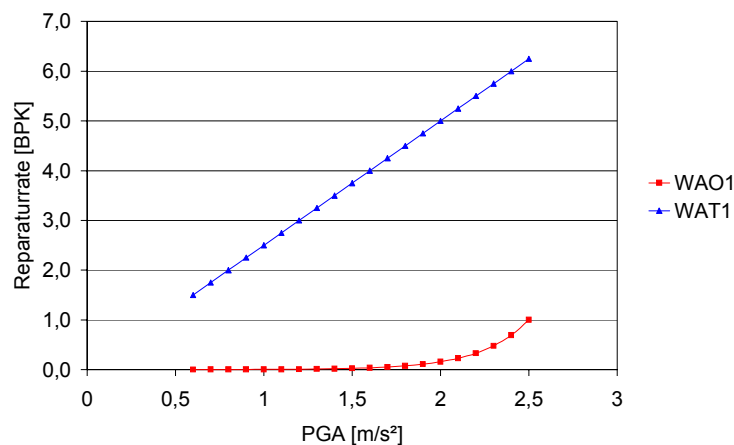


Bild 4.7: Vergleich der BPK infolge Wellenausbreitung auf Basis der PGA.

Man erkennt sofort die unvereinbaren Unterschiede zwischen den beiden Verfahren. Das Verfahren WAO1 [O'Rou 93] basiert letztlich auf der Arbeit von [Kata 75] und den damals zur Verfügung stehenden Daten. Das Verfahren WAT1 [Tsai 00] basiert auf neueren Erdbeben, jedoch nur im asiatischen Raum. Die Diskrepanz der Ergebnisse zeigt die Notwendigkeit genauerer Untersuchungen.

4.2.3 Reparaturrate auf Basis der MMI

4.2.3.1 Verfahren WIO1

Alternativ kann die Reparaturrate anstatt auf Basis der maximalen Bodenbeschleunigungen oder -geschwindigkeiten auf Basis der Intensität des Erdbebens ermittelt werden. Dafür gelten nach [Eguc 91] die in Tabelle 4.3 zusammengestellten empirischen Zusammenhänge, die in Bild 4.8 graphisch dargestellt sind.

Tabelle 4.3: Formeln zur Berechnung der Reparaturrate aus der Intensität [O'Rou 93].

	MMI ≤ 8	MMI ≥ 8
Asbestzement (AC), Beton (Conc)	$RR = 0,014 \cdot MMI + 0,0011$	$RR = 0,03 \cdot MMI - 0,13$
Gusseisen (CI), Schweißstahl mit Dichtungen (WSCJ)	$RR = 0,0163 \cdot MMI + 0,0007$	$RR = 0,0565 \cdot MMI - 0,435$
Schweißstahl mit gasgeschweißten Muffen (WSGWJ)	$RR = 0,0160875 \cdot MMI + 0,0013$	$RR = 0,03 \cdot MMI - 0,11$
Schweißstahl mit bogengeschweißten Muffen Grad A/B (WSAWJ), Polyethylen (PE)	$RR = 0,001925 \cdot MMI + 0,0006$	$RR = 0,047 \cdot MMI - 0,36$
Polyvinylchlorid (PVC)	$RR = 0,01115 \cdot MMI + 0,0008$	$RR = 0,03 \cdot MMI - 0,39$
Duktiles Eisen (DI)	$RR = 0,001475 \cdot MMI + 0,0002$	$RR = 0,0025 \cdot MMI - 0,008$
Schweißstahl mit bogengeschweißten Muffen Grad X (WSAWJ)	$RR = 0,000875 \cdot MMI - 0,0063$	$RR = 0,00035 \cdot MMI - 0,0021$

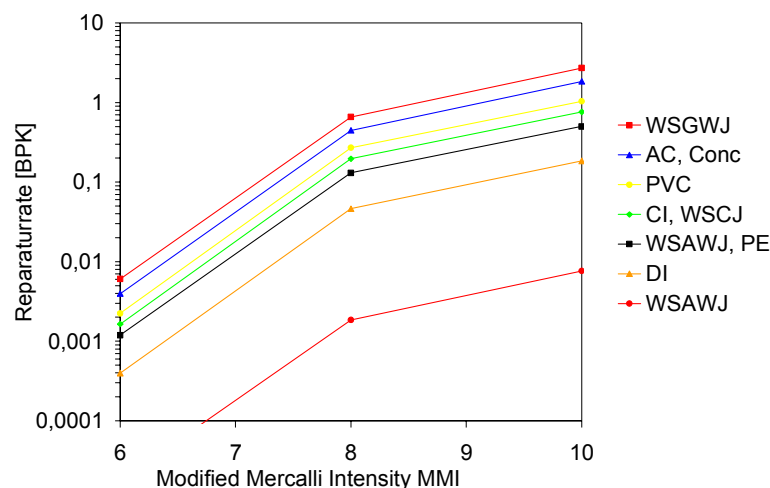


Bild 4.8: Zusammenhang zwischen Intensität und Anzahl der Schäden.

4.2.3.2 Verfahren WIA1

Auf der Basis der Daten aus [ATC 13] und unter Berücksichtigung des Verfahrens nach [ATC 25-1] wird im Rahmen der vorliegenden Arbeit folgender Zusammenhang zwischen Erdbebenintensität und BPK hergestellt, wobei zwischen mittleren, hohen und niedrigen zu erwartenden Schäden unterschieden wird.

$$\text{Niedrige Schädigung: } RR = 1,05 \cdot 10^{-15} \cdot MMI^{14,71} \quad (4.22)$$

$$\text{Mittlere Schädigung: } RR = 3,00 \cdot 10^{-10} \cdot MMI^{9,98} \quad (4.23)$$

$$\text{Hohe Schädigung: } RR = 3,28 \cdot 10^{-7} \cdot MMI^{7,36} \quad (4.24)$$

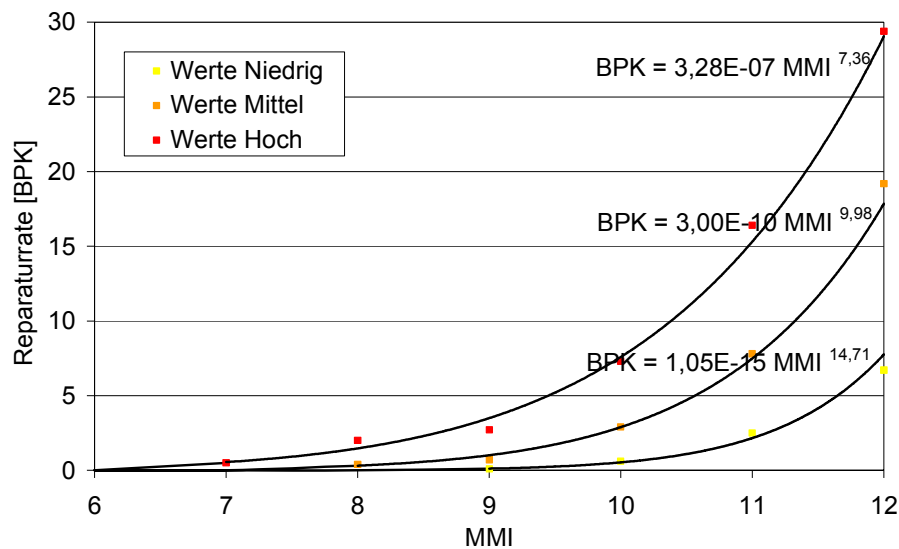


Bild 4.9: Zusammenhang zwischen MMI und BPK auf Level I.

4.3 Reparaturrate infolge bleibender Bodenverformungen

4.3.1 Reparaturrate infolge Bodenverformung allgemein

Nach der Erläuterung der Zusammenhänge zwischen Belastung durch Wellenausbreitung und Schadenrate in den vorangegangenen Abschnitten werden in den folgenden Abschnitten die Zusammenhänge zwischen Belastung durch Bodenverformung und Schadensrate dargestellt. Als erstes wird dabei eine allgemeine Bodenverformung ohne Berücksichtigung ihrer Ursache (Verwerfung, Verflüssigung) betrachtet.

4.3.1.1 Verfahren DGB1

Analog zu Kap. 4.2.1.1 gilt für die Reparaturrate als Funktion der PGD für spröde Rohrleitungen nach [Bend 95]:

$$RR = 7,82 \cdot PGD^{0,56} \quad (4.25)$$

Bei duktilen Rohrleitungen muss die Reparaturrate mit dem Faktor 0,3 multipliziert werden.

4.3.1.2 Verfahren DGE1

Analog zu Kap. 4.2.1.2 gilt für die Reparaturrate infolge PGD nach [Eidi 99]:

$$RR = K_2 \cdot 23,67 \cdot PGD^{0,53} \quad (4.26)$$

Auch hier hängt der Parameter K_2 von Pipematerial, Muffentyp, Bodentyp und Rohrdurchmesser ab und liegt zwischen 0 und 1.

4.3.1.3 Verfahren DGE2

Nach [Eidi 01] gilt analog zu Kap. 4.2.1.3 für die Reparaturrate infolge PGD:

$$RR = K_2 \cdot 11,22 \cdot PGD^{0,319} \quad (4.27)$$

4.3.1.4 Verfahren DGO1

Nach [O'Rou 03] wird die Reparatur-Rate in Abhängigkeit von der PGD und der verschiedenen Rohrmaterialien ermittelt.

Für jedes Material gibt es zwei Bereiche: der für PGD zwischen 0 und 0,127 m und der zweite für PGD größer als 0,127 m. Es gelten die in der folgenden Tabelle zusammengestellten Zusammenhänge.

Tabelle 4.4: Zusammenhänge zwischen PGD und Reparaturrate.

	Erster Bereich	Zweiter Bereich
Pre-1960 Gusseisen (CI)	$RR = 77,48 \cdot PGD$	$RR = 7,04 \cdot PGD + 8,95$
Pre-1940 gerollter und geschweißter Stahl (RS & WS)	$RR = 51,65 \cdot PGD$	$RR = 4,70 \cdot PGD + 5,96$
Geschweißter Stahl (AWSS)	$RR = 81,35 \cdot PGD$	$RR = 3,53 \cdot PGD + 4,47$
Pre-1989 Duktiles Eisen (DI)	$RR = 20,66 \cdot PGD$	$RR = 1,18 \cdot PGD + 2,48$
Post-1940 WS & Post 1989 Duktiles Eisen (DI)	$RR = 7,74 \cdot PGD$	$RR = 1,18 \cdot PGD + 0,84$

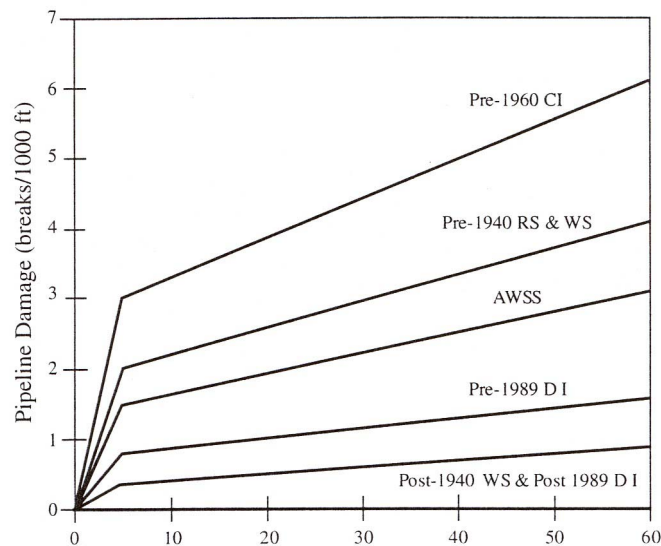


Bild 4.10: Zusammenhang zwischen PGD und Reparaturrate [O'Rou 03].

4.3.1.5 Vergleich der Verfahren

Nach der Umsetzung der Verfahren zur Ermittlung der Reparaturrate infolge Bodenverformung werden die Verfahren miteinander verglichen. Bild 4.11 zeigt die Reparaturrate als Funktion der Bodenverschiebung.

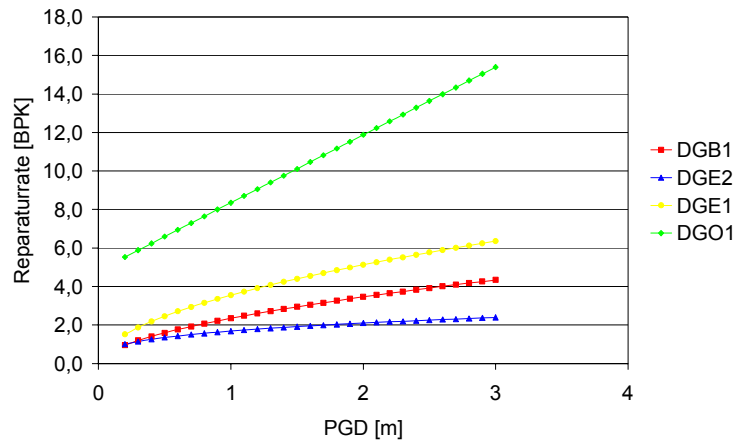


Bild 4.11: Reparaturrate als Funktion von PGD (allgemein).

Man erkennt, dass die Kurven recht gut übereinstimmen mit Ausnahme der Kurve des Verfahrens DGO1, die zu deutlich höheren Werten führt.

4.3.2 Reparaturrate infolge Bodenverformung durch Verwerfung

4.3.2.1 Verfahren DFE1

Mit dem Verfahren DFE1 [Eguc 82, ATC 13] wird die Reparaturrate für die Lastfälle Verwerfung und Wellenausbreitung berechnet. Außerdem wird auch eine Schätzung der Reparaturrate infolge Erdrutsch und Bodenverflüssigung ermittelt. Diese ist abhängig von dem Rohrleitungsmaterial. Für den Lastfall Verwerfung wurden folgende Beziehungen ermittelt:

Asbestzement (AC):

$$RR = 11,9 \cdot PGD^{0,448} \quad (4.28)$$

Gusseisen (CI):

$$RR = 8,16 \cdot PGD^{0,448} \quad (4.29)$$

Geschweißter Stahl mit Dichtungsverbindungen (WSCJ):

$$RR = 5,95 \cdot PGD^{0,448} \quad (4.30)$$

Geschweißter Stahl mit geschweißten Verbindungen (WSWJ):

$$RR = 2,22 \cdot PGD^{0,448} \quad (4.31)$$

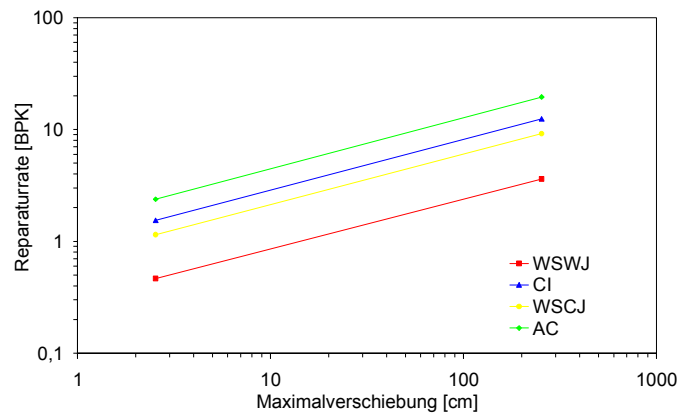


Bild 4.12: Zusammenhänge zwischen PGA und Reparaturrate.

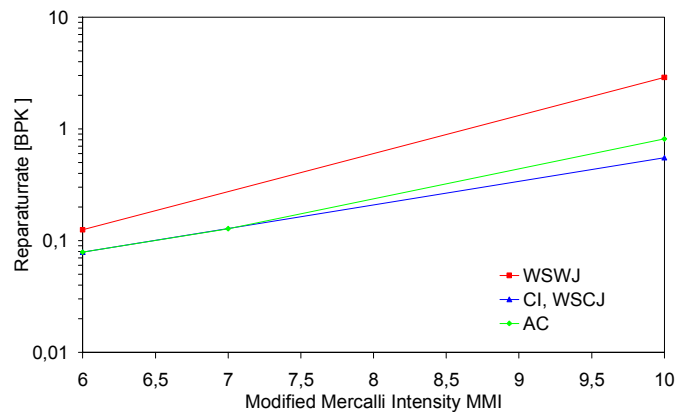


Bild 4.13: Zusammenhänge zwischen MMI und Reparaturrate.

Für den Lastfall Wellenausbreitung gelten folgende Zusammenhänge:

Asbestzement:

$$\begin{aligned} RR &= 4,33 \cdot 10^{-3} \cdot 10^{0,21 \cdot MMI} & \text{für } 6 \leq MMI \leq 7 \\ RR &= 1,59 \cdot 10^{-3} \cdot 10^{0,27 \cdot MMI} & \text{für } 7 \leq MMI \leq 10 \end{aligned} \quad (4.32)$$

Gusseisen und geschweißter Stahl mit Dichtungsverbindungen:

$$RR = 4,33 \cdot 10^{-3} \cdot 10^{0,21 \cdot MMI} \quad \text{für } 6 \leq MMI \leq 10 \quad (4.33)$$

Geschweißter Stahl mit geschweißten Verbindungen:

$$RR = 1,13 \cdot 10^{-3} \cdot 10^{0,34 \cdot MMI} \quad \text{für } 6 \leq MMI \leq 10 \quad (4.34)$$

Infolge Erdbeben und Bodenverflüssigung werden die in Bild 4.14 gezeigten Zusammenhänge angegeben, wobei klar erkennbar ist, dass diese äußerst vereinfacht sein müssen, da keinerlei Randbedingungen wie Rohrdurchmesser, Hangneigung, Bodentyp, etc. berücksichtigt werden. Dies zeigt die Notwendigkeit der Erarbeitung genauerer Zusammenhänge auf Level III.

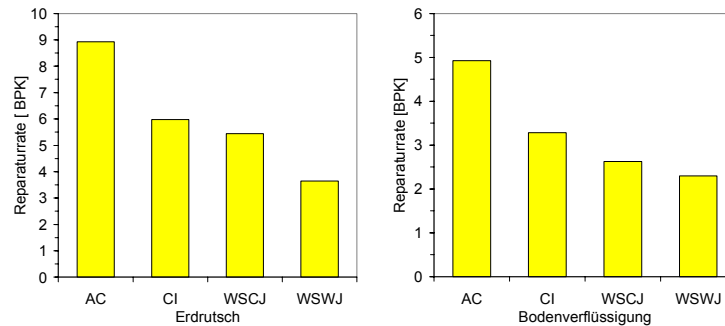


Bild 4.14: Anzahl der Schäden für Erdbeben (links) und Bodenverflüssigung (rechts).

4.3.2.2 Vergleich der Verfahren

Die Verfahren unter allgemeiner Berücksichtigung der Bodenverformung werden mit denen infolge Bodenverformung infolge Verwerfung verglichen.

Bild 4.15 zeigt den Zusammenhang zwischen PGD infolge Verwerfung und der daraus resultierenden Reparaturrate. Man erkennt, dass die zu erwartenden Schädigungen im Vergleich zu den Schädigungen aus PGD allgemein (Bild 4.11) für dieses Beispiel zu sehr gut übereinstimmenden Werten führen.

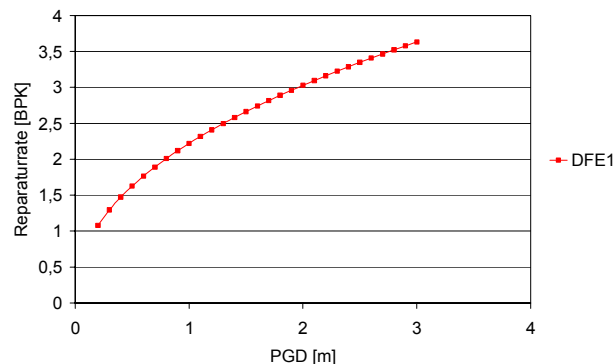


Bild 4.15: Reparaturrate als Funktion von PGD infolge Verwerfung.

4.3.3 Reparaturrate infolge Bodenverformung durch Bodenverflüssigung

4.3.3.1 Verfahren DLH1

Mit dem Verfahren DLH1 [Heub 95] wird die Reparaturrate infolge Wellenausbreitung berechnet, wobei die quantitative Berechnung auf der durch Bodenverflüssigung bewirkten bleibenden Bodenverformung basiert. Weiterhin werden Rohrmaterial und Typ der Verbindung zwischen den Rohrsegmenten berücksichtigt.

Für die verschiedenen Rohrmaterialien und Muffenverbindungen sind die Beziehungen in Tabelle 4.5 und Bild 4.16 dargestellt.

Tabelle 4.5: Formeln zur Berechnung der Reparaturrate.

Moderner Stahl und duktiler Stahl mit biegsamen Muffen	$RR = 100 \cdot \left(1 - e^{-(0,283 \cdot PGD)^{1,33}}\right)$
Duktiler Stahl mit steifen Muffen	$RR = 100 \cdot \left(1 - e^{-(0,899 \cdot PGD)^{1,11}}\right)$
Gusseisen mit biegsamen Muffen	$RR = 100 \cdot \left(1 - e^{-(0,578 \cdot PGD)^{1,55}}\right)$
Gusseisen mit steifen Muffen	$RR = 100 \cdot \left(1 - e^{-(1,120 \cdot PGD)^{1,69}}\right)$
Keramischer Ton mit biegsamen Muffen	$RR = 100 \cdot \left(1 - e^{-(0,743 \cdot PGD)^{0,710}}\right)$
Keramischer Ton mit steifen Muffen	$RR = 100 \cdot \left(1 - e^{-(2,830 \cdot PGD)^{0,761}}\right)$
PVC mit biegsamen Muffen	$RR = 100 \cdot \left(1 - e^{-(0,644 \cdot PGD)^{1,37}}\right)$
PVC mit steifen Muffen	$RR = 100 \cdot \left(1 - e^{-(1,530 \cdot PGD)^{1,62}}\right)$
Asbestzement mit biegsamen Muffen	$RR = 100 \cdot \left(1 - e^{-(0,961 \cdot PGD)^{1,64}}\right)$
Asbestzement mit steifen Muffen	$RR = 100 \cdot \left(1 - e^{-(1,830 \cdot PGD)^{1,83}}\right)$

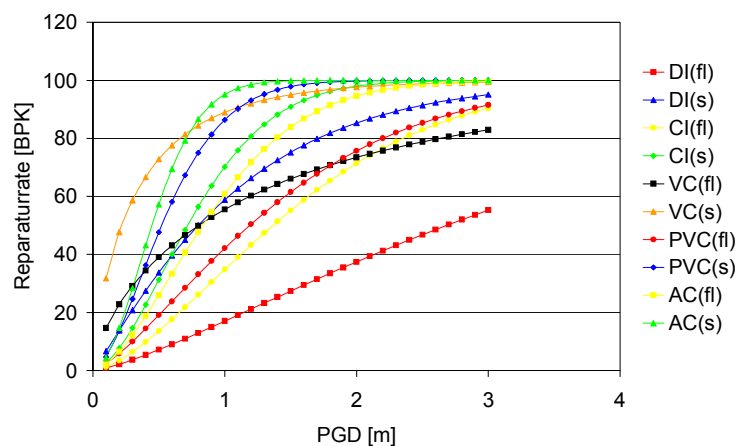


Bild 4.16: Reparaturrate durch verflüssigungsinduzierte Bodenverformungen.

4.3.3.2 Vergleich der Verfahren

Zu Vergleichszwecken ist in Bild 4.17 die Reparaturrate als Funktion der PGD infolge Bodenverflüssigung dargestellt. Hier liegen die zu erwartenden Bruchstellen deutlich über den zuvor für den Lastfall PGD gezeigten (Bild 4.11). Dies liegt an den massiven und schwer quantifizierbaren Konsequenzen durch Bodenverflüssigungen.

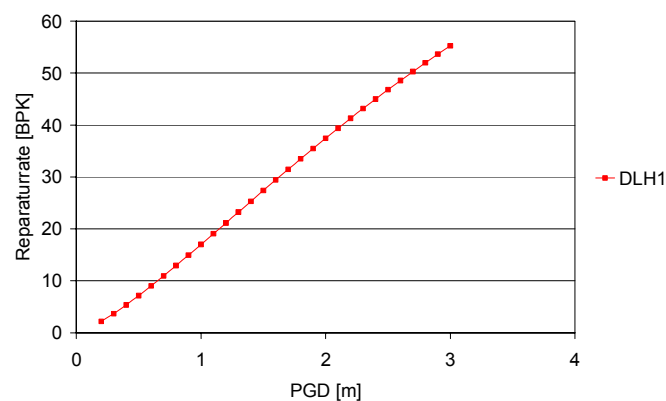


Bild 4.17: Reparaturrate als Funktion von PGD infolge Bodenverflüssigung.

4.4 Reparaturrate unter Berücksichtigung verschiedener Einwirkungen

4.4.1 Allgemeines

Neben den in den vorangegangenen Kapiteln vorgestellten Verfahren zur Ermittlung der Schadensrate unter Berücksichtigung der Wellenausbreitung oder der bleibenden Bodenverformung wird zum Abschluss dieses Kapitel ein Verfahren nach [ATC 13] vorgestellt, das verschiedene Einwirkungen berücksichtigt.

Das Verfahren wird für Wellenausbreitung, Erdbeben und Bodenverflüssigung in den folgenden Abschnitten erläutert.

4.4.2 Wellenausbreitung

Wie bereits in Kapitel 3.5.7 angerissen, wird für unterirdische Rohrleitungen (Facility Class 31) die prozentuale Verteilung nach Tabelle 4.6 in Abhängigkeit von der Schadensklasse und der Erdbebenintensität ermittelt. Das Vorgehen ist damit analog zu Kapitel 4.2.3.

Tabelle 4.6: Schadensrate als Funktion der Erdbebenstärke.

	Modified Mercalli Intensity (MMI)						
BPK	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
0,00	100,0	99,8	20,9	8,7			
0,25		0,2	54,1	34,2	1,3		
0,75			17,2	36,1	7,9	0,5	
5,50			7,8	21,9	89,5	66,5	4,5
15,00					1,1	29,6	56,4
30,00					0,2	3,3	37,9
40,00						0,1	1,2

Die Umrechnung von Reparaturrate in BPK und Schadensfaktor in Prozent kann nach Tabelle 3.7 durchgeführt werden.

4.4.3 Erdbeben

Tabelle 4.7 zeigt den Zusammenhang zwischen Hangstabilität, Erdbebenintensität und zu erwartendem Schadensausmaß. Zu den in Tabelle 4.7 aufgeführten Hangschadenswahrscheinlichkeiten korrespondieren die in Tabelle 4.8 und Tabelle 4.9 genannten Schadensfaktoren.

Tabelle 4.7: Hangschadenswahrscheinlichkeitsmatrizen.

Hangstabilität: instabil, $a_c < 0,01 \text{ g}$						Hangstabilität: hoch, $0,3 \text{ g} < a_c \leq 0,5 \text{ g}$					
Hangschadens-zustand	MMI					Hangschadens-zustand	MMI				
	VI	VII	VIII	IX	X		VI	VII	VIII	IX	X
leicht	0	0	0	0	0	leicht	100	100	100	95	85
mittel	0	0	0	0	0	mittel	0	0	0	5	10
stark	60	50	40	30	20	stark	0	0	0	0	5
sehr stark	30	40	45	50	55	sehr stark	0	0	0	0	0
katastrophal	10	10	15	20	25	katastrophal	0	0	0	0	0
Summe	100	100	100	100	100	Summe	100	100	100	100	100

Hangstabilität: niedrig, $0,01 \text{ g} < a_c \leq 0,01 \text{ g}$						Hangstabilität: stabil, $0,5 \text{ g} < a_c \leq 0,7 \text{ g}$					
Hangschadens- zustand	MMI					Hangschadens- zustand	MMI				
	VI	VII	VIII	IX	X		VI	VII	VIII	IX	X
leicht	40	25	15	10	5	leicht	100	100	100	100	90
mittel	30	30	35	30	20	mittel	0	0	0	0	10
stark	25	35	40	40	35	stark	0	0	0	0	0
sehr stark	5	10	10	15	30	sehr stark	0	0	0	0	0
katastrophal	0	0	0	5	10	katastrophal	0	0	0	0	0
Summe	100	100	100	100	100	Summe	100	100	100	100	100

Hangstabilität: mittel, $0,1 \text{ g} < a_c \leq 0,3 \text{ g}$						Hangstabilität: sehr stabil, $0,7 \text{ g} \leq a_c$					
Hangschadens- zustand	MMI					Hangschadens- zustand	MMI				
	VI	VII	VIII	IX	X		VI	VII	VIII	IX	X
leicht	100	100	85	70	55	leicht	100	100	100	100	100
mittel	0	0	10	20	25	mittel	0	0	0	0	0
stark	0	0	5	10	15	stark	0	0	0	0	0
sehr stark	0	0	0	0	5	sehr stark	0	0	0	0	0
katastrophal	0	0	0	0	0	katastrophal	0	0	0	0	0
Summe	100	100	100	100	100	Summe	100	100	100	100	100

Dabei bedeuten in den Hangschadenszuständen:

- leicht: unbedeutende Bodenbewegung, kein offensichtliches Potential für Erdrutschversagen, Bodenerschütterung der einzige Effekt, vorhergesagte Verschiebung weniger als 0,5 cm,
- mittel: mittleres Bodenversagen und Bildung von kleinen Rissen zu erwarten, vorhergesagte Verschiebung zwischen 0,5 und 5 cm,
- stark: großes Bodenversagen, mittlere Risse und Erdrutschverschiebungen zu erwarten, vorhergesagte Verschiebung zwischen 5,0 und 50 cm,
- sehr stark: extremes Bodenversagen, große Risse und Erdrutschverschiebungen zu erwarten, vorhergesagte Verschiebung zwischen 50 und 500 cm,
- katastrophal: Totalversagen, Erdrutsch bewegt sich über große Entfernungen und reißt alles mit sich, vorhergesagte Verschiebung größer als 500 cm.

Die Einteilung in die unterschiedlichen Hangstabilitäten ist wie folgt definiert:

- sehr stabil: Bewegungen auch unter sehr starker Erschütterung nicht zu erwarten, $a_c \geq 0,7 \text{ g}$,
- stabil: leichte Bewegungen unter sehr starker Erschütterung möglich, $0,5 \text{ g} \leq a_c < 0,7 \text{ g}$,
- hoch: moderate Bewegung unter sehr starker Erschütterung möglich; einige Erdrutsche, $0,3 \text{ g} \leq a_c < 0,5 \text{ g}$,
- mittel: größere Bewegungen unter sehr starker Erschütterung oder mittlere Bewegung unter mittlerer Erschütterung möglich; viele Erdrutsche, $0,1 \text{ g} \leq a_c < 0,3 \text{ g}$,
- niedrig: größere Bewegungen bei mittlerer Erschütterung möglich; sehr viele Erdrutsche, $0,01 \text{ g} \leq a_c < 0,1 \text{ g}$,
- instabil: größere Bewegungen bei leichter Erschütterung möglich, ganze Flächen versagen, $a_c < 0,01 \text{ g}$.

Für einen gegebenen trockenen Hang lässt sich die kritische Bebenbeschleunigung nach folgender Gleichung berechnen:

$$\frac{a_c}{g} = \frac{c}{\gamma \cdot H} + (\tan \varphi \cdot \cos \theta - \sin \theta) \quad (4.35)$$

Darin sind:

a_c	kritische Beschleunigung
g	Erdbeschleunigung
c	effektive Kohäsion des Bodens
γ	Wichte des Bodens
H	Dicke des Erdrutschblockes
φ	innerer Reibungswinkel des Bodens
θ	Hangneigung

Tabelle 4.8: Beziehung zwischen Erdrutschstärke und Schadensfaktor nach ATC 13.

Mittlerer Schadenszustand	Zentraler Schadensfaktor (%)
leicht	0
mittel	15
stark	50
sehr stark	80
katastrophal	100

Tabelle 4.9: Beziehung zwischen Erdrutschstärke und Schadensfaktor nach FEMA 226.

Mittlerer Schadenszustand	Zentraler Schadensfaktor (%) von Pipelines	
	hoher Qualität	niedriger Qualität
leicht	0	0
mittel	0	30
stark	15	60
sehr stark	50	90
katastrophal	100	100

Damit kann der mittlere Schadensfaktor infolge Erdrutsch wie folgt berechnet werden:

$$MDF(LS) = \sum_{SFS=1}^5 P_{SFI} \cdot CDF_{SFS} \quad (4.36)$$

mit:

$MDF(LS)$	Mittlerer Schadensfaktor infolge Erdrutsch
SFS	Hangschadenszustandsklasse
P_{SFI}	Wahrscheinlichkeit des Hangversagens (nach Tabelle 4.7)
CDF_{SFS}	Zentraler Schadensfaktor für einen gegebenen mittleren Schadenszustand (nach Tabelle 4.8)

4.4.4 Bodenverflüssigung

Für die Abschätzung der Schäden infolge Verflüssigung gilt:

$$MDF(PG) = MDF(S) \cdot P(GFI) \cdot 5 \quad \text{für oberirdische Bauten} \quad (4.37)$$

$$MDF(PG) = MDF(S) \cdot P(GFI) \cdot 10 \quad \text{für unterirdische Bauten} \quad (4.38)$$

worin

$MDF(PG)$	Mittlerer Schadensfaktor infolge Bodenverflüssigung (schlechter Boden)
$MDF(S)$	Mittlerer Schadensfaktor infolge Erschütterung (Kap. 4.4.2)
$P(GFI)$	Versagenswahrscheinlichkeit in Abhängigkeit von der Erdbebenintensität nach Tabelle 4.10 oder Tabelle 4.11

Tabelle 4.10: Wahrscheinlichkeitsmatrix der Bodenverflüssigung für schwachen Boden.

Zone	Ablagerungstyp	Versagenswahrscheinlichkeit [%] nach MMI						
		VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
1a	Flussbett, Gezeitenbereiche	5	20	40	60	80	100	100
1b	Morast, Schlamm	3	15	30	40	60	80	90
2a	holozän, Grundwasserspiegel weniger als 3 m tief	2	10	20	30	40	60	80
2b	holozän, Grundwasserspiegel mehr als 3 m tief	0,5	2	5	7	12	25	40
3	pleistozän	0,1	0,5	1	2	4	7	10

Tabelle 4.11: Wahrscheinlichkeitsmatrix der Bodenverflüssigung nach FEMA 226.

Schadenzustand infolge Verflüssigung		Versagenswahrscheinlichkeit [%] nach MMI						
		VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
3	leicht	75	50	20	10	0	0	0
4	mittel	20	30	40	25	15	10	0
5	stark	5	20	30	40	25	24	20
6	sehr stark	0	0	10	20	35	40	30
7	katastrophal	0	0	0	5	15	25	50

Tabelle 4.12: Zusammenhang zwischen Verflüssigungsindex (LSI) und Schadenszustand.

Seitliche Bodenbewegung	äquivalenter LSI	Schadenszustand	Schaden
< 0,5 inch	< 1	3	leicht
0,5 bis 5 inch	1-5	4	mittel
5 bis 30 inch	5-30	5	stark
30 bis 90 inch	30-90	6	sehr stark
> 90 inch	> 90	7	katastrophal

Zur Ermittlung des Schadenszustandes nach Tabelle 4.11 wird Tabelle 4.12 benutzt. Ein empirisch ermittelter Zusammenhang zwischen Intensität und Verflüssigungsindex ist

$$LSI = 0,226 \cdot 10^{0,255 \cdot MMI} \quad (4.39)$$

Unter Berücksichtigung der Einflüsse aus Wellenausbreitung, Erdbeben und Bodenverflüssigung kann schließlich der gesamte mittlere Schadensfaktor (MDF) wie folgt berechnet werden:

$$MDF(T) = MDF(S) + MDF(LS) + MDF(PG) \quad (4.40)$$

Der mittlere Schadensfaktor und die Schädigungsrate (BPK) können mittels Tabelle 3.7 ineinander umgerechnet werden.

4.5 Resümee der Verfahren auf Level I

Zur Berechnung der Vulnerabilität unterirdischer Rohrleitungen auf Level I sind Zusammenhänge zwischen PGD, PGV sowie PGA und der Schadensrate der Leitung dargestellt worden. Wie in den vorangegangenen Unterkapiteln deutlich geworden ist, handelt es sich bei den Berechnungen zur Abschätzung der Vulnerabilität von unterirdischen Rohrleitungen auf Level I um sehr vereinfachte Verfahren.

Sie sind in großem Maße abhängig vom zugrunde liegenden Datenmaterial, das leider recht begrenzt ist und nicht beliebig auf andere Länder übertragbar ist. Außerdem benutzen unterschiedliche Verfahren unterschiedliche Klassifizierungen, was einen Vergleich zusätzlich erschwert. Man erkennt außerdem, dass die ermittelten Zusammenhänge von linear über logarithmisch bis doppelt-logarithmisch reichen. Auch dies verdeutlicht die Streuung des Datenmaterials und der daraus resultierenden empirischen Zusammenhänge.

Alle hier erläuterten Verfahren sind programmtechnisch umgesetzt worden und können über die webbasierte Oberfläche benutzt werden. Wie erläutert sind im Rahmen dieser Arbeit mit den Verfahren vergleichende Studien durchgeführt worden.

Da auch einige aktuelle Studien, insbesondere solche, die die Wasserleitungen ganzer Regionen auf ihre seismische Vulnerabilität untersuchen [Amer 02, Topr 04, Falc 04], auf diese äußerst vereinfachten Verfahren auf Level I zurückgreifen, sind genauere Untersuchungen unbedingt erforderlich, um bei solchen Studien gesichertere Ergebnisse zu erhalten.

Dafür kommen genauere Verfahren auf Level II oder sehr detaillierte Verfahren auf Level III in Frage.

5. Level II: Genauere Berechnungsverfahren

In diesem Kapitel werden die implementierten Berechnungsverfahren auf Level II erläutert. Dabei handelt es sich um vereinfachte analytische Zusammenhänge zwischen der Erdbeneinwirkung und der mechanischen Antwort der Rohrleitung.

Bei der Einwirkung wird wie auf Level I zwischen Verwerfung und Wellenausbreitung unterschieden, außerdem wird zwischen Scherwellen und Rayleighwellen differenziert. Als Strukturantwort werden Spannungen, Dehnungen und Muffenverschiebungen ermittelt. Im Gegensatz zu Level I liegen am Ende der Berechnungen noch keine Schadensraten (BPK) vor, diese können in einem nachgeschalteten Schritt ermittelt werden (Kap. 8).

Die verschiedenen Verfahren auf Level II basieren auf Verfahren der Literatur und sind im Rahmen dieser Arbeit implementiert worden. Mittels umfangreicher Parameterstudien werden die Verfahren miteinander verglichen. Sie sind über die webbasierte Benutzeroberfläche nutzbar.

5.1 Allgemeines

In der folgenden Tabelle sind die Verfahren auf Level II im Überblick dargestellt. Neben der Unterteilung hinsichtlich der Einwirkung wird zwischen drei verschiedenen Rohrleitungstypen unterschieden: kontinuierlichen, segmentierten und gekrümmten Rohren. Dabei decken einige Verfahren sowohl kontinuierliche als auch segmentierte Leitungen ab. Beim Lastfall Wellenausbreitung wird zwischen Scher- und Rayleighwellen (vgl. Kap. 3.1), beim Lastfall bleibende Bodenverformung zwischen Verwerfungen und Verschiebungen in den verschiedenen Richtungen (vgl. Kap. 2.3) unterschieden.

Tabelle 5.1: Überblick über die Verfahren auf Level II.

Einwirkung	Rohrtyp	Verfahren	Belastung	
			Scherwellen	Rayleighwellen
Wellenausbreitung	kontinuierlich	AL	x	x
		CS	x	x
		SK	x	x
		O1	-	x
		O2	-	x
	kontinuierlich oder segmentiert	HH	x	x
		KU	x	-
	segmentiert	WE	x	x
		WP	x	x
		SC	x	x
	gekrümmt und kontinuierlich	SB	x	x
		SH	x	x
		CB	x	x
PGD	kontinuierlich	NH	Verwerfungen	
		KE		
		PE	Axialrichtung	
		PP		
		PB		
		OT	Transversalrichtung	
		LI		

Mit den verschiedenen Berechnungsverfahren werden für kontinuierliche Rohrleitungen die zu erwartenden Maximalwerte für Spannungen, Dehnungen und Schwinggeschwindigkeiten

im Rohr sowie für segmentierte Rohrleitungen zusätzlich die maximalen Verschiebungen an den Muffen berechnet.

Aufgrund des Umfangs der verschiedenen Verfahren werden nur die wesentlichen Zusammenhänge angegeben, für weitere Informationen wird auf die Literatur verwiesen. Die Berechnungen basieren stets auf theoretisch hergeleiteten analytischen Zusammenhängen, es sei denn, es wird ausdrücklich darauf hingewiesen, dass einzelne Zusammenhänge empirisch ermittelt worden sind.

Der Abschnitt 5.2 behandelt den Lastfall Wellenausbreitung, der Abschnitt 5.3 den Lastfall bleibende Bodenverformung.

5.2 Lastfall Wellenausbreitung

5.2.1 Kontinuierliche Rohrleitungen

5.2.1.1 Verfahren AL

Einer der ersten analytischen Ansätze zur Ermittlung der maximalen Rohrdehnung infolge seismischer Wellenbelastung geht auf [Newm 67] zurück. Dabei ist die maximale Rohrdehnung der Quotient aus maximaler Bodengeschwindigkeit und scheinbarer Ausbreitungsgeschwindigkeit. Zusätzlich wird ein Korrekturfaktor für den Wellentyp (Kap. 3.1) berücksichtigt.

$$\varepsilon_a = \frac{v}{\alpha_\varepsilon \cdot c_s} \quad (5.1)$$

Darin sind:

ε_a	Bodendehnung [-]
v	maximale Bodengeschwindigkeit in Rohrrichtung [m/s]
α_ε	Faktor der Wellengeschwindigkeit nach Tabelle 5.2
c_s	scheinbare Ausbreitungsgeschwindigkeit der Welle [m/s], vgl. Gl. (3.17)

Tabelle 5.2: Koeffizienten der Wellengeschwindigkeiten.

Koeffizient	Scherwellen	Rayleigh-Wellen
α_ε	2,0	1,0
α_χ	1,0	1,0

Die maximal über Reibung auf das Rohr übertragbare Dehnung wird begrenzt durch:

$$\varepsilon_{max} = \frac{T_u \cdot \lambda}{4 \cdot A \cdot E} \quad (5.2)$$

Darin sind:

ε_{max}	maximale Rohrdehnung
T_u	maximale Reibungskraft zwischen Rohr und Boden [kN/m]
λ	scheinbare Wellenlänge der seismischen Welle [m/s]
A	Querschnittsfläche des Rohres [m ²]
E	E-Modul des Rohres [kN/m ²]

Der Dehnungsanteil aus Krümmung wird nicht berücksichtigt, da er in den meisten Fällen vernachlässigbar klein ist.

Die maximale Reibungskraft zwischen Rohr und Boden T_u ergibt sich damit zu

$$T_u = \pi \cdot D \cdot \alpha \cdot c + \pi \cdot D \cdot H \cdot \gamma \cdot \frac{1 + K_0}{2} \cdot \tan \delta \quad (5.3)$$

mit:

T_u	Maximale Reibungskraft zwischen Rohr und Boden [kN/m]
α	Adhäsionsfaktor [-]
c	Kohäsion des Bodens [kN/m ²]
H	Eingrabungstiefe bis zum Rohrmittelpunkt [m]
γ	Wichte des Bodens [kN/m ³]
K_0	Erdrückdruckbeiwert [-]
δ	Reibungswinkel zwischen Rohr und Boden [grad]

wobei empirische Untersuchungen [ALA 01] zeigen, dass α wie folgt berechnet werden kann:

$$\alpha = 0,608 - 0,123 \cdot c - \frac{0,274}{c^2 + 1} + \frac{0,695}{c^3 + 1} \quad (5.4)$$

$$\delta = f \cdot \varphi \quad (5.5)$$

wobei:

c	Kohäsion des Bodens [ksf oder kPa/100]
f	Mantelbeiwert des Rohres [-]
φ	Reibungswinkel des Bodens [grad]

5.2.1.2 Verfahren CS

Das Verfahren CS nach [Chen 96] berechnet die Axialdehnung unterirdischer Rohrleitungen ebenfalls nach den Gleichungen (5.1) und (5.2). Jedoch werden die Faktoren der Wellengeschwindigkeiten gleich eins gesetzt. Zusätzlich wird die Biegedehnung nach der ursprünglich von [Newm 67] entwickelten folgenden Gleichung ermittelt:

$$\varepsilon_b = \frac{R \cdot a}{\alpha_k \cdot c_s^2} \quad (5.6)$$

Darin sind:

R	Außenradius des Rohres [m]
a	Maximum der Bodenbeschleunigung in vertikaler Richtung [m/s ²]
α_k	Faktor der Wellengeschwindigkeit nach Tabelle 5.2
c_s	scheinbare Ausbreitungsgeschwindigkeit der seismischen Welle [m/s]

Der Unterschied zum Verfahren AL liegt in der Berücksichtigung der Biegedehnung und in der unterschiedlichen Berechnung der Reibungskraft T_u .

5.2.1.3 Verfahren SK

Das Verfahren nach SK [Shin 79] dient der Ermittlung der Axialdehnung der Rohrleitung unter Berücksichtigung von Schlupf zwischen Rohr und Boden. Ausgangspunkt ist die folgende Differentialgleichung:

$$\rho \frac{\partial^2 u_p}{\partial t^2} - E \frac{\partial^2 u_p}{\partial z^2} = \frac{\tau_s}{t} \quad (5.7)$$

mit:

u_p	Verschiebung der Rohrleitung [m]
ρ	Dichte des Rohrmaterials [kg/m ³]
E	E-Modul des Rohrmaterials [KN/m ²]
τ_s	Reibungskraft zwischen Rohr und Boden [KN/m]
t	Dicke des Rohres [m]

Unter Vernachlässigung der Trägheit der Rohrleitung ist der Umrechnungsfaktor β_0 zwischen der Axialdehnung des Rohres und der Dehnung des Bodens:

$$\beta_0 = \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{\lambda}\right)^2 \cdot \frac{A \cdot E}{K_g}} \quad (5.8)$$

Darin sind:

λ	scheinbare Wellenlänge der seismischen Welle [m]
K_g	Steifigkeit der Bodenfedern in axialer Richtung [KN/m ²]
A	Querschnittsfläche des Rohres [m ²]

Dieser Umrechnungsfaktor gilt, so lange die Scherdehnung γ_0

$$\gamma_0 = \frac{2\pi}{\lambda} \cdot \frac{E \cdot t}{G} \cdot \varepsilon_g \cdot \beta_0 \quad (5.9)$$

mit:

G	G-Modul des Bodens [KN/m ²]
ε_g	Bodendehnung [-]

kleiner ist als die kritische Scherdehnung γ_{cr} .

$$\gamma_{cr} = \frac{T_u}{\pi \cdot D \cdot G} \quad (5.10)$$

wobei:

T_u	maximale Reibungskraft zwischen Rohr und Boden [KN/m]
D	Durchmesser des Rohres [m]

Bei Überschreitung der kritischen Scherdehnung findet Schlupf zwischen Rohr und Boden statt. Für diesen Fall lässt sich der Umrechnungsfaktor zwischen Rohr- und Bodendehnung β_c wie folgt bestimmen:

$$\beta_c = \frac{\gamma_{cr}}{\gamma_0} \cdot q \cdot \beta_0 \quad (5.11)$$

Der Faktor q liegt zwischen 1 und $\pi/2$. Er beschreibt den Schlupfgrad zwischen Rohr und Boden. Bei $q = \pi/2$ geht man von Schlupf über die gesamte Rohrlänge aus. Die Rohrdehnung ergibt sich somit zu:

$$\varepsilon_p = \beta_0 \cdot \varepsilon_g \quad \text{bzw.} \quad \varepsilon_p = \beta_c \cdot \varepsilon_g \quad (5.12)$$

Das implementierte Verfahren SK berechnet für den Schlupffall die Axialdehnung des Rohres für $q = 1$ und $q = \pi/2$.

5.2.1.4 Verfahren O1 und O2

Im Gegensatz zu den zuvor erläuterten Verfahren AL, CS und SK sind mit den Verfahren O1 und O2 [O'Rou 88] nur Berechnungen für Rayleighwellen möglich (vgl. Tabelle 5.1).

Der allgemeine Zusammenhang für Wellen zwischen der Ausbreitungsgeschwindigkeit c_{ph} , der Wellenlänge λ und der Frequenz f lautet:

$$c_{ph} = \lambda \cdot f \quad (5.13)$$

Bei Rayleighwellen ist jedoch der Zusammenhang zwischen der Ausbreitungsgeschwindigkeit und der Frequenz nicht linear. Die Ausbreitungsgeschwindigkeit c_{ph} kann daher mit Hilfe von Dispersionskurven in Abhängigkeit von der Frequenz f bestimmt werden. In Bild 5.1 ist exemplarisch die Dispersionskurve für eine homogene Bodenschicht über einem steiferen homogenen Halbraum dargestellt (Graphiken in diesem Abschnitt nach [O'Rou 88]).

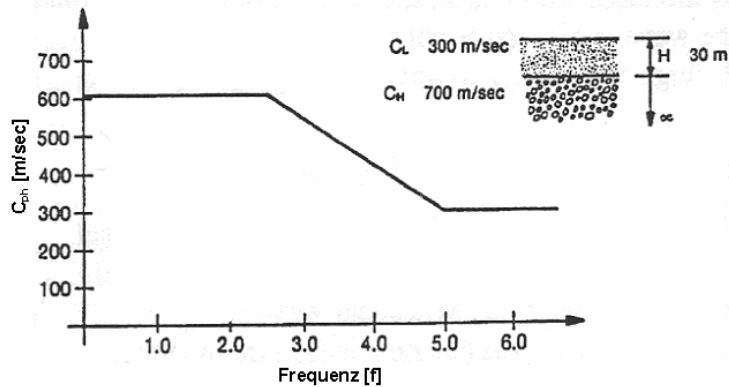


Bild 5.1: Dispersionskurve für Rayleighwellen.

Durch Auswertung und Untersuchung der Aufzeichnungen des San Fernando Erdbebens von 1971 ist erkannt worden, dass die durchschnittliche Bodendehnung durch Rayleighwellen zwischen zwei Punkten, die auf derselben zum Epizentrum führenden Linie liegen, durch Verwendung einer Wellenlänge, die dem Vierfachen des Abstandes zwischen diesen Punkten entspricht [O'Rou 88], abgeschätzt werden kann. Zwischen der Wellenlänge λ und der Länge des betrachteten Rohrabschnitts L besteht folgender empirischer Zusammenhang:

$$\lambda = 4 \cdot L \quad (5.14)$$

Die durchschnittliche Bodendehnung auf dem betrachteten Rohrabschnitt ergibt sich aus Gleichung (5.1) und nimmt, wie in Bild 5.2 zu erkennen, mit steigender Länge des Rohrabschnitts ab.

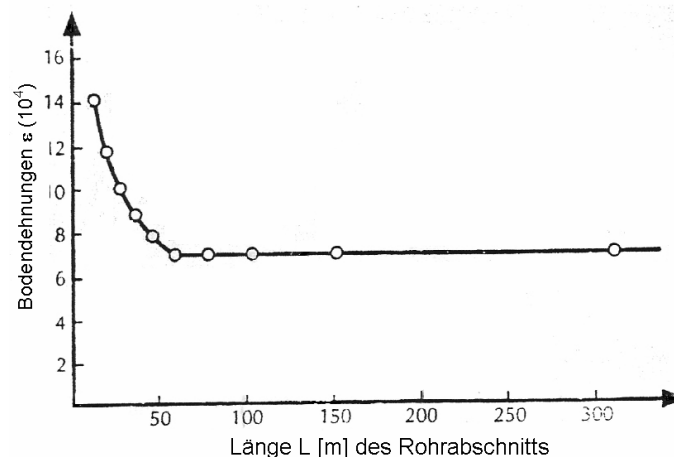


Bild 5.2: Bodendehnung infolge Rayleighwellen.

Auf Grundlage des in Bild 5.3 dargestellten Modells kann mit dem Verfahren O1 die Axialdehnung kontinuierlicher Rohrleitungen für den Fall ermittelt werden, dass kein Schlupf zwischen Rohr und Boden vorliegt. Bei diesem Modell wird die axiale Interaktion zwischen Rohr und Boden durch lineare Federn der Steifigkeit K_g abgebildet. Das Maximum der Federkraft wird dabei auf die maximale Reibungskraft T_u begrenzt.

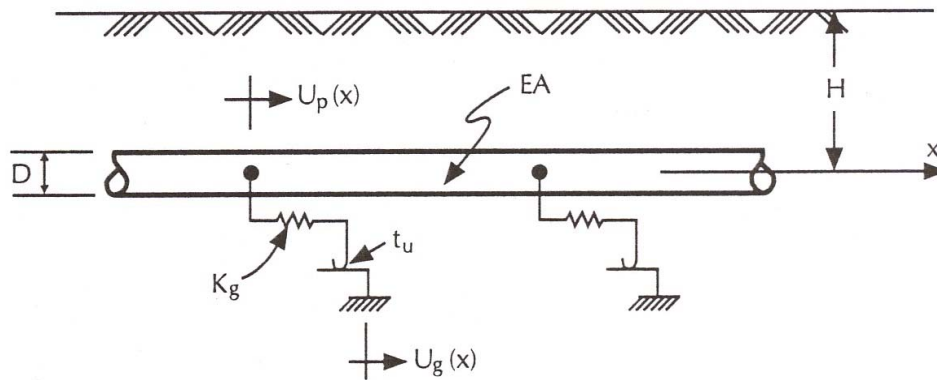


Bild 5.3: Zugrunde liegendes Modell.

Wenn die Dehnung der Rohrleitung unterhalb der Streckgrenze bleibt und kein Schlupf stattfindet, ergibt sich unter Vernachlässigung der Trägheitskräfte folgende Differentialgleichung für die Verschiebung des Rohres:

$$\frac{d^2}{dx^2} U_p(x) - \beta^2 U_p(x) = -\beta^2 U_g(x) \quad \text{mit} \quad \beta^2 = \frac{K_g}{A \cdot E} \quad (5.15)$$

Darin sind:

$U_p(x)$	Rohrverschiebung [m]
$U_g(x)$	Bodenverschiebung parallel zur Rohrachse [m]
A	Querschnittsfläche des Rohres [m ²]
E	Elastizitätsmodul des Rohres [kN/m ²]

Die Bodenverschiebung zwischen zwei Punkten mit dem Abstand L wird als Sinus-Welle mit einer Wellenlänge von $\lambda = 4L$ abgebildet.

$$U_g(x) = \varepsilon_g \cdot L \cdot \sin\left(\frac{2\pi}{2 \cdot L} x\right) \quad (5.16)$$

Darin ist ε_g [-] die durchschnittliche Bodendehnung zwischen zwei Punkten mit dem Abstand L . Durch Lösen der Differentialgleichung (5.15) ergibt sich die Rohrdehnung zu:

$$\varepsilon_p = \frac{\pi}{2} \cdot \varepsilon_g \cdot \frac{\beta^2}{\beta^2 + \left(\frac{\pi}{2 \cdot L}\right)^2} \cdot \cos\left(\frac{\pi \cdot x}{2 \cdot L}\right) \quad (5.17)$$

Die maximale Bodenfederkraft F_m berechnet sich durch Multiplikation der Differenz aus Boden- und Rohrdehnung mit der Bodenfedersteifigkeit K_g :

$$F_m = (U_g(x) - U_p(x)) \cdot K_g \quad (5.18)$$

Sollte sich das System bei einer gegebenen Wellenbelastung nicht elastisch verhalten, so wird dies vom Programm angegeben, und es muss dann ein plastisches Berechnungsverfahren angewandt werden. In diesem Fall kann die Axialdehnung mit Hilfe des Verfahrens O2 abgeschätzt werden. Bei diesem Verfahren wird konstanter Schlupf über die gesamte Rohrlänge angenommen. Durch diese Annahme sind die Punkte bekannt, an denen die Bodenverformung bei einer Wellenlänge von λ zu Null wird (siehe Bild 5.4).

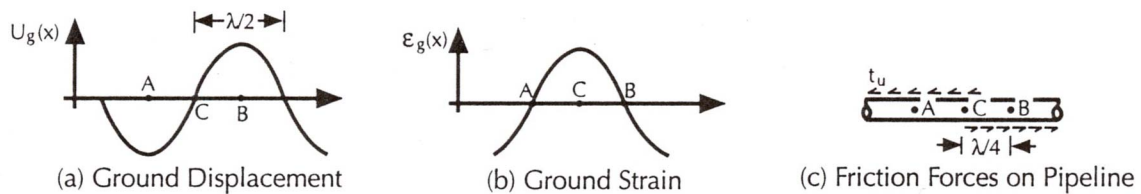


Bild 5.4: Reibungs-Dehnungs-Modell.

Geht man, wie in Bild 5.4c dargestellt, von einer konstanten Reibungskraft zwischen den Nulldehnungspunkten aus, so ergibt sich die Reibungsdehnung nach Gleichung (5.19).

$$\varepsilon_s = \frac{T_u \cdot \lambda}{4 \cdot A \cdot E} = \frac{T_u \cdot L}{A \cdot E} \quad (5.19)$$

Mit zunehmender Länge des Rohrabschnittes nimmt die über Reibung auf das Rohr übertragbare Dehnung zu. In Bild 5.5 ist die Dehnung ε_s der durchschnittlichen Bodendehnung ε_g gegenübergestellt.

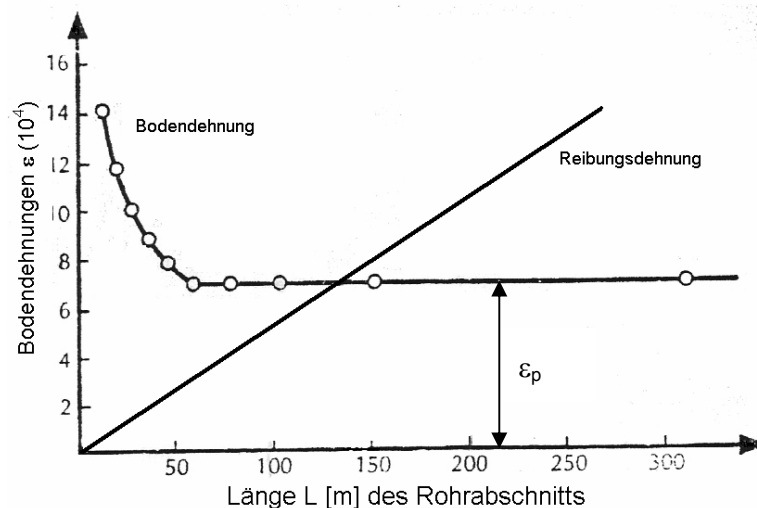


Bild 5.5: Reibungsdehnung bzw. Bodendehnung in Abhängigkeit von der Rohrlänge.

Nach [O'Rou 90] kann in bestimmten Bereichen die Reibungsdehnung nicht mehr als linear angenommen werden. Auf der sicheren Seite liegend wird bei plastischem Systemverhalten die Dehnung am Schnittpunkt der beiden Kurven als maximale Rohrdehnung ε_p angesetzt. Mit dem Verfahren O2 wird dieses Verfahren für eine homogene Bodenschicht über einem steiferen homogenen Halbraum durchgeführt.

5.2.2 Kontinuierliche und segmentierte Rohrleitungen

5.2.2.1 Verfahren HH

Auch das Verfahren HH [Hu 03] ermittelt die Dehnung unterirdischer kontinuierlicher Rohrleitungen nach den Gleichungen (5.1) bis (5.6), wobei die Rohrdehnungen infolge Scher- und Rayleighwellen ermittelt werden. Die resultierende Dehnung der beiden Wellenarten ergibt sich, indem zunächst die Axial- und Biegedehnungen der jeweiligen Wellenart nach der SRSS-Regel überlagert werden. Ausgehend von der Annahme, dass ein gleichzeitiges Ereignis zum Erreichen des Maximums unterschiedlicher Wellen relativ unwahrscheinlich ist, werden auch die Gesamtdehnungen der unterschiedlichen Wellenarten nach der SRSS-Regel überlagert.

Dies führt zu

$$\begin{aligned}\varepsilon_{max,s} &= \sqrt{\varepsilon_s^2 + \left(\frac{\varphi \cdot D}{2}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{v_s}{2 \cdot c_s}\right)^2 + \left(\frac{\varphi \cdot D}{2}\right)^2} \\ \varepsilon_{max,r} &= \sqrt{\varepsilon_r^2 + \left(\frac{\varphi \cdot D}{2}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{v_r}{c_r}\right)^2 + \left(\frac{\varphi \cdot D}{2}\right)^2}\end{aligned}\quad (5.20)$$

mit:

ε	Bodendehnung [-]
φ	Krümmung [1/m]
D	Durchmesser [m]
v	maximale Bodengeschwindigkeit [m/s]
c	scheinbare Wellengeschwindigkeit [m/s]
Index $_s$	Scherwelle
Index $_r$	Rayleighwelle

und damit zu

$$\varepsilon_{max} = \sqrt{\varepsilon_{max,s}^2 + \varepsilon_{max,r}^2} \quad (5.21)$$

In diesem Verfahren wird überprüft, ob die ermittelten Dehnungen über Reibung in das Rohr übertragen werden können. Die Begrenzung der maximalen Dehnung erfolgt dabei nach Gleichung (5.2).

Das Verfahren HH ermöglicht auch die Ermittlung der Axialdehnung segmentierter Rohrleitungen. Bei flexiblen Muffenverbindungen kann die Hälfte der Rohrleitung unter Umständen nicht ausreichend sein, um die seismische Bodenverformung vollständig über Reibung auf das Rohr zu übertragen. Mit Hilfe der so genannten kritischen Gleitlänge L_m , welche als die Hälfte der Rohrleitung definiert ist, ab der das relative Gleiten zwischen Rohr und Boden beginnt, kann beurteilt werden, ob relatives Gleiten stattfindet. Falls die Hälfte der Rohrlänge L größer als die kritische Gleitlänge

$$L_m = \frac{\varepsilon_{max} \cdot E \cdot A}{T_u} \quad (5.22)$$

ist, findet kein Gleiten statt und die Rohrdehnung kann nach den Gleichungen (5.1) bis (5.6) berechnet werden. Andernfalls soll die Rohrdehnung folgendermaßen berechnet werden:

$$\varepsilon = \frac{T_u \cdot L}{2 \cdot A \cdot E} \quad (5.23)$$

Für den Fall, dass kein relatives Gleiten zwischen Rohr und Boden stattfindet, kann bei segmentierten Rohrleitungen die relative Muffenverschiebung und Muffenverdrehung folgendermaßen berechnet werden [Hu 03, O'Rou 99a]:

$$\Delta_{max} = \varepsilon_i \cdot L \quad (5.24)$$

$$\Theta_{max} = \frac{\varepsilon_b}{R} \cdot L \quad (5.25)$$

Hierfür gilt die Bedingung, dass die seismische Bodendehnung gleich der Rohrdehnung plus der relativen Muffenverschiebung ist. Da die Rohraxialsteifigkeit im Allgemeinen viel höher ist als die Muffensteifigkeit, lässt sich eine Obergrenze für die relativen Muffenverschiebungen bestimmen, indem man die Bodenverformungen den Muffenverschiebungen gleichsetzt. Eine Kombination der relativen Verschiebungen und Verdrehungen an den Muffen infolge Scher- und Rayleighwellen wird auch durch die Anwendung der SRSS-Regel berücksichtigt.

5.2.2.2 Verfahren KU

Das Verfahren KU nach [Kubo 81] dient der Berechnung der Spannungen von Rohrleitungen und der Muffenverformungen von starren oder flexiblen Muffen. Nachfolgend ist der Berechnungsgang in sechs Schritten zusammengefasst.

1. Berechnung der Eigenperiode T_G des Bodens (entsprechend [ISO 98]):

$$T_G = 4 \cdot \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{v_{Si}} \quad (5.26)$$

Darin sind:

H_i	Höhen der einzelnen Bodenschichten [m]
v_{Si}	Scherwellengeschwindigkeiten der einzelnen Bodenschichten [m/s]

2. Ermittlung der Wellenlänge L :

$$L \leq \begin{cases} v_S \cdot T_G \\ v_{S_0} \cdot T_G \\ (2 \cdot v_S \cdot v_{S_0}) / (v_S + v_{S_0}) \cdot T_G \end{cases} \quad (5.27)$$

$$v_S = \frac{\sum_{i=1}^n H_i}{\sum_{i=1}^n \frac{H_i}{v_{Si}}} \quad (5.28)$$

mit:

v_S	Scherwellengeschwindigkeit der oberen Bodenschicht [m/s]
v_{S_0}	Scherwellengeschwindigkeit im Fels [m/s]

3. Ermittlung der maximalen Bodenverschiebung U_h :

$$U_h = \frac{T_G^2}{4\pi^2} \cdot A \cdot \cos\left(\frac{\pi \cdot x}{2 \cdot H}\right) \quad (5.29)$$

Darin sind:

x	Tiefe von der Erdoberfläche bis zum Zentrum der Rohrleitung [m]
A	Design-Bodenbeschleunigung [m/s ²]
H	Höhe der oberen Bodenschicht [m]

4. Berechnung der Axialspannung σ_L , der Biegespannung σ_B und der resultierenden Spannung σ_x :

$$\sigma_L = \alpha_1 \cdot \xi_1 \cdot \frac{\pi \cdot U_h}{L} \cdot E \quad (5.30)$$

$$\sigma_B = \alpha_2 \cdot \xi_2 \cdot \frac{2\pi^2 \cdot D \cdot U_h}{L^2} \cdot E \quad (5.31)$$

$$\sigma_x = \sqrt{3,12 \cdot \sigma_L^2 + \sigma_B^2} \quad (5.32)$$

wobei:

α_1, α_2	Faktoren zur Bestimmung, welcher Anteil der Bodendehnung auf das Rohr übertragen wird nach Gl. (5.58)
ξ_1, ξ_2	Faktoren zur Berücksichtigung der Flexibilität der Muffen nach Gl. (5.39) und (5.40)
E	E-Modul des Rohrmaterials [MN/m ²]
D	Durchmesser des Rohres [m]

5. Berechnung der Muffenverschiebung e:

$$e = \begin{cases} \frac{T_G \cdot A \cdot l}{2\pi \cdot v_s} & l \leq 15m \\ e = \frac{\alpha_1}{\sqrt{2}} \cdot \frac{2\gamma_1 \cdot |\cosh(\beta_1) + \cos(\gamma_1)|}{\beta_1 \cdot \sinh(\beta_1)} \cdot U_h & l > 15m \end{cases} \quad (5.33)$$

Darin sind:

β_1, γ_1	Beiwerte nach Gl. (5.61) und (5.62)
l	Länge des Rohrelementes [m]

6. Berechnung der Muffenverdrehung θ :

$$\Theta = \begin{cases} \frac{A \cdot l}{v_s^2} & l \leq 15m \\ \Theta = \alpha_2 \cdot \frac{2\pi}{L} \cdot \frac{2}{\psi_5} \cdot \frac{\gamma_2}{\beta_2} \cdot \left| \psi_2 \cdot \cos(\gamma_2) + \frac{\gamma_2 \cdot \psi_3 \cdot \sin(\gamma_2)}{\beta_2} - \psi_7 \right| \cdot U_h & l > 15m \end{cases} \quad (5.34)$$

mit den Beiwerten $\psi_i, \beta_2, \gamma_2$ nach Gl. (5.64) bis (5.69).

In den folgenden Gleichungen sind die für die Berechnung nach den oben erläuterten sechs Schritten erforderlichen Beiwerte zusammengestellt:

Beiwerte zur Spannungsberechnung:

$$\nu = l / L, \quad \nu' = l / L' \quad (5.35)$$

$$\mu = x / L, \quad \mu' = x / L' \quad (5.36)$$

$$L' = \sqrt{2} \cdot L \quad (5.37)$$

$$x = L / 2 \quad (5.38)$$

$$\xi_1(x) = \sqrt{\phi_1(x)^2 + \phi_2(x)^2} / (e^{\nu' \lambda_1 L'} - e^{-\nu' \lambda_1 L'}) \quad (5.39)$$

$$\xi_2(x) = \sqrt{\phi_3(x)^2 + \phi_4(x)^2} \quad (5.40)$$

$$\phi_1(x) = \left[e^{-\nu' \lambda_1 L'} - \cos(2\pi \nu') \right] \cdot e^{\mu' \lambda_1 L'} - \left[e^{\nu' \lambda_1 L'} - \cos(2\pi \nu') \right] \cdot e^{-\mu' \lambda_1 L'} + 2 \sinh(\nu' \lambda_1 L') \cdot \cos(2\pi \mu') \quad (5.41)$$

$$\phi_2(x) = 2 \sinh(2\pi \nu') \cdot \sinh(\mu' \lambda_1 L') - 2 \sin(2\pi \mu') \cdot \sinh(\nu' \lambda_1 L') \quad (5.42)$$

$$\phi_3(x) = f_3 e_3 - f_1 e_2 - f_4 e_1 - \sin(2\pi \mu) \quad (5.43)$$

$$\phi_4(x) = e_4 + f_2 e_3 - f_2 e_2 - \cos(2\pi \mu) \quad (5.44)$$

$$f_1 \approx f_5, \quad e_1 \approx e_4 \quad (5.45)$$

$$f_1 = \frac{1}{\Delta} \left[(C_1(C_4 - C_1) - C_3(C_3 + C_2) - C_1 \cos(2\pi \nu)) \frac{2\pi}{\beta \cdot L} + (C_3 + C_2) \sin(2\pi \nu) \right] \quad (5.46)$$

$$f_2 = \frac{1}{\Delta} \left[(C_1(C_3 - C_2) - C_4(C_3 + C_2)) + (C_3 + C_2) \cos(2\pi \nu) + C_1 \frac{2\pi}{\beta \cdot L} \sin(2\pi \mu) \right] \quad (5.47)$$

$$f_3 = \frac{1}{\Delta} \left[(C_1(C_4 + C_1) - C_2(C_3 + C_2) - C_1 \cos(2\pi \nu)) \frac{2\pi}{\beta \cdot L} + (C_3 + C_2) \sin(2\pi \nu) \right] \quad (5.48)$$

$$f_4 = \frac{1}{\Delta} \left[(C_3(C_4 + C_1) - C_2(C_4 - C_1) + (C_2 - C_3) \cos(2\pi \nu)) \frac{2\pi}{\beta \cdot L} - 2C_1 \sin(2\pi \nu) \right] \quad (5.49)$$

$$f_5 = \frac{1}{\Delta} \left[(C_3 - C_2)^2 + 2C_1 C_4 - 2C_1 \cos(2\pi \nu) - (C_2 - C_3) \frac{2\pi}{\beta \cdot L} \sin(2\pi \nu) \right] \quad (5.50)$$

$$\Delta = (C_3 + C_2)(C_3 - C_2) + 2C_1^2 \quad (5.51)$$

$$C_1 = \sin(\nu \beta L) \cdot \sinh(\nu \beta L), \quad C_2 = \sin(\nu \beta L) \cdot \cosh(\nu \beta L) \quad (5.52)$$

$$C_3 = \cos(\nu \beta L) \cdot \sinh(\nu \beta L), \quad C_4 = \cos(\nu \beta L) \cdot \cosh(\nu \beta L) \quad (5.53)$$

$$e_1 = \sin(\mu \beta L) \cdot \sinh(\mu \beta L), \quad e_2 = \sin(\mu \beta L) \cdot \cosh(\mu \beta L) \quad (5.54)$$

$$e_3 = \cos(\mu \beta L) \cdot \sinh(\mu \beta L), \quad e_4 = \cos(\mu \beta L) \cdot \cosh(\mu \beta L) \quad (5.55)$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K_{g_2}}{4EI}} \quad (5.56)$$

$$\lambda_1 = \sqrt{\frac{K_{g_1}}{E \cdot A_p}} \left[\frac{1}{m} \right], \quad \lambda_2 = \sqrt[4]{\frac{K_{g_2}}{E \cdot I}} \left[\frac{1}{m} \right] \quad (5.57)$$

$$\alpha_1 = \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{\lambda_1 \cdot L} \right)^2}, \quad \alpha_2 = \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{\lambda_2 \cdot L} \right)^4} \quad (5.58)$$

$$K_{g_1} = K_{g_2} = 3 \cdot \frac{\gamma}{g} \cdot v_s^2 \quad (5.59)$$

mit:

A_p	Querschnittsfläche der Rohrleitung [m ²]
I	Flächenträgheitsmoment der Rohrleitung [m ⁴]
γ	Bodenwichte [kg/m ³]
E	E-Modul des Rohrmaterials [MN/m ²]
g	Erdbeschleunigung [cm/s ²]

Beiwerte zur Berechnung der Muffenverschiebungen:

$$\alpha_1 = \frac{1}{1 + \left(\frac{\gamma_1}{\beta_1} \right)^2} \quad (5.60)$$

$$\beta_1 = \sqrt{\frac{K_{g_1}}{E \cdot A_p}} \cdot l \quad (5.61)$$

$$\gamma_1 = \frac{2\pi \cdot l}{L} \quad (5.62)$$

Beiwerte zur Berechnung der Muffenverdrehungen:

$$\alpha_2 = \frac{1}{1 + \frac{1}{4} \left(\frac{\gamma_2}{\beta_2} \right)^4} \quad (5.63)$$

$$\beta_2 = \sqrt[4]{\frac{K_{g_2}}{4EI}} \cdot l \quad (5.64)$$

$$\gamma_2 = \frac{2\pi \cdot l}{L} \quad (5.65)$$

$$\psi_2 = \frac{1}{2} (\sin(\beta_2) \cosh(\beta_2) + \cos(\beta_2) \sinh(\beta_2)) \quad (5.66)$$

$$\psi_3 = \frac{1}{2} \sin(\beta_2) \sinh(\beta_2) \quad (5.67)$$

$$\psi_5 = \frac{1}{2} (\sinh^2(\beta_2) - \sin^2(\beta_2)) \quad (5.68)$$

$$\psi_7 = \frac{1}{4} (\sinh(2\beta_2) + \sin(2\beta_2)) \quad (5.69)$$

5.2.3 Segmentierte Rohrleitungen

5.2.3.1 Verfahren WE

Mit dem Verfahren WE nach [Wang 94] werden die maximale Axialdehnung und die relative Muffenverschiebung für segmentierte Rohrleitungen ermittelt. Für das Berechnungsverfahren werden einige Annahmen getroffen. Zum einen wird linearelastisches Verhalten des Bodens, der Muffen und des Rohrmaterials angenommen. Außerdem wird angenommen, dass die Bodendehnung in Rohrrichtung konstant ist. Aufgrund der konstanten Bodendehnung ist die Rohrelementverlängerung und die relative Muffenverschiebung an jeder Muffe gleich. Dem Berechnungsverfahren liegt das in Bild 5.6 dargestellte Modell zu Grunde. Die Interaktion zwischen Rohr und Boden wird durch Federn der Steifigkeit K_s abgebildet. Die Steifigkeit der Muffen wird durch Federn der Steifigkeit K_j zwischen den einzelnen Rohrelementen berücksichtigt.

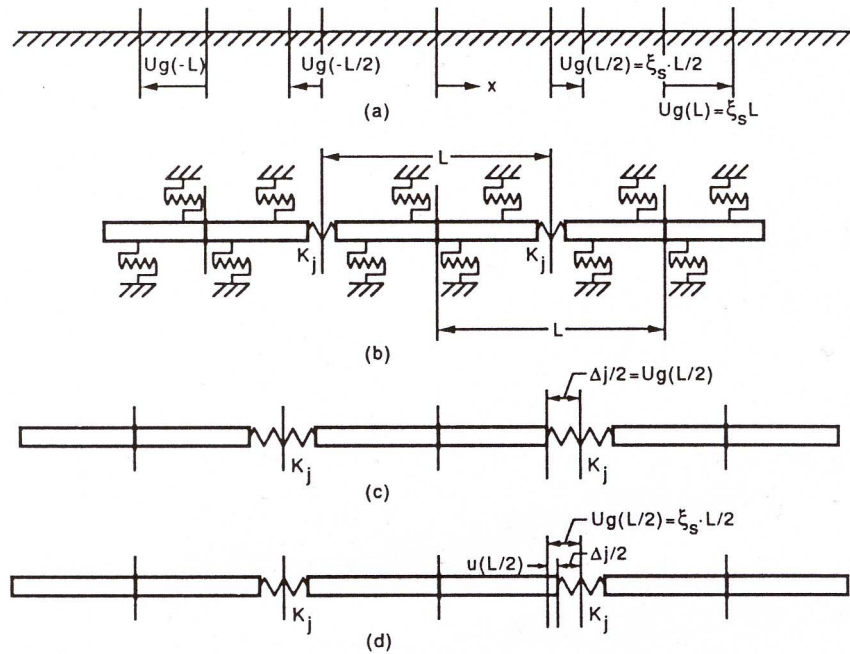


Bild 5.6: Rohr-Boden-Modell: a) Bodenbewegung, b) Ausgangslage des Rohres, c) Endlage des starren Rohres, d) Endlage des elastischen Rohres [Wang 94].

Stellt man das Gleichgewicht für ein Rohrelement unter Vernachlässigung der Trägheit des Systems auf, so ergibt sich analog zu Gleichung (5.15) folgende Differentialgleichung:

$$\frac{d^2}{dx^2} U_p(x) - \beta^2 U_p(x) = -\beta^2 U_g(x) \quad \text{mit} \quad \beta^2 = \frac{K_s}{E \cdot A} \quad (5.70)$$

Die Annahme konstanter Bodendehnung ε_g über mehrere Rohrelemente führt zu folgender Bodenverschiebung $U_g(x)$:

$$U_g(x) = \varepsilon_g \cdot x \quad (5.71)$$

Die Bodendehnung ε_g kann nach Gleichung (5.1) unter Berücksichtigung der Randbedingung (5.72) für die Muffenfedern bestimmt werden:

$$2K_j \left[u_g\left(\frac{L}{2}\right) - u_p\left(\frac{L}{2}\right) \right] = AE \frac{du}{dx}\left(\frac{L}{2}\right) \quad (5.72)$$

Daraus ergibt sich durch Lösung der DGL:

$$U_p(x) = \varepsilon_g \cdot L \left[\frac{x}{L} - \frac{\sinh\left(\frac{x}{L} \cdot \sqrt{R_s}\right)}{\sqrt{R_s} \cdot \cosh\left(\frac{R_s}{2}\right) + 2R_j \cdot \sinh\left(\frac{R_s}{2}\right)} \right] \quad (5.73)$$

Darin sind:

$$\begin{aligned} R_s & \quad \text{Relative Bodensteifigkeit } R_s = K_s \cdot L^2 / AE \quad [-] \\ R_j & \quad \text{Relative Muffensteifigkeit } R_j = K_j \cdot L / AE \quad [-] \end{aligned}$$

Die maximale Axialdehnung $\varepsilon_{pm} = du/dx(0)$ ergibt sich zu:

$$\varepsilon_{pm} = \varepsilon_g \cdot \left[1 - \frac{1}{\cosh\left(\frac{R_s}{2}\right) + \frac{2R_j}{\sqrt{R_s}} \cdot \sinh\left(\frac{R_s}{2}\right)} \right] \quad (5.74)$$

Die Muffenverschiebung Δ_j ist damit:

$$\Delta_j = \varepsilon_g \cdot L \cdot \left[\frac{\tanh\left(\frac{\sqrt{R_s}}{2}\right)}{\frac{\sqrt{R_s}}{2} + R_j \cdot \tanh\left(\frac{\sqrt{R_s}}{2}\right)} \right] \quad (5.75)$$

Nach diesem Verfahren kann die Rohrdehnung und relative Muffenverschiebung unter der Bedingung, dass die Boden- und Rohreigenschaften ausreichend genau bekannt sind und kein Schlupf zwischen Rohr und Boden stattfindet, mit guter Genauigkeit berechnet werden.

5.2.3.2 Verfahren WP

Das elastisch-plastische Verfahren WP ist eine Weiterentwicklung des linearelastischen Verfahrens WE. Es berücksichtigt Schlupf zwischen Rohr und Boden bei der Berechnung der Rohrverlängerung und der relativen Muffenverschiebung segmentierter Rohrleitungen. Auf eine nähere Erläuterung des Verfahrens wird an dieser Stelle verzichtet und auf die Literatur verwiesen [Wang 94].

Das Verfahren ist genau wie die zuvor erläuterten Verfahren implementiert worden und wird im Rahmen der Parameterstudien untersucht.

5.2.3.3 Verfahren SC

Bei segmentierten Betonrohrleitungen sind große Schäden durch seismische Wellenausbreitungen meist im Kompressionsbereich festgestellt worden [O'Rou 03, O'Rou 99a], wobei das Versagen durch lokales Beulen verursacht wurde. Bei segmentierten Rohrleitungen kann im Kompressionsbereich eine Kraft erst von Rohr zu Rohr übertragen werden, wenn die Muffen komplett geschlossen sind. Bei Annahme einer Anzahl n geschlossener Muffen über einen Bereich mit konstanter Bodendehnung lautet die Stauchung der Rohrleitung:

$$\varepsilon_p = \varepsilon_g - \frac{n}{n+1} \cdot \frac{\Delta_{ult}}{L} \quad (5.76)$$

Darin sind:

Δ_{ult}	relative Muffenverschiebung bis zur Schließung der Muffe [m]
L	Länge eines Rohrelementes

Einen oberen Grenzwert erhält man bei nur einer geschlossenen Muffe:

$$\varepsilon_p = \varepsilon_g - \frac{1}{2} \cdot \frac{\Delta_{ult}}{L} \quad (5.77)$$

Der untere Grenzwert der Rohrstauchung entsteht bei $n = \infty$:

$$\varepsilon_p = \varepsilon_g - \frac{\Delta_{ult}}{L} \quad (5.78)$$

Bei der Berechnung wird kein Schlupf zwischen Rohr und Boden angenommen.

5.2.4 Gekrümmte Rohrleitungen

5.2.4.1 Verfahren SB

Das Verfahren SB [Shin 79] ermöglicht die Berechnung der Verformungen und Kräfte im Bereich von gekrümmten Bereichen. Wie in Bild 5.7 zu erkennen ist, wird beim Modell von Shinozuka/Koike angenommen, dass sich die Rohrleitung ab der Stelle, wo keine Bodenbewegung stattfindet, mit dem Boden bewegt. Die effektive Schlupflänge L' wird erneut zu $\lambda/4$ angenommen.

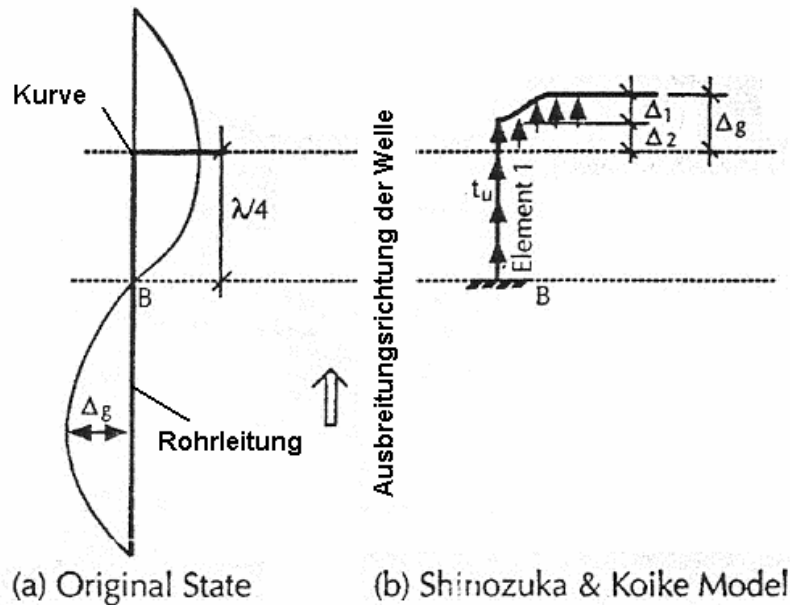


Bild 5.7: Modell nach Shinozuka & Koike für gekrümmte Rohrleitungen [Shin 79].

Die Axialkraft S im Element 1 ergibt sich damit zu:

$$S = \frac{3 \cdot \lambda}{8\pi} \cdot \frac{K_g}{\beta} \cdot \frac{1}{1+Q} \cdot (1 - \beta_c) \cdot \varepsilon_g \quad (5.79)$$

$$Q = \frac{3}{16} \cdot \frac{K_g \cdot \lambda}{E \cdot A \cdot \beta} \quad (5.80)$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K_g}{4EI}} \quad (5.81)$$

Darin ist K_g die Steifigkeit des Bodens in horizontaler Richtung [KN/m²], wobei β_c nach Gleichung (5.11) ermittelt werden kann. Die Bodenverschiebung Δ_g ergibt sich nach Gleichung (5.82).

$$\Delta_g = \frac{\lambda}{2\pi} \cdot \varepsilon_g \quad (5.82)$$

Die Axialkraft S für eine T-Kreuzung ergibt sich wie folgt:

$$S = \frac{\lambda}{2\pi} \cdot \frac{K_g}{\beta} \cdot \frac{1}{1+\frac{4}{3}Q} \cdot (1 - \beta_c) \cdot \varepsilon_g \quad (5.83)$$

5.2.4.2 Verfahren SH

Mit dem Verfahren SH werden die Kräfte, Momente und Verformungen an Kurven nach [O'Rou 99a] berechnet, wobei bei diesem Verfahren angenommen wird, dass das Kurvenelement unendlich steif ist. In Bild 5.8 ist das dem Berechnungsverfahren zugrunde liegende Modell dargestellt.

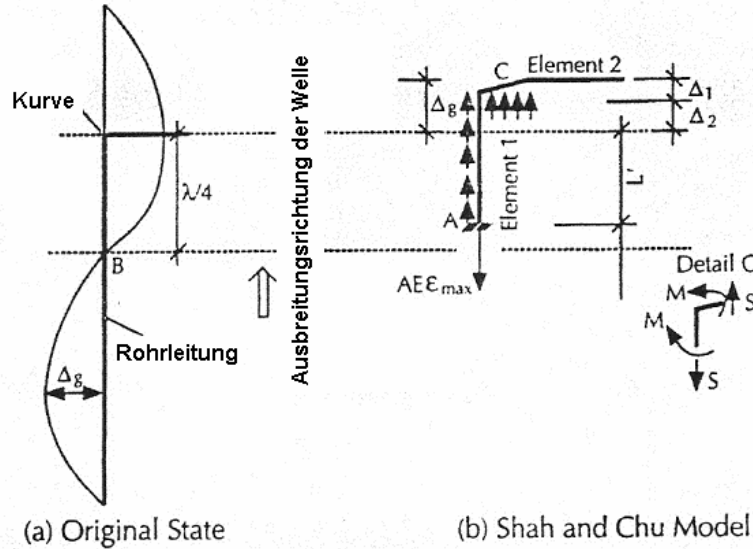


Bild 5.8: Modell nach Shah & Chu für gekrümmte Rohrleitungen [O'Rou 99a].

Im Gegensatz zum Verfahren SB wird die effektive Schlupflänge L' nicht zu $\lambda/4$ angenommen, sondern wie folgt berechnet:

$$L' = \frac{4 \cdot A \cdot E \cdot \beta}{3 \cdot K_g} \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{3 \cdot \varepsilon_g \cdot K_g}{2 \cdot T_u \cdot \beta}\right) - 1} \quad (5.84)$$

Darin ist K_g die Steifigkeit des Bodens in horizontaler Richtung [KN/m²]. Der Beiwert β kann nach Gleichung (5.81) berechnet werden. Die Axialkräfte S_1 und S_2 in den Elementen 1 und 2 ergeben sich wie folgt:

$$S_1 = \varepsilon_g \cdot A \cdot E - T_u \cdot L' \quad (5.85)$$

$$S_2 = \frac{S_1}{3} \quad (5.86)$$

Das Moment M an der Kurve ergibt sich zu:

$$M = \frac{S_1}{3 \cdot \beta} \quad (5.87)$$

Die Verschiebung Δ_1 wird nach folgender Gleichung berechnet:

$$\Delta_1 = \frac{4 \cdot \beta \cdot S_1}{3 \cdot K_g} \quad (5.88)$$

Bei einer T-Kreuzung ergibt sich die effektive Schlupflänge L' zu:

$$L' = \frac{A \cdot E \cdot \beta}{2 \cdot K_g} \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{4 \cdot \varepsilon_g \cdot K_g}{T_u \cdot \beta}\right) - 1} \quad (5.89)$$

Die Axialkraft S_1 berechnet sich dabei wie zuvor nach Gleichung (5.85). Die Kraft S_2 wird bei einer T-Kreuzung zu Null. Das Moment M und die Verschiebung Δ_1 lassen sich nach den Gleichungen (5.90) und (5.91) ermitteln.

$$M = \frac{S_1}{2 \cdot \beta} \quad (5.90)$$

$$\Delta_1 = \frac{\beta \cdot S_1}{K_g} \quad (5.91)$$

5.2.4.3 Verfahren CB

Mit dem Verfahren CB werden die Kräfte, Momente und Verformungen an Kurven mit flexiblen Kurvenelement infolge seismischer Wellenausbreitung berechnet. Auf eine genaue Darstellung der Berechnungsformeln wird an dieser Stelle verzichtet und auf [Comm 84] verwiesen. Auch dieses Programm ist im Rahmen dieser Arbeit implementiert worden.

5.2.5 Vergleiche für den Lastfall Wellenausbreitung

5.2.5.1 Eingabedaten

Die in den vorangegangenen Kapiteln erläuterten Verfahren auf Level II zur Berechnung von Rohrleitungen unter Wellenbelastung werden im Rahmen einer umfangreichen Parameterstudie untersucht.

Dabei wird zwischen kontinuierlichen und segmentierten Rohrleitungen sowie zwischen der Belastung durch Scher- und Rayleighwellen unterschieden. Den daraus resultierenden vier Fällen liegen aus Gründen der Vergleichbarkeit stets dieselben Eingabeparameter zugrunde.

Dabei ist außerdem klar, dass nicht alle Rechenverfahren die gleichen Eingabewerte berücksichtigen. Daher wird ein Beispiel konzipiert (Bild 5.9), für das alle möglichen relevanten Daten spezifiziert und zueinander konsistent sind. Die konkreten Werte sind in Anhang A.1 zusammengestellt.

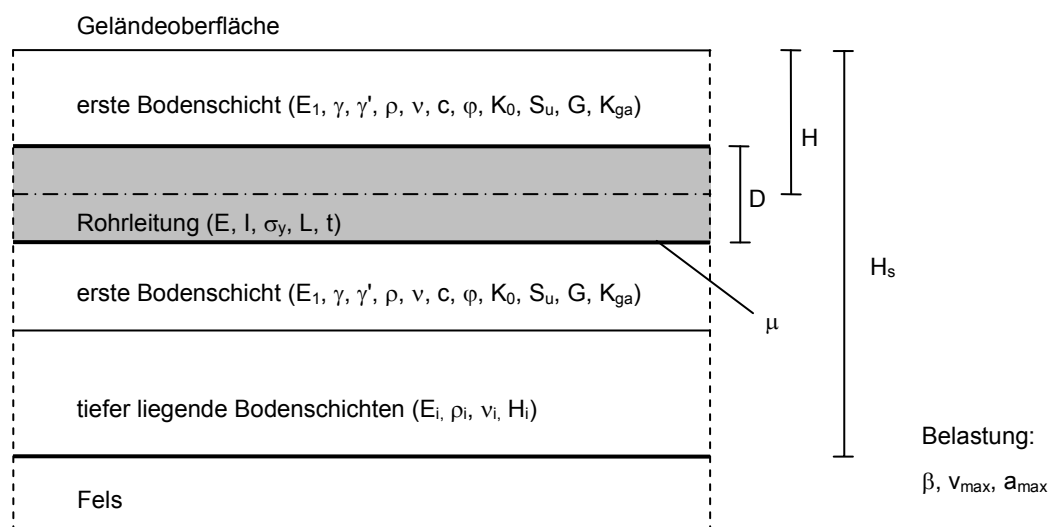


Bild 5.9: Level II - Berechnungsbeispiel für den Lastfall Wellenausbreitung (vgl. Anhang A.1).

In der folgenden Tabelle sind die sechs variierten Parameter mit ihren jeweiligen Wertebereichen, für die die Untersuchungen durchgeführt werden, zusammengestellt.

Tabelle 5.3: Übersicht der variierten Parameter.

	Rohrdurchmesser	Eingrabungstiefe	E-Modul der ersten Bodenschicht	Dicke des Rohres	Einfallswinkel der Scherwellen	Maximale Bodengeschwindigkeit
	D [m]	H [m]	E_1 [KN/m ²]	t [m]	β [Grad]	$v_{\max}$ [m/s]
Basiswerte	1,22	3	$1 \cdot 10^5$	0,012	5	0,94
Minimale Werte	0,3	2	$3 \cdot 10^4$	0,005	2	0,1
Maximale Werte	2	6	$1,3 \cdot 10^5$	0,2	30	2
Schritt	0,1	0,5	$1 \cdot 10^4$	0,01	1	0,1

5.2.5.2 Wellenausbreitung: kontinuierliche Rohrleitungen (Scherwellen)

Als erstes werden kontinuierliche Rohrleitungen unter Belastung durch Scherwellen untersucht. In Bild 5.10 bis Bild 5.15 sind für die verschiedenen Verfahren die im Rohr auftretenden Spannungen dargestellt, jeweils für einen variierten Parameter (E-Modul der ersten Bodenschicht, Wanddicke des Rohres, Einfallswinkel der Scherwellen, maximale Bodengeschwindigkeit, Rohrdurchmesser und Eingrabungstiefe).

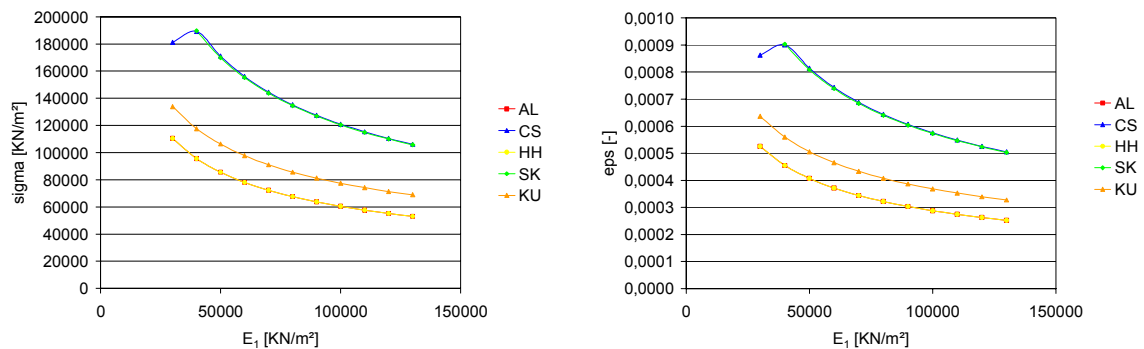


Bild 5.10: Spannungen und Dehnungen bei variiertem E-Modul der ersten Bodenschicht.

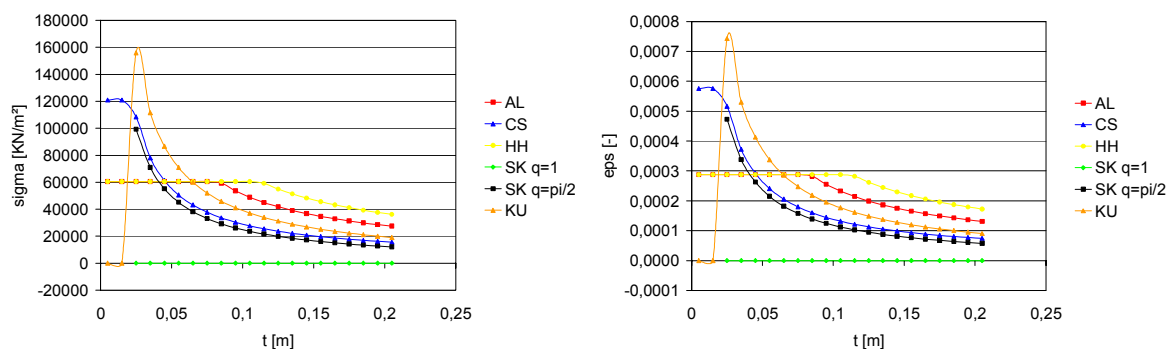


Bild 5.11: Spannungen und Dehnungen bei variiertem Wanddicke der Rohrleitung.

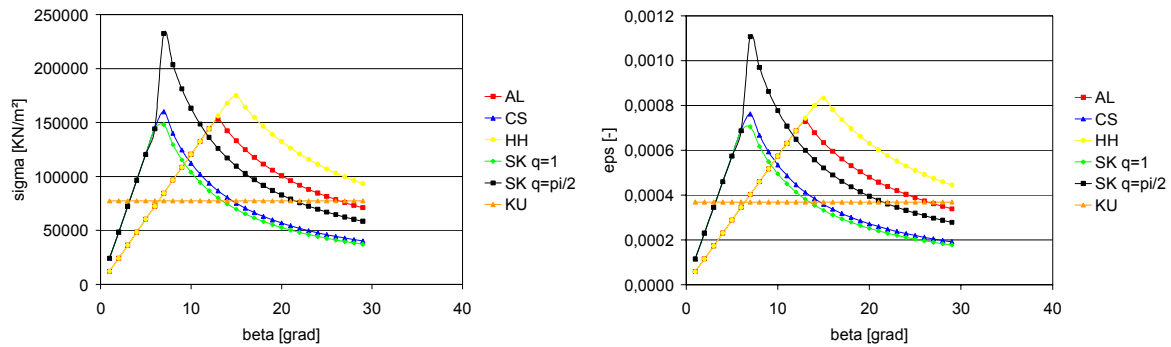


Bild 5.12: Spannungen und Dehnungen bei variiertem Einfallswinkel der Scherwellen.

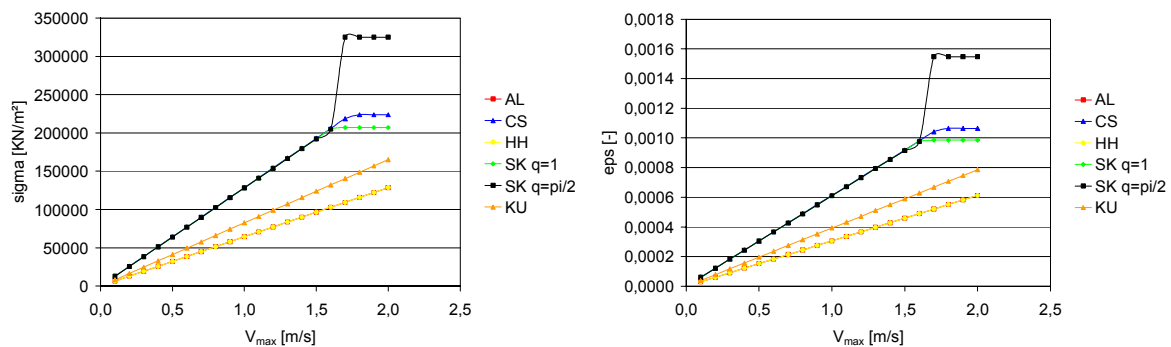


Bild 5.13: Spannungen und Dehnungen bei variiert maximaler Bodengeschwindigkeit.

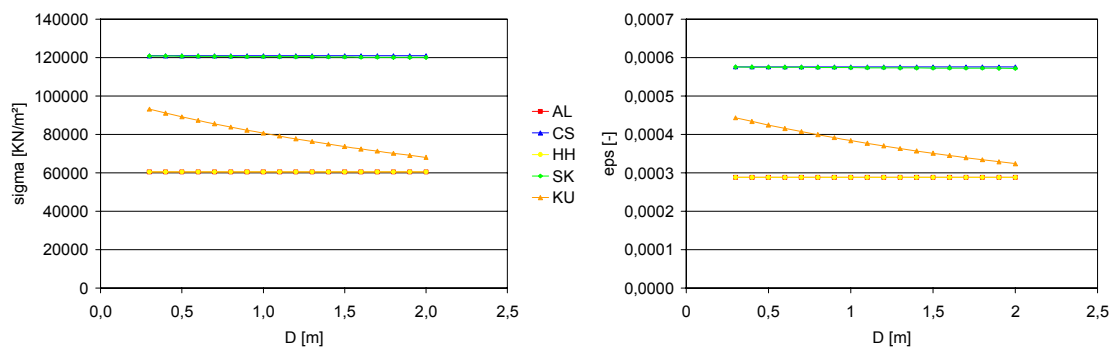


Bild 5.14: Spannungen und Dehnungen bei variiertem Rohrdurchmesser.

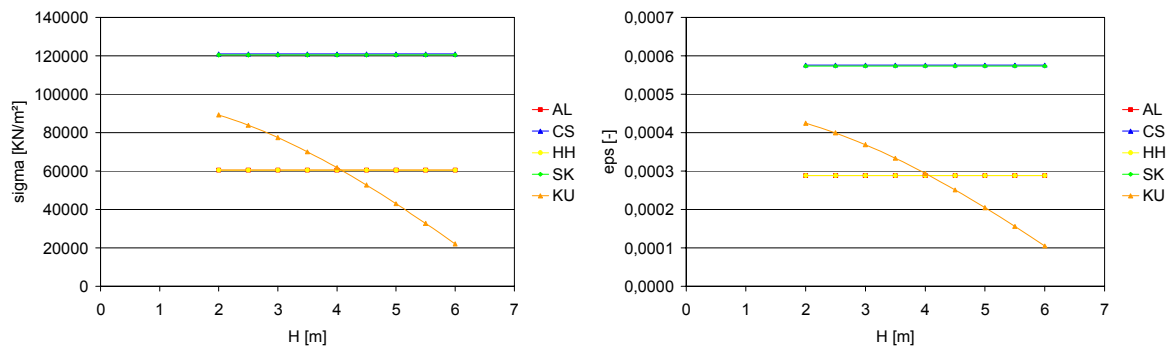


Bild 5.15: Spannungen und Dehnungen bei variiertem Eingrabungstiefe.

Man erkennt die qualitativ ähnlichen Ergebnisse unter Verwendung der verschiedenen Verfahren. Deutlich wird auch, dass die jeweils unterschiedliche Berücksichtigung des Schlupfes zwischen Rohr und Boden Unterschiede in den auftretenden Spannungen bewirkt.

Hinsichtlich der sechs variierten Parameter sind folgende Schlüsse zu ziehen:

- Die Vergrößerung des E-Moduls der ersten Bodenschicht bewirkt eine abnehmende Spannung. Dies liegt daran, dass die Scherwellengeschwindigkeit über die Funktion $1/\sqrt{E}$ vom E-Modul abhängt (Gl. 3.18). Die scheinbare Wellengeschwindigkeit ist proportional zur Wellengeschwindigkeit (Gl. 3.17). Abschließend ist die Spannung proportional zur scheinbaren Wellengeschwindigkeit (exemplarisch nach Verfahren AL in Gl. 5.1). In der Summe ergibt sich daraus eine Abhängigkeit der Spannung vom E-Modul über eine $1/\sqrt{E}$ -Funktion.
- Die Vergrößerung der Wanddicke des Rohres zeigt zwei Effekte: Zum einen wird deutlich, dass die verschiedenen Verfahren den Bereich, in dem noch kein Schlupf vorliegt, recht unterschiedlich einschätzen.

Zum anderen folgen die Kurven im Bereich, in dem Schlupf zwischen Rohr und Boden vorliegt, einer Funktion der Form $1/t$, da die Spannung als Kraft pro Fläche antiproportional zur Wanddicke ist.

- Solange bei der Variation des Einfallswinkels kein Schlupf entsteht, folgt die resultierende Spannung einer $\sin \beta$ -Funktion, da entsprechend dem Winkel nur der Anteil in Axialrichtung berücksichtigt wird. Für Winkel kleiner als 30 Grad ist dabei die $\sin \beta$ -Funktion fast identisch mit einem linearen Zusammenhang.

Sobald Schlupf auftritt, je nach Verfahren bei Werten zwischen 8 und 16 Grad, hängt die Spannung über eine $1/\sin \beta$ -Funktion vom Einfallswinkel ab, da die Grenzdehnung beim Auftreten von Schlupf proportional zur scheinbaren Wellenlänge der Scherwellen ist (exemplarisch nach Verfahren AL in Gl. 5.2). Diese wiederum ist proportional zur scheinbaren Wellengeschwindigkeit und nach Gleichung (3.17) über eine $1/\sin x$ -Funktion von der Wellengeschwindigkeit abhängig.

Das Verfahren KU kann den Einfluss des Einfallswinkels nicht berücksichtigen.

- Die Variation der maximalen Bodengeschwindigkeit zeigt, dass sämtliche Verfahren zunächst linear rechnen und auch der Zusammenhang zwischen Bodengeschwindigkeit und Spannung linear ist. Bei den Verfahren SK und CS wird außerdem die Fließgrenze des Rohres erreicht, was folgerichtig zu einem nichtlinearen Verlauf der Spannungen führt.

Es zeigt sich außerdem beim Verfahren SK, dass die ermittelten Spannungen für $q = \pi/2$ oberhalb der Streckgrenze des Rohrmaterials liegen, was definitiv nicht der Realität entspricht. Dadurch wird deutlich, dass der Korrekturfaktor nach Gleichung (5.11) in diesem Bereich nicht mehr angewendet werden darf, für $q = 1$ liegen die Spannungen richtigerweise an der Fließgrenze.

- Rohrdurchmesser und Eingrabungstiefe beeinflussen nur beim Verfahren KU die Ergebnisse. Man erkennt sehr deutlich, dass zwischen den Ergebnissen der anderen vier Verfahren der Faktor 2,0 liegt. Dies ist auf unterschiedliche Koeffizienten der Wellengeschwindigkeiten (Tabelle 5.2) zurückzuführen.

5.2.5.3 Wellenausbreitung: kontinuierliche Rohrleitungen (Rayleighwellen)

Für die Belastung infolge Rayleighwellen werden ebenfalls Parameterstudien durchgeführt, deren Umfang denen der Studien infolge Scherwellenbelastung entspricht.

In Bild 5.16 ist der für Rayleighwellen spezifische Einfluss der Wellenfrequenz dargestellt.

Alle Verfahren zeigen einen charakteristischen Anstieg der Spannungen und Dehnungen im Bereich von 6 Hz, das anschließende Verhalten bei höheren Frequenzen variiert deutlich.

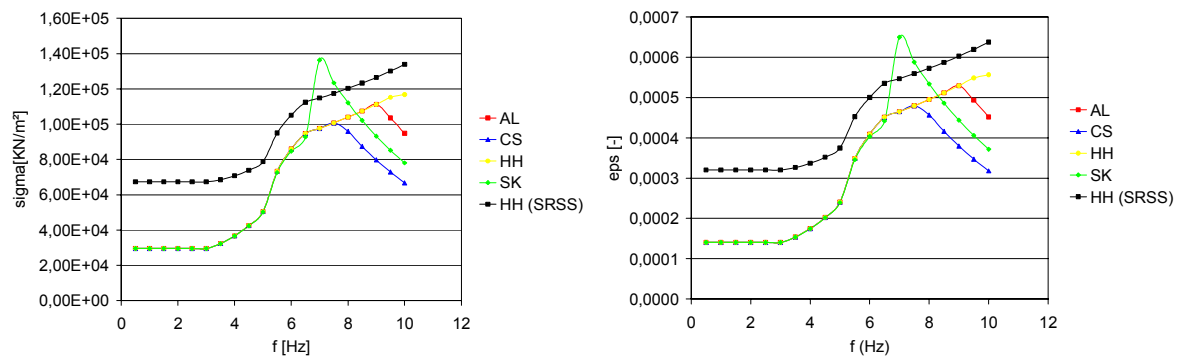


Bild 5.16: Spannungen und Dehnungen bei variierter Wellenfrequenz.

5.2.5.4 Wellenausbreitung: segmentierte Rohrleitungen (Scherwellen)

Analog zu den Studien für kontinuierliche Rohrleitungen in Kap. 5.2.5.2 werden auch Studien für segmentierte Rohrleitungen durchgeführt. Die zugrunde liegenden Daten müssen angepasst werden, da z.B. anstelle von Stahl bei kontinuierlichen Rohrleitungen nun Beton verwendet wird. In Anhang A.2 sind die Werte im Überblick zusammengestellt, in der folgenden Tabelle die variierten Parameter und ihre Wertebereiche.

Tabelle 5.4: Übersicht der variierten Parameter.

	Rohrdurchmesser	Eingrabungstiefe	E-Modul der ersten Bodenschicht	Dicke des Rohres	Einfallswinkel der Scherwellen	Maximale Bodengeschwindigkeit	Muffenfedersteifigkeit
Werte	D [m]	H [m]	E_1 [KN/m^2]	t [m]	β [Grad]	$v_{\max}$ [m/s]	K_j [kN/m]
Basiswerte	1,24	3	10^5	0,12	5	0,94	10^5
Minimale Werte	0,2	2	$3 \cdot 10^4$	0,05	2	0,2	10^4
Maximale Werte	2	6	$1,3 \cdot 10^5$	0,2	30	2	10^7
Schritt	0,1	0,5	10^4	0,01	1	0,1	10^5

In Bild 5.17 bis Bild 5.20 sind die maximalen Spannungen in den Rohren und die maximalen Verschiebungen an den Muffen für alle sieben Parameter dargestellt.

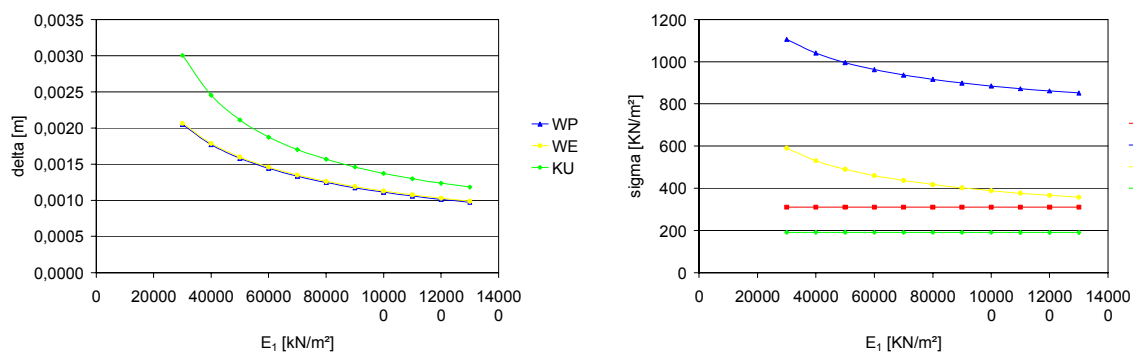


Bild 5.17: Muffenverschiebungen und Spannungen bei variiertem E-Modul des Bodens.

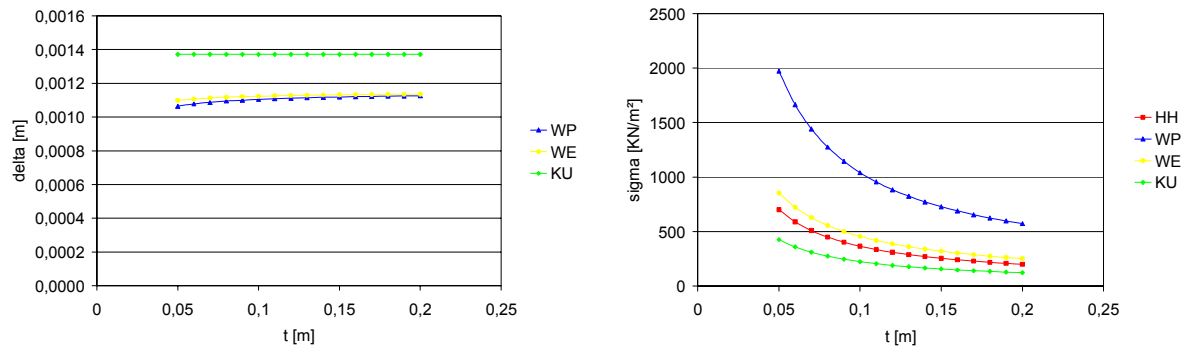


Bild 5.18: Muffenverschiebungen und Spannungen bei variiert Wanddicke der Rohre.

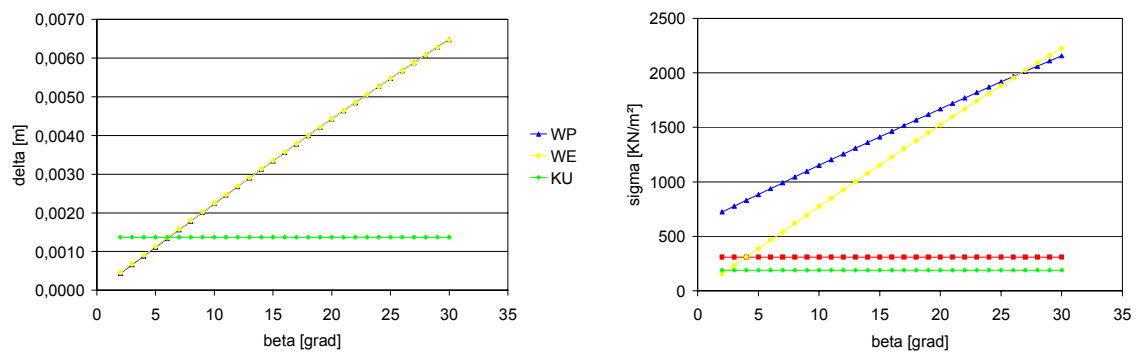


Bild 5.19: Muffenverschiebungen und Spannungen bei variiertem Einfallswinkel.

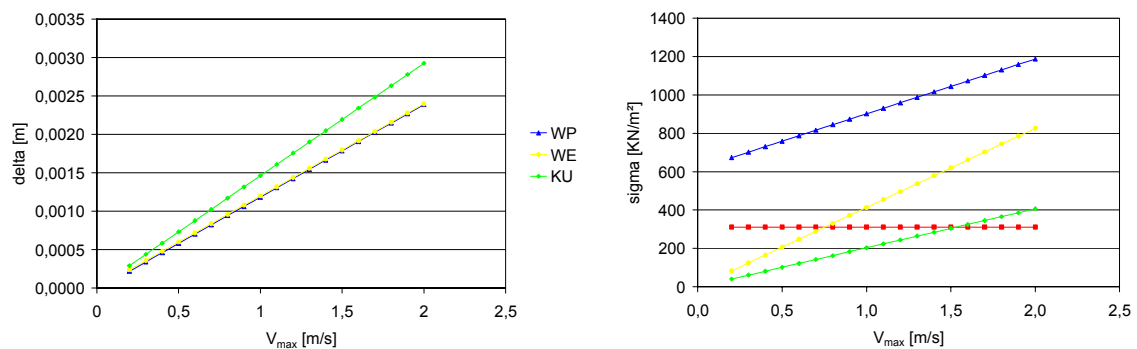


Bild 5.20: Muffenverschiebungen und Spannungen bei variiert maximaler Bodengeschwindigkeit.

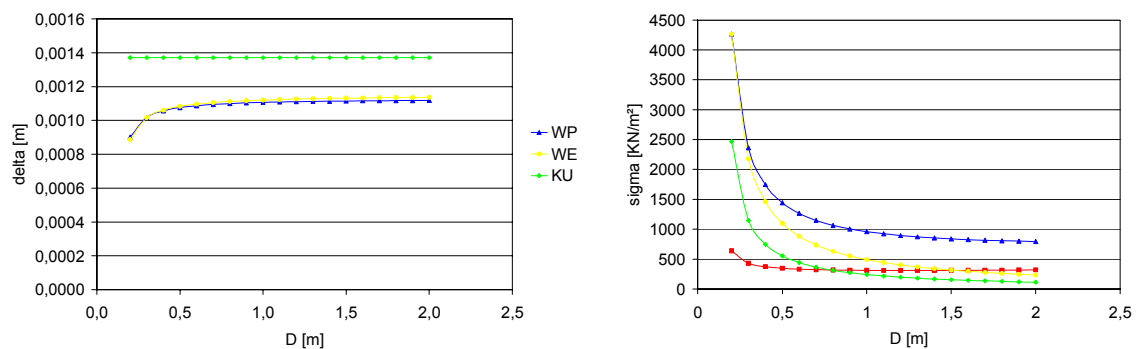


Bild 5.21: Muffenverschiebungen und Spannungen bei variiertem Rohrdurchmesser.

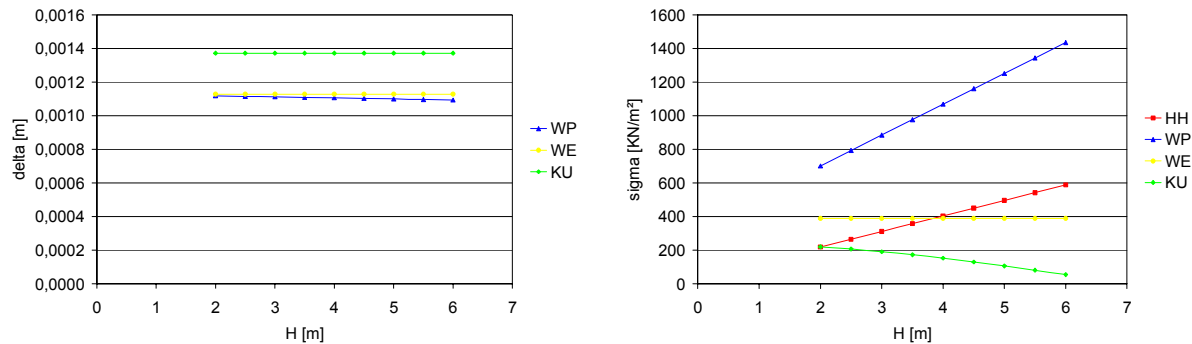


Bild 5.22: Muffenverschiebungen und Spannungen bei variiertem Eingrabungstiefe.

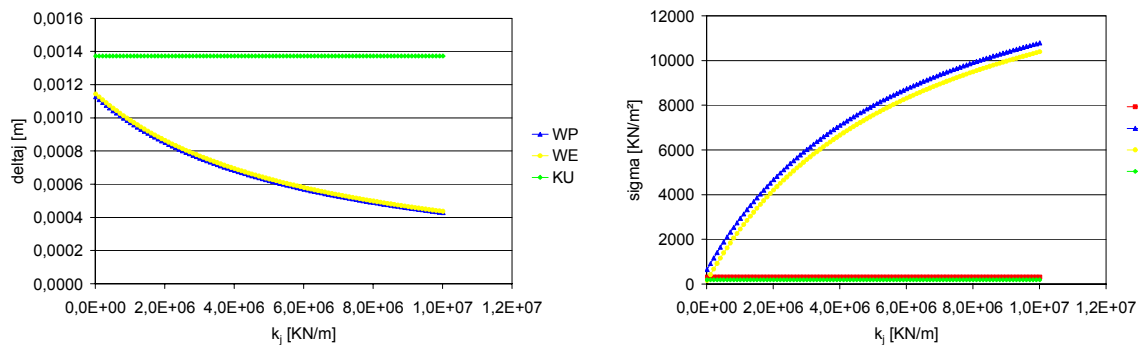


Bild 5.23: Muffenverschiebungen und Spannungen bei variiertem Muffensteifigkeit.

Viele der ablesbaren Auswirkungen der Parameter sind den Ergebnissen aus der Berechnung der kontinuierlichen Rohrleitung ähnlich. Allerdings können die bei den kontinuierlichen Rohrleitungen erläuterten einfachen funktionalen Zusammenhänge bei den komplizierteren Berechnungen der segmentierten Rohrleitungen nicht hergestellt werden.

Da in diesem Beispiel Gleiten auftrat, werden nach dem Verfahren HH keine Muffenverschiebungen ermittelt. Bezüglich der Einflüsse einzelner Parameter kann Folgendes festgestellt werden:

- Bei Variation des E-Moduls der ersten Bodenschicht ergibt sich eine gute Übereinstimmung der Verfahren. Allerdings kann das Verfahren KU keine Abhängigkeit der Spannung vom E-Modul abbilden.
- Mit zunehmender Wanddicke werden die Spannungen kleiner, da die Rohrdehnung abhängig von der relativen Bodensteifigkeit ist. Die relative Bodensteifigkeit hängt über die Querschnittsfläche des Rohres von der Wanddicke ab. Daher ergibt sich die dargestellte Abnahme der Spannungen bei zunehmender Wanddicke z.B. auch durch zunehmende Rohrdurchmesser.
- Bei der Variation des Einfallswinkels zeigt sich, dass die Verfahren HH und KU unabhängig vom Einfallswinkel rechnen, bei den Verfahren WE und WP der Einfallswinkel über die Bodendehnung jedoch zu einem fast linearen Zusammenhang führt. Ähnliches gilt für die Variation der maximalen Bodengeschwindigkeit.
- Die Studie des Rohrdurchmessers zeigt, dass bei den Verfahren WP und WE die Muffenverschiebung mit zunehmendem Rohrdurchmesser (bis ca. 0,5 m) steigt, da die Berechnungen dieser Verfahren von der Querschnittsfläche abhängen. Beim Verfahren KU ist die Muffenverschiebung unabhängig von den Rohreigenschaften.
- Die Variation der Axialfedersteifigkeit in den Muffen zeigt, dass zwei der vier Verfahren (HH und KU) die Ergebnisse unabhängig von dieser Steifigkeit liefern. Es liegt auf der Hand, dass die Modellierung der Muffen einen bedeutenden Einfluss auf das Ergebnis haben sollte. Die beiden genannten Verfahren, die dies nicht berücksichtigen,

zeigen teilweise auch bei anderen Parameterstudien eine Unabhängigkeit von relevanten Eingabeparametern.

Die beiden Verfahren WE und WP liefern bei Variation der Axialfedersteifigkeit fast die gleichen Ergebnisse. Dabei ist sowohl plausibel, dass bei zunehmender Axialfedersteifigkeit die maximale Spannung im Rohr zunimmt als auch, dass die maximale Verschiebung an den Muffen abnimmt.

5.2.5.5 Wellenausbreitung: segmentierte Rohrleitungen (Rayleighwellen)

Wie schon bei der Studie der kontinuierlichen Rohrleitungen wird auch für die segmentierten Rohrleitungen eine umfassende Studie infolge Belastung durch Rayleighwellen durchgeführt. An dieser Stelle sind erneut die charakteristischen Ergebnisse der variierten Wellenfrequenz dargestellt. Die in Bild 5.24 dargestellten Verläufe zeigen einen sehr ähnlichen Verlauf zu denen bei kontinuierlichen Rohrleitungen in Bild 5.16.

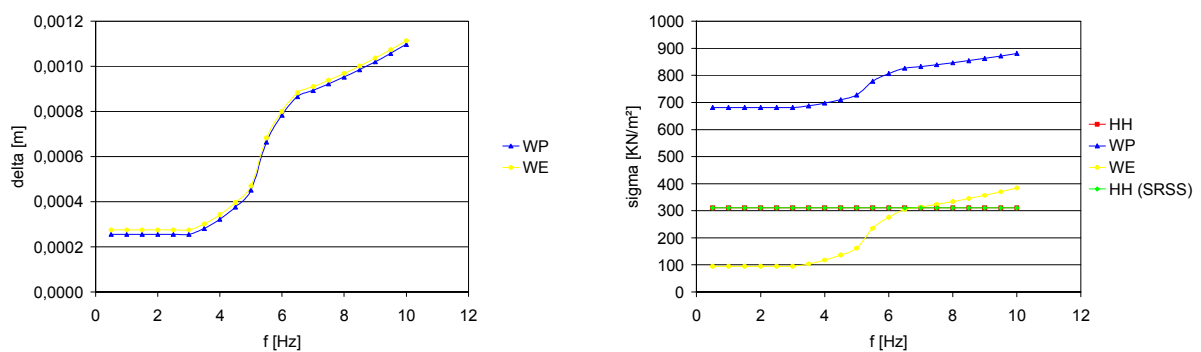


Bild 5.24: Muffenverschiebungen und Spannungen bei variiertter Wellenfrequenz.

Die durchgeführte Parameterstudie bestätigt, dass sowohl Scher- als auch Rayleighwellen zu Schäden an unterirdischen Rohrleitungen führen können. Die Maximalwerte der ermittelten Spannungen liegen im gleichen Bereich.

5.3 Lastfall bleibende Bodenverformungen

In diesem Kapitel 5 über Berechnungsverfahren auf Level II hat der Abschnitt 5.2 die Auswirkungen des Lastfalls Wellenausbreitung behandelt. In Abschnitt 5.3 werden die Verfahren zur Berechnung der Auswirkungen des Lastfalls bleibende Bodenverformung dargestellt. Dabei werden Bodenverformungen infolge Verwerfungen, infolge Axialverschiebungen und infolge Transversalverschiebungen unterschieden.

5.3.1 Lastfall bleibende Bodenverformungen: Verwerfungen

5.3.1.1 Allgemeines

In diesem Abschnitt werden die Verfahren zur Untersuchung von Verwerfungen erläutert. Zur analytischen Berechnung der Dehnungen und Spannungen kontinuierlicher Rohrleitungen infolge von Verwerfungen sind die Verfahren NH nach Newmark/Hall und KE nach Kennedy [Comm 84] implementiert worden. Bei beiden Verfahren werden die Bodenmassen auf beiden Seiten der Verwerfung als starre Körper betrachtet, so dass ein Punkt außerhalb der Verwerfungszone sich gleichermaßen verschiebt wie der Verankerungspunkt am Ende der Verwerfungszone. Die Verfahren setzen eine Verwerfung voraus, bei der Zug in der Rohrleitung entsteht. Durch das Verfahren von Newmark/Hall wird die Rohrdehnung unterschätzt, weil man annimmt, dass die Rohrleitung auf eine Verwerfung alleine durch axiale Verformungen reagiert. Wird beim Verfahren nach Kennedy die Biegedehnung mitberücksichtigt, führt dies zu einem oberen Grenzwert der Rohrdehnung, da die Biegedehnung bei Vernachlässigung der Biegesteifigkeit überschätzt wird; bleibt die Biegedehnung unberücksichtigt, entspricht das Verfahren dem von Newmark/Hall, allerdings wird ein anderes Materialgesetz für den Stahl angenommen.

Beide Berechnungsverfahren sind iterativ. Dabei wird die Länge im verformten Zustand durch eine Verformungsberechnung ermittelt und mit der Länge, die sich aus der Geometrie der Verwerfung ergibt, verglichen. Nachfolgend werden die wesentlichen Zusammenhänge der Verfahren erläutert, weitere Details findet man in der Literatur [Comm 84, O'Rou 94].

5.3.1.2 Verfahren NH

Das Verfahren nach Newmark/Hall berücksichtigt lineare und plastische Zonen in der Rohrleitung, wobei die Rohrdehnung so begrenzt werden muss, dass der Rohrquerschnitt nicht voll plastifiziert. Im folgenden Bild ist die durch eine Verwerfung belastete Rohrleitung dargestellt.

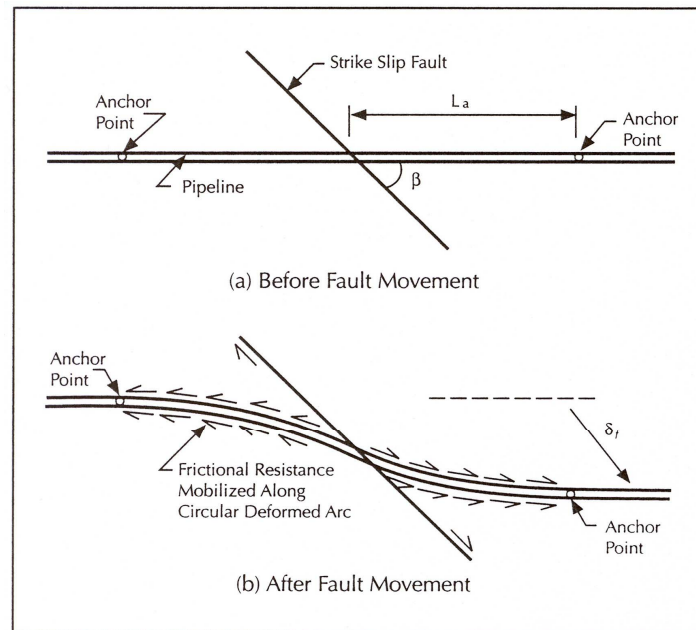


Bild 5.25: Verfahren nach Newmark/Hall.

Das Verfahren läuft iterativ nach folgenden Schritten ab:

1. Definition der Spannungs-Dehnungs-Linie der Rohrleitung durch die Streckgrenze mit der Spannung σ_y und der Dehnung ϵ_y . Bei Überschreitung der Streckgrenze wird bis zur vollen Plastifizierung des Querschnitts, bei einer Spannung von σ_2 und Dehnung ϵ_2 , mit einem abgeminderten E-Modul E_2 gerechnet. Zwischen diesen Punkten wird die Spannungs-Dehnungs-Linie durch einen linearen Verlauf idealisiert. Die Spannung σ_0 beschreibt den Schnittpunkt des Abschnitts der Spannungs-Dehnungs-Linie mit abgemindertem E-Modul mit der Spannungs-Achse.

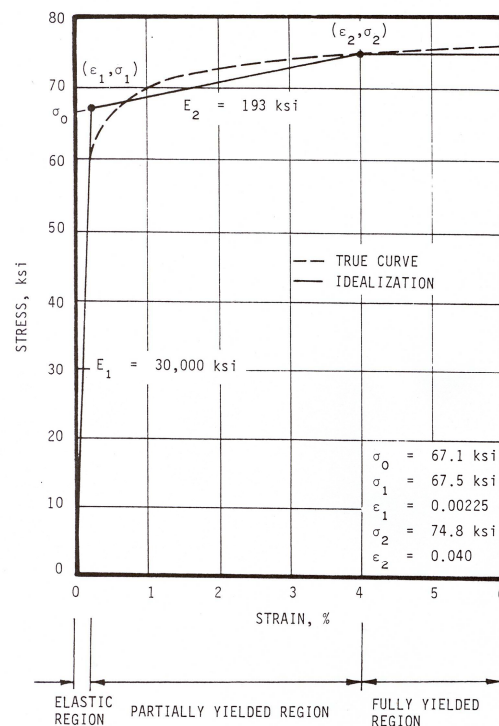


Bild 5.26: Materialgesetz nach Newmark/Hall.

2. Berechnung der maximalen axialen Reibungskraft T_u zwischen Rohr und Boden.
3. Annahme einer Spannung σ_a im Rohr und Berechnung der Rohrlänge, die erforderlich ist, um diese Spannung durch Reibungswiderstand auf Null zu reduzieren. Dabei wird vorausgesetzt, dass sich in diesem Bereich keine Kurven befinden. Die erforderliche Länge setzt sich aus einem elastischen Anteil L_e und einem plastischen Anteil L_p zusammen. Die Tabelle 5.5 beinhaltet die Gleichungen zur Berechnung dieser Längen.
4. Ermittlung der durchschnittlichen elastischen und plastischen Dehnungen ε_e und ε_p für die korrespondierenden Längen L_e und L_p . Die Berechnung erfolgt nach Tabelle 5.5.
5. Berechnung der möglichen Längenänderung ΔL_a als Summe der elastischen und plastischen Längenänderungen ΔL_e und ΔL_p .

$$\Delta L_a = 2 \cdot (\Delta L_e + \Delta L_p) \quad (5.92)$$

6. Ermittlung der Längenänderung der Rohrleitung ΔL_r , die durch die Geometrie der Verwerfung bekannt ist.

$$\Delta L_r = \Delta x + \frac{1}{4 \cdot (L_e + L_p)} \cdot (\Delta y^2 + \Delta z^2) \quad (5.93)$$

Darin sind Δx , Δy und Δz die Verwerfungsverschiebungen in x-, y-, z-Richtung.

7. Vergleich der Längenänderungen ΔL_a und ΔL_r und eventuelle iterative Veränderung der Spannung σ_a nach Tabelle 5.5, bis ΔL_a und ΔL_r annähernd gleich sind.

Tabelle 5.5: Gleichungen für das Iterationsverfahren nach Newmark/Hall.

$\sigma_a \leq \sigma_y$	$\sigma_y \leq \sigma_a \leq \sigma_2$
$L_e = \frac{\sigma_a \cdot A}{T_u}$ $\varepsilon_e = \frac{\sigma_a}{2 \cdot E}$ $\Delta L_e = L_e \cdot \varepsilon_e$ $\sigma_a(\text{neu}) = \sigma_a(\text{alt}) + \frac{E \cdot T_u \cdot (\Delta L_r + \Delta L_a)}{2 \cdot A \cdot \sigma_a(\text{alt})}$ $L_p = \varepsilon_p = \Delta L_e = 0$	$L_e = \frac{\sigma_y \cdot A}{T_u}$ $L_p = \frac{(\sigma_a - \sigma_y) \cdot A}{T_u}$ $\varepsilon_e = \frac{\sigma_y}{2 \cdot E}$ $\varepsilon_p = \frac{\sigma_a - 2 \cdot \sigma_0 + \sigma_y}{2 \cdot E_2}$ $\Delta L_e = L_e \cdot \varepsilon_e$ $\Delta L_p = L_p \cdot \varepsilon_p$ $\sigma_a(\text{neu}) = \sigma_a(\text{alt}) + \frac{E_2 \cdot T_u \cdot (\Delta L_r + \Delta L_a)}{2 \cdot A_s \cdot (\sigma_a(\text{alt}) - \sigma_0)}$

5.3.1.3 Verfahren KE

Wie erläutert, kann mit dem Verfahren KE nach Kennedy unter Berücksichtigung der Biegedehnungen ein oberer Grenzwert der zu erwartenden Spannungen und Dehnungen von Rohrleitungen [Comm 84 und O'Rou 94] ermittelt werden. Das Verfahren kann jedoch auch unter Vernachlässigung der Biegedehnungen benutzt werden. Im Folgenden werden die Schritte des Verfahrens KE beschrieben:

1. Berechnung der maximalen Bodenwiderstände.
2. Annahme einer Axialspannung σ_a und der korrespondierenden Axialkraft Q:

$$Q = \sigma_a \cdot A_s \quad (5.94)$$

σ_a	maximale Axialspannung [kN/m ²]
A_s	Querschnittsfläche des Rohres [m ²]
Q	Axialkraft [kN]

3. Ermittlung der Krümmungsradien in vertikaler und lateraler Richtung:

$$R_{cl} = \frac{Q \cdot C_p}{P_u} \quad (5.95)$$

R_{cl}	Lateraler Krümmungsradius [m]
C_p	Faktor zur Berücksichtigung eines Innendrucks [-]
P_u	Maximaler transversaler Bodenwiderstand [kN/m]

$$R_{cv} = \frac{Q \cdot C_p}{Q_u} \quad (5.96)$$

R_{cv}	Vertikaler Krümmungsradius [m]
Q_u	Maximaler vertikaler Bodenwiderstand [kN/m]

Der Faktor C_p ist dabei ein Korrekturfaktor, der berücksichtigt, dass Innendruck bei einer Rohrleitung ohne Biegesteifigkeit zu einer Erhöhung der Zugkraft in der Leitung führt. Eine Erhöhung des Innendrucks hat eine Verkleinerung der Krümmungsradien zur Folge. Der Korrekturfaktor wird nach folgender Gleichung berechnet:

$$C_p = 1 - \frac{P_i \cdot \pi \cdot D^2}{4 \cdot Q} \quad (5.97)$$

D	Rohrdurchmesser [m]
P_i	Innendruck [kN/m ²]

Innerhalb dieses 3. Schrittes kann abgeschätzt werden, inwiefern Biegung einen Einfluss auf das Ergebnis hat. Zwei Bedingungen müssen eingehalten werden, um den Einfluss der Biegung klein zu halten:

- a) Die Biegedehnung muss kleiner als das 0,8-fache der Axialdehnung sein. Sie ergibt sich wie folgt aus den Krümmungsradien:

$$\varepsilon_b = \frac{K \cdot D}{2} \quad (5.98)$$

ε_b	Biegedehnung [-]
K	Krümmung des Rohrs [-]

Die Axialdehnung wird mit der angenommenen Axialspannung nach dem Ramberg-Osgood-Modell ermittelt:

$$\varepsilon_a = \frac{\sigma_a}{E_i} \cdot \left[1 + \frac{\alpha}{(r+1)} \cdot \left(\frac{\sigma_a}{\sigma_0} \right)^r \right] \quad (5.99)$$

ε_a	Axialdehnung [-]
E_i	E-Modul des Rohrs [kN/m ²]
α, r	Ramberg-Osgood Koeffizienten [-]
σ_0	Streckgrenze [kN/m ²]

- b) Die Biegesteifigkeit im verformten Zustand muss im Gegensatz zur Biegesteifigkeit im unverformten Zustand klein sein. Diese Bedingung ist erfüllt, wenn gilt:

$$\varepsilon_{\min} \leq \varepsilon_0 \quad (5.100)$$

$$\varepsilon_{\min} = \varepsilon_a - \varepsilon_b \quad (5.101)$$

$$\varepsilon_0 = \frac{\sigma_0}{E_i} \quad (5.102)$$

Sind die Bedingungen nicht eingehalten, so ergeben sich aufgrund der Überschätzung der Biegedehnungen sehr konservative Ergebnisse.

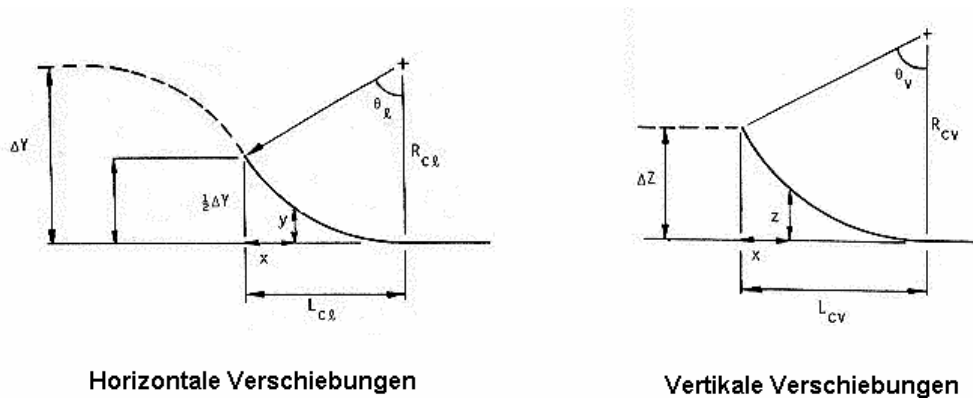


Bild 5.27: Horizontale bzw. vertikale Verwerfung bei Annahme konstanter Krümmungsradien.

4. Berechnung der erforderlichen Längenänderung Δl_r der Rohrleitung. Bei dieser Berechnung wird von einem konstanten Krümmungsradius der horizontal und vertikal verschobenen Rohrleitung nach Bild 5.27 ausgegangen.

$$L_{cl} = (\Delta y \cdot R_{cl})^{0,5} \quad (5.103)$$

$$L_{cv} = (2 \cdot \Delta z \cdot R_{cv})^{0,5} \quad (5.104)$$

$$\Delta l_r = \Delta x + \frac{\Delta y}{3 \cdot L_{cl}} + \frac{2}{3} \cdot \frac{\Delta z^2}{L_{cv}} \quad (5.105)$$

Δl_r	erforderliche Längenänderung der Rohrleitung [m]
Δx	Verwerfungsverschiebung in Richtung der Rohrlängsachse [m]
Δy	Verwerfungsverschiebung horizontal und senkrecht zum Rohr [m]
Δz	Verwerfungsverschiebung vertikal und senkrecht zum Rohr [m]
L_{cv}	Länge des vertikal gekrümmten Anteils des Rohrleitung [m]
L_{cl}	Länge des horizontal gekrümmten Anteils des Rohrleitung [m]

5. Berechnung der geraden Längen der Rohrleitung L_1 und L_2 , die auf beiden Seiten der Verwerfung erforderlich sind, um die Axialkraft Q durch Reibungskräfte auf das Rohr zu übertragen.

$$L_1 = L_2 = \frac{Q - T_{uc} \cdot L_{cl}}{T_u} + L_{cl} \quad (5.106)$$

T_{uc}	Maximale axiale Bodenwiderstandskraft im Verwerfungsbereich [kN/m]
T_u	Axiale Bodenwiderstandskraft [kN/m]

Es wird vorausgesetzt, dass die Länge des Rohres auf beiden Seiten der Verwerfung ausreichend ist, um eine Verankerung der Rohrleitung durch Reibungskräfte zu erzielen. Sollten die tatsächlichen Verankerungslängen durch andere Befestigungen des Rohrs oder durch Kurvenelemente kleiner sein als die in Folge Reibung, so sind diese Längen für L_1 und L_2 zu verwenden.

6. Ermittlung der Längenänderung ΔL_a der Rohrleitung, die sich aus der angenommenen Axialspannung ergibt.

$$\Delta L_a = 2 \cdot \Delta L_c + \Delta L_{s1} + \Delta L_{s2} \quad (5.107)$$

Gleichung (5.107) resultiert aus der Summe der Integrationen der Dehnung über den gekrümmten und den geraden Teil der Rohrleitung. Die Formeln zur Ermittlung von ΔL_c , ΔL_{s1} und ΔL_{s2} können Tabelle 5.6 entnommen werden.

7. Im letzten Schritt werden ΔL_a und ΔL_r verglichen. Sollten sie nicht annähernd identisch sein, müssen die Schritte 1 bis 7 mit einer modifizierten Axialspannung erneut durchgeführt werden.

Tabelle 5.6: Berechnungsformeln für das Verfahren nach Kennedy et al.

$$\begin{aligned} \Delta L_{s1} &= \varepsilon_0 \left[L_{sl1} \left(\frac{B_s + B_{l1}}{2} \right) + \frac{C}{h_s \cdot (r+2)} \cdot (B_s^{r+2} - B_{l1}^{r+2}) \right] \\ \Delta L_{s2} &= \varepsilon_0 \left[L_{sl2} \left(\frac{B_s + B_{l2}}{2} \right) + \frac{C}{h_s \cdot (r+2)} \cdot (B_s^{r+2} - B_{l2}^{r+2}) \right] \\ \Delta L_c &= \varepsilon_0 \left[L_{cl} \left(\frac{B_m + B_s}{2} \right) + \frac{C}{h_c \cdot (r+2)} \cdot (B_m^{r+2} - B_s^{r+2}) \right] \end{aligned}$$

wobei gilt:

$$\begin{aligned} \varepsilon_0 &= \frac{\sigma_0}{E_i} & L_{sl2} &= L_2 - L_{cl} \\ C &= \frac{\alpha}{r+1} & B_m &= \frac{\sigma_a}{\sigma_0} \\ h_c &= \frac{t_{uc}}{A_s \cdot \sigma_0} & B_s &= B_m - h_c \cdot L_{cl} \\ h_s &= \frac{t_u}{A_s \cdot \sigma_0} & B_{l1} &= B_s - h_s \cdot L_{sl1} \\ L_{sl1} &= L_1 - L_{cl} & B_{l2} &= B_s - h_s \cdot L_{sl2} \end{aligned}$$

5.3.1.4 Weitere Verfahren

Neben den beiden erläuterten Verfahren sind einige weitere programmtechnisch umgesetzt und auf ihre Einsetzbarkeit hin überprüft worden. Dazu zählt das Verfahren nach [Wang 85a] zur Simulation der Auswirkungen von Verwerfungen. Es hat sich jedoch im Verlauf der Validierung der Ergebnisse aus der Literatur gezeigt, dass sich dieses Verfahren für den Einsatz im Rahmen dieser Vulnerabilitätsuntersuchungen nicht eignet [Rich 04]. Auch die Verfahren nach [Davi 98, Davi 00], die auf Bodenbeschleunigungen basieren (Kap. 5.2.1), werden aus diesem Grund nicht weiter verfolgt.

5.3.2 Lastfall bleibende Bodenverformungen: Axialrichtung

5.3.2.1 Verfahren PE

Eine bleibende Bodenverformung in Axialrichtung ist ein Sonderfall der allgemeinen Beschreibung von Verwerfungen im vorangegangenen Abschnitt. Dafür gibt es vereinfachte Berechnungsverfahren.

Bei Beanspruchung einer kontinuierlichen Rohrleitung durch axiale bleibende Bodenverformungen (axiale PGD) kann Versagen durch lokales Beulen in der Kompressionszone oder durch Überschreitung der zulässigen Spannung in der Zugzone verursacht werden. Für die Berechnung der Dehnung kontinuierlicher Rohrleitungen durch axiale bleibende Bodenverschiebungen wird ein elastisches und ein plastisches Verfahren [O'Rou 99a] verwendet. Das Verfahren PE führt die elastische Berechnung durch. Es wird von einer konstanten PGD-Verformung δ über die gesamte Länge L der PGD-Zone ausgegangen. Die Dehnung ε_p der Rohrleitung ergibt sich zu:

$$\varepsilon_p = \begin{cases} \frac{\alpha \cdot L}{2 \cdot L_{em}} & \text{für } L \leq L_{em} \\ \frac{\alpha \cdot L}{\sqrt{L \cdot L_{em}}} & \text{für } L > L_{em} \end{cases} \quad (5.108)$$

$$L_{em} = \frac{\alpha \cdot E \cdot A}{T_u} \quad (5.109)$$

$$\alpha = \arctan \frac{\delta}{L} \quad (5.110)$$

Darin ist L_{em} [m] die Länge des Rohrleitungsabschnitts, auf dem die konstante Reibungskraft T_u wirken muss, um eine Dehnung auf die Rohrleitung zu übertragen, die der Bodendehnung entspricht.

Dieses Modell findet oft Anwendung bei Rohrleitungen mit „Slip-Joints“, welche im Allgemeinen bei einer Belastung versagen, bei der sich der Rest der Rohrleitung noch elastisch verhält.

5.3.2.2 Verfahren PP

Das Verfahren PP zur Durchführung der plastischen Berechnung verwendet das Ramberg-Osgood-Modell zur Ermittlung der Dehnung und Verschiebung der Rohrleitung [O'Rou 99a]. Dieses Modell findet oft Anwendung bei Rohrleitungen mit bogengeschweißten Muffen, bei denen Beul- oder Zugversagen erst bei Überschreitung der elastischen Grenze stattfindet. Die Dehnungen und Verformungen ergeben sich zu:

$$\varepsilon(x) = \frac{\beta_p \cdot x}{E} \left(1 + \frac{n}{1+r} \left(\frac{\beta_p \cdot x}{\sigma_y} \right)^r \right) \quad (5.111)$$

$$\delta(x) = \frac{\beta_p \cdot x^2}{E} \left(1 + \frac{n}{1+r} \frac{2}{2+r} \left(\frac{\beta_p \cdot x}{\sigma_y} \right)^r \right) \quad (5.112)$$

Darin sind [O'Rou 94]:

β_p	Rohreingrabs-Parameter des Rohres [kN/m ³]
n, r	Ramberg-Osgood-Koeffizienten [-]

Die maximale Dehnung der Rohrleitung ergibt sich bei einer Länge von $L/2$, gemessen vom Zentrum der PGD-Zone aus. Da die kritische Beuldehnung geringer ist als die zulässige Zugdehnung, ist Beulversagen zu erwarten. Durch Einsetzen der kritischen Beuldehnung ε_{cr}

$$0,15 \cdot \frac{t}{R} \leq \varepsilon_{cr} \leq 0,20 \cdot \frac{t}{R} \quad (5.113)$$

in Gleichung (5.111) und Auflösen nach x erhält man die kritische Länge L_{cr} der PGD-Zone und aus Gleichung (5.112) die kritische Verschiebung δ_{cr} der Rohrleitung. Die Rohrleitung versagt erst durch Beulen, wenn die vorhandene Länge L der PGD-Zone und die vorhandene Verschiebung δ größer sind als die entsprechenden kritischen Werte.

5.3.2.3 Verfahren PB

Die Kräfte und Verformungen einer kontinuierlichen Rohrleitung mit einer Kurve am Rand der PGD-Zone können mit dem Verfahren PB berechnet werden. Zur Erläuterung des ebenfalls implementierten Verfahrens wird auf [O'Rou 99a] verwiesen.

5.3.3 Lastfall bleibende Bodenverformungen: Transversalrichtung

5.3.3.1 Verfahren OT

Auch die bleibende Bodenverformung in Transversalrichtung ist ein Sonderfall der allgemeinen Beschreibung von Verwerfungen, für den es vereinfachte Berechnungsverfahren gibt.

Die Dehnung unterirdischer kontinuierlicher Rohrleitungen, verursacht durch transversale bleibende Bodenverschiebungen, kann mit den Verfahren OT und LI näherungsweise berechnet werden. Beide Verfahren gehen von elastischem Systemverhalten aus. Auf die Herleitung des Berechnungsverfahrens OT wird an dieser Stelle nicht näher eingegangen, sondern auf die Arbeit von [O'Rou 99] verwiesen.

5.3.3.2 Verfahren LI

Aus den Ergebnissen von FE-Berechnungen [O'Rou 99a] geht hervor, dass die Rohrdehnung bis zu einer kritischen Bodenverformung δ_{cr} mit zunehmender Bodenverformung δ ansteigt. Bei Überschreiten von δ_{cr} bleibt die Rohrdehnung annähernd konstant. Bei geringer Breite der Zone, in der die bleibende Bodenverformung stattfindet (PGD-Zone), verhält sich die Rohrleitung wie ein beidseitig eingespannter Balken und das Dehnungsverhalten wird durch Biegung dominiert. Für geringe Breiten der PGD-Zone ergibt sich die kritische Bodenverformung $\delta_{cr-bending}$ zu:

$$\delta_{cr-bending} = \frac{5 \cdot P_u \cdot W^4}{384 \cdot E \cdot I} \quad (5.114)$$

Darin sind:

P_u	Maximaler Widerstand des Bodens gegen horizontale Verschiebungen [KN/m ²]
W	Breite der PGD-Zone [m]

Bei sehr großer Ausdehnung der Breite der PGD-Zone verhält sich das Rohr wie ein flexibles Seil. In diesem Fall wird die kritische Bodendehnung überwiegend durch Axialkräfte kontrolliert. Für ein parabolisches Seil besteht folgender Zusammenhang zwischen der Axialkraft T am Ende des Seils und der maximalen Verformung δ :

$$T = \frac{P_u \cdot W^2}{8 \cdot \delta} \quad (5.115)$$

Aus FE-Untersuchungen ist bekannt [O'Rou 99a], dass die Bodendehnung im mittleren Bereich der PGD-Zone (hier angenommen mit $W/2$) größer ist als die Rohrdehnung. Es wird angenommen, dass in diesem Bereich der maximale horizontale Bodenwiderstand P_u aktiviert wird. Aus diesem Grund wird für die Rohrleitung eine Verformung von $\delta/2$ angenommen und die Axialkraft ergibt sich zu:

$$T = \sigma \cdot D \cdot t \cdot \pi = \frac{P_u \cdot (W/2)^2}{8 \cdot (\delta/2)} = \frac{P_u \cdot W^2}{16 \cdot \delta} \quad (5.116)$$

Darin sind:

σ	Axialspannung des Rohres [KN/m ²]
D	Durchmesser des Rohres [m]
t	Dicke des Rohres [m]

Die Einwärtsbewegung der Rohrleitung Δ_{inward} am Rande der PGD-Zone durch die Axialkraft T berechnet sich unter der Annahme einer konstanten Reibungskraft T_u zwischen Rohr und Boden zu:

$$\Delta_{inward} = \frac{\sigma^2 \cdot D \cdot t \cdot \pi}{2 \cdot E \cdot T_u} \quad (5.117)$$

Die gesamte Verlängerung des Rohres ΔL_a kann abgeschätzt werden durch:

$$\Delta L_a = \frac{\pi^2 \cdot \delta^2}{4 \cdot W} \quad (5.118)$$

Diese Verlängerung ergibt sich durch Addition der Verlängerung innerhalb der PGD-Zone und der Einwärtsbewegungen an den beiden Rändern.

$$\frac{\pi^2 \cdot \delta^2}{4 \cdot W} = \frac{\sigma \cdot W}{E} + 2 \cdot \frac{\pi \cdot D \cdot t \cdot \sigma^2}{2 \cdot E \cdot T_u} \quad (5.119)$$

Die kritische Verformung $\delta_{cr-axial}$ kann bestimmt werden, indem die Gleichungen (5.116) und (5.119) nach δ aufgelöst werden. Aus den beiden kritischen Bodenverformungen $\delta_{cr-axial}$ und $\delta_{cr-bending}$ ergibt sich die resultierende kritische Bodenverformung δ_{cr} aus:

$$\delta_{cr} = \frac{1}{\frac{1}{\delta_{cr-bending}} + \frac{1}{\delta_{cr-axial}}} \quad (5.120)$$

Die maximale Dehnung der Rohrleitung ergibt sich anschließend durch Kombination der Effekte aus dem Tragverhalten als Balken und als flexibles Seil. Die elastische Rohrdehnung kann ausgedrückt werden durch:

$$\varepsilon_{elastic} = \begin{cases} \frac{\pi \cdot \delta}{2} \cdot \sqrt{\frac{T_u}{A \cdot E \cdot W}} \pm \frac{\pi^2 \cdot D \cdot \delta}{W^2} & \delta \leq \delta_{cr} \\ \frac{\pi \cdot \delta_{cr}}{2} \cdot \sqrt{\frac{T_u}{A \cdot E \cdot W}} \pm \frac{\pi^2 \cdot D \cdot \delta_{cr}}{W^2} & \delta > \delta_{cr} \end{cases} \quad (5.121)$$

5.3.4 Vergleiche der Level II - Verfahren für den Lastfall Verwerfung

Im Folgenden werden die Ergebnisse der Untersuchungen von Verwerfungen gezeigt. Auf eine separate Darstellung der Ergebnisse aus axialer bzw. transversaler bleibender Bodenverformung wird verzichtet, da diese auch mit den Verfahren zur Untersuchung von Verwerfungen ermittelt werden können, wenn die beiden Winkel zwischen Verwerfungsfläche und Rohrleitung entsprechend angepasst werden. Es zeigt sich dabei konkret, dass z.B. die Verfahren zur Ermittlung der axialen bleibenden Bodenverformung zu sehr ähnlichen Ergebnissen führen wie die Verfahren zur Untersuchung von Verwerfungen unter Berücksichtigung eines Abscherwinkels von etwa 0 Grad.

Die im Folgenden dargestellten Studien werden daher unter Verwendung der beiden Verfahren NH und KE durchgeführt, jeweils unter Vernachlässigung der Biegedehnung. In Anhang A.3 sind die zugrunde liegenden Basisparameter zusammengefasst, Tabelle 5.7 zeigt die variierten Parameter.

Tabelle 5.7: Übersicht der variierten Parameter.

	Rohrdurchmesser	Dicke des Rohres	Eingrabungstiefe	Winkel zwischen der Verwerfungslinie und dem Rohr [grad]	Abrutschwinkel [grad]	Verwerfungsver-schiebung
Werte	D [m]	t [m]	H [m]	β [Grad]	psi [Grad]	d_r [m]
Basiswerte	1,22	0,012	3	90	90	0,32
Minimale Werte	0,2	0,005	2	10	10	0,1
Maximale Werte	2	0,2	6	90	90	3
Schritt	0,1	0,01	0,5	5	5	0,1

Beide Verfahren liefern ähnliche Ergebnisse (Bild 5.28 bis Bild 5.33). Die Unterschiede sind im Wesentlichen auf das unterschiedliche Materialgesetz des Stahls zurückzuführen: Während nach Newmark/Hall eine trilineare Spannungs-Dehnungs-Linie angenommen wird, verwendet Kennedy das Ramberg-Osgood-Modell. Allgemein zeigt sich, dass das Verfahren KE zu höheren Spannungen und Dehnungen führt.

Die Auswirkungen der Variation einzelner Parameter werden im Folgenden erläutert.

Bei zunehmender Wanddicke (Bild 5.28) und bei zunehmendem Rohrdurchmesser (Bild 5.30) nehmen die Spannungen und Dehnungen ab. Dies liegt in beiden Fällen an den resultierenden, erhöhten Querschnittswerten.

Dass eine größere Verwerfung (Bild 5.30) zu größeren Spannungen und Dehnungen führt, ist selbstverständlich. Bei der Variation der Größe der Verwerfung wird deutlich, dass die Fließgrenze beim Verfahren KE erreicht wird und entsprechend die Dehnungen stark steigen.

Bild 5.31 zeigt, dass der Winkel zwischen Verwerfungsfläche und Rohrachse im Grundriss bei sonst gleicher Größe der Verwerfung nach diesen Verfahren keinen Einfluss hat. Hier zeigt sich, dass beiden Verfahren eine vereinfachte Modellierung zugrunde liegt.

In Bild 5.32 wird deutlich, dass der Abrutschwinkel mit zunehmender Größe zu kleineren Spannungen führt. Ein Abrutschwinkel von 90 Grad entspricht dabei einem vertikalen Versatz, ein Winkel von 0 Grad entspricht einer reinen Dehnung in Axialrichtung. Die unterschiedlichen maximalen Spannungen nach dem Erreichen der Fließgrenze verdeutlichen noch einmal die Annahme unterschiedlicher Materialgesetze.

Eine erhöhte Eingrabungstiefe führt nach Bild 5.33 zu erhöhten Spannungen und Dehnungen, da die Verformung des Rohrs durch den erhöhten vertikalen Bodenwiderstand stärker verhindert wird.

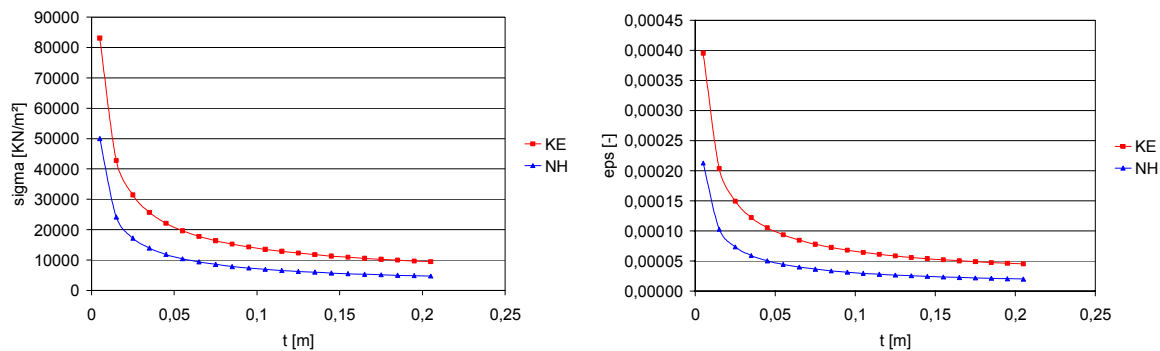


Bild 5.28: Spannungen und Dehnungen infolge variiertter Dicke der Rohrwand.

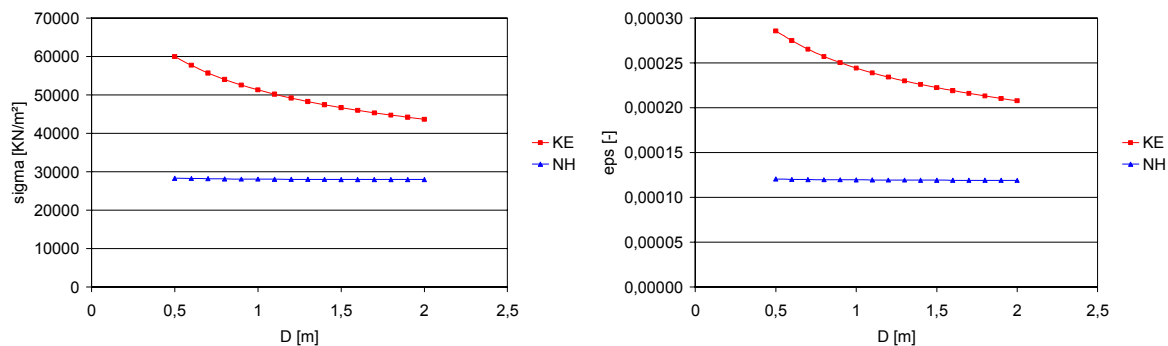


Bild 5.29: Spannungen und Dehnungen infolge variierten Rohrdurchmessers.

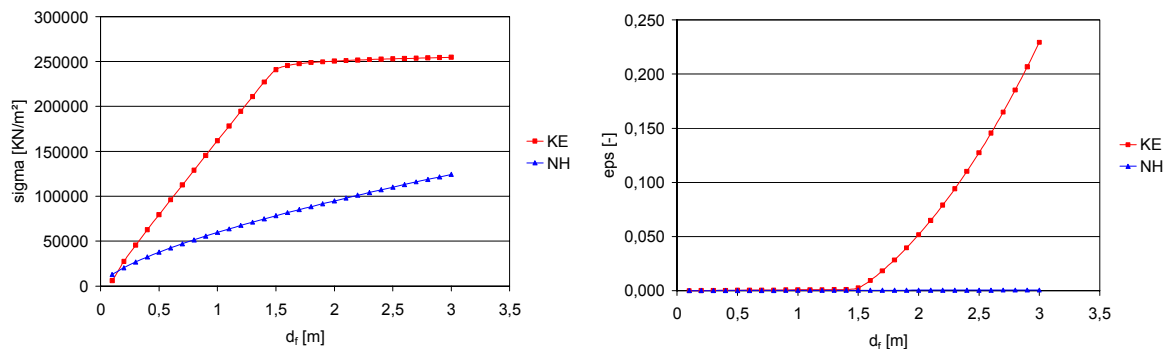


Bild 5.30: Spannungen und Dehnungen infolge variiertter Größe der Verwerfung.

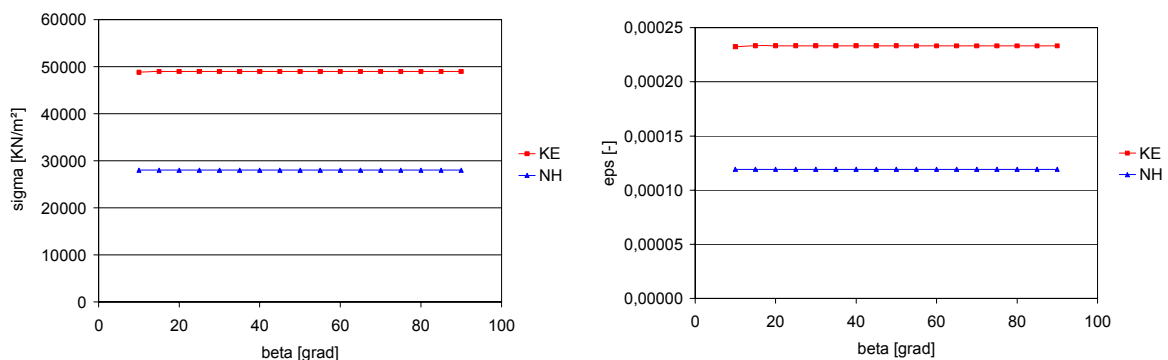


Bild 5.31: Spannungen und Dehnungen infolge variierten Verwerfungswinkels.

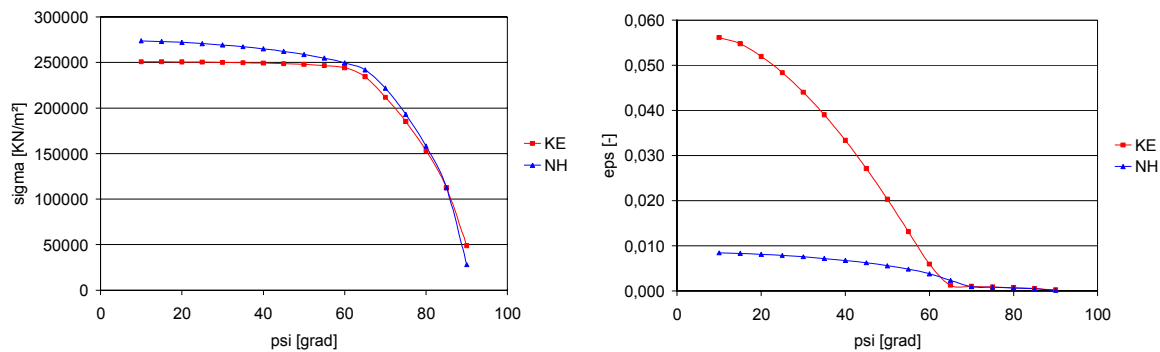


Bild 5.32: Spannungen und Dehnungen infolge variierten Abrutschwinkels.

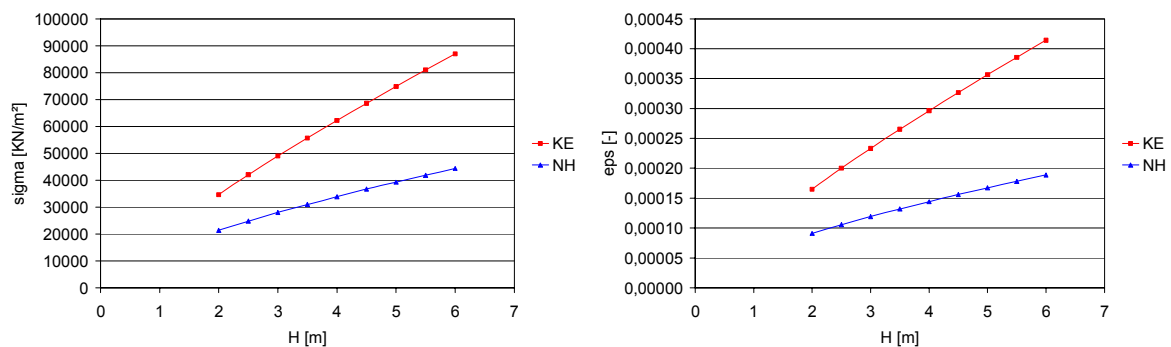


Bild 5.33: Spannungen und Dehnungen infolge variiertes Eingrabungstiefe.

5.4 Resümee der Verfahren auf Level II

In diesem Kapitel sind die Verfahren zur Ermittlung der Strukturantwort unterirdischer Rohrleitungen infolge seismischer Einwirkung auf Level II erläutert worden. Die Verfahren sind programmtechnisch umgesetzt worden und können von der webbasierten Benutzeroberfläche aus gestartet werden.

Außerdem sind umfangreiche Parameterstudien der verschiedenen Verfahren durchgeführt worden. Bei den Ergebnissen handelt es sich jeweils um Spannungen und Dehnungen bei kontinuierlichen Rohrleitungen sowie um Spannungen im Rohr und Verschiebungen an den Muffen bei segmentierten Rohrleitungen.

Um nach der Ermittlung der Spannungen, Dehnungen, Verschiebungen und Verdrehungen analog zu Level I die zu erwartende Schadensrate bestimmen zu können, ist ein anschließender Schritt erforderlich, der unter Berücksichtigung der verschiedenen Versagenskriterien (Spannung, Dehnung, Muffenverschiebung) die zu erwartende Schadensrate (BPK) berechnet. Dieser Schädigungsindikator, der für die Berechnungen auf Level II und III im Rahmen dieser Arbeit entwickelt wird, wird in Kapitel 8 vorgestellt.

Da sich gezeigt hat, dass die Ergebnisse der verschiedenen Verfahren auf Level II teilweise voneinander abweichen, ist die Untersuchung der Rohrleitungen auf Level III zu empfehlen. Diese weisen eine größere Genauigkeit als die Untersuchungen auf Level II auf und werden im anschließenden Kapitel 6 erläutert.

6. Level III: Detaillierte Berechnungsverfahren

In diesem Kapitel werden die entwickelten Modelle zur Untersuchung der Vulnerabilität unterirdischer Infrastruktur auf Level III erläutert. Während die durchgeführten Untersuchungen auf Level II auf der Literatur basieren, werden auf Level III eigene Modelle entwickelt.

Diese Level III - Modelle basieren auf komplexen Finite-Elemente-Simulationen, um die Interaktion zwischen Boden und Rohr möglichst genau erfassen zu können. Wie auf den Levels I und II werden die Lastfälle Wellenausbreitung und Verwerfung berücksichtigt. Mit den Modellen werden umfangreiche Parameterstudien durchgeführt, um die maßgebenden Eingabeparameter zu identifizieren. Nach der Erläuterung der Modelle erfolgt jeweils die Darstellung und Beurteilung der mit dem FE-Programm ANSYS [ANSY 04] ermittelten Ergebnisse.

Am Ende der Berechnung liegt wie auf Level II die mechanische Strukturantwort der Rohrleitung vor. Daraus wird anschließend mit Hilfe der Schädigungsindikatoren (Kap. 8) die Schädigungsrate und monetäre Schädigung ermittelt.

6.1 Verfahren und Modelle in der Literatur

Durch die Schadensfälle der Erdbeben der vergangenen Jahrzehnte sind Rohrleitungen vermehrt numerisch untersucht worden. Einige repräsentative Level III - Modelle zur Simulation von Rohrleitungen unter seismischer Belastung, die in den folgenden Abschnitten näher erläutert werden, sind:

- ein 2D-Modell mit nichtlinearen Federn für segmentierte Leitungen [El Hm 90],
- ein 2D-Modell mit linearen Federn und Winkler-Bettung für kontinuierliche Leitungen [Mavr 96],
- ein 3D-Modell mit Punktmassen für segmentierte Leitungen [Kubo 81],
- ein 3D-Modell mit nichtlinearen Federn für kontinuierliche Leitungen [ALA 01].

Neben diesen Modellen gibt es selbstverständlich eine Reihe weiterer FE-Modelle unterirdischer Infrastruktur in der Literatur [Wang 79, O'Lea 85, Taka 87, Wang 89, Fles 93, Lian 95, Isma 00, Ogaw 01, Casa 04, Liu 04, Shak 04, Yosh 04, ISO 23469]. Die Literaturrecherche über die numerische Simulation von unterirdischen Rohrleitungen unter Erdbebenbelastungen zeigt jedoch, dass stets die wesentlichen Charakteristika aus den oben aufgelisteten Modellen verwendet wurden.

Daher werden in den folgenden drei Abschnitten die ersten drei der oben genannten Modelle erläutert, das vierte Modell dient als Basis für ein eigenes Modell und wird in Kapitel 6.2 im Detail beschrieben.

6.1.1 2D-Modell mit nichtlinearen Federn für segmentierte Rohrleitungen

Das in Bild 6.1 dargestellte einfache zweidimensionale Modell nach El Hmadi [EL Hm 90] besteht aus drei Strukturelementen:

- den Balkenelementen, die das Rohr abbilden,
- den Federn, die die Kopplung der einzelnen Rohrsegmente in Axialrichtung modellieren und
- den Federn, die die Interaktion zwischen Rohr und Boden abbilden.

Die Federn zwischen Rohr und Boden werden als elastisch-ideal plastisch modelliert. Die Federgesetze zwischen den Segmenten sind nichtlinear, um das mechanische Verhalten beim Zusammenstauchen bzw. Auseinanderziehen der Muffen abzubilden (Bild 6.2).

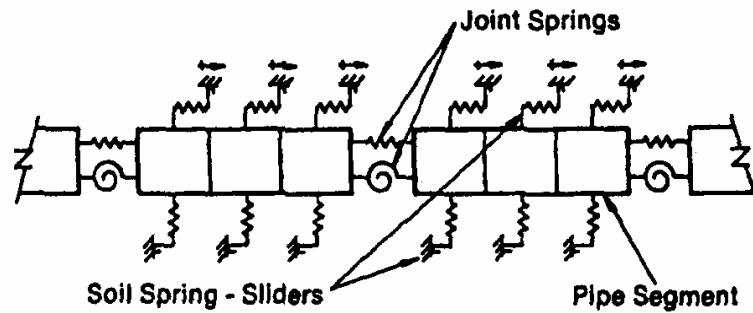


Bild 6.1: Rohr-Boden-Modellierung [El Hm 90].

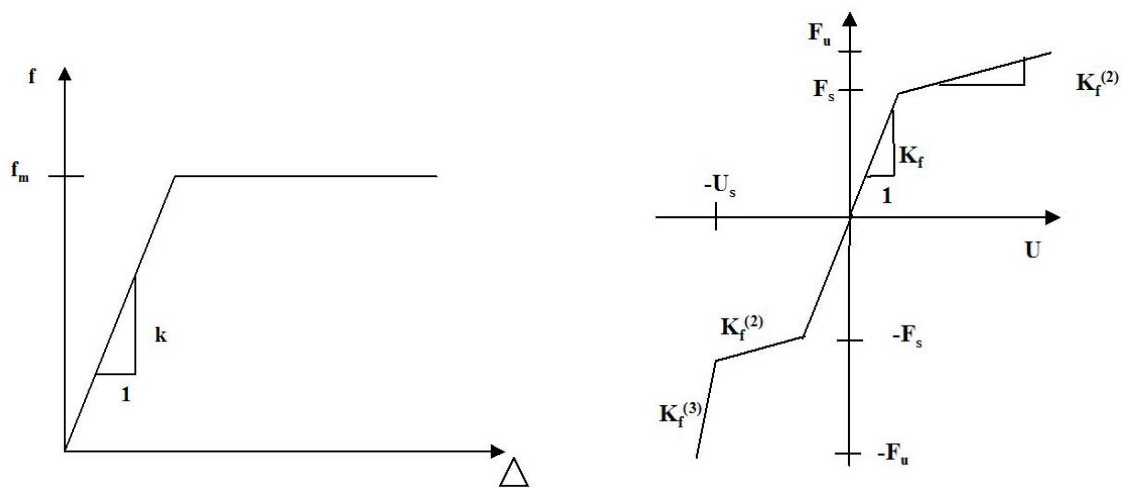


Bild 6.2: Federgesetze zwischen Rohr und Boden (links) und zwischen den Rohrsegmenten (rechts).

Für die Kraft-Verschiebungsbeziehungen zwischen den Rohrsegmenten sind für das in [El Hm 90] berechnete Beispiel konkrete Werte angegeben, für die Interaktion mit dem Boden fehlen diese.

6.1.2 2D-Modell mit Winkler-Bettung

Im Rahmen eines EU-Forschungsprojektes (EPOCH-CT91-0039) wurden umfassende Studien von erdverlegten Rohrleitungen durchgeführt. Ein Teil davon waren auch Simulationen mit einem FE-Modell. Nach [Tala 93, Mavr 96] wurde das Modell in zwei getrennten Richtungen entwickelt (Bild 6.3). Es basiert auf linearen Federn und Dämpfern und dient ausschließlich der Simulation kontinuierlicher Rohrleitungen.

Mit diesem Modell wird die Wellenausbreitung simuliert. Allerdings lag der Schwerpunkt dieses EU-Projektes mehr auf einer allgemeineren Untersuchung der Erdbebengefährdung und nicht so sehr auf möglichst detaillierten FE-Studien.

Daher ist das FE-Modell, mit dem keine segmentierten Rohrleitungen und keine Verwerfungen untersucht werden können und das vereinfachte Federgesetze zur Abbildung der Boden-Rohr-Interaktion verwendet, im Rahmen dieser Arbeit von sekundärem Interesse.

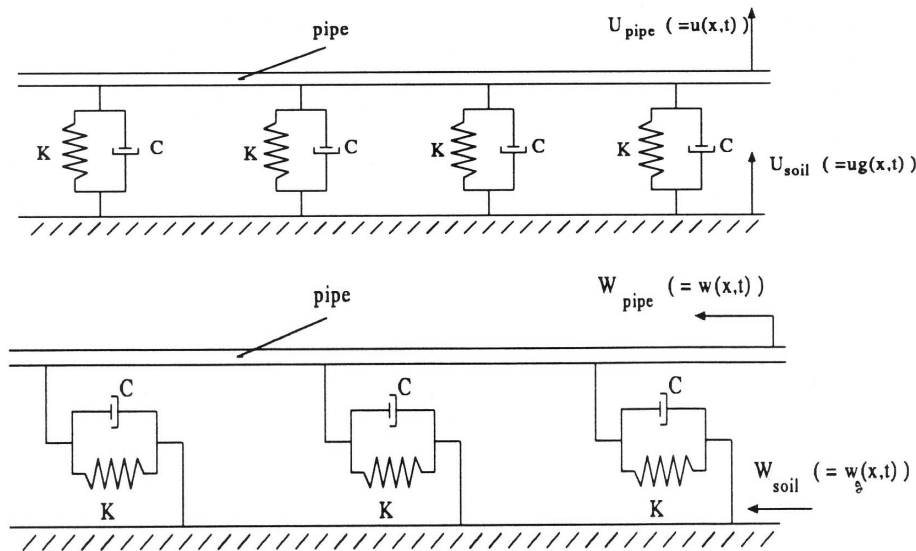


Bild 6.3: Modell mit Winkler-Bettung: Draufsicht (oben) und Ansicht (unten) [Tala 93].

6.1.3 Modell mit diskreten Massenpunkten

6.1.3.1 Allgemeines

Da Japan aufgrund seiner seismischen Aktivität sehr stark von Schäden an unterirdischen Rohrleitungen betroffen gewesen ist, sind dort einige Richtlinien verfasst worden. In [Kubo 81] werden verschiedene Verfahren beschrieben, wobei eines davon die Simulation von Rohrleitungen mittels Finiten Elemente ist. Dieses Modell wird im Rahmen dieser Arbeit implementiert und getestet.

In diesem Modell wird der Boden in diesem Modell durch diskrete einzelne Massenpunkte abgebildet, die über Federn mit dem Rohr und dem Fels verbunden sind (Bild 6.4).

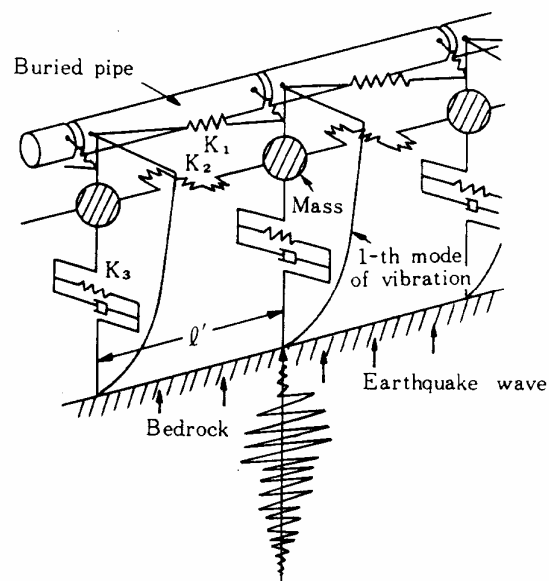


Bild 6.4: Modell mit Punktmassen [Kubo 81].

Dem Modell liegen folgende Annahmen zugrunde:

- Es treten keine Eigenschwingungen oder Resonanzeffekte der Rohre auf.
- Es werden die Scherwellen betrachtet, die vom Fels ausgehend den Lockerboden durchlaufen.
- Die Rotation des Rohres an den Muffen ist nicht behindert.

Die Berechnung der einzelnen Massen und Federsteifigkeiten wird im Folgenden ausführlich erläutert. Zunächst zeigt Tabelle 6.1 im Überblick, von welchen Parametern die drei Federsteifigkeiten abhängen.

Tabelle 6.1: Federsteifigkeiten.

Feder	Funktion der Feder	Hauptparameter
K_1	Überträgt die Bodenschwingung auf das Rohr	K : Steifigkeitsmodul des Bodens
K_2	Verbindung zwischen den Bodenmassen	E : E-Modul des Bodens G : Schermodul des Bodens l : Abstand zwischen den Bodenmassen
K_3	Überträgt die Schwingungen vom Felsuntergrund auf die Bodenmassen	M : Effektive Bodenmasse T : Eigenperiode des Bodens H : Dämpfungskonstante des Bodens

Zur Ermittlung der Bodenmasse und der Federsteifigkeiten wird zunächst die Grundmodalform des Bodens betrachtet.

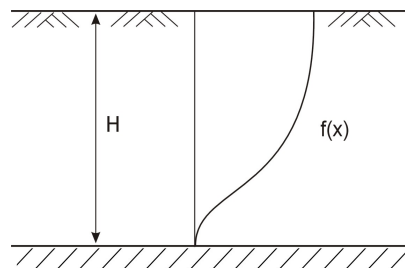


Bild 6.5: Modalform der Grundschiwingung des Bodens.

Die Modalform wird so normiert, dass die generalisierte Einheitsmasse den Wert 1 annimmt. Für die Federsteifigkeiten gelten dann die folgenden Zusammenhänge:

Federsteifigkeiten K_1 :

$$\text{axiale Richtung: } k_{1a} = k_s \cdot \pi \cdot D \cdot l \quad (6.1)$$

$$\text{radiale Richtung: } k_{1r} = k_h \cdot D \cdot l \quad (6.2)$$

mit:

D	Außendurchmesser der Rohrleitung [m]
l	Länge der Rohrleitung [m]
k_h	K-Wert normal zur Achse [kN/m ³]
k_s	K-Wert in axialer Richtung [kN/m ³]

Außerdem gilt:

$$k_s = \frac{1}{2} \cdot k_h \quad (6.3)$$

$$k_h = \frac{E_p}{1,2 \cdot D^{3/4}} \quad [\text{kgf/cm}^3] \quad (1 \text{ kgf} \approx 10 \text{ N}) \quad (6.4)$$

mit:

E_P	E-Modul des Rohrs (kgf/cm ²)
D	Außendurchmesser der Rohrleitung (cm)

Da es sich hier um eine empirisch ermittelte Formel handelt, müssen die angegebenen Einheiten benutzt werden. Anschließend kann das Ergebnis in kN/m³ umgerechnet werden. Die implementierte Version benutzt grundsätzlich SI-Einheiten und führt die Konvertierung automatisch durch.

Federsteifigkeiten K_2 :

$$\text{axiale Richtung: } k_{2a} = \int_0^H f'(x) \cdot \frac{E}{l'} \cdot dx \quad (6.5)$$

$$\text{radiale Richtung: } k_{2r} = \int_0^H f'(x) \cdot \frac{G}{l'} \cdot dx \quad (6.6)$$

mit:

E	E-Modul des Bodens [kN/m ²]
G	Schubmodul des Bodens [kN/m ²]

Federsteifigkeit K_3 :

$$k_3 = \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot M}{T_G^2 \cdot g} \quad (6.7)$$

mit:

M	Effektive Masse [kN]
T_G	Eigenperiode des Bodens [s]
g	Erdbeschleunigung [m/s ²]

Zur Ermittlung der Bodeneigenfrequenzen wird auf [ISO 98] verwiesen. Daher werden eigene Studien mit den dort angegebenen vereinfachten Modellen durchgeführt. Diese Studien zeigen, dass die Ermittlung der Eigenfrequenzen mittels Messungen bzw. 2D- oder 3D-Simulationen zu empfehlen ist, da das vereinfachte Punktmassenmodell nach [ISO 98] teilweise zu sehr niedrigen Eigenfrequenzen führt.

Dieses Modell mit diskreten Massenpunkten wird im Rahmen der vorliegenden Arbeit unter Verwendung des FE-Programms ANSYS eingesetzt. Nach der Überprüfung der eigenen Ergebnisse anhand der in der Literatur verfügbaren Ergebnisse [Kubo 81] werden Studien mit diesem Modell durchgeführt. Dabei können sowohl kontinuierliche als auch segmentierte Rohrleitungen untersucht werden. Der komplette Berechnungsablauf vom Einlesen der Materialparameter über die Berechnung der Federsteifigkeiten bis zum Aufbau des FE-Modells wird dabei automatisiert, so dass die komplette Modellgenerierung und Berechnung für beliebige Rohrleitungskonfigurationen erfolgen kann.

6.1.3.2 Eigene Untersuchung für die Lastfälle Wellenausbreitung und Verwerfung

Es wird das in Bild 6.6 dargestellte Beispiel berechnet. Die verwendeten Parameter sind in der folgenden Tabelle zusammengestellt. Die Belastung wird mittels eines Beschleunigungszeitverlaufs aufgebracht.

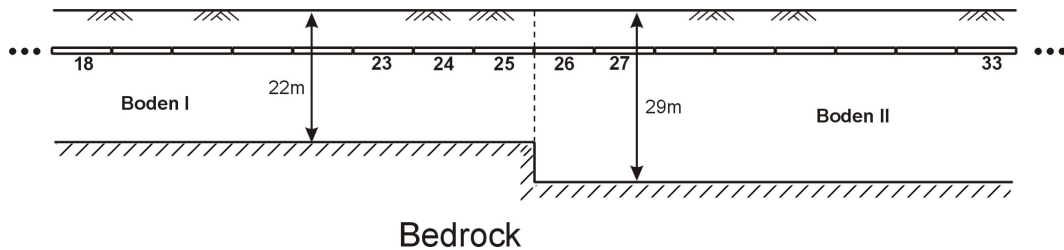


Bild 6.6: Beispiel für die Berechnung mit dem 3D Modell mit Punktmassen.

Tabelle 6.2: Materialparameter für den Lastfall Wellenausbreitung.

Rohr	Boden I	Boden II
Außendurchmesser: 1,0 m	$T_G = 0,43 \text{ s}$	$T_G = 1,32 \text{ s}$
Wanddicke: 0,012 m	$K = 73550 \text{ kN/m}^3$	$K = 13043 \text{ kN/m}^3$
Segmentlänge: 5,0 m	$G = 882 \text{ kN/m}^2$	$G = 10395 \text{ kN/m}^2$
E-Modul: $2,1 \cdot 10^8 \text{ kN/m}^2$	$E = 256345 \text{ kN/m}^2$	$E = 30597 \text{ kN/m}^2$
Querkontraktion: 0,3	$\gamma = 16,2 \text{ kN/m}^3$	$\gamma = 15,0 \text{ kN/m}^3$
Dichte: $7,5 \text{ t/m}^3$		

Die Rohrleitung besteht aus 50 Segmenten. In Bild 6.7 sind für diese 50 Segmente die maximalen Verschiebungen in den Muffen sowie die maximal in den einzelnen Segmenten auftretenden Spannungen dargestellt. Man erkennt erwartungsgemäß sehr gut die großen Sprünge an der Grenzschicht zwischen den beiden verschiedenen Böden. Diese Ergebnisse stimmen qualitativ mit denen aus der Literatur überein (Bild 6.8). Es zeigt sich jedoch eine starke Abhängigkeit der berechneten Werte von der Segmentlänge. Dies führt quantitativ zu teilweise deutlichen Abweichungen.

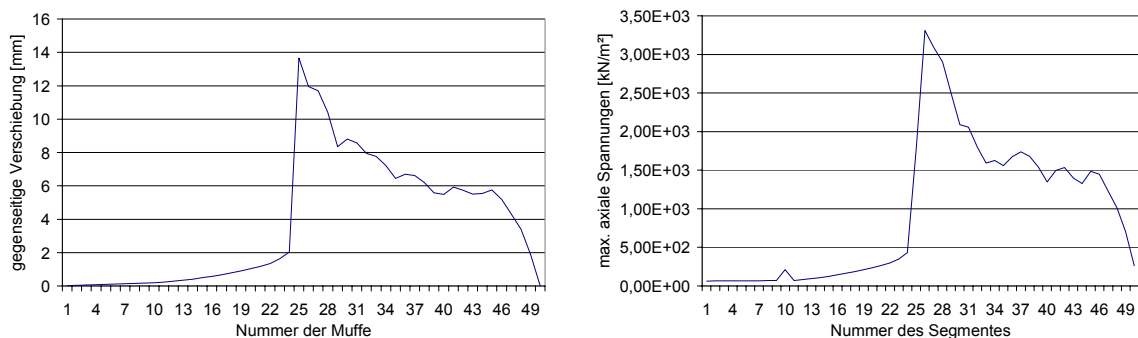


Bild 6.7: Maximale Verschiebungen an den Muffen und maximale Spannungen im Rohr.

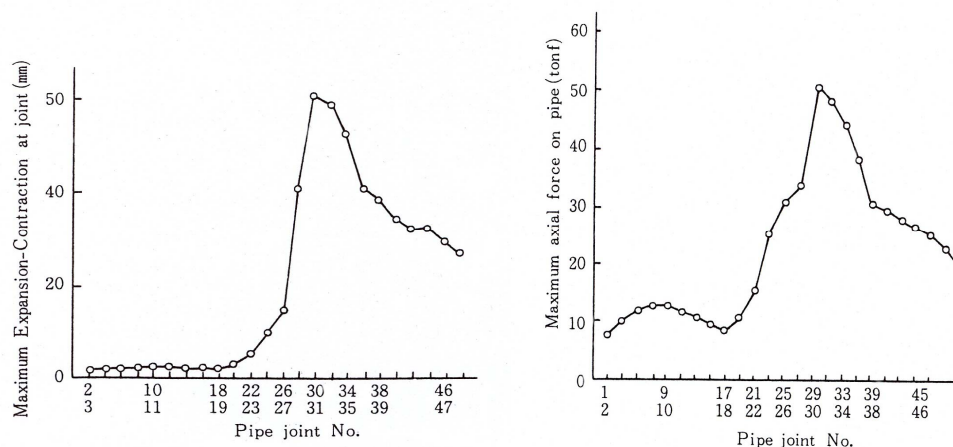


Bild 6.8: Ergebnisse aus der Literatur [Kubo 81].

Außerdem werden Studien für den Lastfall Verwerfung durchgeführt. Auf der Basis der Materialparameter aus Tabelle 6.2 ist für eine Verwerfung in Rohrleitungsmitte von 0,4 m in Bild 6.9 der resultierende Verformungsverlauf der Rohrleitung dargestellt. Bild 6.10 zeigt die zugehörigen minimalen und maximalen Spannungen. Man erkennt sehr deutlich die beiden Peaks aufgrund der fast symmetrischen Verformungsfigur. Außerdem wird erkennbar, dass in diesem Modell mit einem elastischen Materialgesetz der Rohrleitung gerechnet wird, da andernfalls nach Erreichen der Fließgrenze keine Spannungssteigerung mehr berechnet werden würde.

Tabelle 6.3: Materialparameter für den Lastfall Verwerfung.

Rohr	Boden
Außendurchmesser: 1,22 m	$T_G = 0,43$ s
Wanddicke: 0,012 m	$K = 73550$ kN/m ³
Segmentlänge: 10,0 m	$G = 882$ kN/m ²
E-Modul: $2,1 \cdot 10^8$ kN/m ²	$E = 256345$ kN/m ²
Querkontraktion: 0,3	$\gamma = 16,2$ kN/m ³
Dichte: 7,5 t/m ³	

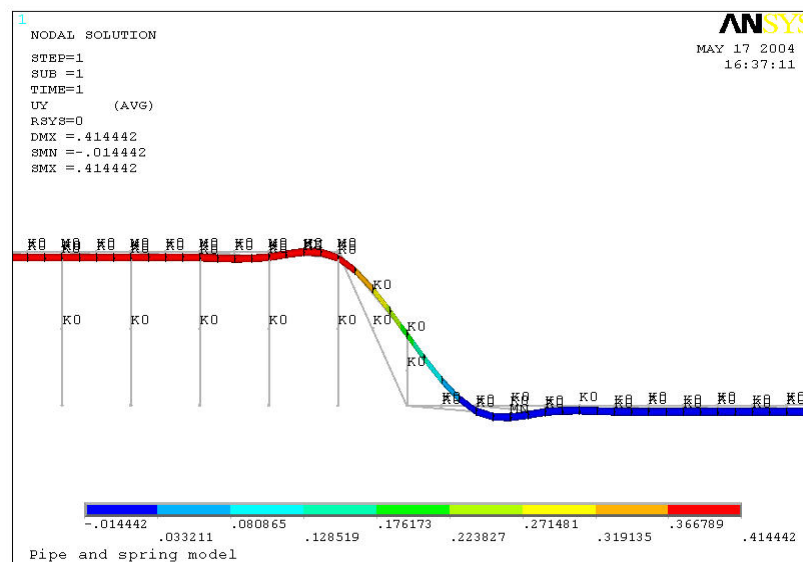


Bild 6.9: Verschiebungen infolge Verwerfung.

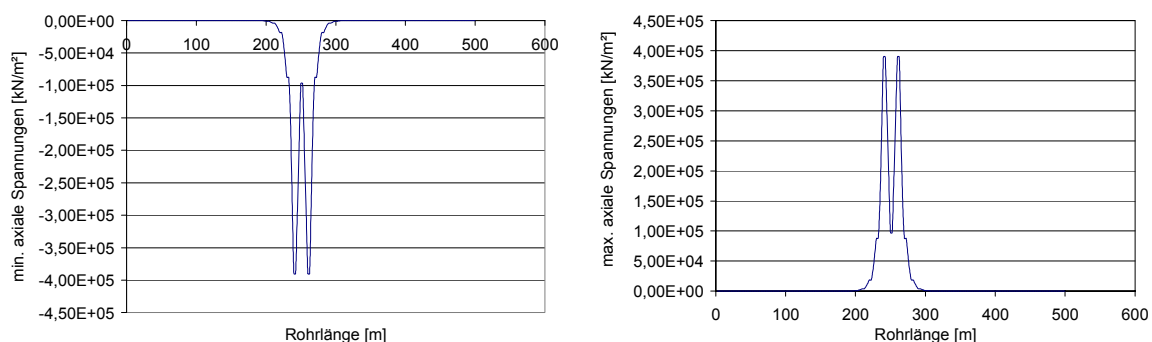


Bild 6.10: Minimale und maximale Spannungen infolge Verwerfung.

Das Modell mit diskreten Punktmassen zur Abbildung des Bodens ist erfolgreich mit ANSYS umgesetzt worden. Dabei zeigen sich jedoch auch die Begrenzungen des Modells, die infolge der sehr starken Vereinfachung hinsichtlich der Abbildung des umgebenden Bodens un-

vermeidlich sind. Dazu gehört zum einen die relativ starke Abhängigkeit der Ergebnisse von den angesetzten Federgesetzen in Axialrichtung zwischen den Segmenten. Auch die in Bild 6.11 dargestellte Abhängigkeit der Spannungen von der Segmentlänge sollte mit anderen Modellen besser erfasst werden. Beim vorliegenden Modell entsteht diese Abhängigkeit, da der Abstand der Bodenmassen an die Segmentlänge gekoppelt ist. Daher führen beim Lastfall Verwerfung kürzere Segmente dazu, dass die Verwerfung über einer kürzeren Länge aufgebracht wird, was zu größeren Spannungen führt.

Die in Bild 6.11 dargestellten Ergebnisse basieren auf den Eingabewerten von Tabelle 6.3. Die Segmentlänge wird variiert, die Länge des gesamten Rohres beträgt 120 m.

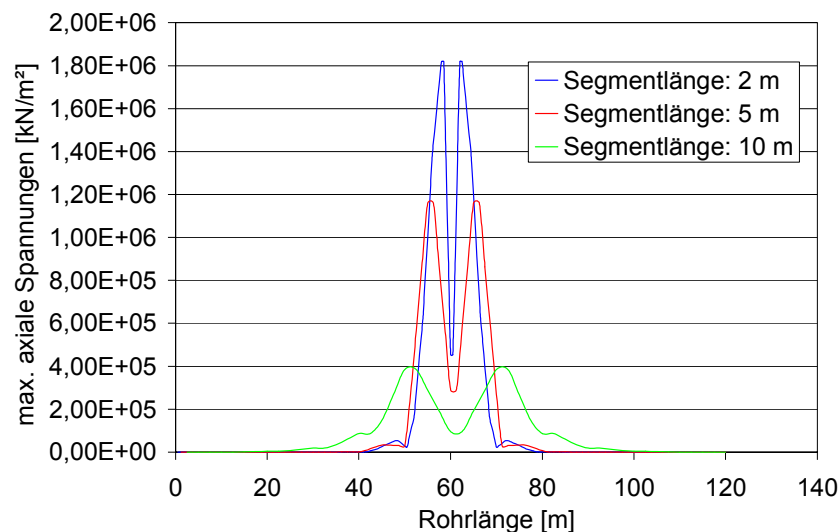


Bild 6.11: Abhängigkeit der Ergebnisse von der Segmentlänge.

6.1.4 Zusammenfassung

Die kurze Übersicht über die in der Literatur verwendeten Modelle und der Test eines der Modelle zur Simulation von Rohrleitungen unter Erdbebenbelastung zeigen, dass diese Simulation aufgrund der schwierig zu modellierenden Boden-Rohr-Interaktion immer noch eine Herausforderung darstellt.

Für die Ermittlung der Vulnerabilität auf Level III sind FE-Modelle erforderlich, die die wesentlichen mechanischen Phänomene abbilden, die nötige Robustheit bei den Rechenläufen aufweisen und in Zukunft einfach erweiterbar bzw. anpassbar sind.

Dazu werden im Rahmen dieser Arbeit zwei verschiedene Modelle mit dem Finite-Elemente-Programm ANSYS erstellt. Die konkreten Modelle werden dabei für beliebige Eingabeparameter automatisch generiert. Zudem wird eins dieser Modelle an die webbasierte Oberfläche gekoppelt, so dass auch die kompletten Berechnungen automatisch durchgeführt werden können.

In Kapitel 6.2 wird das entwickelte detaillierte 3D-Modell mit nichtlinearen Federn, mit dem kontinuierliche und segmentierte Rohrleitungen berechnet werden können, vorgestellt.

In Kapitel 6.3 wird ein sehr komplexes Modell erläutert, bei dem die Interaktion zwischen Rohr und Boden mit Hilfe von Kontaktelementen abgebildet wird.

6.2 Detailliertes 3D-Modell mit nichtlinearen Federn

6.2.1 Allgemeines

Die Grundidee des in diesem Abschnitt vorgestellten Modells basiert auf dem Modell von der American Lifelines Alliance [ALA 01] und benutzt ein dreidimensionales Modell, in dem die Interaktion zwischen Boden und Rohr komplett über nichtlineare Federn abgebildet wird (Bild 6.12).

Die Steifigkeiten der nichtlinearen Federn werden aus den Bodenparametern (Wichte, Kohäsion, Reibungswinkel, etc.), den Rohrparametern (Durchmesser, Einbettungstiefe, Oberflächenbeschaffenheit, etc.) und Interaktionsparametern (Reibungswinkel zwischen Rohr und Boden etc.) berechnet.

Die für die Ermittlung der Federsteifigkeiten erforderlichen horizontalen Tragfähigkeitsfaktoren und vertikalen Auftriebsfaktoren gehen auf Gleichungen von [Hans 61] und [Trau 83] zurück. Sie werden u.a. auch in den aktuellen Studien von [Shak 04] verwendet. Die Federgesetze sind qualitativ in Bild 6.13 dargestellt.

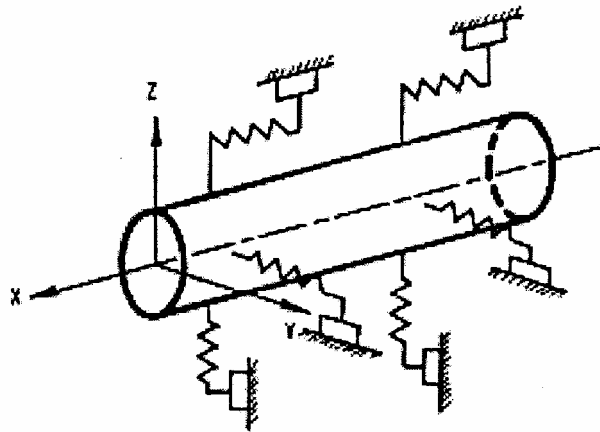


Bild 6.12: 3D-Modell mit nichtlinearen Federn [ALA 01].

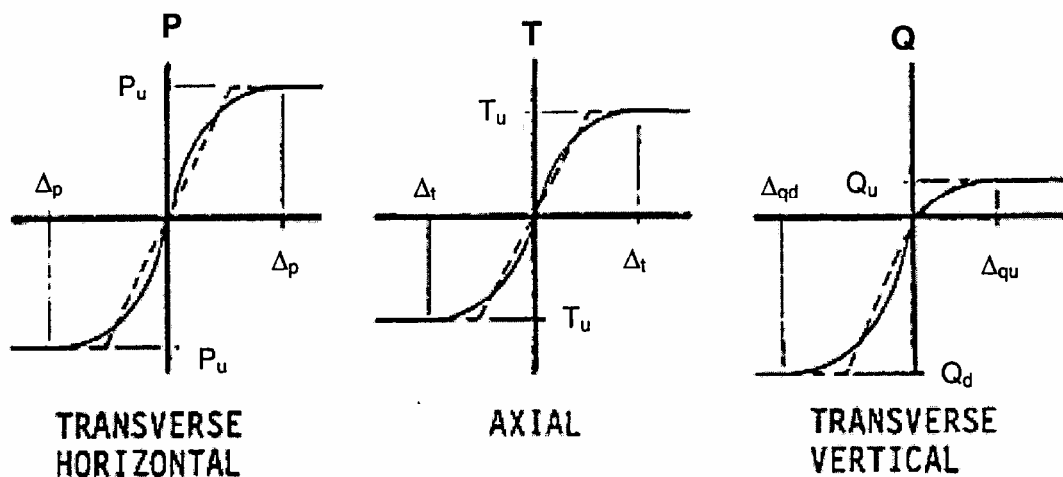


Bild 6.13: Federgesetze in transversaler, axialer und vertikaler Richtung [ALA 01].

Das Modell ist in [ALA 01] nur für kontinuierliche Rohrleitungen verwendet und die Studien dort sind nur unter Betrachtung des Lastfalls Verwerfung durchgeführt worden. Eine Weiterentwicklung des Modells ist daher erforderlich. Folgende umfassenden Erweiterungen werden dabei berücksichtigt:

- segmentierte Leitungen (dadurch Axial- und Drehfedersteifigkeiten der Muffenfedern),
- die Torsionssteifigkeit (insbesondere bei gekrümmten Rohrleitungen),
- der Lastfall Wellenausbreitung,
- Materialgesetze für Gusseisen, Beton und Kunststoff (vereinfacht),
- Kopplung an die Bedeutungsfaktoren nach EC 8.

In den folgenden Abschnitten werden die verwendeten Bodenfedern, die Materialgesetze der Rohre, die Verbindung der Rohrsegmente und der Programmablauf erläutert, bevor anschließend die Ergebnisse für den Lastfall Verwerfung mit denen aus der Literatur verglichen werden. Anschließend werden die Ergebnisse der durchgeführten Parameterstudien dargestellt.

6.2.2 Bodenfedern

6.2.2.1 Allgemeines

Das Modell (Bild 6.12) idealisiert die Rohrleitungen als dreidimensionale Balken, die von nichtlinearen Federn (Bild 6.13) in allen drei Richtungen gehalten werden. Die Ermittlung dieser Bodenfedern wird im Folgenden näher erläutert.

6.2.2.2 Axiale Bodenfedern

Die maximal auf die Rohrleitung übertragbare Axialkraft T_u pro Längeneinheit berechnet sich unter Berücksichtigung der Kohäsion und der Reibung zu:

$$T_u = \pi \cdot D \cdot \alpha \cdot c + \pi \cdot D \cdot H \cdot \gamma \cdot \frac{1 + K_0}{2} \cdot \tan(f \cdot \varphi) \quad (6.8)$$

Darin sind:

D	Rohrdurchmesser D [m]
c	Kohäsion des Bodens [kN/m ²]
α	Adhäsionsfaktor [-]
H	Höhe der Bodenverfüllung über dem Rohr [m]
K_0	Erdruchdruckbeiwert [-]
γ	effektive Bodenwichte [kN/m ³]
f	Reibungskoeffizient zwischen Rohr und Boden [-]
φ	Reibungswinkel des Bodens [Grad]

Der Adhäsionsfaktor α kann nach folgender Gleichung ermittelt werden:

$$\alpha = 0,608 - 0,123 \cdot c - \frac{0,274}{c^2 + 1} + \frac{0,695}{c^3 + 1} \quad (6.9)$$

Die Relativbewegung Δ_t (Bild 6.13) bei der Federkraft T_u ergibt sich zu:

$\Delta_t = 3 \text{ mm}$	für locker gelagerten Sand
$\Delta_t = 5 \text{ mm}$	für dicht gelagerten Sand
$\Delta_t = 8 \text{ mm}$	für steifen bindigen Boden
$\Delta_t = 10 \text{ mm}$	für weichen bindigen Boden

Anhand von Gleichung (6.8) erkennt man, dass im ersten Summanden die Resultierende des Kohäsionswiderstandes über den Rohrumfang und im zweiten Summanden die Resultierende des Reibungswiderstandes über den Rohrumfang berücksichtigt wird.

6.2.2.3 Transversale Bodenfedern

Die maximale transversale Interaktionskraft P_u pro Längeneinheit hängt vom horizontalen Tragwiderstand und der Eingrabungstiefe wie folgt ab:

$$P_u = N_{ch} \cdot c \cdot D + N_{qh} \cdot \gamma \cdot H \cdot D \quad (6.10)$$

Darin sind:

N_{ch} Horizontaler Tragfähigkeitsfaktor für bindige Böden (0 für $c = 0$) [-]
 N_{qh} Horizontaler Tragfähigkeitsfaktor für Sand (0 für $\varphi=0$) [-]

Die beiden Tragfähigkeitsfaktoren sind mit Hilfe der Gleichungen (6.11) und (6.12) und der Tabelle 6.4 zu bestimmen.

$$N_{ch} = a + b \cdot x + \frac{c}{(x+1)^2} + \frac{d}{(x+1)^3} \leq 9 \quad (6.11)$$

$$N_{qh} = a + b \cdot x + c \cdot x^2 + d \cdot x^3 + e \cdot x^4 \quad (6.12)$$

Tabelle 6.4: Beiwerte zur Berechnung der horizontalen Tragfähigkeitsfaktoren [ALA 01].

Faktor	φ	x	a	b	c	d	e
N_{ch}	0°	H/D	6,752	0,065	-11,063	7,119	-
N_{qh}	20°	H/D	2,399	0,439	-0,03	1,059e-3	-1,754e-5
N_{qh}	25°	H/D	3,332	0,839	-0,090	5,606e-3	-1,319e-4
N_{qh}	30°	H/D	4,565	1,234	-0,089	4,275e-3	-9,159e-5
N_{qh}	35°	H/D	6,816	2,019	-0,146	7,651e-3	-1,683e-4
N_{qh}	40°	H/D	10,959	1,783	0,045	-5,425e-3	-1,153e-4
N_{qh}	45°	H/D	17,658	3,309	0,048	-6,443e-3	-1,299e-4

Für Werte zwischen 20° und 45° kann N_{qh} linear interpoliert werden.

Die zur Federkraft P_u gehörige Relativbewegung (Bild 6.13) Δ_p ergibt sich zu:

$$\Delta_p = 0,04 \cdot \left(H + \frac{D}{2} \right) \leq 0,10 \cdot D \div 0,15 \cdot D \quad (6.13)$$

6.2.2.4 Vertikale Bodenfedern

Während die axialen und transversalen Bodenfedern im Druck- und Zugbereich den gleichen Verlauf haben, müssen bei den vertikalen Bodenfedern im Druck- und Zugbereich unterschiedliche Kennlinien zugrunde gelegt werden. Aufgrund der endlich großen Eingrabungstiefe ist der Widerstand gegen eine Absenkung des Rohres wesentlich größer als der Widerstand gegen eine Aufwärtsbewegung. Die maximalen Kräfte in den Bodenfedern sind abhängig von den Rohrparametern, den Bodenparametern und den Interaktionsparametern zwischen Rohr und Boden (z.B. Reibungskoeffizient zwischen Rohrmaterial und Boden). Die zu den maximalen Federkräften korrespondierenden Verschiebungen hängen von der Bodenart (Sand oder Ton) und den Bodeneigenschaften (locker oder dicht) ab und sind experimentell ermittelt worden. Die Formeln zur Berechnung der maximalen Federkräfte und der zugehörigen Verschiebungen werden im Folgenden dargestellt.

6.2.2.5 Widerstand des Bodens gegen Aufwärtsbewegungen

Die maximale vertikale Federkraft Q_u pro Längeneinheit ist:

$$Q_u = N_{cv} \cdot c \cdot D + N_{qv} \cdot \gamma \cdot H \cdot D \quad (6.14)$$

Darin sind:

N_{cv} Vertikaler Tragfähigkeitsfaktor für bindige Böden (0 für $c = 0$) [-]
 N_{qv} Vertikaler Tragfähigkeitsfaktor für Sand (0 für $\varphi=0$) [-]

Die Tragfähigkeitsfaktoren werden dabei nach folgenden Formeln ermittelt:

$$N_{cv} = 2 \cdot \left(\frac{H}{D} \right) \leq 10 \quad \text{anwendbar für } \left(\frac{H}{D} \right) \leq 10 \quad (6.15)$$

$$N_{qv} = \left(\frac{\varphi \cdot H}{44 \cdot D} \right) \leq N_q \quad (6.16)$$

Die Relativbewegung Δ_{qu} bei der Federkraft Q_u ergibt sich zu:

$\Delta_{qu} = 0,01 H$ bis $0,02 H$ und $< 0,1 D$ für locker bis dicht gelagerten Sand
 $\Delta_{qu} = 0,10 H$ bis $0,20 H$ und $< 0,2 D$ für steifen bis weichen bindigen Boden.

6.2.2.6 Widerstand des Bodens gegen Abwärtsbewegungen

Für den Fall von Abwärtsbewegungen ergibt sich der maximale Bodenwiderstand Q_d pro Längeneinheit zu:

$$Q_d = N_c \cdot c \cdot D + N_q \cdot \gamma \cdot H \cdot D + N_\gamma \cdot \bar{\gamma} \cdot \frac{D}{2} \quad (6.17)$$

Darin sind:

N_c, N_q, N_γ Vertikale Tragfähigkeitsfaktoren [-]
 $\bar{\gamma}$ gesamte Bodenwichte [kN/m³]

Die Gleichungen zur Berechnung der Tragfähigkeitsfaktoren sind nachfolgend dargestellt:

$$N_c = [\cot(\varphi + 0,001)] \cdot \left[e^{\pi \cdot \tan(\varphi + 0,001)} \cdot \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi + 0,001}{2} \right) - 1 \right] \quad (6.18)$$

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \varphi} \cdot \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (6.19)$$

$$N_\gamma = e^{0,18 \cdot \varphi - 2,5} \quad (6.20)$$

Die zur maximalen Bodenfederkraft Q_d korrespondierende Relativbewegung Δ_{qd} ergibt sich zu $\Delta_{qd} = 0,1 D$ für nicht-bindigen Boden und $\Delta_{qd} = 0,2 H$ für bindigen Boden.

6.2.2.7 Erweiterung des Modells für Torsion der Rohrleitung

In [ALA 01] werden keine Angaben über den Widerstand des Bodens gegen Rotationen des Rohres um die Längsachse gemacht. Sofern man nur geradlinig verlaufende Rohrleitungen untersucht, ist diese Berücksichtigung des Torsionswiderstandes nicht notwendig. Da im Rahmen der vorliegenden Arbeit jedoch auch Rohrleitungen mit Kurvenelementen untersucht werden, muss der Torsionswiderstand des Bodens berücksichtigt werden. An dieser Stelle wird die Annahme getroffen, dass sich für Relativbewegungen zwischen Rohr und Boden in tangentialer Richtung der gleiche Widerstand wie für Relativbewegungen in axialer

Richtung einstellt. Mit Gleichung (6.8) ergibt sich somit das maximal pro Längeneinheit auf die Rohrleitung übertragbare Torsionsmoment R_u zu:

$$R_u = T_u \cdot \frac{D}{2} \quad (6.21)$$

Darin sind:

T_u	Maximaler axialer Bodenwiderstand [kN/m]
D	Rohrdurchmesser [m]

Für die Torsionsbodenfeder wird ebenfalls ein bilineares Federgesetz angenommen. Die zur Aktivierung des maximalen Torsionswiderstandes R_u notwendige relative Verdrehung $\Delta\varphi$ ergibt sich, indem die relative Verschiebung Δ_t zur Aktivierung des maximalen axialen Bodenwiderstandes in [rad] umgerechnet wird:

$$\Delta\varphi = \frac{2 \cdot \Delta_t}{D} \quad (6.22)$$

6.2.2.8 Generierung der Bodenfedern

Für die Generierung der Bodenfedern werden in ANSYS die Federgesetze unter Zuhilfenahme eines vorgeschalteten Fortran-Programms eingelesen, mit dem wie oben erläutert die Konstanten für die Federgesetze ermittelt werden. Dies geschieht unter Berücksichtigung der in jedem Projekt unterschiedlichen Elementunterteilung in Längsrichtung des Rohres, so dass für jede Unterteilung automatisch die korrekten Federgesetze ermittelt werden. Außerdem wird berücksichtigt, dass an den Rändern der Rohrsegmente aufgrund des nur halb so großen Einflussbereiches die Federsteifigkeit nur halb so groß sein darf wie in der Mitte der Segmente. Bild 6.14 zeigt die Anordnung der Federelemente, die unabhängig von der Wirkungsrichtung für alle Bodenfedern gilt.

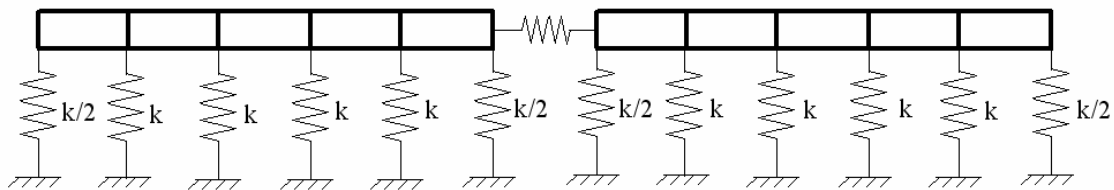


Bild 6.14: Anordnung der Boden-Ersatz-Federn.

6.2.3 Materialgesetze der Rohre

6.2.3.1 Allgemeines

Die Möglichkeit der Berechnung von Rohrleitungen mit unterschiedlichen Materialien erfordert die Eingabe verschiedener Materialgesetze. Nachfolgend werden die implementierten Spannungs-Dehnungs-Linien für die verschiedenen Materialien erläutert. Tabelle 6.5 zeigt im Überblick die benötigten Materialparameter.

Tabelle 6.5: Erforderliche Materialparameter (x) für verschiedene Rohrmaterialien.

	Stahl	Gusseisen	Beton	Kunststoff
E-Modul E [kN/m ²]	x	x	-	x
Schubmodul G [kN/m ²]	x	x	-	x
Querkontraktionszahl ν [-]	x	x	x	x
Dichte ρ [t/m ³]	x	x	x	x
Streckgrenze f_y [kN/m ²]	x	-	-	-
Druckfestigkeit f_D bzw. f_{cd} [kN/m ²]	-	x	x	-
Zugfestigkeit f_z bzw. f_{ctm} [kN/m ²]	-	x	x	-

6.2.3.2 Materialgesetz für Stahl

Für Stahl wird ein bilinearer Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Linie nach EC 3 angenommen. Der qualitative Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Linie für Stahl ist in Bild 6.15 links dargestellt. Das Gesetz verwendet die von Mises-Fließbedingung gekoppelt mit isotropem Verfestigungsverhalten.

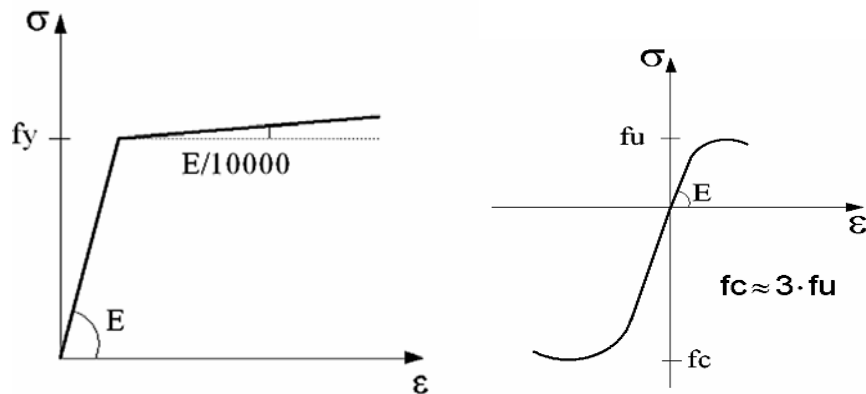


Bild 6.15: Spannungs-Dehnungs-Linie für Stahl (links) und Gusseisen (rechts).

6.2.3.3 Materialgesetz für Gusseisen

Im Gegensatz zu Stahl verhält sich Gusseisen im Zugbereich anders als im Druckbereich. Die Druckfestigkeit beträgt ungefähr das Dreifache der Zugfestigkeit. Ein weiterer Unterschied zum Stahl liegt im deutlich geringeren Fließbereich (Bild 6.15 rechts). Die Eingabe erfolgt daher getrennt für den Zug- und Druckbereich. Es wird ein druckabhängiges Fließverhalten und das Rankine-Spannungskriterium benutzt. Im Druckbereich erfolgt die Kontrolle plastischer Verformungen mit der Fließbedingung nach von Mises.

6.2.3.4 Materialgesetze für Beton

Im Programmpaket ANSYS steht kein geeignetes Materialgesetz zur Modellierung von Beton in Kombination mit den gewählten Balkenelementen zur Verfügung. Daher werden zwei verschiedene eigene Materialgesetze verwendet.

Beim ersten Materialgesetz entspricht der Verlauf für den Druckbereich der Spannungs-Dehnungs-Linie bis zum Erreichen der Druckfestigkeit f_{cd} dem Parabel-Rechteckdiagramm nach DIN 1045-1. Dem Bereich nach Erreichen von f_{cd} ist eine Reststeifigkeit von $E/10000$ zugeordnet worden. Im Zugbereich wird der eigentlich lineare Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Linie im Anfangsbereich durch einen parabelförmigen Verlauf ersetzt. Auch im

Zugbereich wird für den Bereich nach Erreichen der Zugfestigkeit f_{ctm} eine Reststeifigkeit von $E/10000$ angenommen. Implementiert wird dieses Gesetz mit den "User Programmable Features" von ANSYS, so dass zur Verwendung dieses Betongesetzes eine benutzerdefinierte Version von ANSYS gestartet werden muss.

Für die Simulation der Wellenausbreitungen wird zunächst das Betongesetz verwendet, das in Bild 6.16 abgebildet ist. Dieses Betongesetz berücksichtigt die Änderung der Steifigkeit des Betons und das zyklische Materialverhalten. Deswegen eignet sich das Gesetz besonders für dynamische Berechnungen wie die Belastung durch seismische Wellenausbreitungen. Da sich im Laufe der Untersuchungen gezeigt hat, dass bei segmentierten Rohrleitungen nur relativ kleine Spannungen in den Rohren auftreten, die deutlich unterhalb der Maximalspannungen des Betongesetzes liegen, wird für die weiteren Berechnungen ein vereinfachtes Betongesetz ohne Berücksichtigung des zyklischen Materialverhaltens verwendet.

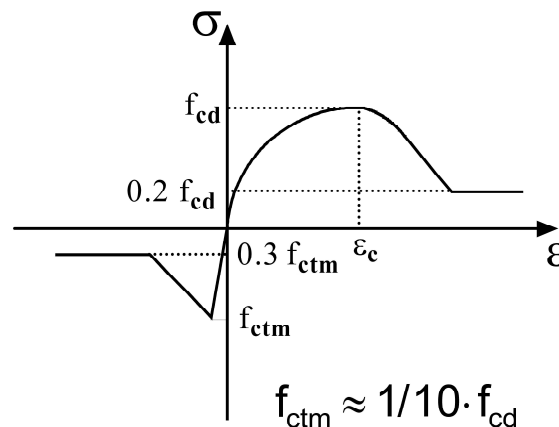


Bild 6.16: Spannungs-Dehnungs-Linie von Beton.

6.2.3.5 Materialgesetz für Kunststoff

Zusätzlich zu Rohren aus den Materialien Stahl, Gusseisen und Beton können auch Kunststoffrohre untersucht werden. Bei den für Rohrleitungen zumeist verwendeten Kunststoffen PE und PVC-U handelt es sich um Thermoplaste mit hoher mechanischer Festigkeit. Das Materialverhalten von Kunststoffen ist viskoelastisch, womit sich die Verformungen aus einem zeitunabhängigen elastischen und einem zeitabhängigen Verformungsanteil zusammensetzen. Der Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Linie ist damit von den Parametern Belastungsdauer, Belastungsgeschwindigkeit und Temperatur abhängig. Außerdem zeigen Kunststoffe ein ausgeprägtes Relaxations- und Kriechverhalten. In Bild 6.17 ist der Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Linie für PVC-U und PE in Abhängigkeit von der Belastungsdauer dargestellt.

Die Repräsentation der Relaxationskurve basiert auf dem Maxwell-Modell, das aus einem oder mehreren Feder-Dämpfer-Elementen zur Beschreibung des viskoelastischen Verhaltens von Kunststoffen besteht. Da jedoch das Relaxationsverhalten der Kunststoffe für die Berechnung der Spannungen und Dehnungen unmittelbar nach Lastaufbringung keine große Rolle spielt, werden die Berechnungen für Verformungen und Wellenausbreitungen unter der Annahme linear elastischen Materialverhaltens durchgeführt.

Betrachtet man die Spannungs-Dehnungs-Linien in Bild 6.17, so erkennt man, dass die Spannungs-Dehnungs-Linien für die Kurzzeitversuche nahezu linear verlaufen.

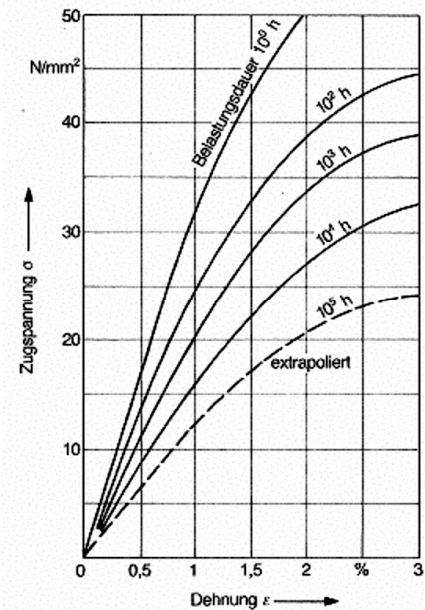
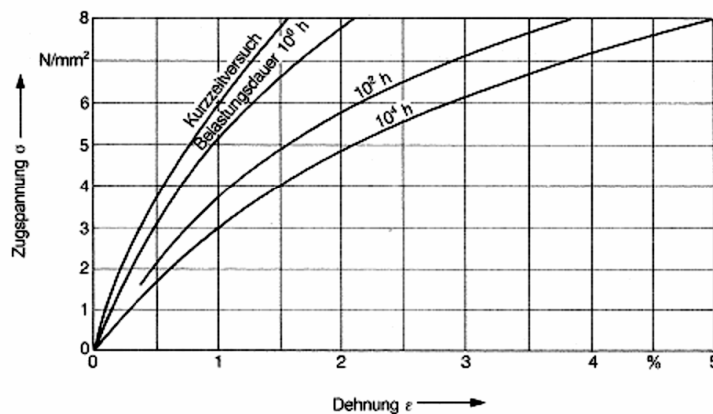


Bild 6.17: Spannungs-Dehnungs-Linien für PVC-U (links) und PE (rechts) [Schw 00].

6.2.4 Verbindung der Rohrsegmente

6.2.4.1 Allgemeines

Das Basismodell nach [ALA 01] dient ausschließlich der Berechnung kontinuierlicher Rohrleitungen. Da segmentierte Rohrleitungen einen großen Anteil an der Gesamtheit der verlegten Rohrleitungen stellen, erfolgt im Rahmen der vorliegenden Arbeit eine Erweiterung des Modells.

Der Anwender, der eine Erdbebenberechnung mit dem entwickelten Modell durchführt, kann zu Beginn wählen, ob ein kontinuierliches oder ein segmentiertes Modell untersucht werden soll. Im Fall einer kontinuierlichen Rohrleitung werden die Endknoten der Rohre biegesteif miteinander verbunden, andernfalls werden zwischen den Rohrenden Federelemente zur Abbildung der Muffen angebracht.

Eine wirklichkeitsgetreue Modellierung des komplexen Verhaltens der Rohrmuffen ist schwierig, da nur begrenzte Informationen über die Steifigkeitseigenschaften der einzelnen Verbindungen vorliegen. In den meisten Literaturquellen, in denen Rohrmodelle mit Federelementen für die Rohrverbindungen vorgestellt werden, werden keine Aussagen über deren Steifigkeitseigenschaften gemacht. Daher wird in dieser Arbeit das qualitative Verhalten der Verbindungen möglichst realitätsnah modelliert. Dazu wird von der unten dargestellten Verbindung für ein Betonrohr ausgegangen.

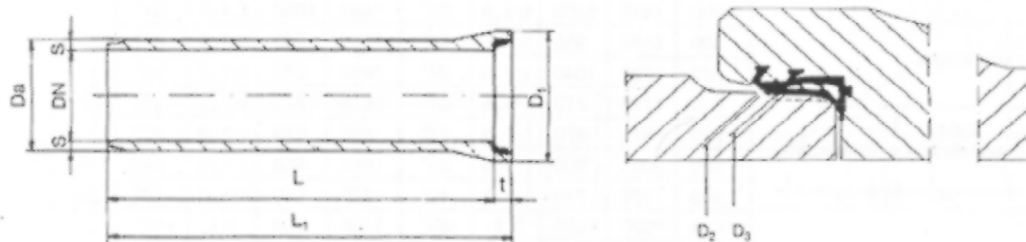


Bild 6.18: Betonrohr mit Verbindungselement [Casp 94].

Eine solche Verbindung setzt gegenseitigen axialen und transversalen Verschiebungen der Rohrenden sowie einer gegenseitigen Verdrehung der Rohrenden einen Widerstand entgegen.

Der Widerstand in axialer Richtung entsteht sowohl beim Auseinanderziehen als auch beim Zusammendrücken durch Reibungskräfte zwischen Beton und Gummidichtung. Zusätzlich entsteht beim Zusammendrücken durch die Steifigkeit der Gummidichtung eine radiale Druckkraft. Wenn die beiden Rohrenden komplett zusammengedrückt sind kommt es zu einer direkten Kraftübertragung zwischen den beiden Rohren.

Bei Verdrehungen entsteht zunächst ein geringer Widerstand durch eine Kombination aus Reibung und Zusammendrücken der Gummidichtung in transversaler Richtung. Wenn sich die Rohrenden stärker verdrehen und verhaken, wächst der Widerstand gegen Verdrehungen aufgrund der höheren Steifigkeit des Betons im Vergleich zur Gummidichtung stark an.

Das Steifigkeitsverhalten in den einzelnen Richtungen ist gekoppelt, denn bei vollständigem Auseinanderziehen der Rohrenden fällt zum Beispiel die Steifigkeit in allen Richtungen auf Null. Ebenfalls ist leicht nachvollziehbar, dass die Steifigkeit gegen Verdrehungen aufgrund geringerer Verhakung kleiner werden muss, wenn sich die Rohre auseinander ziehen.

Die dadurch erforderlichen Kraft- und Drehfedern werden im Folgenden erläutert.

6.2.4.2 Axiale Kraftfedern

Für die Generierung des Modells werden für die Federelemente zwischen den Rohrsegmenten einaxiale nichtlineare Federelemente verwendet, deren Kraft-Verschiebungsverlauf in Bild 6.19 links nach [El Hm 90] dargestellt ist. Alle erforderlichen Werte zur genauen Festlegung des Verlaufs können mit den Werten aus Tabelle 6.6 ermittelt werden.

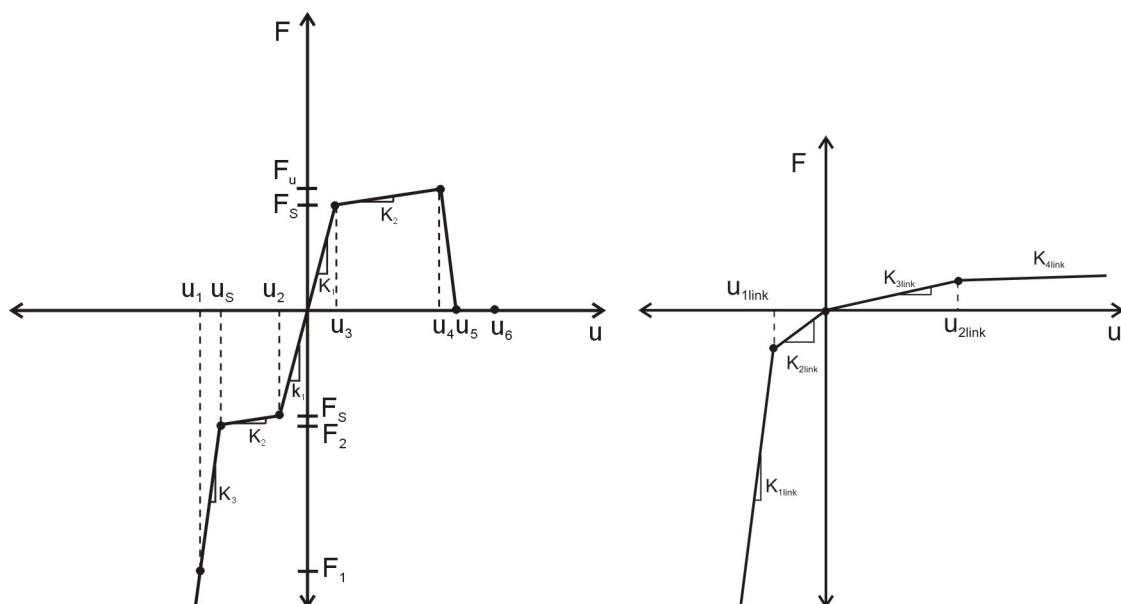


Bild 6.19: Muffenverbindungen: detailliertes (links) und vereinfachtes Federgesetz (rechts).

Tabelle 6.6: Eckpunkte für das axiale Federgesetz.

Durchmesser [cm]	F_s [kN]	F_u [kN]	u_s [m]	K_j [kN/m]	$K_j^{(1)}$ [kN/m]	$K_j^{(2)}$ [kN/m]
40,6	140	280	0,0025	$3,7 \cdot 10^7$	$2,7 \cdot 10^3$	$1,0 \cdot 10^9$
76,2	260	520	0,0025	$6,8 \cdot 10^7$	$4,6 \cdot 10^3$	$1,0 \cdot 10^9$
121,9	410	820	0,0025	$10,8 \cdot 10^7$	$6,5 \cdot 10^3$	$1,0 \cdot 10^9$

In Anlehnung an das Federgesetz nach [El Hm 90] wird für die Verbindung von Betonrohren der Kraftverformungsverlauf nach Bild 6.19 (rechts) ermittelt. Für die später durchgeführten Parameterstudien werden für alle Rohrdurchmesser die Werte aus Tabelle 6.7 angesetzt.

Tabelle 6.7: Angesetzte Werte für den Kraftverformungsverlauf der axialen Federn.

K_1 [kN/m]	10^9
K_2 [kN/m]	10000
K_3 [kN/m]	5000
K_4 [kN/m]	10
U_1 [m]	0,015
U_2 [m]	0,05

Für das Federgesetz wird ein Auseinanderziehen der Rohrsegmente bei 0,05 m angenommen. Nach Erreichen dieses Wertes wird aus Konvergenzgründen eine Reststeifigkeit von 10 kN/m angenommen, obwohl in Realität die Steifigkeit und die aufnehmbare Kraft auf Null fallen würden. Im Druckbereich wird bis zu einer gegenseitigen Verschiebung von 0,015 m mit einer Steifigkeit von 5000 kN/m gerechnet. Bei Erreichen dieser Verschiebung stoßen die Rohre zusammen, und es können keine relativen Verschiebungen mehr stattfinden. Für den weiteren Verlauf der Kraftverformungskurve wird daher mit einem Wert von 10^9 kN/m² eine sehr hohe Steifigkeit angenommen.

6.2.4.3 Drehfedern

Der Momenten-Rotations-Verlauf der Federn für die gegenseitige Verdrehung ist in Bild 6.20 dargestellt. Bis zu einer gegenseitigen Verdrehung von 5 Grad wird mit einer Steifigkeit von 1700 kNm/rad gerechnet. Zur Simulation der Verhakung der Rohrsegmente bei einer Verdrehung von 5 Grad wird eine Steifigkeit von 10^9 kNm/rad angenommen. In Tabelle 6.8 sind die angenommenen Werte zusammengefasst, die auf der Grundlage der Axialfedern unter Berücksichtigung des mechanischen Verhaltens ermittelt werden.

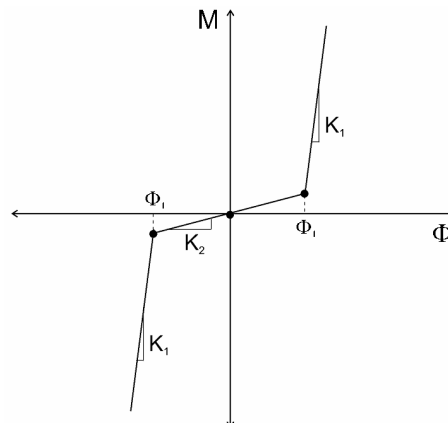


Bild 6.20: Momenten-Rotations-Verlauf für die Drehfedern.

Tabelle 6.8: Parameter zur Beschreibung des Momenten-Rotations-Verlaufs der Verdrehfedern.

K_1 [kNm/rad]	1700
K_2 [kNm/rad]	10^9
Φ [rad]	0,087 (entspricht 5°)

Wie in Kap. 6.2.2.7 erwähnt worden ist, kann es bei Rohrleitungen mit Kurven zu Torsion in der Rohrleitung kommen. Der Widerstand für gegenseitige Rotationen um die Längsachse entsteht durch Reibungskräfte zwischen Rohr und Gummidichtung in tangentialer Richtung. Die Reibungskräfte in tangentialer Richtung entstehen, weil durch die Steifigkeit der Gummidichtung beim Zusammenstecken der Rohre Druckkräfte in radialer Richtung aufgebaut werden. Zur Ermittlung der Torsionsfedern wird angenommen, dass sich die Gummidichtung beim Zusammenstecken der Rohre um 8 mm zusammendrückt.

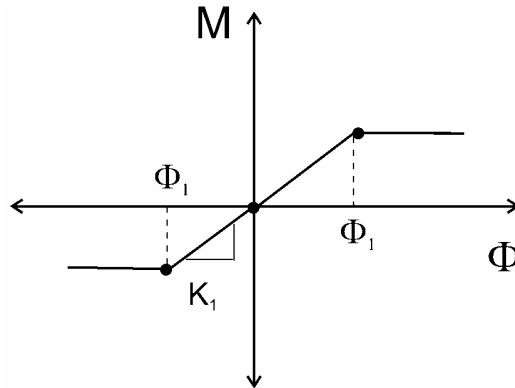


Bild 6.21: Federgesetz für gegenseitige Rotation der Rohre um die Längsachse.

Mit einem E-Modul der Dichtung von 2000 N/mm^2 und einem Reibungskoeffizienten zwischen Beton und Gummi von 0,8 lässt sich die Berechnung des maximal übertragbaren Torsionsmoments ohne weiteres durchführen. Da die resultierende Reibungskraft zur Ermittlung des übertragbaren Torsionsmoments mit dem Radius multipliziert wird, ergibt sich für Rohre mit größeren Durchmessern ein größeres Moment. Diese Berechnung wird automatisch für jeden beliebigen Radius durchgeführt. Die zur maximalen Reibungskraft korrespondierende Verdrehung Φ_1 nach Bild 6.21 ergibt sich durch Division des maximalen Torsionsmoments durch K_1 , wobei K_1 einen Wert von 10^6 kNm/rad hat.

6.2.5 Programmablauf

Die Generierung dieses Modells wird so allgemein gehalten, dass alle Eigenschaften des Modells wie die Geometrie, der Rohrleitungsverlauf, die Rohrleitungsart (kontinuierlich oder segmentiert), die Materialeigenschaften, die Bodeneigenschaften und die Belastung beliebig vom Anwender über die Weboberfläche variiert werden können. Das Modell besteht aus beliebig vielen Rohr-Boden-Abschnitten, die jeweils über Kurvenelemente miteinander verbunden werden können. Jeder einzelne Abschnitt beginnt mit einer geraden Rohrleitung und endet mit einem Kurvenelement. Den einzelnen Abschnitten können verschiedene Bodeneigenschaften zugeordnet werden. Es ist also möglich, einen beliebigen Rohrleitungsverlauf mit in horizontaler Richtung variierenden Bodeneigenschaften zu erzeugen. Zur Verarbeitung der einzelnen Eingabeparameter und zur programmtechnischen Umsetzung der Formeln für die Berechnung der Boden-Ersatz-Federn wird der eigentlichen Modellgenerierung mit ANSYS ein Fortran-Programm vorgeschaltet.

Die Ergebnisausgabe erfolgt in einer Reihe von Dateien, die von ANSYS erzeugt werden und anschließend in der Weboberfläche angezeigt werden. Zu den wesentlichen Ergebnissen der Berechnungen gehören für jedes Segment der Leitung die Spannungen und Dehnungen im Segment, die Verschiebungen und Rotationen in den Muffen und die maximalen Schwinggeschwindigkeiten. Der Programmablauf ist in Bild 6.22, der Aufbau der Haupteingabedatei im Anhang B.1 dargestellt.

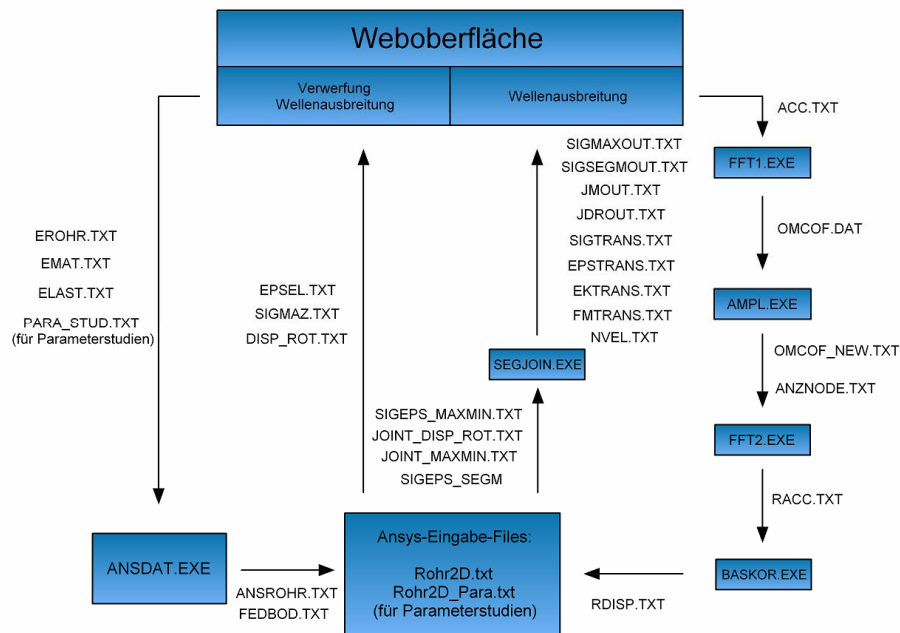


Bild 6.22: Programmablauf für die Lastfälle Verwerfung und Wellenausbreitung.

6.2.6 Berücksichtigung der Bedeutungsfaktoren

Um beim Einsatz in der Praxis den Anforderungen der Normen zu genügen, werden die Bedeutungsfaktoren nach [EC 8-4, Entwurf] mit in das Programm eingebaut. Der Bedeutungsfaktor basiert auf dem entstehenden Risiko im Versagensfall einer Rohrleitung.

Die wesentlichen Klassifizierungen und Bedeutungsfaktoren sind in Tabelle 6.9 dargestellt.

Tabelle 6.9: Bedeutungsfaktoren γ nach [EC 8-4] für verschiedene Gefährdungen.

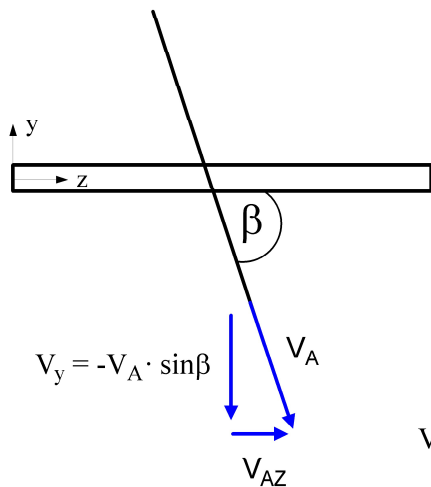
	Klasse		
	1	2	3
Risiko der Bauwerke und Anlagen für Menschen	hoch	mittel	gering
Konsequenzen der Bauwerke und Anlagen für Umwelt, Wirtschaft und Gesellschaft	groß	beträchtlich	vernachlässigbar
Verwendung des Bauwerks / der Anlage	Bedeutungsfaktor γ		
Trinkwasserversorgung; nicht toxisch, nicht brennbar	1,2	1,0	0,8
Löschwasser; nicht flüchtige, toxische Stoffe; schwer entzündbare petrochemische Stoffe	1,4	1,2	1,0
flüchtige, toxische Stoffe; explosive und leicht entzündbare Flüssigkeiten	1,6	1,4	1,2

6.2.7 Verifikation des Modells

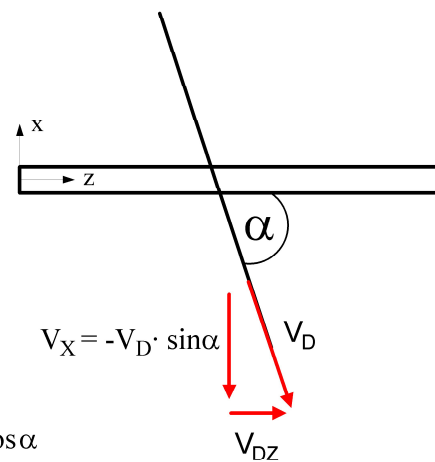
Das Modell wird zunächst anhand von Vergleichsrechnungen für den Lastfall Verwerfung verifiziert. Bei der Untersuchung von Verwerfungen wird eine statische Berechnung durchgeführt, bei der die betroffenen Auflager verschoben werden. Die Lage der Verwerfung im Raum ist gemäß der Bezeichnungen von Bild 6.23 definiert. Als Eingangsgröße für die Aufbringung der Verschiebungen dienen V_a und V_d sowie die beiden Winkel α und β . Die Stelle

der Rohrleitung, durch die die Verwerfung durchläuft, kann frei gewählt werden, auch innerhalb eines Segmentes.

a) Ansicht (Vertikale Verwerfung)



b) Draufsicht (Horizontale Verwerfung)



$$V_{zges} = V_A \cdot \cos\beta + V_D \cdot \cos\alpha$$

Bild 6.23: Verwerfungsgrößen in Ansicht (links) und Draufsicht (rechts).

Den Berechnungen zur Verifikation liegt das in Bild 6.24 dargestellte Beispiel zu Grunde. Das Beispiel basiert auf folgenden Daten: verschweißte Stahlrohrleitung, Radius 1,22 m, Wanddicke 12 mm, Stahl API 5L Grade X65, Fließgrenze 450 MN/m², vertikale Verwerfung von 0,38 bzw. 0,76 m, Länge der Rohrleitung 300 m, Eingrabungstiefe 0,9 m, Boden: dichter Sand mit effektiver Wichte von 16 kN/m³ und Reibungswinkel von 35 Grad.

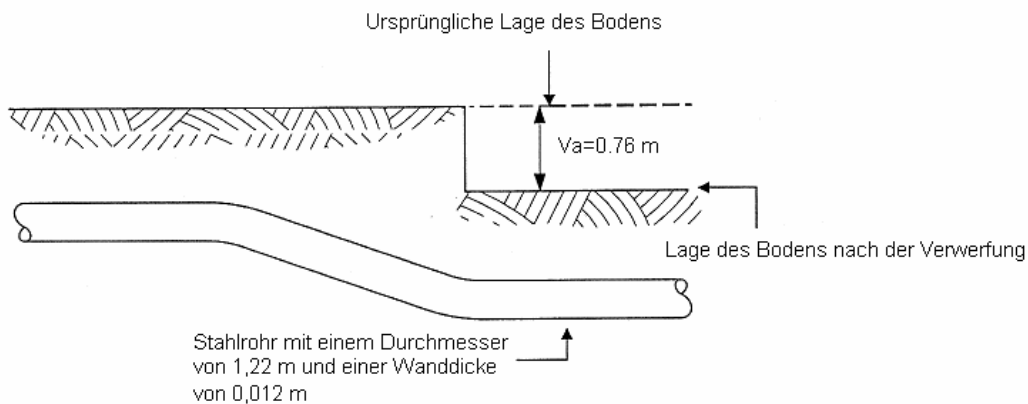


Bild 6.24: Berechnungsbeispiel zur Verifikation des Modells (nach [ALA 01]).

Die Rohrleitung besteht aus 60 Rohrsegmenten, die in je 5 Elemente unterteilt sind. Bevor jedoch mit dieser Diskretisierung in Längsrichtung der Rohrleitung gerechnet wird, erfolgt eine Überprüfung, inwiefern die Diskretisierung in Längsrichtung einen Einfluss auf die Ergebnisse hat. Dazu werden Berechnungen für Elementlängen von 2 m, 1 m, 0,5 m und 0,25 m durchgeführt. Bild 6.25 zeigt den Verlauf der maximalen Axialdehnungen über die Länge der Rohrleitung für die verschiedenen Diskretisierungen.

Der Vergleich der Ergebnisse für die verschiedenen Diskretisierungen zeigt, dass die Ergebnisse nahezu identisch sind und somit ohne weiteres mit einer Elementlänge von 1 m gerechnet werden kann. Hier zeigt sich, dass das Modell zuverlässiger ist als das Modell mit diskreten Massenpunkten (Bild 6.11).

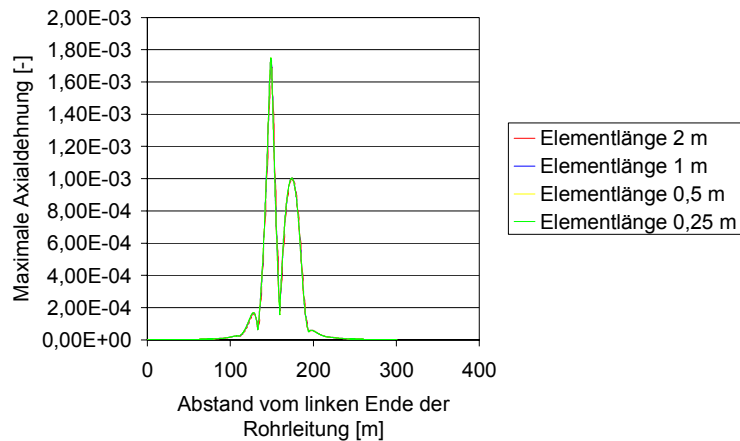


Bild 6.25: Maximale Axialdehnungen für verschiedene Diskretisierungen.

Nachfolgend werden die Resultate des ANSYS-Modells mit denen aus der Literatur verglichen. In Bild 6.26 sind links die berechneten Axialdehnungen dargestellt. Man erkennt einen maximalen Wert von 0,17% und in Bild 6.27 nach [ALA 01] einen korrespondierenden Wert von etwa 0,2%. Die Extremwerte der Spannungen und Dehnungen treten jeweils unmittelbar vor der Verwerfungslinie auf. Die Unterschiede der maximalen Werte sind relativ gering. Gewisse Unterschiede können zum einen auf die Vernachlässigung der bei [ALA 01] einwirkenden Temperatur von etwas mehr als 50°C und einen unterschiedlichen Spannungs-Dehnungs-Verlauf des Stahls zurückgeführt werden.

Insgesamt bestätigen sowohl die Verläufe als auch die Maximalwerte die Zuverlässigkeit des implementierten Modells.

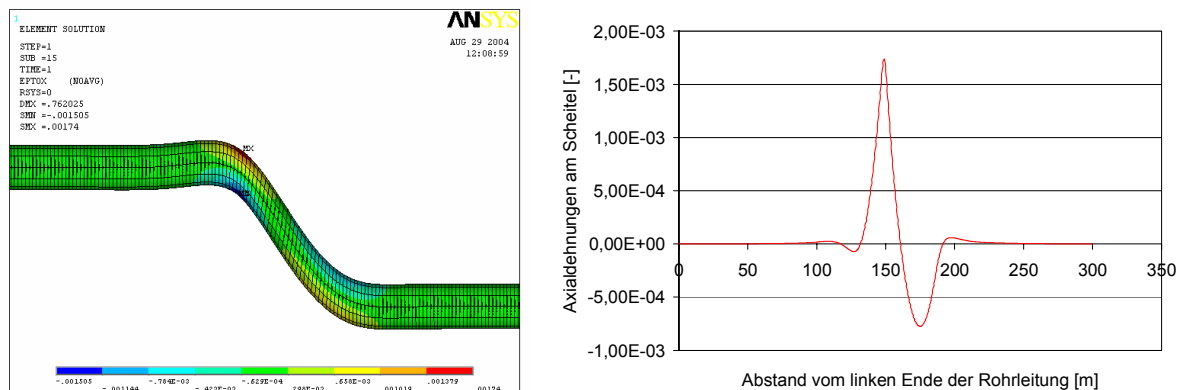


Bild 6.26: Axialdehnung nach dem ANSYS-Modell.

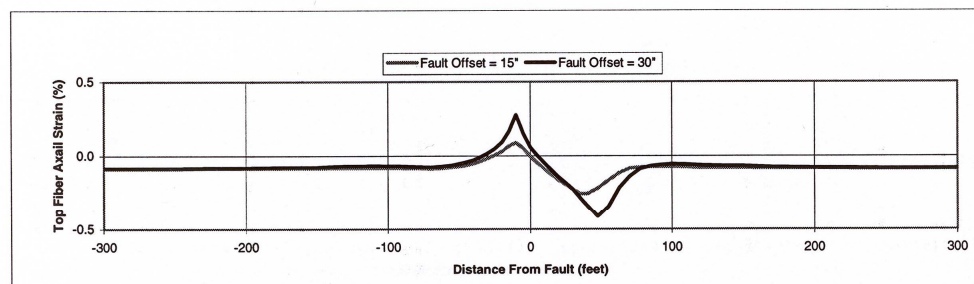


Bild 6.27: Axialdehnungen nach [ALA 01].

6.2.8 Parameterstudie für den Lastfall Verwerfung

6.2.8.1 Allgemeines

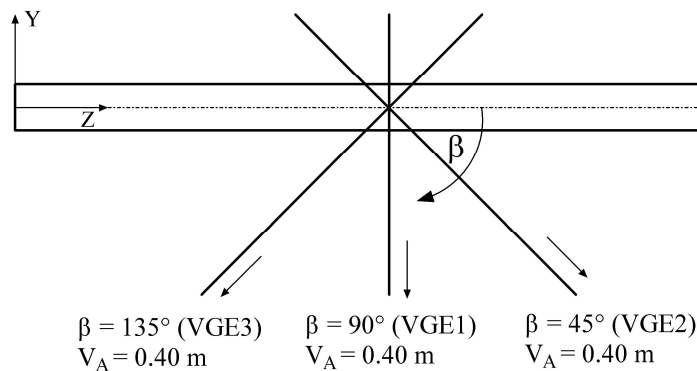
Zur Untersuchung des Einflusses der einzelnen Eingangsparameter auf die Verwerfungsbe-
rechnung werden umfassende Parameterstudien für kontinuierliche Stahlrohrleitungen und
für segmentierte Betonrohrleitungen durchgeführt. Folgende Parameter werden untersucht:

- Dicke der Rohrleitung,
- Durchmesser der Rohrleitung,
- Höhe der Bodenverfüllung,
- vertikaler und horizontaler Verwerfungswinkel,
- vertikale und horizontale Größe der Verwerfung.

Die einzelnen Parameter werden ausgehend von je 3 vertikalen und horizontalen Grundeinstellungen (VGE, HGE) der Eingangsparameter variiert, die in Bild 6.28 dargestellt sind.

In Tabelle 6.10 sind die Eingangsparameter der einzelnen Grundeinstellungen aufgelistet. Die Studien werden an geraden Rohrleitungen durchgeführt. Außerdem werden keine Kombinationen aus horizontalen und vertikalen Verwerfungen berücksichtigt. Für die Anzahl der Segmente wird ein Wert von 400 gewählt, so dass auch bei großen Verwerfungen die Auswirkungen an den Rändern der Rohrleitung klein bleiben.

a) Ansicht (vertikale Grundeinstellungen)



→ Verwerfungsrichtung (des rechten Rohrabschnitts)

b) Draufsicht (horizontale Grundeinstellungen)

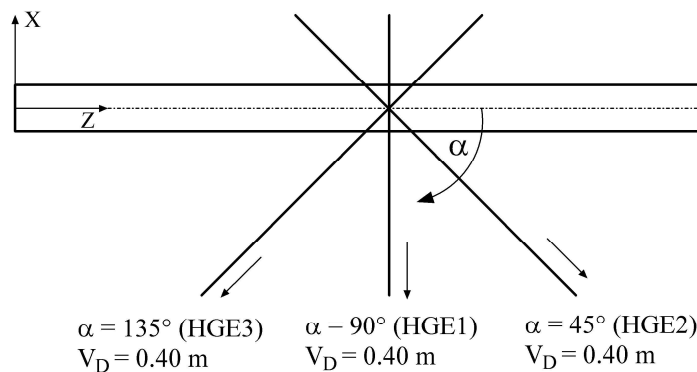


Bild 6.28: Drei horizontale und drei vertikale Grundeinstellungen.

Tabelle 6.10: Grundeinstellungen für die Parameterstudien des Lastfalls Verwerfung.

Parameter	VGE1	VGE2	VGE3	HGE1	HGE2	HGE3
V_A [m]	0,40			0		
V_D [m]	0			0,40		
β [Grad]	90	45	135	0		
α [Grad]	0			90	45	135
D [m]	1,22 (kont.) bzw. 1,24 (segm.)					
t [cm]	1,2 (kont.) bzw. 12 (segm.)					
GK	1					
AR	400					
L_R [m]	3 (kont.) bzw. 5 (segm.)					
NDIVG	5 (kont.) bzw. 3 (segm.)					
C [kN/m ²]	0					
H [m]	3					
γ' [kN/m ³]	11					
K_o [-]	0,4					
φ [Grad]	37					
f [-]	0,48					
γ [kN/m ²]	19					
Bodenart	1					

An dieser Stelle werden die Vorteile des in dieser Arbeit entwickelten Systems deutlich, weil Berechnungen sowohl auf Level III als auch auf Level II durchgeführt werden können.

Die oben aufgelisteten Beispiele werden auch mit dem Verfahren KE (Kap. 5.3.1.3) gerechnet. In den folgenden Abschnitten werden daher immer die Ergebnisse der FE-Simulation und der Berechnung nach dem Verfahren KE dargestellt.

6.2.8.2 Kontinuierliche Rohrleitungen

In diesem Abschnitt werden die Ergebnisse der Parameterstudien für eine Stahlrohrleitung mit einer Streckgrenze von 235 MN/m² und einem E-Modul von 210000 MN/m² vorgestellt. Es werden die für die spätere Schadensermittlung notwendigen Ergebnisgrößen ermittelt. Dies sind für kontinuierliche Rohrleitungen die maximale Axialspannung und die maximale bzw. minimale Axialdehnung. In Bild 6.29 bis Bild 6.32 werden die Ergebnisse nach Grundeinstellung VGE1 dargestellt, getrennt nach variiertem Parameter.

In jedem Diagramm werden stets das Ergebnis des ANSYS-Modells sowie die Ergebnisse nach Kennedy dargestellt. Die beiden Ergebnisse des Verfahrens Kennedy unterscheiden sich dadurch, dass beim ersten die Biegedehnungen mitberücksichtigt werden (wie in Kap. 5.3.4), während sie beim zweiten ähnlich wie beim Verfahren nach Newmark/Hall unberücksichtigt bleiben. Dadurch erhält man bei den ersten Ergebnissen (Diagramme mit Dreiecken) einen oberen und bei den zweiten (Diagramme mit Rechtecken) einen unteren Grenzwert.

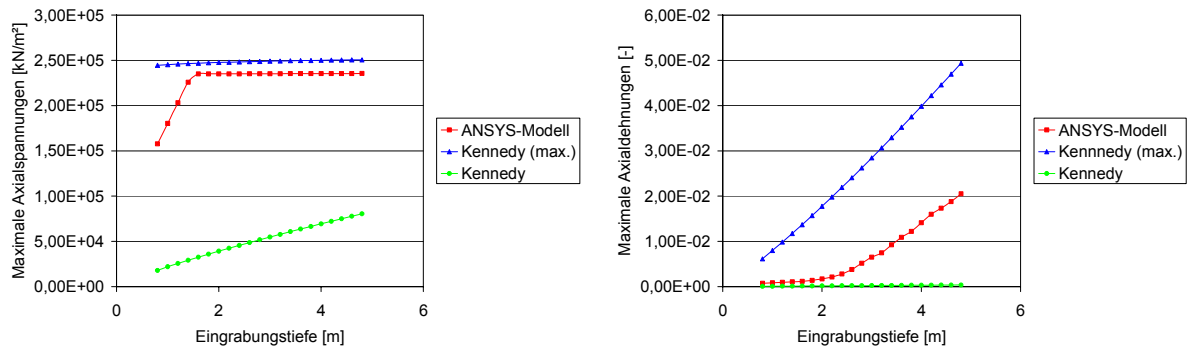


Bild 6.29: Ergebnisse der Parameterstudie für die Variation der Eingragungstiefe.

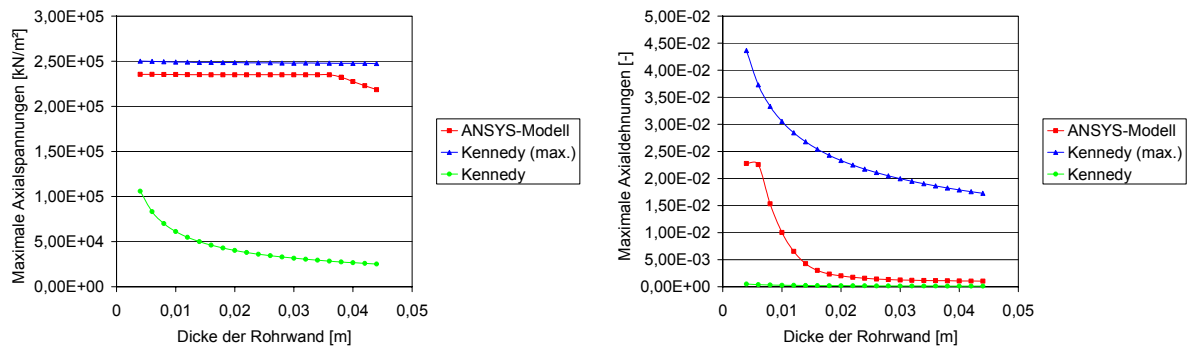


Bild 6.30: Ergebnisse der Parameterstudie für die Variation der Rohrwanddicke.

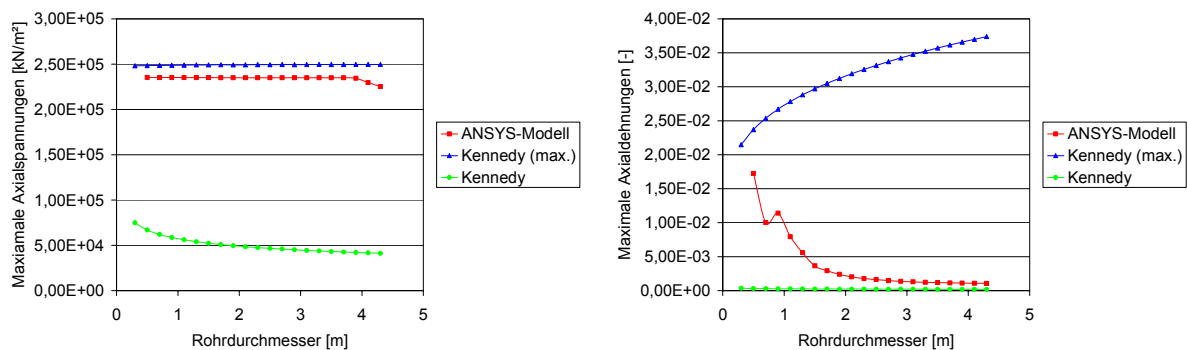


Bild 6.31: Ergebnisse der Parameterstudie für die Variation des Rohrdurchmessers.

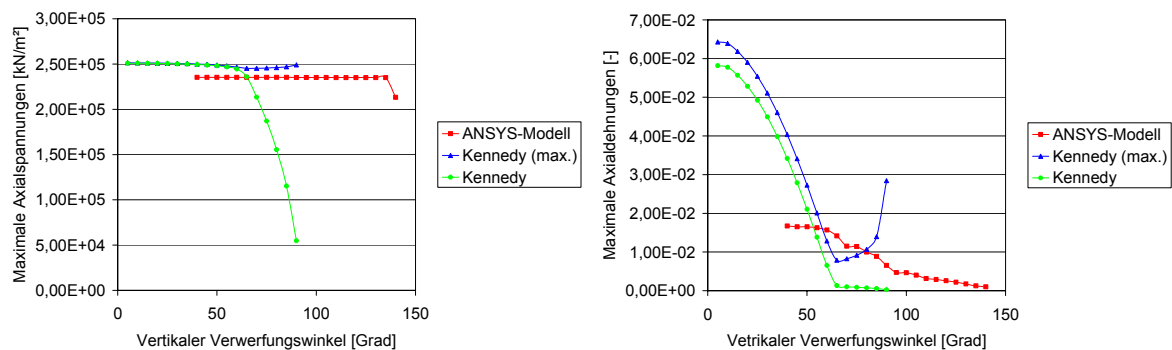


Bild 6.32: Ergebnisse der Parameterstudie für die Variation des vertikalen Verwerfungswinkels.

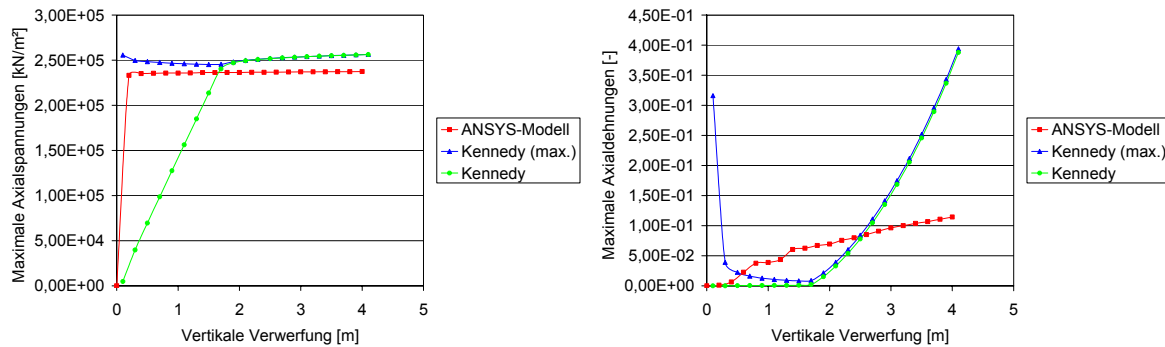


Bild 6.33: Ergebnisse der Parameterstudie für die Variation der vertikalen Verwerfungsgröße.

Die Ergebnisse zeigen, dass die ANSYS-Ergebnisse immer zwischen den beiden Werten liegen, die mit dem Verfahren nach Kennedy ermittelt werden.

Da nach Kennedy die Biegedehnung einmal berücksichtigt und einmal vernachlässigt wird, ist dieses Ergebnis erwartet worden. Dies bestätigt, dass die FE-Ergebnisse im realistischen Bereich liegen. Es wird damit auch deutlich, dass die Ergebnisse bei Benutzung des Verfahrens nach Kennedy zu teils erheblichen Abweichungen von denen des detaillierten FE-Modells führen.

Die Parameterstudien führen zu folgenden Schlüssen:

- Eine größere Überdeckungshöhe (Bild 6.29) führt zu größeren Spannungen und Dehnungen. Dies liegt daran, dass sich eine Rohrleitung, die sich in der Nähe der Geländeoberfläche befindet, aufgrund des geringeren vertikalen Bodenwiderstandes leichter verformen kann.
- Eine größere Rohrwanddicke (Bild 6.30) sowie ein größerer Rohrdurchmesser (Bild 6.31) führen zu abnehmenden Spannungen und Dehnungen, weil die vergrößerte Querschnittsfläche und das erhöhte Flächenträgheitsmoment dazu führen, dass die Spannung im Querschnitt infolge der aufzunehmenden Kraft abnimmt. Beim Verfahren nach Kennedy unter Berücksichtigung der Axialdehnungen zeigt sich jedoch mit zunehmendem Rohrdurchmesser eine Erhöhung der Axialdehnung. Dies liegt daran, dass bei der vereinfachten Ermittlung die Biegedehnungen nach Gleichung (5.98) proportional zum Rohrdurchmesser sind, was nicht der Realität entspricht. Die Ergebnisse sind hier inkorrekt und extrem konservativ.
- Die Erhöhung des vertikalen Verwerfungswinkels führt zu abnehmenden Maximaldehnungen. Dies ist korrekt, da die Rohrleitung mit zunehmendem Verwerfungswinkel immer weniger auf Zug beansprucht wird und ab einem Winkel von 90° eine Druckbeanspruchung vorliegt.
- Eine größere Verwerfung (Bild 6.33) führt selbstverständlich zu größeren Spannungen und Dehnungen. Die Verläufe der Ergebnisse mit dem ANSYS-Modell und dem Verfahren nach Kennedy unterscheiden sich dabei sehr stark. Insbesondere für sehr kleine Verwerfungen kommt das Verfahren nach Kennedy mit Berücksichtigung der Biegedehnungen zu unrealistisch großen Ergebnissen. Es ist offensichtlich, dass eine Vergrößerung der Verwerfung nicht zu einem Abfall der resultierenden Spannungen und Dehnungen führen kann. Die Begründung für dieses Phänomen liegt im Verfahren nach Kennedy: eine zunehmende Verwerfungsgröße führt nach Gleichung (5.95) zu einem größeren Krümmungsradius, dies bewirkt eine kleinere Krümmung nach Gleichung (5.98) und somit eine kleinere Biegedehnung. Die sehr vereinfachte Ermittlung der Biegedehnungen führt hier zu diesen inkorrekten Ergebnissen.

Das FE-Modell berücksichtigt die Biegesteifigkeit der Rohrleitung (nach Kennedy wird diese vernachlässigt), den Bodenwiderstand durch nichtlineare Federn (nach Kennedy wird immer der maximale Bodenwiderstand angenommen) und die tatsächlich vorliegenden Rohrkrümmungen (nach Kennedy wird von konstanten Krümmungen ausgegangen).

Damit zeigt sich deutlich, dass die FE-Simulationen den vereinfachten Level II - Berechnungen vorzuziehen sind, weil sie die weitaus zuverlässigeren Ergebnisse liefern.

6.2.8.3 Segmentierte Rohrleitungen

Für die Parameterstudien segmentierter Betonrohrleitungen wird ein Beton C25/30 mit einer Druckfestigkeit von 25 MN/m^2 und einer Zugfestigkeit von $2,6 \text{ MN/m}^2$ gewählt. Für die Verbindungen zwischen den einzelnen Segmenten werden die Federgesetze nach Kap. 6.2.4 verwendet.

Für die Schadensermittlung von segmentierten Rohrleitungen sind folgende Ergebnisgrößen maßgebend:

- maximale Axialspannung,
- minimale Axialspannung,
- maximale relative Verschiebung der Rohrenden,
- maximale gegenseitige Verdrehung der Rohrenden.

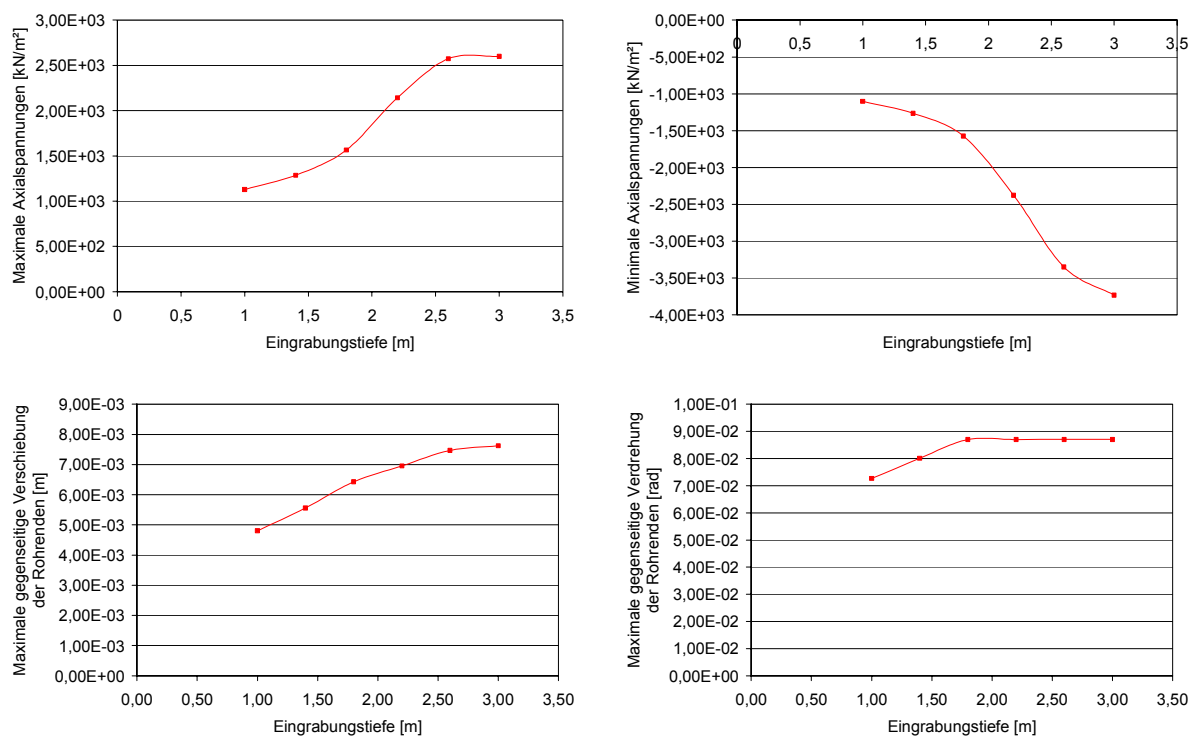


Bild 6.34: Ergebnisse der Parameterstudie bei Variation der Eingrabungstiefe.

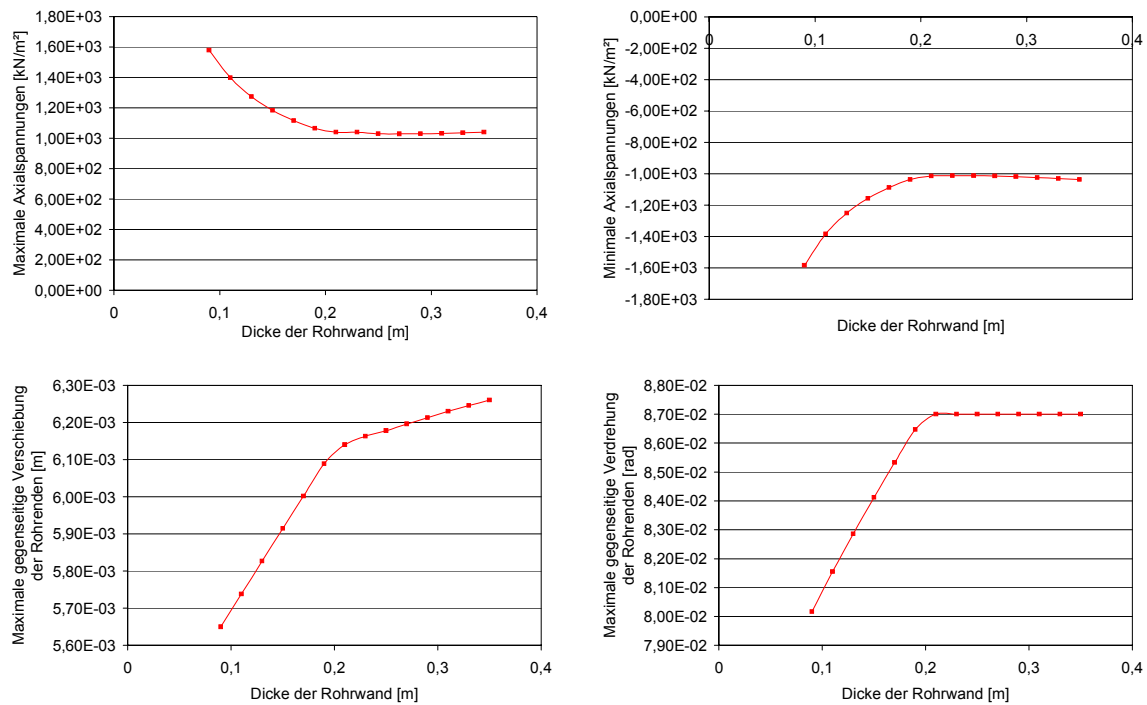


Bild 6.35: Ergebnisse der Parameterstudie bei Variation der Rohrwanddicke.

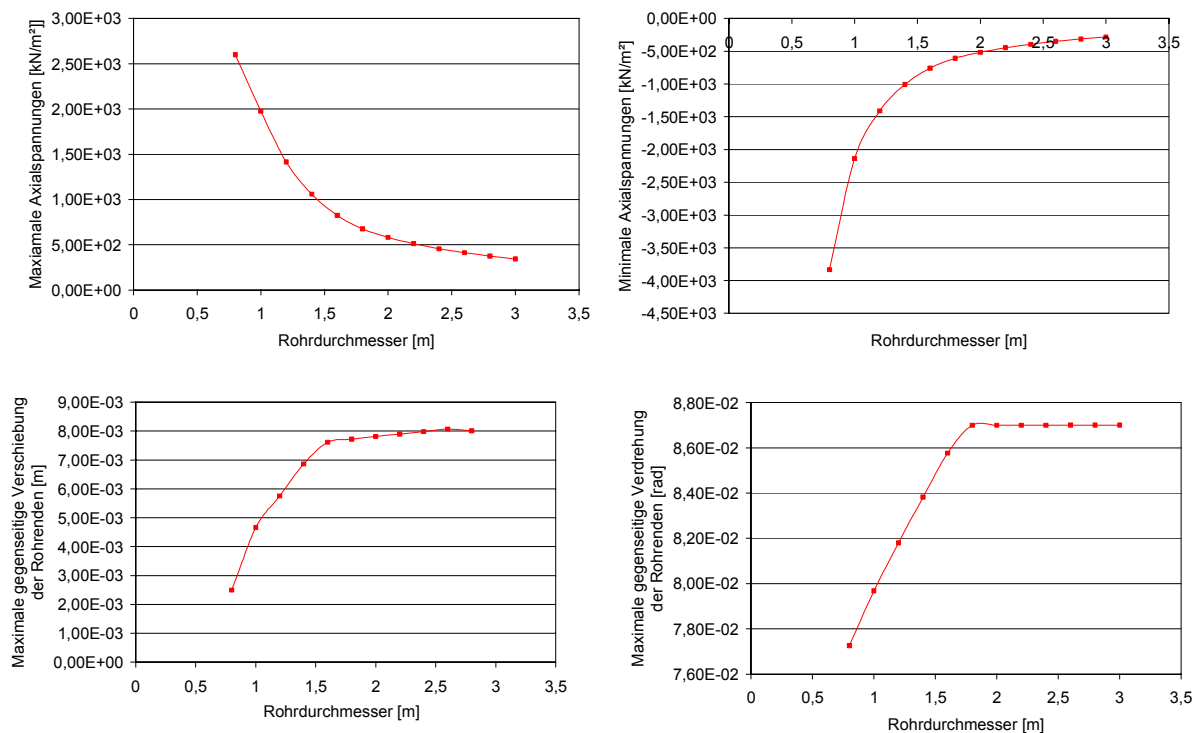


Bild 6.36: Ergebnisse der Parameterstudie bei Variation des Rohrdurchmessers.

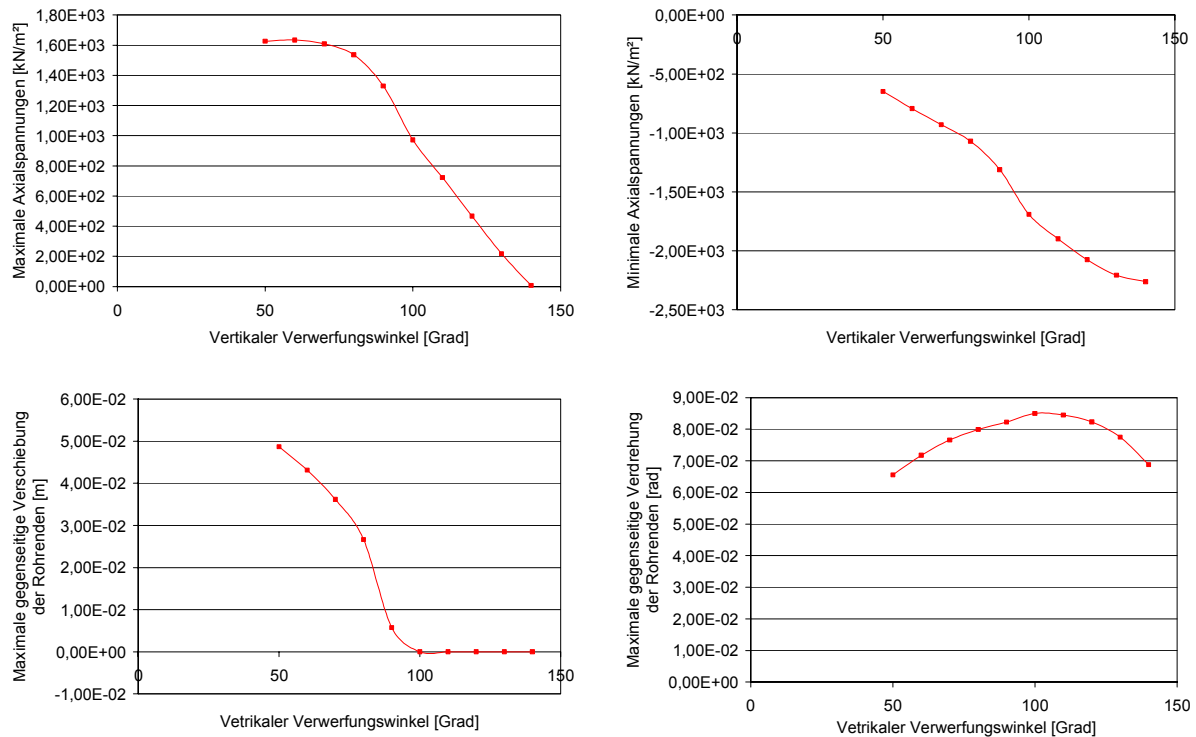


Bild 6.37: Ergebnisse der Parameterstudie für die Variation des vertikalen Verwerfungswinkels.

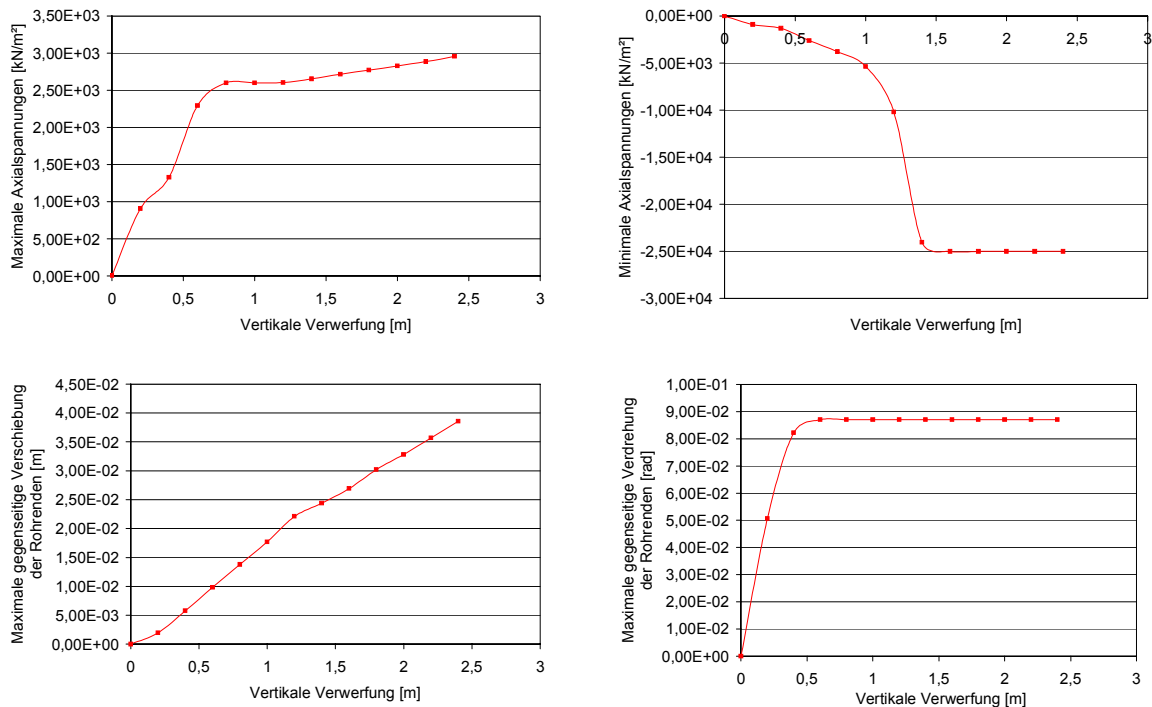


Bild 6.38: Ergebnisse der Parameterstudie für die Variation der vertikalen Verwerfung.

Die Variation der Eingabeparameter führt für die berechneten Spannungen qualitativ zu den gleichen Auswirkungen wie bei kontinuierlichen Rohrleitungen: Eine größere Eingrabungstiefe (Bild 6.34) führt zu größeren Spannungen, eine Vergrößerung der Wanddicke (Bild 6.35) und des Rohrdurchmessers (Bild 6.36) zu kleineren Spannungen, ein erhöhter Verwerfungswinkel (Bild 6.37) zu niedrigeren Spannungen und eine größere Verwerfung (Bild 6.38) selbstverständlich zu größeren Spannungen. Die Gründe für die jeweiligen Auswirkungen

entsprechen denen für kontinuierliche Rohrleitungen im vorangegangenen Abschnitt und werden hier nicht noch einmal dargestellt.

Bezüglich der ermittelten Minimalspannungen zeigt sich für die Variation von Wanddicke, Rohrdurchmesser und vertikaler Verwerfungsgröße (und bedingt auch für die Variation der Eingrabungstiefe), dass eine zunehmende Maximalspannung eine abnehmende Minimalspannung bewirkt und umgekehrt. Beträgsmäßig stimmen dabei die Maximal- und Minimalspannungen sehr gut überein, da durch die Verwerfung an den verschiedenen Seiten des Rohrquerschnitts stets Zug- und Druckspannungen erzeugt werden. Lediglich bei der Variation des Verwerfungswinkels tritt dieses Phänomen nicht auf, da hier die Belastung in Axialrichtung insgesamt vom Zug- in den Druckbereich wechselt.

Für die segmentierte Rohrleitung wird im Folgenden der Einfluss der Eingabeparameter auf die maximale Muffenverschiebung und -verdrehung erläutert.

Generell zeigt sich, dass eine zunehmende Muffenverschiebung infolge eines variierten Eingabeparameters auch immer zu einer zunehmenden Muffenverdrehung führt. Dabei wird bei der Variation der Wanddicke, des Rohrdurchmessers und der Verwerfungsgröße deutlich, dass die maximale Verdrehung einen bestimmten Wert nicht überschreitet. Dies entspricht der nach Bild 6.20 angenommenen Verkantung bei 5° .

Eine zunehmende Eingrabungstiefe führt auch zu einer erhöhten Maximalverschiebung an den Muffen (Bild 6.34). Aufgrund des größeren Bodenwiderstands in vertikaler Richtung bei gleicher aufgezwungener Verformung ist dies plausibel.

Bei der Variation der Wanddicke (Bild 6.35) und des Rohrdurchmessers (Bild 6.36) zeigt sich, dass eine Erhöhung der Eingabeparameter jeweils eine Erhöhung der maximalen Muffenverschiebung verursacht, obwohl es gleichzeitig zu einer Abnahme der ermittelten Spannungen im Rohr kommt. In diesen Fällen führt die Verstärkung des Querschnitts dazu, dass die Verformung im Rohr geringer, an den relativ weichen Muffen jedoch größer wird. Damit ist die Schädigung eher an den Muffen als im Rohrsegment selbst zu erwarten. Dieses Verhalten begründet auch die oft für Verfahren auf Level II zur Berechnung von relativen Muffenverschiebungen und -verdrehungen getroffene Annahme, dass die Bodendehnungen komplett über die Muffen abgetragen werden.

Klar ist auch, dass eine erhöhte Verwerfungsgröße zu einer erhöhten Maximalverschiebung an den Muffen (Bild 6.37) führt.

Wie bereits erwähnt, stellt die Variation des vertikalen Verwerfungswinkels (Bild 6.38) einen Sonderfall dar, weil hier bei 90° ein Vorzeichenwechsel der Axialbelastung stattfindet. Daher fällt für Winkel größer als 90° die Maximalverschiebung auf Null (die Muffen sind unter Druck). Die Muffenverdrehung hat bei 90° , was einer rein vertikalen Verschiebung entspricht, ihren Maximalwert.

6.2.8.4 Vergleich mit Ergebnissen aus der Literatur

Die im vorangegangenen Kapitel beschriebenen Auswirkungen der Eingabeparameter Eingrabungstiefe, Wanddicke, Rohrdurchmesser, Verwerfungsgröße und Verwerfungswinkel wurden auch von [Wang 95] untersucht.

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit sind die Ergebnisse nach [Wang 95] nachgerechnet worden. Quantitativ stimmen die Ergebnisse aufgrund der fehlenden Angaben der Bodenparameter nicht überein. Jedoch ist eine qualitativ gute Übereinstimmung festzustellen, d.h. die Richtung der Veränderung der berechneten Ausgabeparameter bei variierten Eingabeparametern stimmt mit der in dieser Arbeit ermittelten überein.

Insgesamt stimmen die in der Literatur vorhandenen Parameterstudien gut mit den in Rahmen dieser Arbeit ermittelten Ergebnissen überein.

6.2.9 Untersuchungen für den Lastfall Wellenausbreitung

6.2.9.1 Zeitabhängige Belastung

Neben Verwerfungen ist auch der Lastfall Wellenausbreitung zu betrachten. Zur Untersuchung der Auswirkung von seismischen Wellen auf Rohrleitungssysteme wird daher mit ANSYS eine transiente Analyse durchgeführt. Dabei werden die Trägheits- und Dämpfungskräfte des Systems berücksichtigt.

Grundsätzlich besteht die Möglichkeit, das System mit einem Beschleunigungs- oder einem Verformungszeitverlauf zu belasten.

Die Benutzung von Beschleunigungszeitverläufen hat folgende Konsequenzen:

1. Da keine Möglichkeit besteht, verschiedene Bereiche des Systems mit unterschiedlichen Beschleunigungszeitverläufen zu belasten, würde die Ausbreitungsgeschichte der Welle unberücksichtigt bleiben, und zu jedem Zeitpunkt an jeder Stelle des Systems die gleiche Beschleunigung wirken. Allerdings ist gerade bei sehr langen Rohrleitungen der von der Ausbreitungsgeschwindigkeit der Welle abhängige Zeitversatz nicht vernachlässigbar.
2. Da bei dem Modell nach [ALA 01] die Masse des Bodens unberücksichtigt bleibt, erfährt bei einer Beschleunigung des Gesamtsystems das Rohr die komplette Beschleunigung. In Realität wird allerdings der Boden beschleunigt und auf das Rohr wird, zum Beispiel bei Schlupf zwischen Rohr und Boden, nicht die komplette Beschleunigung übertragen.

Aus diesen Gründen wird die beschleunigungsbasierte Belastung nicht verwendet. Zur Simulation der seismischen Wellenbelastung wird daher das System mit einem Verschiebungszeitverlauf belastet. Aufgebracht werden die zeitabhängigen Verschiebungen an den Auflagern der Boden-Ersatz-Federn. Auf diese Weise wird eine realistischere Simulation der Welle erreicht.

Für die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Beispielberechnungen wird das unten abgebildete Antwortspektrum für die horizontale Bebenkomponente nach [EC 8] verwendet.

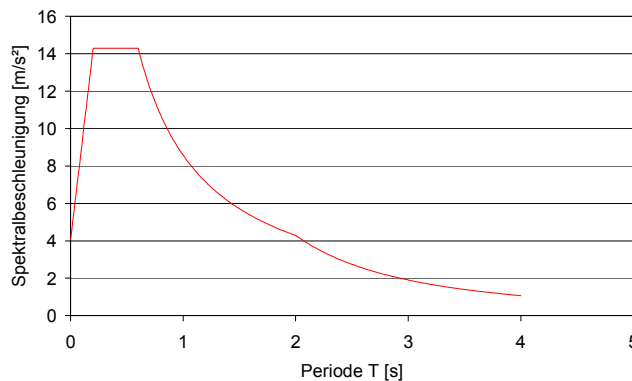


Bild 6.39: Antwortspektrum nach EC 8.

Für das Spektrum werden eine Dämpfung von 5% und eine Bemessungsbeschleunigung von 0,36 g entsprechend der Erdbebenzone vier für den Standort Griechenland nach [EAK 00] angenommen.

Anschließend werden unter Verwendung der Programme aus [Mesk 99] aus dem Spektrum synthetische Akzelerogramme erzeugt, die einer Basislinienkorrektur unterzogen werden. Nachfolgend sind exemplarisch die so ermittelten Zeitverläufe der Bodenbeschleunigung und -verschiebung abgebildet.

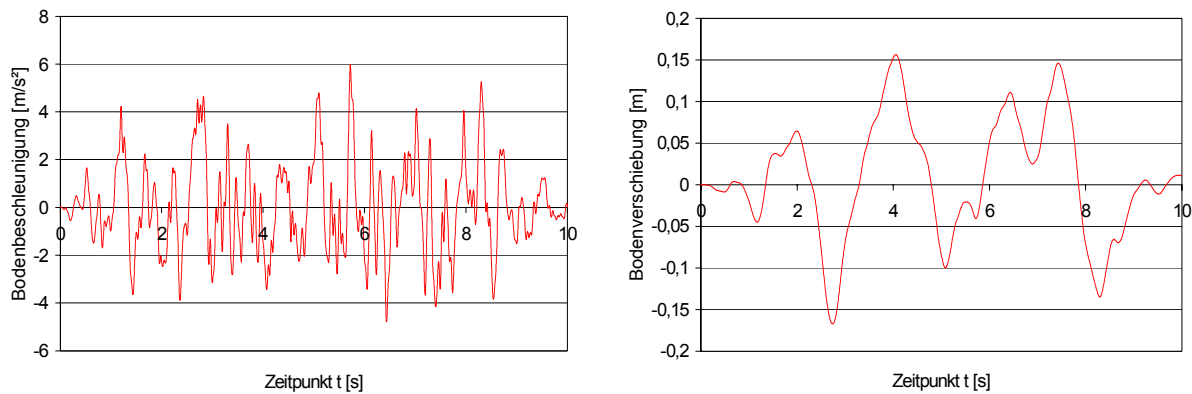


Bild 6.40: Beschleunigungs- und Verschiebungszeitverlauf.

Der ermittelte Verschiebungszeitverlauf wird wie bereits erwähnt an den Auflagern der Bodenfedern aufgebracht. Für die vertikale Bebenkomponente wird 30% der Bebenkomponente in horizontaler Richtung angesetzt.

Es wird zwischen drei verschiedenen Methoden der Lastaufbringung an den Auflagern der Boden-Ersatzfedern unterschieden:

1. Aufbringung des Zeitverlaufs an allen Lagern zum gleichen Zeitpunkt
2. Aufbringung des Zeitverlaufs unter Berücksichtigung des zeitlichen Versatzes zwischen den Lagern
3. Aufbringung des Zeitverlaufs unter Berücksichtigung des zeitlichen Versatzes und der Amplitudenabnahme zwischen den Lagern.

Die Umsetzung der Methoden 2 und 3 wird im Folgenden erläutert.

Nach EC 8 [EC 8, Newm 67] wird für die Wellenausbreitung ein sinusförmiger Verschiebungszeitverlauf $u(x,t)$ unter Berücksichtigung des Zeitversatzes nach Gleichung (6.23) angenommen.

$$u(x,t) = d \cdot \sin \omega \left(t - \frac{x}{c} \right) \quad (6.23)$$

Darin sind:

d	Amplitude der Welle [m]
ω	Kreisfrequenz [$2 \pi/s$]
c	Ausbreitungsgeschwindigkeit der Welle [m/s]
x	Abstand der Wellenfront von der Rohrleitung [m]
t	Zeitpunkt [s]

In der vorliegenden Arbeit wird der Zeitverlauf durch die Verwendung der Beschleunigungs- und Verschiebungszeitverläufe genauer als durch eine Sinuskurve beschrieben. Aus Gleichung (6.23) ist jedoch der Klammerausdruck $(t-x/c)$ von Bedeutung, der für den Zeitversatz der Schwingung verantwortlich ist, da dieser auch im vorliegenden Modell berücksichtigt wird.

Bild 6.41 dient zur Verdeutlichung der zeitversetzten Lastaufbringung. Es wird angenommen, dass der Anfangspunkt der Rohrleitung als erstes von der sich vom Epizentrum her ausbreitenden Welle erreicht wird. Hieraus geht hervor, dass jeder Punkt der Rohrleitung, für den der Klammerausdruck $(t-x/c)$ kleiner als Null ist, noch nicht von der Welle erreicht wird. Dies wird in dem Modell zu jedem Zeitpunkt überprüft. Falls die Welle das Rohr noch nicht erreicht hat, wird die Auflagerverschiebung zu Null gesetzt, andernfalls wird die Verschiebung aus dem Verschiebungszeitverlauf zum Zeitpunkt $(t-x/c)$ aufgebracht.

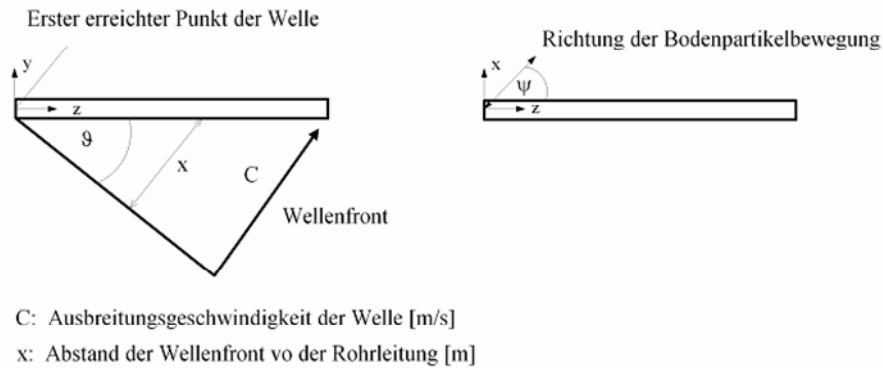


Bild 6.41: Wellenausbreitung in Ansicht (links) und Draufsicht (rechts).

In beiden beschriebenen Methoden wird vernachlässigt, dass es aufgrund materialabhängiger Absorption im Verlauf der Wellenausbreitung vom Erdbebenherd zur Erdoberfläche zu einer frequenzabhängigen Amplitudenabnahme des Beschleunigungszeitverlaufs kommt. Diese kann im Allgemeinen nach [Baur 03, Datt 86, Mash 89] mit folgender Gleichung abgeschätzt werden:

$$A(\omega) = A_0(\omega) \cdot e^{-\frac{\omega \cdot x}{2 \cdot Q \cdot c}} \quad (6.24)$$

Darin sind:

A_0	Amplitude der Welle im Ausgangspunkt [m]
ω	Kreisfrequenz [rad/s]
c	Ausbreitungsgeschwindigkeit der Welle [m/s]
x	Abstand der Wellenfront von der Rohrleitung [m]
Q	Qualitätsfaktor für den Boden

Der Faktor Q ist ein Maß für die Energieabnahme pro Wellenlänge Ausbreitungsdistanz. Er steht in direktem Zusammenhang mit dem in der Bau- und Bodendynamik verwendeten bezogenen Dämpfungsmaß ξ des Bodens durch die Gleichung $Q = 1/(2\xi)$. Sollte das Dämpfungsmaß des Bodens nicht bekannt sein, so kann für Lockersedimente ein Wert von ca. 20 angenommen werden. Für feste Sedimente liegt der Wert des Qualitätsfaktors zwischen 20 und 100. Der Zusammenhang zwischen Q und ξ stellt nur eine Näherung dar, denn genau genommen ist der Faktor Q auch frequenzabhängig. Bei kleinen Frequenzen zwischen 0,001 Hz und 1 Hz ist diese Abhängigkeit unbedeutend. Erst bei höheren Frequenzen entsteht eine deutliche Abhängigkeit zwischen Frequenz und Qualitätsfaktor. In dieser Arbeit wird vereinfachend immer von einem konstanten Q pro Bodenschicht ausgegangen. Aus Gleichung (6.24) wird deutlich, dass bei konstantem Q die Amplituden in den hohen Frequenzbereichen stärker abgemindert werden als in den niedrigen Frequenzbereichen. Außerdem ist die laufwegabhängige Amplitudenabnahme zu erkennen.

Bei der programmtechnischen Umsetzung erfolgt für jeden Auflagerpunkt die Transformation in den Frequenzbereich, dort werden die abgeminderten Amplituden ermittelt und letztlich erfolgt nach der Rücktransformation in den Frequenzbereich eine Basislinienkorrektur.

In Bild 6.40 sind für eine 1000 m lange Rohrleitung mit einem Einfallswinkel der Welle von 45° die Beschleunigungs- und Verschiebungszeitverläufe für den Anfangs- und Endknoten der Rohrleitung dargestellt.

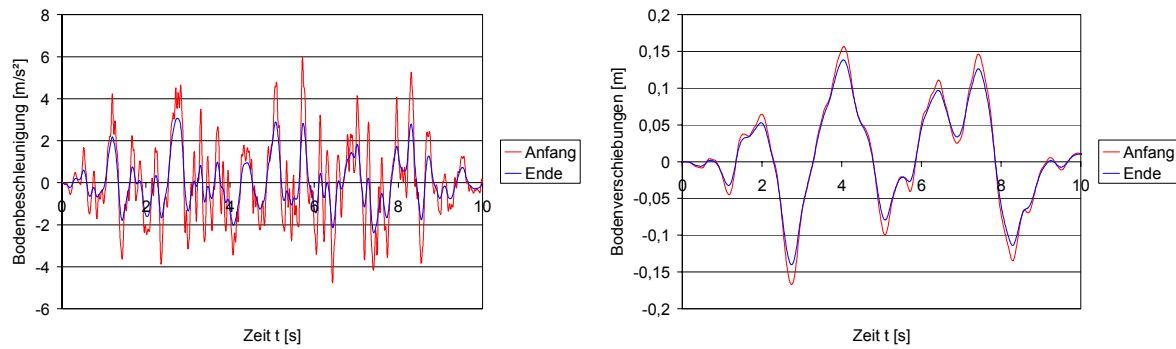


Bild 6.42: Beschleunigungs- und Verschiebungszeitverläufe am Anfang und Ende der Leitung.

In beiden Diagrammen ist die laufwegabhängige Amplitudenabminderung gut zu erkennen. Die offensichtliche Glättung der Beschleunigungskurve über die Länge der Rohrleitung macht deutlich, dass die Amplituden in den hohen Frequenzen stärker abgemindert werden als in den niedrigen Frequenzen. Dies entspricht Gleichung (6.24), wonach eine hohe Frequenz zu exponentiell verringerten Amplituden führt.

Da das Level III - Rechenmodell die Möglichkeit bietet, eine Rohrleitung zu generieren, die mehrere unterschiedliche Bodenschichten durchläuft, muss die Formel zur Amplitudenabminderung erweitert werden, weil berücksichtigt werden muss, dass die einzelnen Bodenschichten unterschiedliche Ausbreitungsgeschwindigkeiten und Qualitätsfaktoren haben können. In Bild 6.43 soll dieser Sachverhalt verdeutlicht werden.

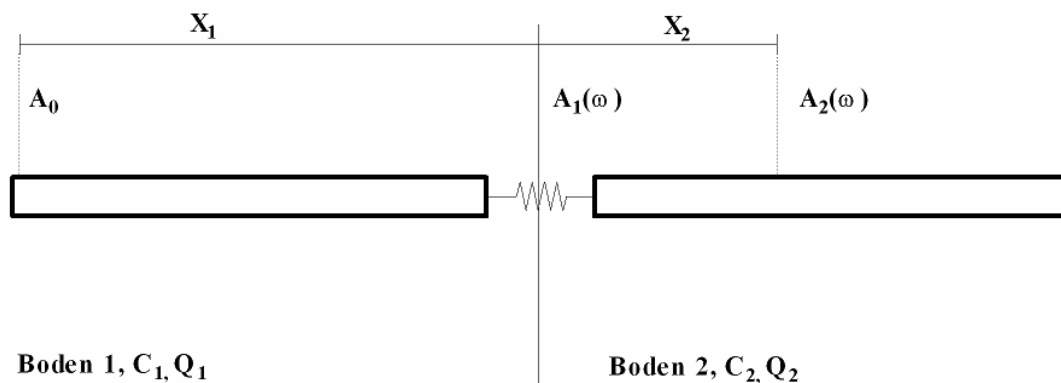


Bild 6.43: Amplitudenabnahme bei verschiedenen Bodenarten.

Die Amplitude an einem Punkt im Bereich der Bodenart 2 wird berechnet, indem zunächst die Amplituden am Ende der Bodenart 1 berechnet werden und diese als Ausgangswert für die Berechnung der Amplitudenabnahme im Bereich der Bodenart 2 dienen. Dies führt zu den folgenden Zusammenhängen:

$$A_1(\omega) = A_0(\omega) \cdot e^{-\frac{\omega \cdot X_1}{2 \cdot Q_1 \cdot c_1}} \quad (6.25)$$

$$A_2(\omega) = A_1(\omega) \cdot e^{-\frac{\omega \cdot X_2}{2 \cdot Q_2 \cdot c_2}} \quad (6.26)$$

bzw.:

$$A_2(\omega) = A_0(\omega) \cdot e^{-\frac{\omega \cdot X_1}{2 \cdot Q_1 \cdot c_1}} \cdot e^{-\frac{\omega \cdot X_2}{2 \cdot Q_2 \cdot c_2}} \quad (6.27)$$

Für die Implementierung der Amplitudenabminderung wird die Gleichung (6.27), die für beliebig viele Bodenabschnitte erweiterbar ist, angewandt.

6.2.9.2 Berechnungen für den Lastfall Wellenausbreitung

In den folgenden Kapiteln (6.2.9.3 bis 6.2.9.6) werden vier Beispiele vorgestellt, mit denen Berechnungen für den Lastfall Wellenausbreitung durchgeführt werden.

Dabei wird zum einen zwischen kontinuierlichen und segmentierten Rohrleitungen unterschieden. Des Weiteren werden zwei verschiedene Bodenschichtungen untersucht: zunächst ein Baugrund mit nur einem Bodentyp, anschließend ein Baugrund mit zwei horizontal verschiedenen Bodentypen.

Die wesentlichen Eingabeparameter sind im Anhang B.1 zusammengestellt.

6.2.9.3 Beispiel 1: kontinuierliche Rohrleitung mit homogenem Boden

Bei dem unten dargestellten Berechnungsbeispiel handelt es sich um eine 1000 m lange kontinuierliche Stahlrohrleitung, die durch den Verschiebungszeitverlauf nach Bild 6.40 belastet wird.

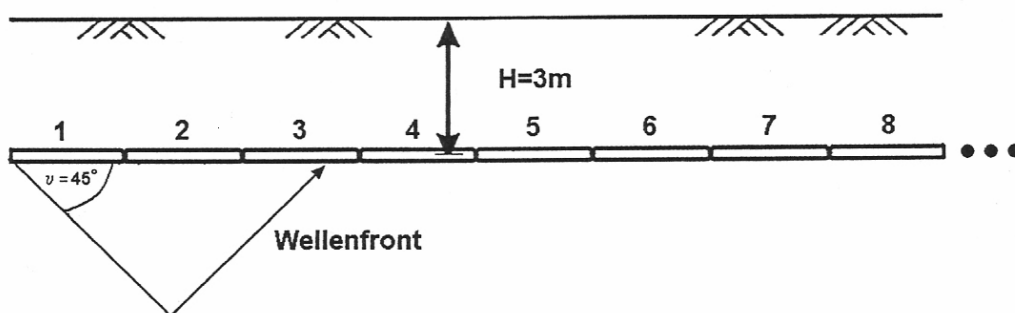


Bild 6.44: Beispiel 1: kontinuierliche Rohrleitung.

Die Rohrleitung besteht aus 200 verschweißten Segmenten der Länge 5 m. Der Durchmesser beträgt 1,22 m bei einer Wanddicke von 0,012 m. Bei dem Boden handelt es sich um einen lockeren Sand mit folgenden Eigenschaften:

Kohäsion c :	0 kN/m ²
effektive Bodenwichte γ' :	11 kN/m ²
Erdruchdruckbeiwert K_0 :	0,40
Reibungswinkel φ :	37°
Reibungskoeffizient f zwischen Rohr und Boden:	0,48
Bodenwichte γ :	19 kN/m ²
Qualitätsfaktor Q des Bodens:	20

Die Ausbreitungsgeschwindigkeit der Welle wird zu 360 m/s, für die Richtung der Bodenpartikelbewegung wird ein Winkel ψ von 0 Grad angenommen. Auf diese Weise wird eine S-Welle simuliert, die Spannungen und Dehnungen in axialer Richtung hervorruft.

In den folgenden Diagrammen werden die Ergebnisse der Berechnung dargestellt. Bild 6.45 zeigt den Zeitverlauf der maximalen Spannungen der gesamten Rohrleitung und die maximal auftretenden Spannungen pro Segment. Die maximal auftretende Spannung bleibt mit ca. 160 MN/m² unterhalb der Fließgrenze von 235 MN/m². Der Verlauf der maximalen Spannungen über die Segmentnummern muss kritisch betrachtet werden. An den Rändern sind die Spannungen nicht realitätsnah, da in Wirklichkeit dieser Rand nicht vorhanden und somit die Randlagerung steifer als im Modell ist. Die Spannungen wären also an den Rändern in Wirklichkeit wesentlich höher. Berücksichtigt man diesen Sachverhalt, so können die Spannun-

gen außerhalb der Randbereiche als repräsentativ für die Wellenbelastung angesehen werden.

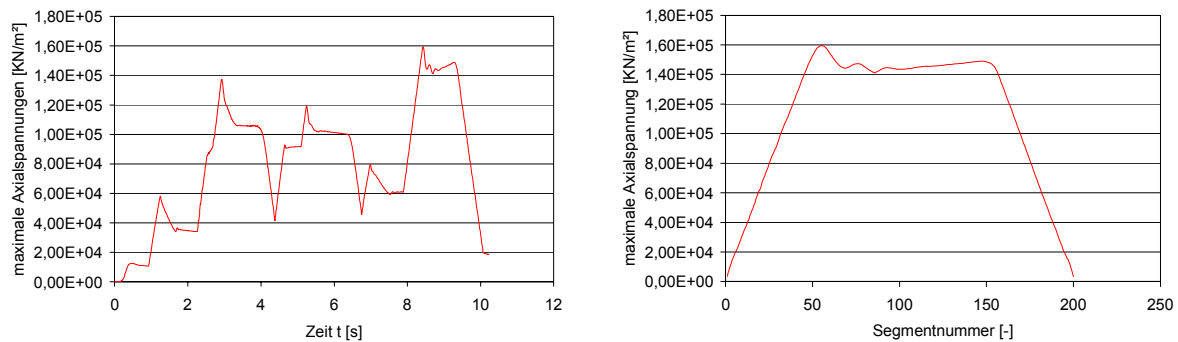


Bild 6.45: Maximalspannungen über die Zeit (links) und über die Rohrsegmente (rechts).

Im folgenden Bild sind die Zeitverläufe der Axialspannungen für zwei Segmente (Nr. 101 und 161) dargestellt.

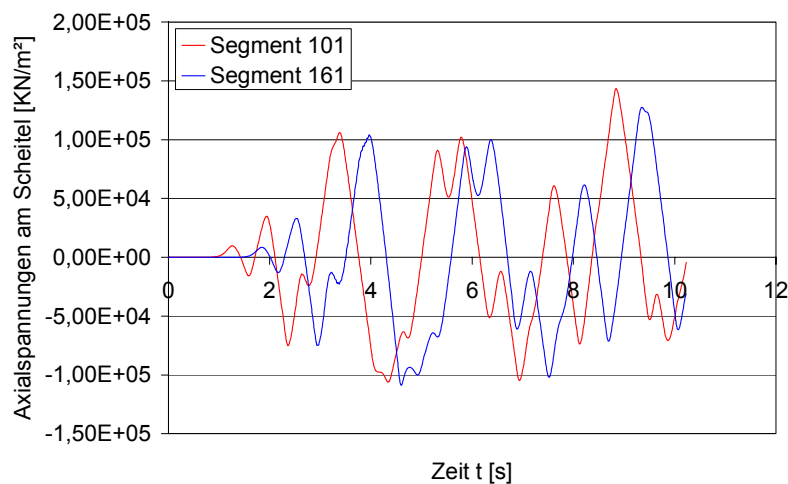


Bild 6.46: Axialspannungen für ausgewählte Segmente.

In diesem Diagramm ist der Zeitversatz der Wellenbelastung deutlich zu erkennen: Im Rohrsegment 161 entstehen die ersten Axialspannungen ca. 0,5 s später als in Segment 100.

6.2.9.4 Beispiel 2: kontinuierliche Rohrleitung mit zwei verschiedenen Böden

In diesem Beispiel wird dieselbe Rohrleitung wie in Beispiel 1 untersucht, jedoch wird hier angenommen, dass sie zunächst in einem dichten Sandboden verläuft und bei der Hälfte der Leitung in einen lockeren Sandboden übergeht.

Folgende Bodeneigenschaften werden für dieses Beispiel angenommen:

Boden 1:

Kohäsion c :	0 kN/m ²
effektive Bodenwichte γ' :	14 kN/m ²
Erdruchdruckbeiwert K_0 :	0,40
Reibungswinkel φ :	39°
Reibungskoeffizient f zwischen Rohr und Boden:	0,48
Bodenwichte γ :	22 kN/m ²
Qualitätsfaktor Q des Bodens:	20

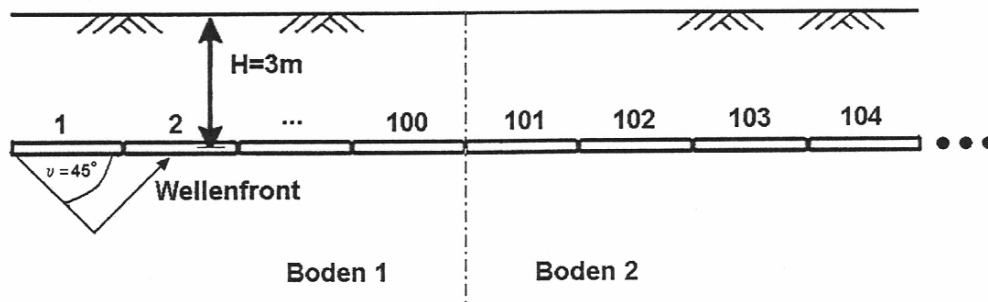


Bild 6.47: Beispiel 2: kontinuierliche Rohrleitung mit zwei Böden.

Für Boden 2 gelten die in Beispiel 1 verwendeten Daten. Nachfolgend werden die Ergebnisse für das Berechnungsbeispiel dargestellt.

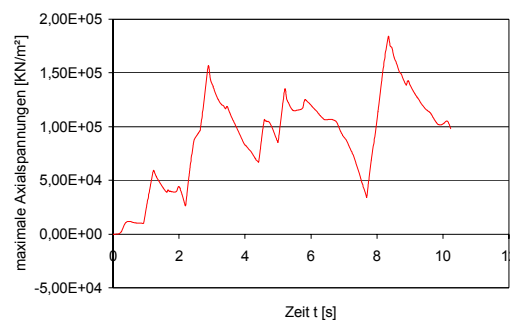


Bild 6.48: Zeitverlauf der maximalen Axialspannungen der Rohrleitung.

Nach Bild 6.48 ist die maximale Axialspannung mit 180 MN/m^2 größer als im ersten Beispiel, sie bleibt aber erneut unterhalb der Fließspannung des Stahls.

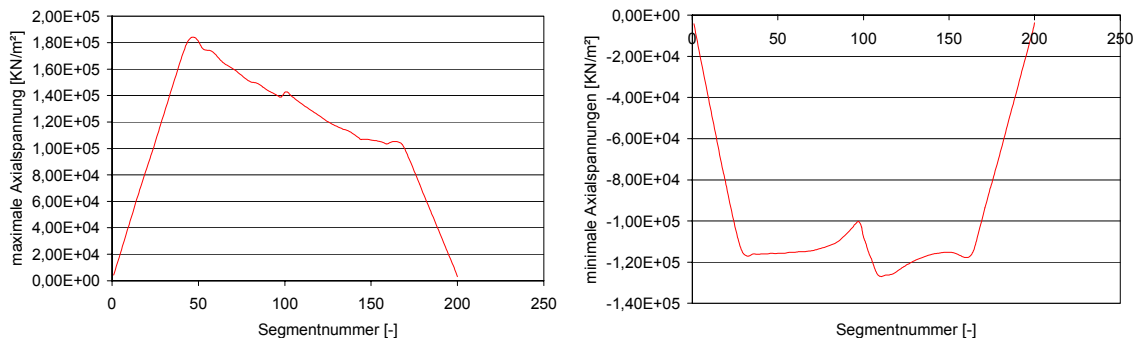


Bild 6.49: Maximale und minimale Axialspannungen über die Länge der Rohrleitung.

In Bild 6.49 erkennt man im Übergang zwischen den beiden Bodenbereichen einen Sprung im Spannungsverlauf. Die Spannungen steigen betragsmäßig beim Übergang in den weichen Boden an. Im weiteren Verlauf fallen sie aufgrund der Amplitudenabminderung und der Strukturdämpfung wieder ab. Bis zur Mitte der Leitung fallen die maximalen Spannungen in beiden Beispielen auf einen Wert von ca. 140 MN/m^2 ab. Die geringere Ausbreitungsgeschwindigkeit der Welle im Boden 2 bewirkt eine höhere Amplitudenabminderung in diesem Bereich. Deswegen fallen die Axialspannungen im zweiten Beispiel bis zum Ende der Rohrleitung stärker ab als im ersten Beispiel. Der Unterschied der Verläufe für die maximalen und minimalen Spannungen ist auf die vertikale Bebenkomponente, die Biegespannungen in der Rohrleitung erzeugt, zurückzuführen.

6.2.9.5 Beispiel 3: segmentierte Rohrleitung mit homogenem Boden

In diesem Beispiel wird eine segmentierte Betonrohrleitung untersucht. Die Leitung ist 1200 m lang, jedes Segment hat eine Länge von 3 m. Für die Bodeneigenschaften und die Belastung werden dieselben Werte gewählt wie in Beispiel 1.

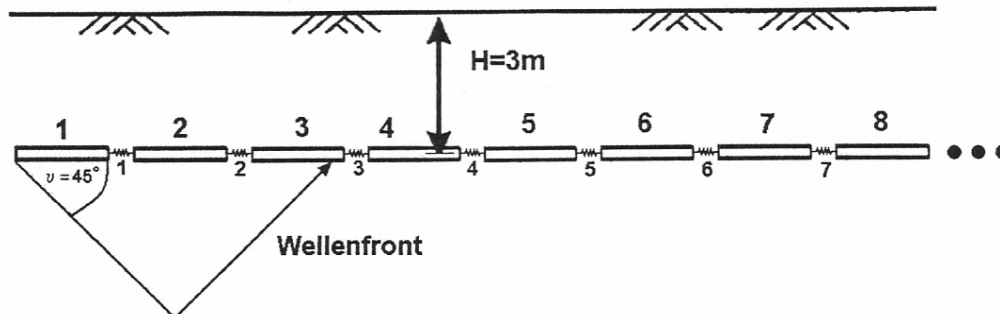


Bild 6.50: Beispiel 3: segmentierte Beton-Rohrleitung.

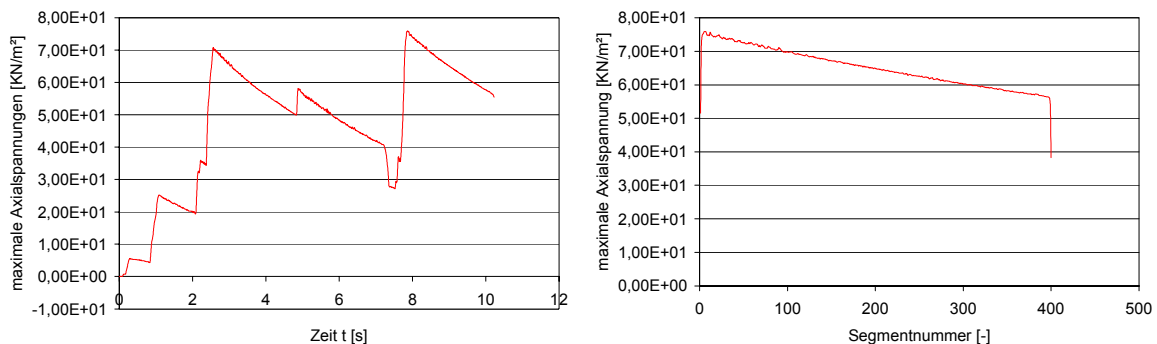


Bild 6.51: Maximalspannungen über die Zeit (links) und über die Rohrsegmente (rechts).

In Bild 6.51 wird deutlich, dass die Axialspannungen für die segmentierte Rohrleitung mit maximal 80 kN/m² sehr gering bleiben. Dieses Ergebnis ist zu erwarten, da die aufgezwungenen Verformungen zum größten Teil über die flexiblen Muffen abgetragen werden. Die Zeitverläufe der maximalen Muffenverformungen sind in Bild 6.52 abgebildet.

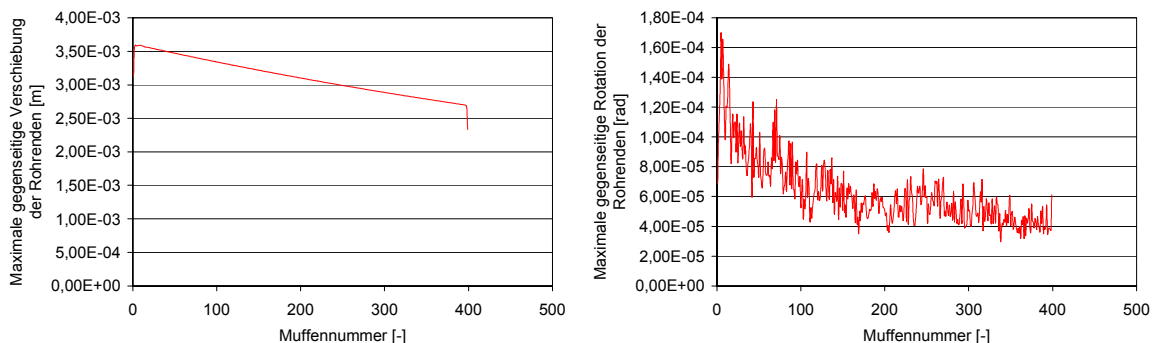


Bild 6.52: Maximale gegenseitige Verschiebungen und Verdrehungen der Rohrenden.

Die Muffen besitzen die Fähigkeit, kleine Verformungen aufzunehmen, ohne große Kräfte zu übertragen. Da die Muffenverschiebungen stets sehr klein bleiben, kommt es in diesem Berechnungsbeispiel zu keiner bedeutenden Kraftübertragung von Rohr zu Rohr. Die gegenseitige Verdrehung der Rohrenden resultiert aus der vertikalen Bebenkomponente.

Mit Bild 6.53 werden wiederum der Zeitversatz und die Amplitudenabminderung zwischen zwei Muffen (Nr. 200 und 333) verdeutlicht.

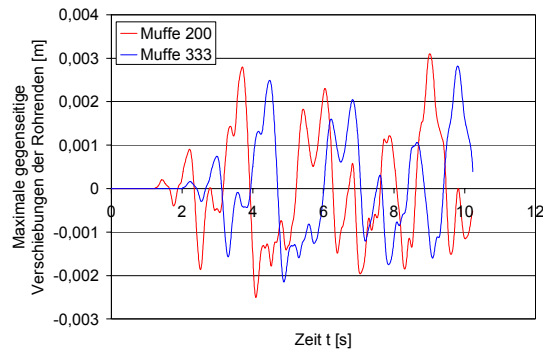


Bild 6.53: Zeitverlauf der relativen Verschiebungen zwischen zwei Muffen.

6.2.9.6 Beispiel 4: segmentierte Beton-Rohrleitung mit zwei Böden

In diesem Beispiel wird eine segmentierte Beton-Rohrleitung, die zwei unterschiedliche Böden durchläuft, untersucht. Die Eigenschaften der Rohrleitung entsprechen den Angaben aus Beispiel 3. Für die Bodenparameter werden die gleichen Werte wie in Beispiel 2 angenommen.

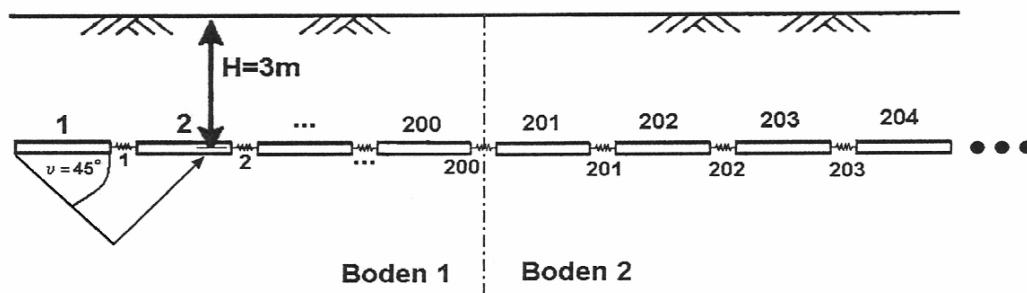


Bild 6.54: Beispiel 4: segmentierte Rohrleitung mit zwei Böden.

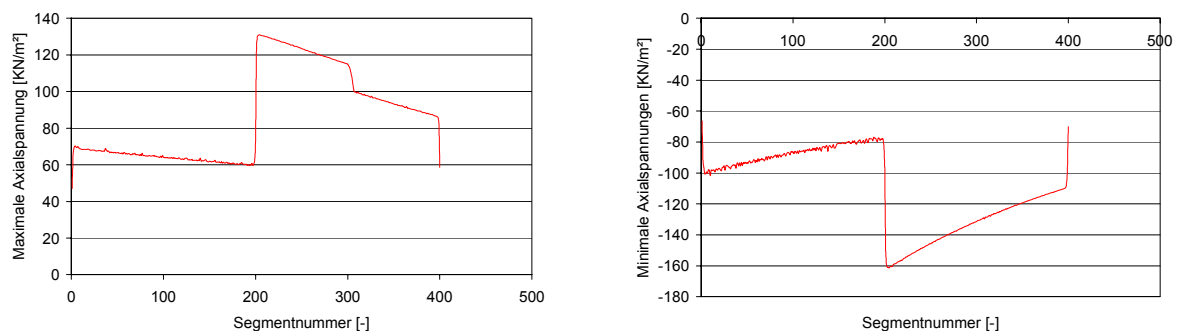


Bild 6.55: Maximale (links) und minimale Spannungen (rechts) über die Rohrlänge.

Den Diagrammen aus Bild 6.55 sind eine maximale Axialspannung von ca. 130 kN/m² und eine minimale Axialspannung von ca. -160 kN/m² zu entnehmen. Diese Spannungen liegen wie schon bei den kontinuierlichen Rohrleitungen unterhalb der Spannungen für eine Rohrleitung in einheitlichem Boden. Auch die zulässigen Zug- und Druckspannungen für den Beton werden weit unterschritten. Beim Übergang zwischen Boden 1 und Boden 2 ist eine sprunghafte Verdopplung der Spannungen zu erkennen. Dieser Sprung ist darauf zurückzuführen, dass sich die Rohrleitung in dem steiferen Boden stärker festsetzt als in dem weiche-

ren Boden. Durch das stärkere Festsetzen des Rohrs im Boden 1 entstehen geringere Relativbewegungen zwischen Rohr und Boden, was geringere Axialspannungen zur Folge hat.

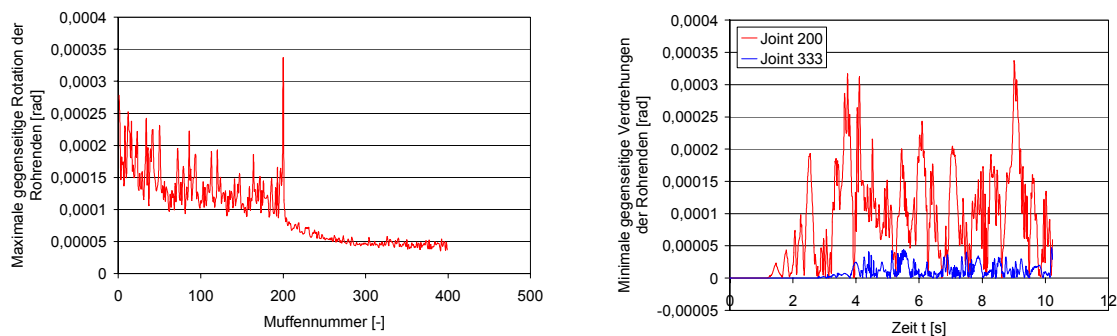


Bild 6.56: Gegenseitige Verdrehungen an den Muffen.

Bei Betrachtung des Verlaufs der maximalen gegenseitigen Verdrehungen in Bild 6.56 erkennt man eine deutliche Abnahme der gegenseitigen Verdrehungen beim Übergang in Boden 2. Ebenfalls erkennbar ist diese Abnahme beim Vergleich der Zeitverläufe der Verdrehungen für die Muffen 200 und 333. Die Verdrehungen an den Muffen resultieren aus den vertikalen Bodenverschiebungen. Sie nehmen beim Übergang in Boden 2 stark ab, weil die Steifigkeiten der Bodenfedern für Boden 2 wesentlich geringer sind als für Boden 1 und somit infolge der vertikalen Bodenverschiebungen geringere Kräfte auf das Rohr übertragen werden.

6.2.10 Vergleich mit Ergebnissen aus Level II - Berechnungen

Die in den vorangegangenen Unterkapiteln für kontinuierliche und segmentierte Rohrleitungen in Level III ermittelten Ergebnisse werden nun mit den in Kapitel 5 in Level II berechneten Ergebnissen verglichen.

Da die Eingabeparameter für die Studien mit den vereinfachten Verfahren nicht komplett mit denen der Beispiele 1-4 übereinstimmen, werden die Level II - Studien erneut mit den Eingabeparametern der entsprechenden Level III - Beispiele durchgeführt.

Zum Vergleich der Ergebnisse der kontinuierlichen Rohrleitung aus Beispiel 1 dienen die Level II - Ergebnisse aus Bild 6.57.

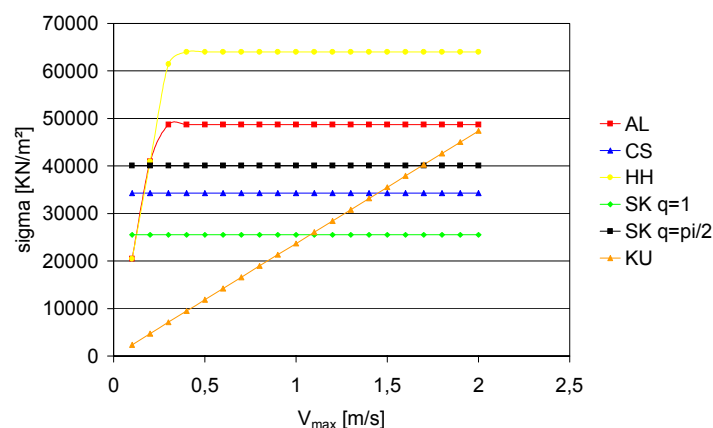


Bild 6.57: Axialspannungen für kontinuierliche Rohre.

Für den auf Level III verwendeten Verschiebungszeitverlauf ergibt sich eine maximale Bodengeschwindigkeit $V_{\max}$ von 0,6 m/s. Die aus Bild 6.57 abgelesenen maximalen Axialspannungen sind in der folgenden Tabelle aufgelistet und der maximalen Spannung aus Beispiel 1 gegenübergestellt.

Tabelle 6.11: Vergleich der maximalen Axialspannungen für kontinuierliche Rohrleitungen.

Verfahren	Maximale Axialspannung [kN/m ²]
AL	48700
CS	34290
HH	64000
SK $q = 1$	25510
SK $q = \pi/2$	40070
KU	14220
FE-Modell (Beispiel 1)	160000

Die maximalen Axialspannungen für alle vereinfachten Verfahren liegen deutlich unterhalb der maximalen Axialspannung des FE-Modells. Allerdings ist zu beachten, dass man die Belastung des FE-Modells nicht unmittelbar der Belastung für die vereinfachten Verfahren gleichsetzen kann. Bei den Verfahren nach Level II wird als Belastungsparameter meist die maximale Bodengeschwindigkeit und die Wellenlänge benötigt. Im Gegensatz dazu wird das FE-Modell mit einem Verschiebungszeitverlauf belastet. Ein Vergleich der Verfahren auf Level II und III beinhaltet daher eine gewisse Ungenauigkeit.

Auch eine Variation der Wellenlänge bei den vereinfachten Verfahren zeigt, dass die maximalen Axialspannungen stets unterhalb der Spannungen des FE-Modells liegen. Das FE-Modell bildet die realen Verhältnisse eindeutig besser ab. Daher kann festgehalten werden, dass die für dieses Beispiel mit den vereinfachten Verfahren ermittelten Spannungen deutlich unterschätzt werden und somit auf der unsicheren Seite liegen.

Die Ergebnisse der segmentierten Rohrleitung des Beispiels 3 werden in Tabelle 6.12 mit den Werten aus den folgenden Diagrammen von Level II verglichen. Während die maximalen Axialspannungen für die vereinfachten Verfahren wesentlich größer sind als für das FE-Modell, weichen die maximalen relativen Muffenverschiebungen, abgesehen von dem Verfahren KU, nur geringfügig voneinander ab.

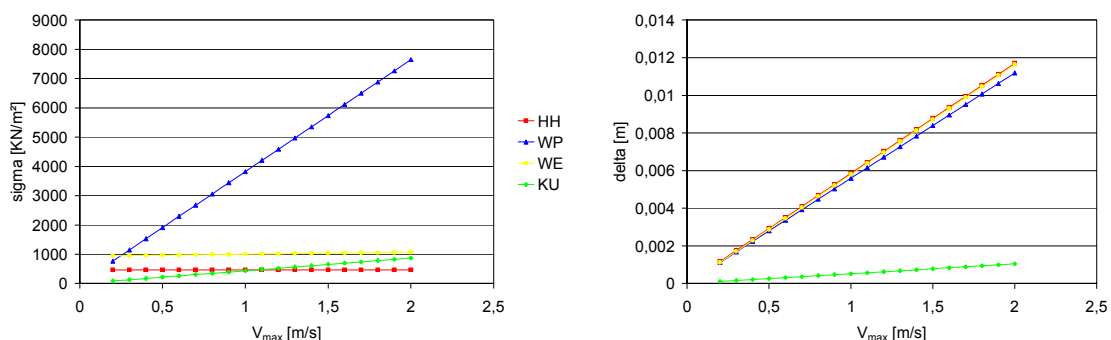


Bild 6.58: Axialspannungen und Muffenverschiebungen für segmentierte Rohre.

Tabelle 6.12: Vergleich der Verfahren für segmentierte Rohrleitungen.

Verfahren	Maximale Axialspannung [kN/m ²]	Max. relative Muffenverschiebung [mm]
HH	466	3,5
WP	2294	3,4
WE	973	3,5
KU	261	0,3
FE-Modell (Beispiel 3)	75	3,5

6.2.11 Erweiterung des Modells auf gekrümmte Rohrleitungen

Knickstellen sind bei Belastung durch seismische Wellenausbreitung besonders gefährdet. Daher beinhaltet das in diesem Kapitel 6.2 erläuterte Modell auch die Möglichkeit, gekrümmte Rohrleitungen zu simulieren. Zur Verdeutlichung des Einflusses der Krümmungen wird das in Bild 6.59 dargestellte Rohrleitungsmodell für den Lastfall Wellenausbreitung für verschiedene Öffnungswinkel untersucht.

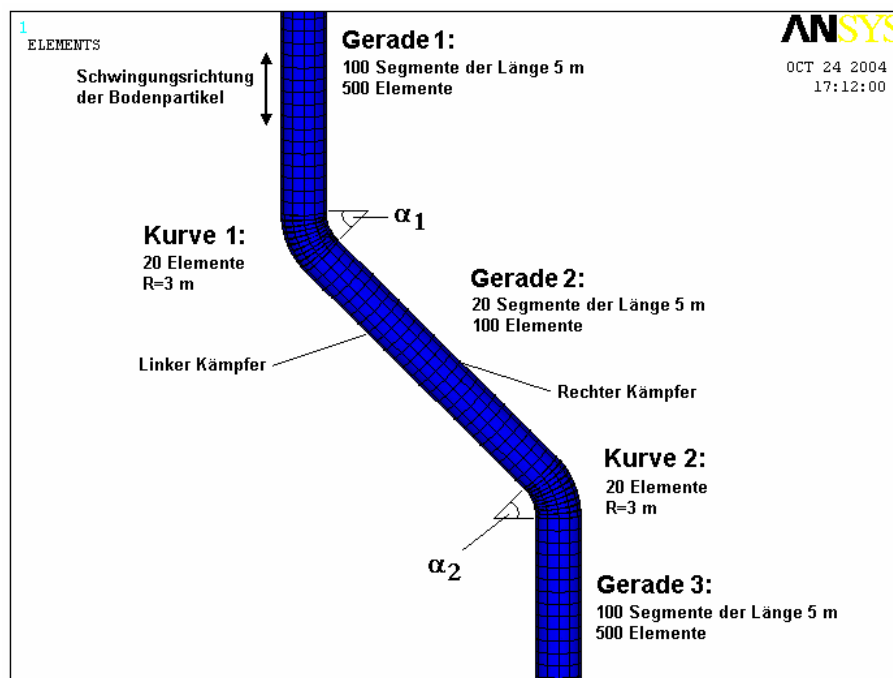


Bild 6.59: Draufsicht eines Rohrleitungsmodells mit zwei Kurven.

Für das Rohrleitungsmaterial wird ein Stahl S235 gewählt. Als Belastung wird der Verschiebungszeitverlauf nach Bild 6.40 aufgebracht. Alle übrigen Boden- und Belastungsparameter entsprechen den Werten des Beispiels 1 aus Kapitel 6.2.9.3. Die Öffnungswinkel werden zwischen 90°, 60°, 30° und 15° variiert. Dabei sind die beiden Winkel α_1 und α_2 immer gleich groß. Die Ausbreitung der Welle beginnt am Anfang der Geraden 1, ihre Ausbreitungsrichtung und die Schwingungsrichtung der Bodenpartikel fällt mit der Richtung der Geraden 1 zusammen. Dadurch werden die Geraden 1 und 3 vorwiegend in axialer Richtung beansprucht. Die Größe der Beanspruchung der Geraden 2 in axialer bzw. transversaler Richtung ist abhängig vom Öffnungswinkel der beiden Kurven. Je größer der Öffnungswinkel der beiden Kurven ist, desto größer ist die Belastung in transversaler Richtung, die zu Krümmungen der Rohrleitung führt.

Der Verlauf der maximal und minimal auftretenden Spannungen über die gesamte Rohrleitung ist in Bild 6.60 dargestellt. Man erkennt deutlich, dass die Extremwerte der Axialspannungen in den Kurvenbereichen auftreten. Für alle untersuchten Winkel wird in diesem Bereich die Streckgrenze des Stahls erreicht. Weiterhin fällt auf, dass die Sprünge im Span-

nungsverlauf mit zunehmendem Öffnungswinkel der Kurven größer werden. Dieser Verlauf ist auf die mit größeren Winkeln stärker werdende Verankerungswirkung der Kurvenelemente zurückzuführen. Außerdem ist die transversale Belastung bei einem höheren Winkel größer, was ebenfalls zu dem größer werdenden Sprung im Spannungsverlauf führt.

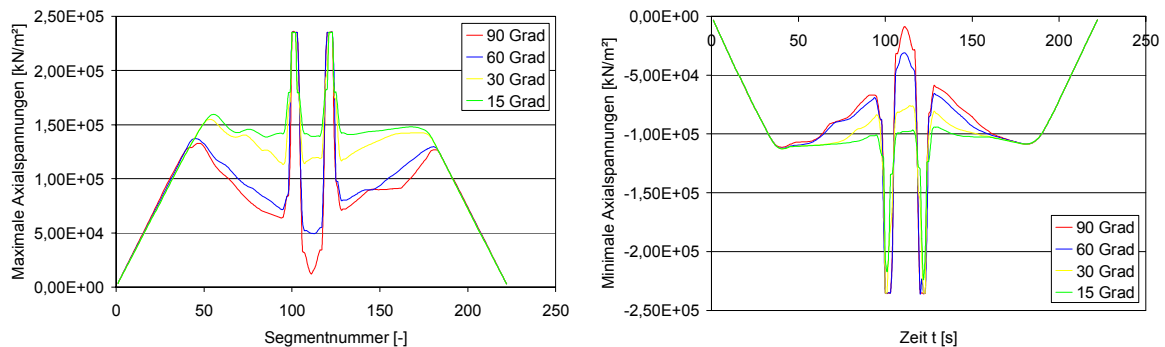


Bild 6.60: Maximale und minimale Axialspannungen über die Rohrleitung.

In Bild 6.61 und Bild 6.62 sind die Zeitverläufe der Spannungen für die beiden Kurven abgebildet. Die Abnahme der Spannungen mit kleiner werdendem Öffnungswinkel der Kurven ist deutlich sichtbar. Auf der Außenseite der Kurven ist diese Spannungsabnahme stärker zu erkennen, während die Spannungen auf der Innenseite der Kurven nur geringfügig kleiner werden.

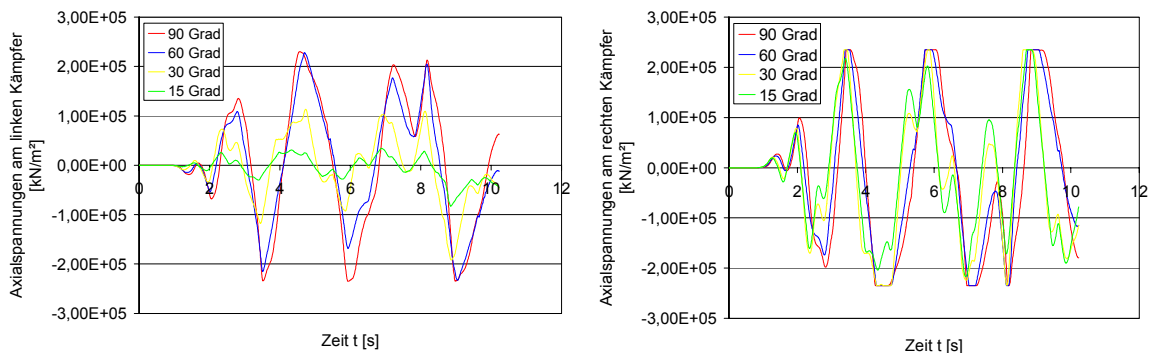


Bild 6.61: Zeitverläufe der Axialspannungen an Kurve 1.

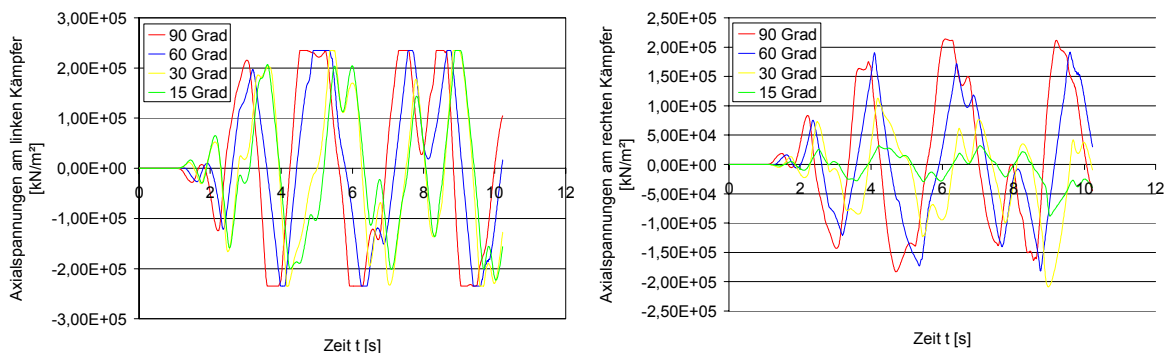


Bild 6.62: Zeitverläufe der Axialspannungen an Kurve 2.

Nachfolgend wird mit zwei ANSYS-Plots veranschaulicht, dass die Größe der Bereiche, in denen die Spannungen die Streckgrenze erreichen, mit abnehmendem Öffnungswinkel kleiner wird.

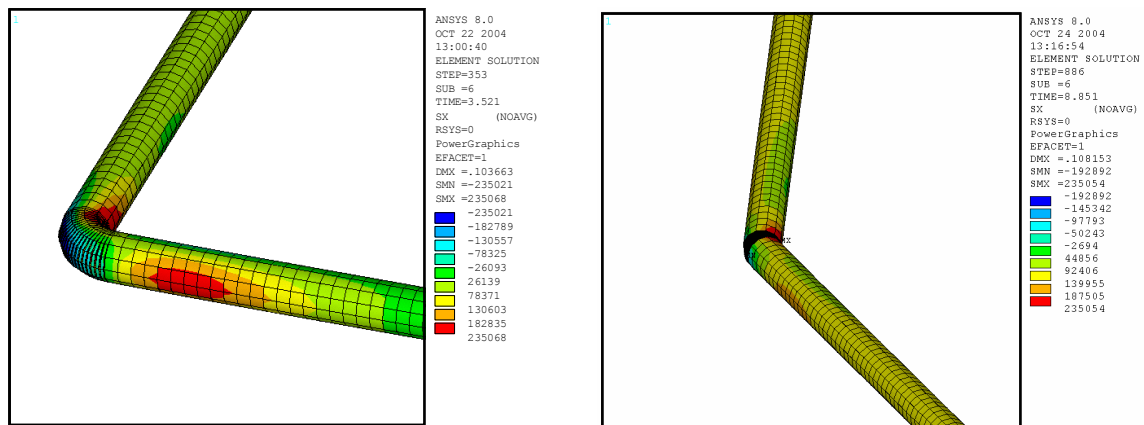


Bild 6.63: Axialspannungen für einen Winkel von 90° (links) und von 30° (rechts).

6.2.12 Erweiterung des Modells auf Schalenelemente

Zur weiteren Verbesserung des Modells werden die Balkenelemente, mit denen das Rohr abgebildet wird, durch Schalenelemente ersetzt. Dies ermöglicht auch eine verteilte Anordnung der nichtlinearen Boden-Ersatz-Federn über den Rohrumfang, was den realen Verhältnissen besser entspricht (Bild 6.64).

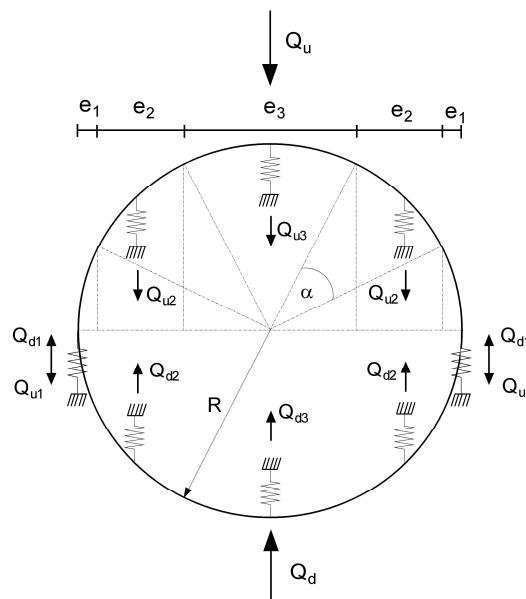


Bild 6.64: Über den Rohrumfang verteilte Bodenfedern.

In axialer Richtung werden die Federgesetze nach Kapitel 6.2.4.2 verwendet, wobei die Federn über den Rohrumfang verteilt werden. Durch die Verteilung über den Umfang bewirken die axialen Federn auch einen Widerstand gegen Verdrehungen. Deswegen werden keine zusätzlichen Verdrehfedern mehr angebracht. Im Gegensatz zum Balkenmodell sind hier die Widerstände gegen relative Muffenverschiebungen und Muffenverdrehungen gekoppelt. Aus der verteilten Anordnung der Federn können die maximale relative Verdrehung und Verschiebung der Rohrenden entsprechend Bild 6.65 ermittelt werden.

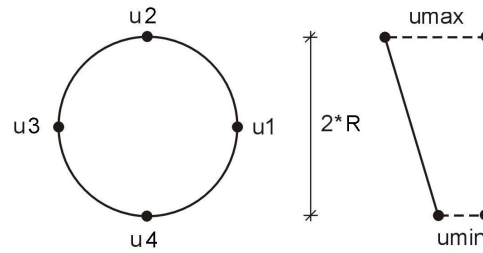


Bild 6.65: Muffenverdrehung und Muffenverschiebung.

Zum Vergleich mit dem ursprünglichen Modell wird das Beispiel aus Kapitel 6.2.7 berechnet. In Bild 6.66 sind die Ergebnisse der beiden Modelle gegenübergestellt. Abgesehen von einer Abrundung in den Maximalbereichen sind die Unterschiede sehr gering.

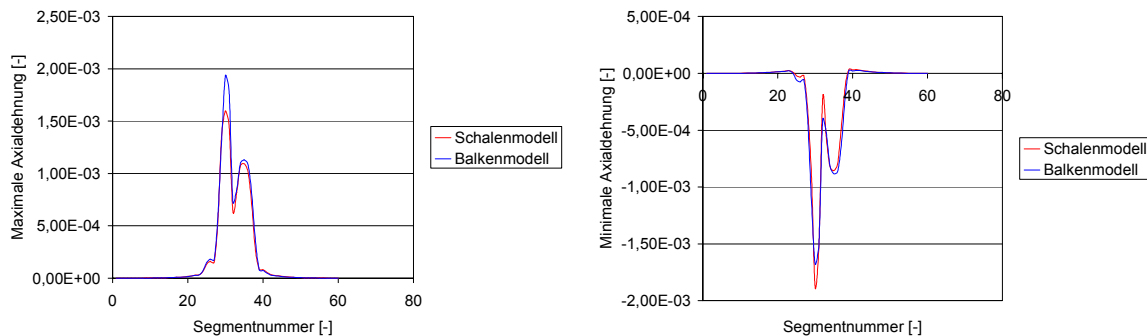


Bild 6.66: Verlauf der maximalen und minimalen Axialdehnungen über die Rohrlänge.

Auch eine Untersuchung für segmentierte Rohrleitungen bestätigt diese sehr gute Übereinstimmung. Es wird daher empfohlen, auf die zeitaufwändigere Analyse mit dem Schalenmodell zu verzichten.

6.2.13 Zusammenfassung

In diesem Kapitel 6.2 ist ein Finite-Elemente-Modell präsentiert worden, das zur Untersuchung von unterirdischen Rohrleitungen im Erdbebenfall entwickelt wurde. Die Simulationen umfassen die maßgebenden Lastfälle Verwerfung und Wellenausbreitung.

Das Modell weist gegenüber dem Level III - Modell mit diskreten Massenpunkten (Kap. 6.1.3) eine deutlich höhere Zuverlässigkeit auf. Noch klarer wird dies beim Vergleich mit den Verfahren auf Level II.

Das entwickelte Modell ist trotz der komplexen Modellbildung sehr flexibel, so dass beliebige Rohrleitungen mit unterschiedlichsten Materialparametern und Kurvenverläufen untersucht werden können. Außerdem ist das Modell so programmiert, dass neuere Materialgesetze (z.B. der Axialfedern) einfach eingebaut werden können. Obwohl die Rechenzeiten sehr lang sein können, zeigt das Modell eine erstaunliche Robustheit hinsichtlich seines Konvergenzverhaltens.

Da auch der Vergleich der Parameterstudien mit Ergebnissen aus der Literatur die Zuverlässigkeit des Modells bestätigt, wird dieses Modell als das Hauptmodell bei Untersuchungen auf Level III empfohlen und kann über die webbasierte Benutzeroberfläche benutzt werden.

6.3 3D-Modell mit Kontakt- und Volumenelementen

6.3.1 Eigenschaften des Modells

Im Rahmen dieser Arbeit ist für Level III - Untersuchungen ein weiteres Modell entwickelt worden, das von den drei implementierten Modellen die größte Genauigkeit aufweist, da die Rohr-Boden-Interaktion realitätsnäher durch die Verwendung von Kontaktelementen im Interaktionsbereich abgebildet wird (Bild 6.67).

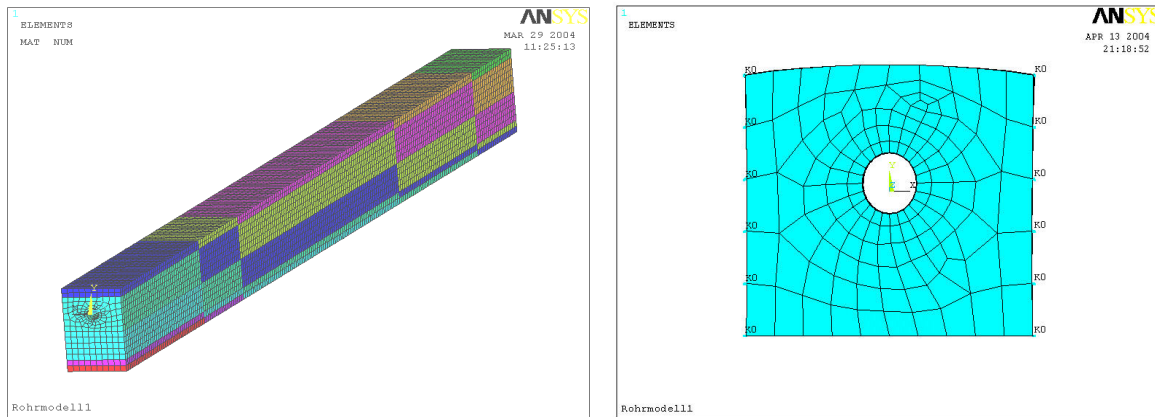


Bild 6.67: Finite Elemente des detaillierten 3D-Modells.

Wie bei den anderen Level III - Modellen erfolgt der Aufbau des FE-Modells nach Eingabe der relevanten Eingabeparameter automatisch in ANSYS.

Neben den selbstverständlichen Parametern wie E-Modul, Dichte, Länge der Rohrleitung, Länge eines Segments, Durchmesser, etc. weist das Modell folgende Möglichkeiten bezüglich der flexiblen Modellbildung auf:

- Eingabe von bis zu fünf unterschiedlichen Bodenschichten in vertikaler Richtung (Bild 6.67 links),
- Eingabe von bis zu fünf unterschiedlichen Bodenschichten in horizontaler Richtung (Bild 6.67 links),
- Wahl der Größe des abgebildeten Bodenausschnitts in allen drei Richtungen (Bild 6.67 rechts und links),
- Simulation der Wellenausbreitung mittels Zeitverlaufsberechnung über anzusetzende Beschleunigungen,
- Simulation der Wellenausbreitung mittels Zeitverlaufsberechnung über anzusetzende Verformungen des Bodens,
- Simulation von Verwerfungen.

Die folgenden Elemente werden für das Modell verwendet:

- 4-Knoten-Schalenelemente für das Rohr (linear-elastisch),
- 8-Knoten-Volumenelemente für den Boden (linear-elastisch),
- nichtlineare Federelemente für die Kopplung zwischen den Rohrsegmenten in axialer Richtung,
- Kontaktelemente zur Modellierung der Interaktion zwischen Rohr und Boden.

Den Kontaktelementen kommt dabei die entscheidende Rolle hinsichtlich der Robustheit des Modells und der Zuverlässigkeit der Ergebnisse zu. Das hier verwendete Kontaktelement ist ein Flächen-Kontaktelement, dessen Randknoten sich jeweils auf dem Rohrelement bzw. auf den unmittelbar in Radialrichtung gegenüberliegenden Knoten auf dem Bodenelement befinden.

Das Kontaktelement überträgt in Normalrichtung nur Druckkräfte entsprechend einer sehr steifen, linearelastischen Feder. In Tangentialrichtung erfolgt die Kraftübertragung nach dem

Coulomb'schen Reibungsgesetz über die Kohäsion c und die maximale Schubspannung $\tau_{\max}$ (Bild 6.68). Bild 6.69 zeigt einen Ausschnitt des Modells mit Rohr, Boden und den dazwischen liegenden Kontaktelementen.

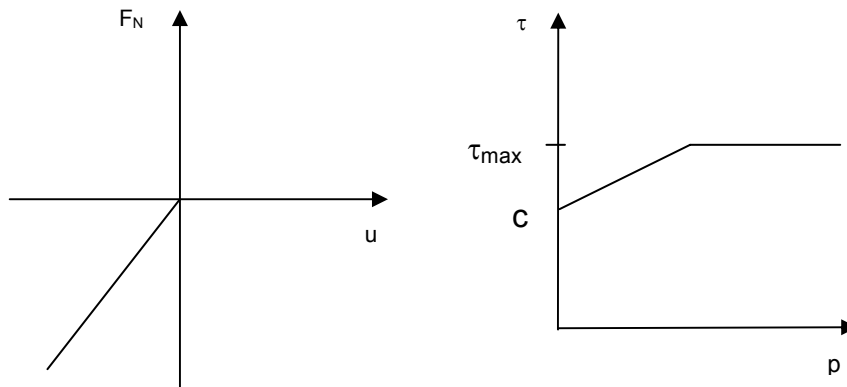


Bild 6.68: Eigenschaften des Flächenkontaktelementes.

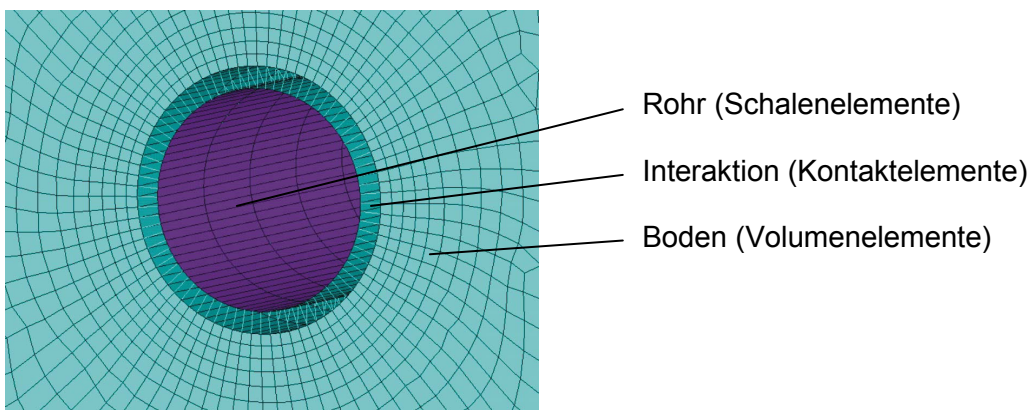


Bild 6.69: Detail der Kontaktelemente zwischen Rohr und Boden.

Neben der Benutzung der Kontaktelemente ist die Modellierung der Randbedingungen bei diesem Modell von entscheidender Bedeutung. Da die Rechenzeit infolge der starken Nicht-linearitäten durch die Kontaktelemente bereits sehr hoch ist, sind die Länge der Rohrleitung und die Größe des umgebenden Bodens begrenzt: In den Beispielen wird daher eine Rohrlänge von 150 m angesetzt.

Um insbesondere bei der transienten Berechnung der Wellenausbreitung in der Realität nicht vorhandene Reflexionen zu verhindern, gibt es verschiedene Möglichkeiten. Dazu zählen die Verwendung von Modellen mit sehr großer Ausdehnung, die Verwendung infiniter Elemente [Isma 00, Thom 00, Wolf 89, Zien 86, Qian 93] und die Anordnung von Dämpferelementen [Wolf 96] oder Zwischenelementen [Liu 02] an den äußeren Knoten.

Für das vorliegende Modell werden Dämpferelemente verwendet (Bild 6.70).

Mit dem Modell werden zwei Belastungen untersucht: Wellenausbreitung und Verwerfung. Als Ergebnisse werden die folgenden Größen ermittelt:

- die Spannungen im Rohr,
- die Dehnungen im Rohr,
- die Verschiebungen an den Muffen und
- die Verdrehungen an den Muffen.

Außerdem werden für den Lastfall Verwerfung Parameterstudien durchgeführt. Die Ergebnisse werden in den folgenden Abschnitten gezeigt.

6.3.2 Wellenausbreitung

Beim Aufbringen der Wellenbelastung gibt es grundsätzlich die bereits in Kap. 6.2.9.1 erläuterten Möglichkeiten. Im Gegensatz zu dem in Kap. 6.2 beschriebenen Modell ist hier auch der Ansatz eines Beschleunigungszeitverlaufs möglich, da der umliegende Boden mittels Volumenelementen abgebildet wird, die die Bodenbewegungen übertragen. Vergleiche der Simulationen mit Beschleunigungs- und Verschiebungszeitverläufen zeigen, dass die Maximalwerte der resultierenden Ergebnisse (Verschiebungen an den Muffen, etc.) fast identisch sind. Die folgenden Berechnungen werden daher mit Verschiebungszeitverläufen unter Berücksichtigung des zeitlich versetzten Angreifens an den verschiedenen Lagerpunkten durchgeführt. In Bild 6.72 ist ein angesetzter Verschiebungszeitverlauf dargestellt.

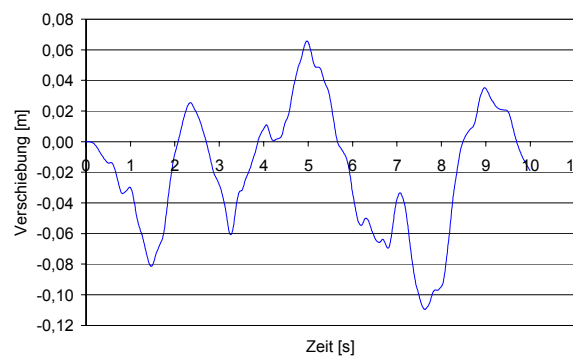


Bild 6.72: Verschiebungszeitverlauf.

Die folgenden Berechnungen werden für das in Bild 6.73 dargestellte Beispiel durchgeführt.

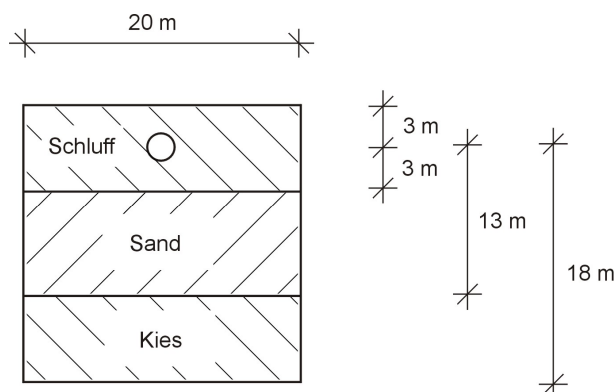


Bild 6.73: Beispiel für die Berechnung für den Lastfall Wellenausbreitung.

Die Bodenparameter sind:

Schluff:	$E_{\text{dyn}} = 50000 \text{ kN/m}^2$	$\mu = 0,4$	$\rho = 1,8 \text{ t/m}^3$
Sand:	$E_{\text{dyn}} = 180000 \text{ kN/m}^2$	$\mu = 0,38$	$\rho = 1,9 \text{ t/m}^3$
Kies:	$E_{\text{dyn}} = 400000 \text{ kN/m}^2$	$\mu = 0,35$	$\rho = 2,0 \text{ t/m}^3$

Die Rohrparameter sind:

$r_{\text{innen}} = 0,5 \text{ m}$
 $r_{\text{außen}} = 0,62 \text{ m}$
 Länge des Rohrs = 3,0 m
 Reibungskoeffizient = 0,3
 Kohäsion = 20 kN/m²
 E-Modul = $2,9 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2$
 Querkontraktionszahl $\mu = 0,2$
 Dichte $\rho = 2,5 \text{ t/m}^3$.

Die Gesamtlänge der Rohrleitung ergibt sich bei 50 Rohrsegmenten zu 150 m.

Als Ergebnis ist in Bild 6.74 der Zeitverlauf der gegenseitigen Verschiebungen in der Mitte der Rohrleitung dargestellt. Die Spannungen blieben jeweils so klein, dass sie nicht zu Schäden führen können.

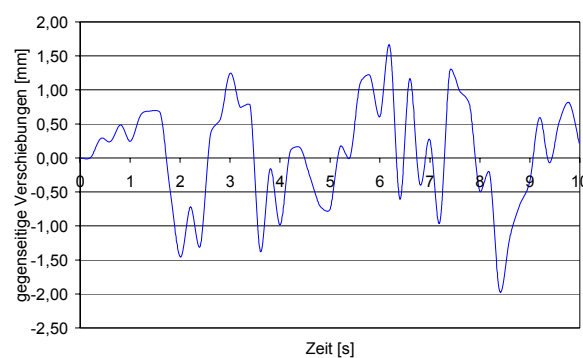


Bild 6.74: Zeitverlauf der gegenseitigen Verschiebungen.

6.3.3 Verwerfung

Neben dem Lastfall Wellenausbreitung wird auch der Lastfall Verwerfung untersucht. Da hier keine transiente Berechnung erforderlich ist, reduziert sich die Rechenzeit erheblich, so dass auch Parameterstudien durchgeführt werden können.

Zunächst muss allerdings das Modell so stark modifiziert werden, dass letztlich ein komplett neues Modell für die Simulation von Verwerfungen erstellt wird. Dies liegt daran, dass die Verwerfungsfläche sowohl im Grundriss als auch im Aufriss unter beliebigen Winkeln verlaufen kann (Bild 6.75).

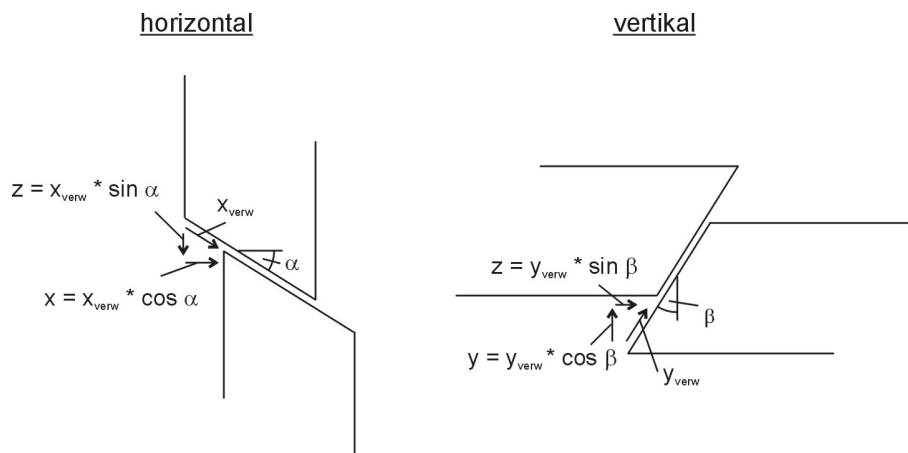


Bild 6.75: Horizontale und vertikale Komponenten der Verwerfung.

Die eigentliche Lastaufbringung erfolgt durch Verschiebung der Lager auf der einen Seite der Verwerfung (Bild 6.76). Die Knoten auf den beiden Verwerfungsflächen sind in der Richtung senkrecht zur Verwerfungsfläche miteinander gekoppelt.

Damit kann die Verwerfungsfläche schräg durch ein Rohrsegment laufen. Seitlich wird das Modell durch Gleitlager gehalten, da die Dämpferelemente, die bei der Wellenausbreitung Reflexionen verhindern, quasi-statische Verformungen in horizontaler Richtung nicht behindern.

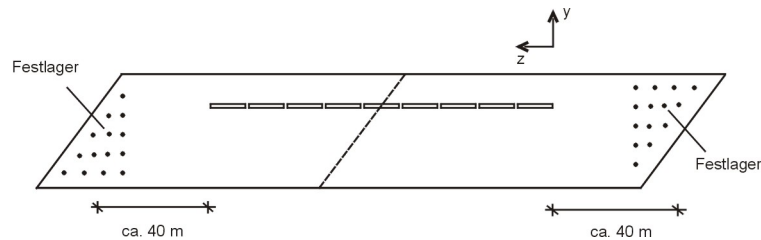


Bild 6.76: Lagerbedingungen für den Lastfall Verwerfung.

Die Berechnungen für den Lastfall Verwerfung werden mit dem in Bild 6.77 gezeigten Beispiel einer kontinuierlichen Rohrleitung durchgeführt.

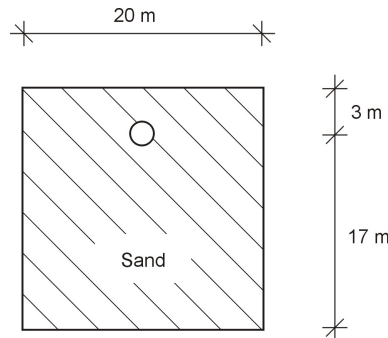


Bild 6.77: Beispiel für die Berechnung des Lastfalls Verwerfung.

Die Bodenparameter sind:

$$E = 60000 \text{ kN/m}^2$$

$$\mu = 0,38$$

$$\rho = 1,9 \text{ t/m}^3.$$

Die Rohrparameter sind:

$$r_{\text{innen}} = 0,598 \text{ m}$$

$$r_{\text{außen}} = 0,61 \text{ m}$$

$$\text{Länge des Rohrs} = 5,0 \text{ m}$$

$$\text{Reibungskoeffizient} = 0,48$$

$$\text{Kohäsion} = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$E\text{-Modul} = 2,1 \cdot 10^8 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Querkontraktionszahl } \mu = 0,3$$

$$\text{Dichte } \rho = 7,5 \text{ t/m}^3.$$

In Bild 6.78 sind die Ergebnisse für eine Verwerfung von 0,38 m in vertikaler Richtung dargestellt. Man erkennt qualitativ den gleichen Verlauf wie beim Modell mit diskreten Massenpunkten (Kap. 6.1.3).

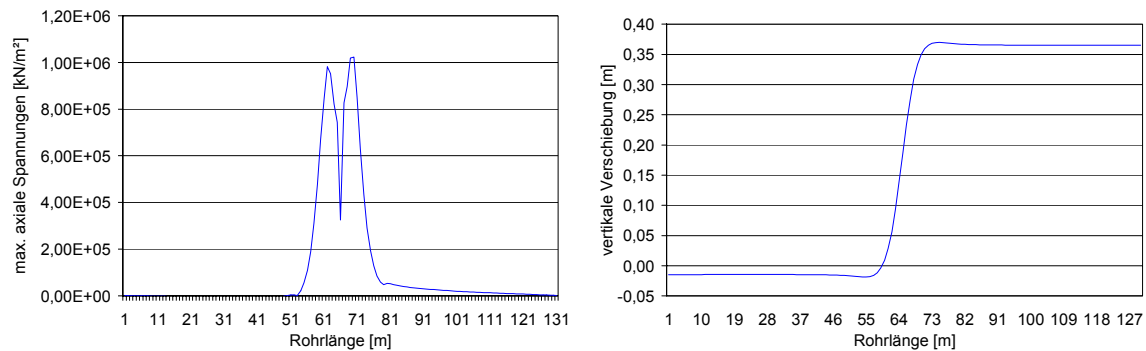


Bild 6.78: Maximale Spannungen und Verschiebungen infolge Verwerfung.

6.3.4 Parameterstudien

Außerdem werden für den Lastfall Verwerfung umfangreiche Parameterstudien mit dem Beispiel aus Bild 6.77 durchgeführt. Diese beinhalten kontinuierliche Leitungen mit den Rohrparametern nach Kap. 6.3.3 und segmentierte Leitungen mit den Rohrparametern nach Kap. 6.3.2. Die variierten Parameter sind:

- die Größe der horizontalen Verschiebung,
- die Größe der vertikalen Verschiebung,
- der Winkel der horizontalen Verschiebung,
- der Winkel der vertikalen Verschiebung,
- die Eingrabungstiefe,
- der Rohrdurchmesser und
- der E-Modul des Bodens.

Die Basiswerte dieser sieben Studien sind eine gegenseitige Verschiebung der Verwerfungsflächen von 0,4 m, eine Verdrehung der Verwerfungsflächen von 0° , eine Eingrabungstiefe von 3,0 m, ein Rohrdurchmesser der segmentierten Leitung von 1,24 m und der kontinuierlichen Leitung von 1,22 m und ein Elastizitätsmodul des Bodens von 60000 kN/m^2 .

Im Folgenden werden für segmentierte Rohrleitungen die Ergebnisse der Variation des vertikalen Verwerfungswinkels gezeigt. In Bild 6.79 sind die maximalen Axialspannungen und in Bild 6.80 die maximalen gegenseitigen Verschiebungen und Verdrehungen in den Muffen dargestellt. Man erkennt sehr deutlich, dass das Vorzeichen des Winkels eine entscheidende Rolle spielt. Dies liegt daran, dass bei einem positiven Winkel (bei gleichzeitiger Eingabe einer positiven Größe der Verwerfung) eine Überschiebung, im Falle eines negativen Winkels eine Abschiebung simuliert wird (Bild 2.8). Im ersten Fall kommt es zu einer erhöhten Druck-, im zweiten Fall zu einer erhöhten Zugbeanspruchung.

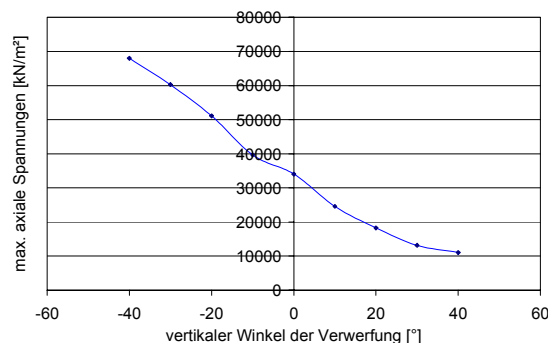


Bild 6.79: Spannungen in Abhängigkeit des vertikalen Verwerfungswinkels.

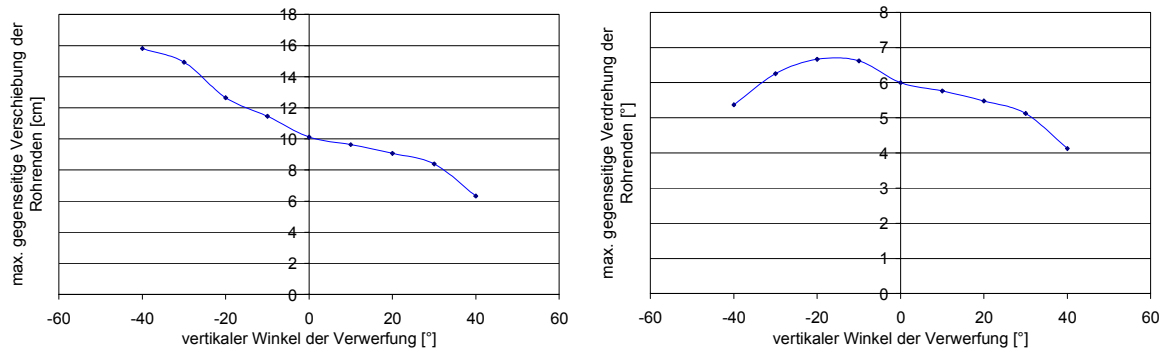


Bild 6.80: Muffen-Verformungen in Abhängigkeit des vertikalen Verwerfungswinkels.

Für die weiteren variierten Parameter werden folgende Schlüsse gezogen, wobei sich fast immer annähernd lineare Zusammenhänge ergeben:

Eine erhöhte Belastung führt immer zu höheren Spannungen; dies betrifft die horizontale und vertikale Verwerfungsgröße (Bild 6.81 links und rechts) sowie den horizontalen und vertikalen Verwerfungswinkel (Bild 6.82 links und rechts). Bei den Verwerfungswinkeln führt das Vorzeichen jeweils zu einer Druck- oder Zugbeanspruchung und ist daher wichtig.

Höhere Spannungen ergeben sich auch bei einer größeren Eingrabungstiefe und einem größeren E-Modul des Bodens (Bild 6.83 links und rechts) sowie einem kleineren Rohrdurchmesser (Bild 6.84).

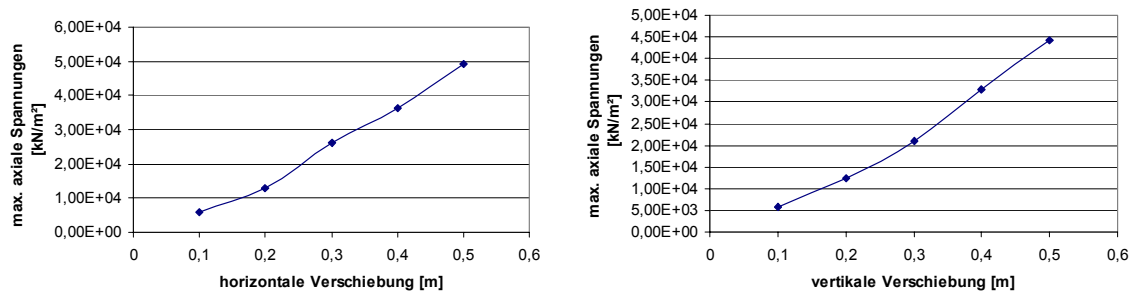


Bild 6.81: Parameterstudie der Verschiebungen.

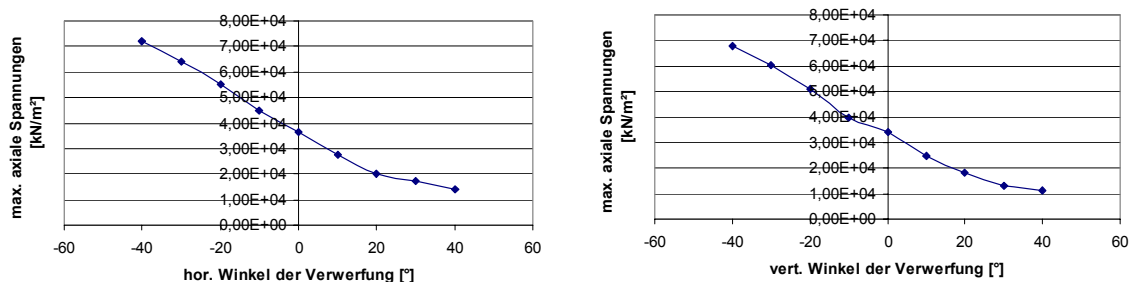


Bild 6.82: Parameterstudie der Verwerfungswinkel.

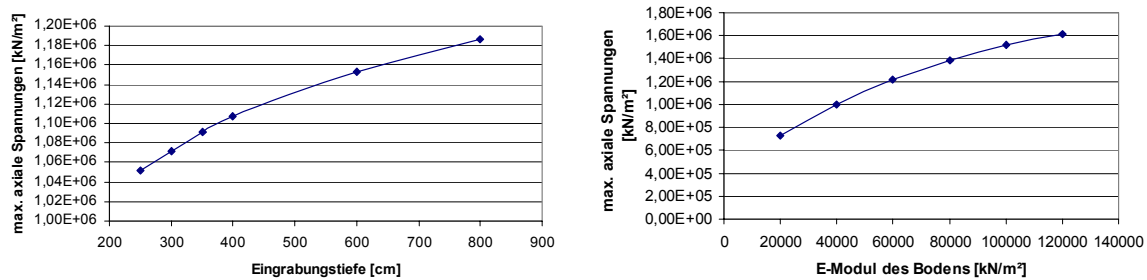


Bild 6.83: Parameterstudie der Eingrabungstiefe und des E-Moduls des Bodens.

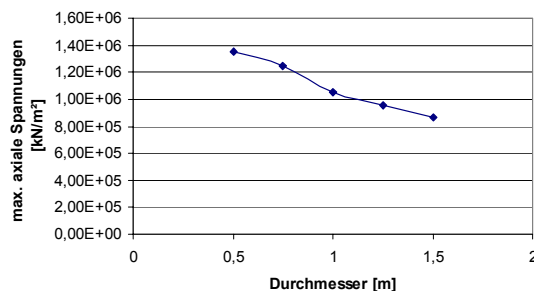


Bild 6.84: Parameterstudie des Rohrdurchmessers.

Die Ergebnisse der Parameterstudie entsprechen qualitativ denen in der Literatur [Taka 02, Al Ch 95, O'Rou 80, etc.]. Erwartungsgemäß führen größere Verschiebungen zu größeren Spannungen, ebenso eine größere Eingrabungstiefe, ein niedrigerer Rohrdurchmesser und ein höherer E-Modul des Bodens. Die größeren Spannungen infolge einer größeren Eingrabungstiefe sind dabei auf die geringer werdende Möglichkeit von Bodenbrüchen an der Oberfläche zurückzuführen.

Diese qualitativen Zusammenhänge bestehen auch für kontinuierliche Rohrleitungen.

6.3.5 Zusammenfassung

Das in diesem Kapitel vorgestellte 3D FE-Modell ist erfolgreich zur Simulation des Verhaltens unterirdischer Rohrleitungen unter seismischer Last eingesetzt worden. Die Simulationen von Wellenausbreitung und Verwerfungen sind für kontinuierliche und segmentierte Rohrleitungen durchgeführt worden. Umfangreiche Parameterstudien zeigen die Einflüsse der relevanten Eingabeparameter.

Vergleicht man die Ergebnisse für den Lastfall Verwerfung dieses Modells mit denen des Modells mit diskreten Massenpunkten aus Kap. 6.1.3, so ergeben sich die in Bild 6.85 dargestellten Spannungskurven für den Lastfall Verwerfung. Hier ist allerdings zu berücksichtigen, dass die Ergebnisse des Modells mit diskreten Massen stark von der Segmentlänge abhängen. Die sehr gute Übereinstimmung in Bild 6.85 kann nur durch Variation der Segmentlänge erzeugt werden. Daher kann hier durch den identischen qualitativen Verlauf nur gezeigt werden, dass die Ergebnisse plausibel sind. Hinsichtlich quantitativer Aussagen ist das in diesem Kapitel vorgestellte Modell dem Modell mit diskreten Massen vorzuziehen.

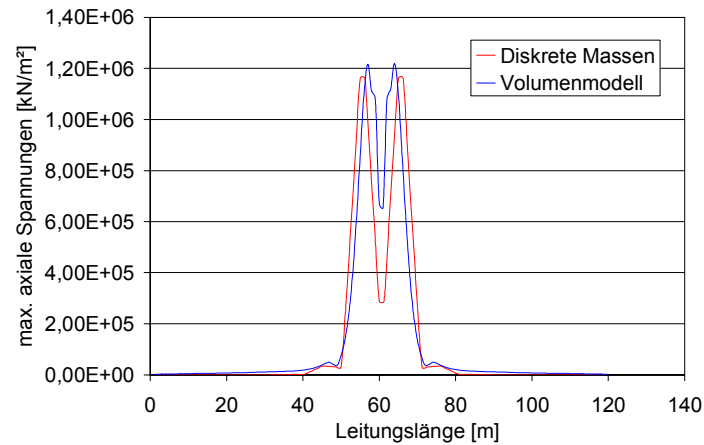


Bild 6.85: Vergleich der Ergebnisse aus verschiedenen Modellen.

Im Vergleich mit den beiden zuvor in Kapitel 6.1.3 und 6.2 erläuterten Modellen stellt das hier beschriebene Modell das realitätsnaheste und zugleich rechenintensivste Verfahren auf Level III dar.

Aufgrund des enormen Rechenaufwands dieses Modells wird für Vulnerabilitätsuntersuchungen auf Level III in der Praxis das Modell nach Kapitel 6.2 empfohlen.

7. Probabilistische Untersuchungen

Die Ermittlung der seismischen Vulnerabilität unterirdischer Infrastruktur basiert auf einer Vielzahl von Eingabeparametern (E-Moduli, Dichte, etc.), wobei deren Werte nur mit einer begrenzten Genauigkeit bekannt sind. Um dieser Tatsache Rechnung zu tragen, werden im Rahmen dieser Arbeit probabilistische Methoden eingesetzt.

Im Gegensatz zu deterministischen Verfahren benötigen die probabilistischen Verfahren zusätzlich die Standardabweichungen der Eingabeparameter, wodurch auch die Ergebnisse in Form von Mittelwerten und zugehörigen Standardabweichungen vorliegen. Diese werden insbesondere für die weitere Auswertung und Ermittlung der jährlichen Schädigungskurve sowie für die 10%- und 90%-Fraktilwerte gebraucht.

Die probabilistischen Verfahren in diesem Kapitel werden zunächst für Level I und II sowie anschließend für Level III vorgestellt.

7.1 Level I und Level II

7.1.1 Erläuterung des Verfahrens

Die Verfahren auf Level I und II, die in Kap. 4 und 5 vorgestellt worden sind, können zunächst rein deterministisch angewendet werden. Im Laufe der Forschungsarbeiten sind sämtliche Programme auf Level I und II um eine probabilistische Berechnungsmöglichkeit erweitert worden. Dabei wird von einer Standardnormalverteilung der Eingabeparameter ausgegangen.

Für die Benutzung der einzelnen Verfahren bedeutet dies, dass für alle Eingabeparameter zusätzlich zu ihrem Wert (Mittelwert) eine Standardabweichung eingegeben werden kann. Für den Fall, dass eine Standardabweichung von Null angegeben wird, entspricht das Ergebnis der deterministischen Berechnung, und die Standardabweichung der Ergebnisse ist gleich Null.

Die Berechnung unter Berücksichtigung der Streuung wird wie folgt durchgeführt: Ausgehend von den eingegebenen Mittelwerten und Standardabweichungen der Eingabeparameter werden innerhalb jeden Programms mittels Zufallszahlen 100 Datensätze erzeugt. Jeder dieser 100 Datensätze besteht aus der Anzahl der für eine einzelne Berechnung erforderlichen Eingabeparameter. Diese 100 Datensätze werden für jeden Eingabeparameter so ermittelt, dass die Verteilungen der 100 verschiedenen Werte zu Normalverteilungen mit den zuvor spezifizierten Mittelwerten und Standardabweichungen führen. Es hat sich gezeigt, dass diese Anzahl von Datensätzen ausreicht, um die Normalverteilung der Parameter gut zu erfassen.

Mit den Datensätzen werden dann im Rahmen einer Monte-Carlo-Simulation Berechnungen mit dem ursprünglichen deterministischen Programm durchgeführt. Man erhält 100 Datensätze der Ausgabeparameter, aus denen in einem nachgeschalteten Schritt Mittelwerte und die Standardabweichungen aller Ausgabeparameter ermittelt werden.

Diese probabilistische Untersuchung wird im Folgenden anhand eines Beispiels von Level II verdeutlicht. Dazu wird das Beispiel der Untersuchung einer Verwerfung nach Kap. 5.3.1.3 verwendet.

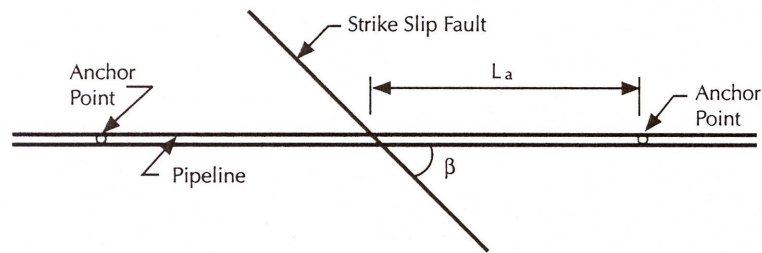


Bild 7.1: Beispiel der Monte-Carlo-Simulation.

Für den Eingabeparameter Verwerfungsgröße werden ein Mittelwert von 0,32 m und eine Standardabweichung von 0,10 m gewählt. In Bild 7.2 (links) ist die Häufigkeitsverteilung der 100 Datensätze für den Eingabeparameter Verwerfungsgröße als Histogramm dargestellt, die automatisch mittels Zufallszahlen aus dem vorgegebenen Mittelwert und der Standardabweichung ermittelt werden.

Anschließend wird ebenfalls automatisch die Monte-Carlo-Simulation durchgeführt. Damit ergeben sich die in Bild 7.2 (rechts) dargestellten Ergebnisse für die Spannungen im Rohr. Analog können auch die Dehnungen dargestellt werden, worauf hier jedoch verzichtet wird, da der qualitative Verlauf fast identisch ist, weil der lineare Bereich des Materials nicht verlassen wird.

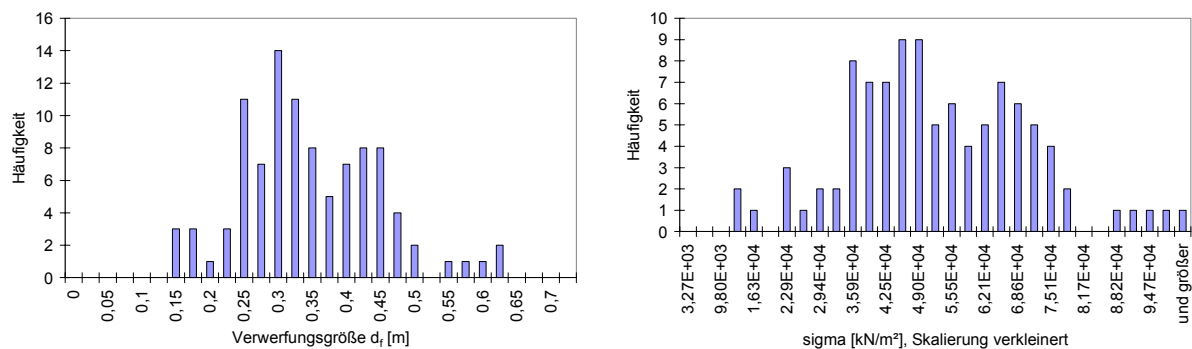


Bild 7.2: Streuung bei Variation der Verwerfungsgröße.

Aus der Verteilung werden anschließend die Mittelwerte der Spannungen und die zugehörigen Standardabweichungen berechnet.

Der Mittelwert der berechneten Spannung beträgt 51110 kN/m², die zugehörige Standardabweichung 17660 kN/m². Die probabilistisch ermittelten Ergebnisse korrespondieren zu denen der Parameterstudien aus Kap. 5.3.4; dort lag die ermittelte Spannung bei 49000 kN/m².

Zur Verdeutlichung des Vorgehens wird hier nur der Parameter Verwerfungsgröße dargestellt. Analog können alle anderen Eingabeparameter gleichzeitig ebenfalls normalverteilt berücksichtigt werden. Basierend auf ihren Mittelwerten und Standardabweichungen werden die 100 Datensätze erzeugt, die Berechnung durchgeführt und anschließend aus den Ergebnissen der Mittelwert und die Standardabweichung der Ergebnisgröße berechnet.

7.1.2 Sensitivitätsanalysen für den Lastfall Verwerfung

Neben der zuvor dargestellten allgemeinen Berechnung unter Berücksichtigung der Streuung der Eingabeparameter ist die Frage von Interesse, welche der Eingabeparameter den größten bzw. einen relevanten Einfluss auf die Ergebnisse haben.

Zur Beantwortung dieser Frage werden exemplarisch für ein Level II - Verfahren zur Berechnung des Lastfalls Verwerfung Sensitivitätsanalysen durchgeführt. Damit kann man sich bei

zukünftigen Berechnungen darauf beschränken, diejenigen Eingabeparameter mit einer Standardabweichung einzugeben, die auch tatsächlich zu signifikanten Unterschieden in den Ergebnissen führen.

Diese Analysen werden mit dem Programm ANSYS durchgeführt. Im Regelfall benutzt ANSYS zur Simulation ein FE-Modell; dieses Verfahren auf Level III wird in Kap. 7.2 vorgestellt. Auf Level II kann ANSYS jedoch ebenfalls eingesetzt werden, da die Rechenverfahren auf Level II, die kein FE-Modell benutzen, ebenfalls in ANSYS programmiert werden können. Dazu wird mit ANSYS eine Monte-Carlo-Simulation durchgeführt, wie sie im vorangegangenen Abschnitt erläutert worden ist.

Auf Level II wird erneut das Verfahren nach Kap. 5.3.1.3 verwendet. Als Standardabweichung wird allen Eingabeparametern ein Wert von 15% der Mittelwerte zugeordnet. Es werden die Spannungen und Dehnungen, mit und ohne Berücksichtigung der Biegedehnungen, ausgegeben.

Es wird erneut ein Stichprobenumfang von 100 Proben gewählt. In Bild 7.3 bis Bild 7.5 sind die Sensitivitätsdiagramme der Ergebnisgrößen dargestellt.

Darin sind die Eingabeparameter (Verwerfungswinkel PSI, Biegesteifigkeit EI, Eingrabungstiefe H, Wanddicke T, Verwerfungsgröße DF) entsprechend ihrem Einfluss auf die jeweiligen Ausgabeparameter (Axialspannungen und -dehnungen) dargestellt. Eingabeparameter mit einem Einfluss von unter 2,5% werden als insignifikant eingestuft und tauchen daher nicht in den Graphiken auf. Negative Werte zeigen an, dass eine Vergrößerung des Eingabeparameters zu einer Verringerung des Ausgabeparameters führt.

Es ist deutlich zu erkennen, dass der Verwerfungswinkel (PSI) auf alle Ergebnisgrößen einen großen Einfluss hat. Weitere signifikante Eingangsparameter sind der E-Modul der Rohrleitung (EI), die Eingrabungstiefe (H), die Rohrwanddicke (T) und die Verwerfungsgröße (DF). Der Rohrdurchmesser ist für alle Ergebnisse insignifikant. Die Ergebnisse der Analyse decken sich gut mit den Ergebnissen des FE-Modells (Kap. 7.2.2), bei dem ebenfalls der Verwerfungswinkel einen großen Einfluss auf die Ergebnisse hat.

Mit dem Verfahren auf Level II werden jedoch lediglich die maximalen Spannungen und Dehnungen der gesamten Rohrleitung ermittelt. Daher kann keine Aussage über den Einfluss der Eingangsparameter auf die Ergebnisgrößen für verschiedene Rohrsegmente mit unterschiedlichem Abstand zur Verwerfungsfläche gemacht werden. Dies wird auf Level III in Kap. 7.2 untersucht.

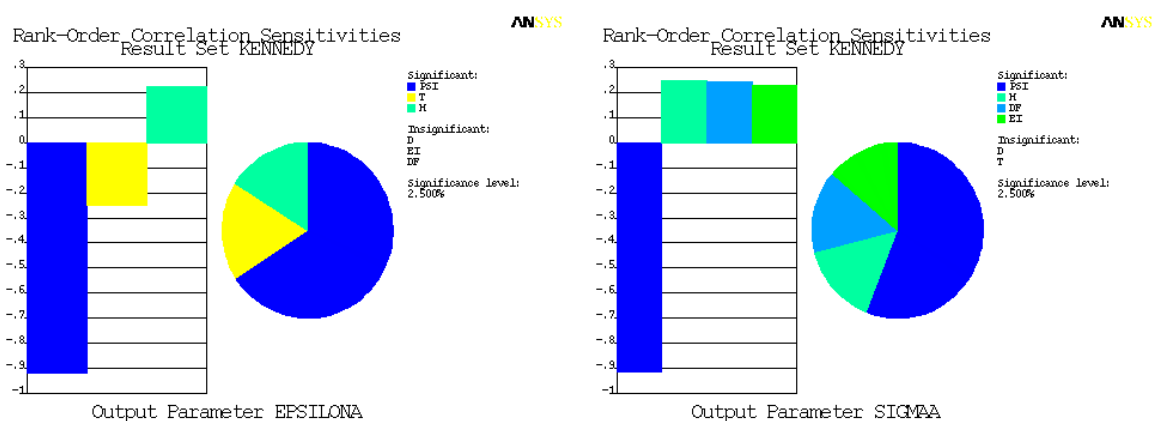


Bild 7.3: Sensitivitätsdiagramme der Axialdehnung (links) und Axialspannung (rechts).

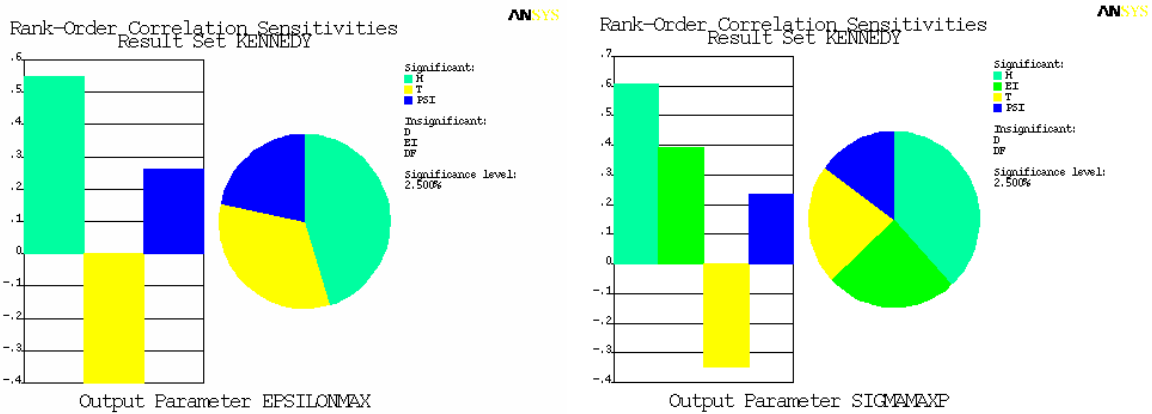


Bild 7.4: Sensitivitätsdiagramme der maximalen Axialdehnung (links) und maximalen Axialspannung (rechts).

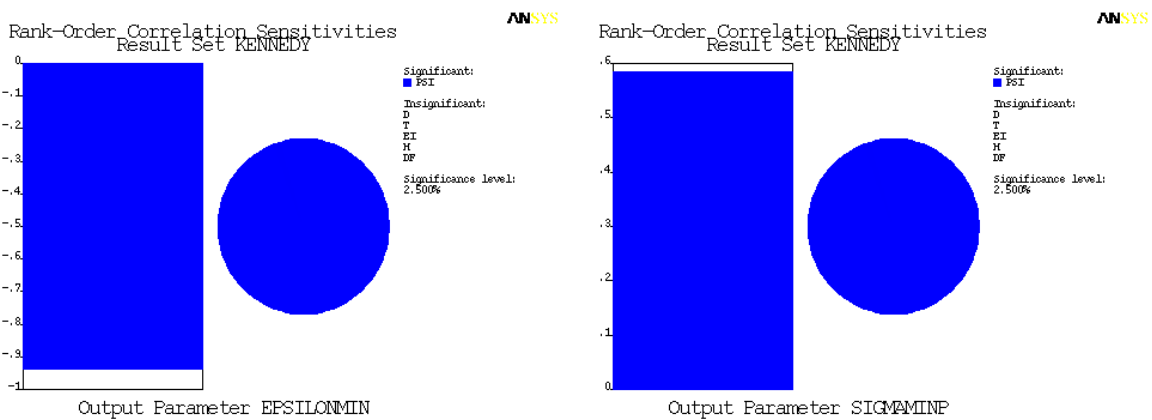


Bild 7.5: Sensitivitätsdiagramme der minimalen Axialdehnung (links) und minimalen Axialspannung (rechts).

7.1.3 Sensitivitätsanalysen für den Lastfall Wellenausbreitung

Neben den Sensitivitätsanalysen für den Lastfall Verwerfung im vorangegangenen Kapitel wird auch für den Lastfall Wellenausbreitung für ein ausgewähltes Level II - Verfahren eine Sensitivitätsanalyse durchgeführt. Dazu wird das Verfahren AL nach Kap. 5.2.1.1 benutzt.

Für dieses Berechnungsverfahren wird eine Analyse mit den Eingangsparametern für das Beispiel 1 aus Kapitel 6.2.9.3 durchgeführt. Wiederum wird jedem Eingangsparameter eine Standardabweichung von 15% des Mittelwertes zugeordnet. Untersucht wird der Einfluss der Parameter auf die Dehnungen nach den Gleichungen (5.1) und (5.2) und die daraus resultierenden Spannungen.

Da mit dem Verfahren je nach Intensität der Belastung die Dehnung mit oder ohne Berücksichtigung des Schlupfes ermittelt wird, wird die Sensitivitätsanalyse für verschiedene Belastungsintensitäten durchgeführt. Für die scheinbare Wellenlänge wird jeweils ein Wert von 1000 m angenommen, die maximale Bodengeschwindigkeit wird variiert ($v = 0,5 \text{ m/s}$ und $v = 2,0 \text{ m/s}$).

Die untersuchten Parameter sind:

- Scheinbare Ausbreitungsgeschwindigkeit der Welle (CW)
- E-Modul des Rohrs (EP)
- Maximale Bodengeschwindigkeit in Rohrrichtung (VG)

Scheinbare Wellenlänge (LAMBDA)
 Rohrdurchmesser (DP)
 Eingrabungstiefe (H)
 Wichte des Bodens (GAMMA)
 Reibungswinkel des Bodens (PHI)
 Erdruchdruckbeiwert (KNULL).

Im Folgenden sind die Sensitivitätsdiagramme, die aus Analysen mit einem Stichprobenumfang von 1000 resultieren, für die verschiedenen Bodengeschwindigkeiten abgebildet:

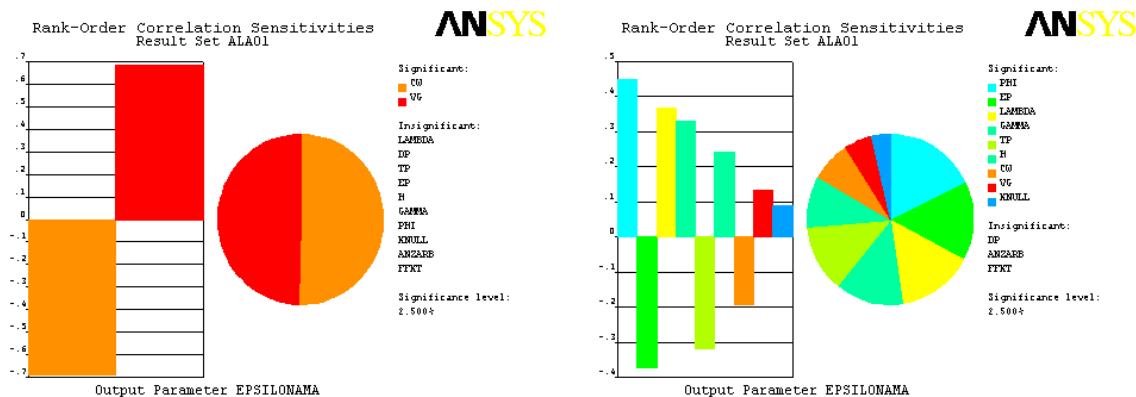


Bild 7.6: Sensitivitätsdiagramme der maßgebenden Axialdehnung für $v = 0,50$ m/s (links) und $v = 2,0$ m/s (rechts).

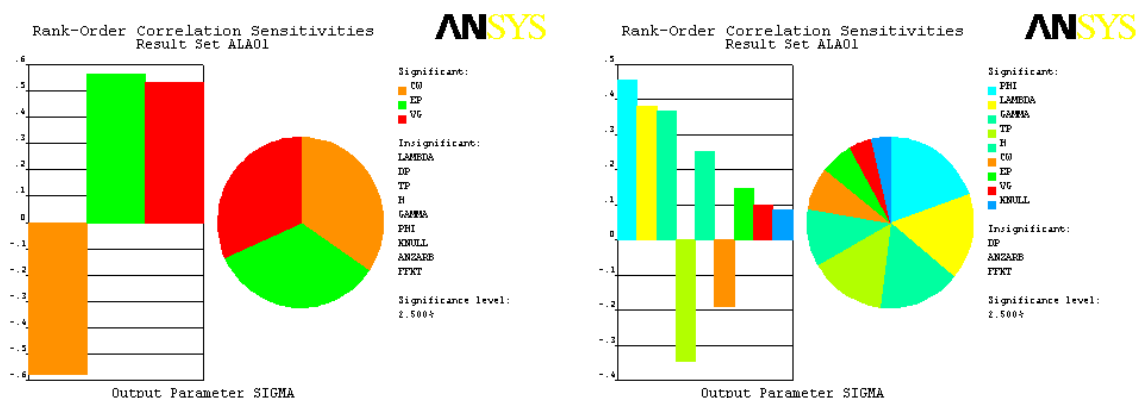


Bild 7.7: Sensitivitätsdiagramme der maßgebenden Axialspannung für $v = 0,50$ m/s (links) und $v = 2,0$ m/s (rechts).

Zu erkennen ist, dass für eine maximale Bodengeschwindigkeit von 0,50 m/s kein Schlupf auftritt. Daher hängt das Ergebnis von den Parametern maximale Bodengeschwindigkeit und scheinbare Ausbreitungsgeschwindigkeit der Wellen sowie für die Rohrspannungen vom E-Modul des Rohres ab.

In den Diagrammen für eine Bodengeschwindigkeit von 2 m/s wirken sich mehr Parameter auf die Ergebnisgrößen aus, weil je nach Stichprobe Schlupf zwischen Rohr und Boden stattfindet, wodurch die maximal übertragbaren Spannungen durch weitere Parameter begrenzt werden. Man erkennt, dass kein einzelner Parameter eine herausragende Bedeutung hat, sondern das Ergebnis von einer Vielzahl von Eingabeparametern beeinflusst wird (Reibungswinkel des Bodens, E-Modul des Rohres, scheinbare Wellenlänge der Welle, Wichte des Bodens, Eingrabungstiefe etc.).

7.2 Level III

7.2.1 Probabilistische Untersuchungen mit ANSYS

Auf Level III ist das Vorgehen hinsichtlich der probabilistischen Untersuchung grundsätzlich ähnlich zu dem auf Level I und II. Die Berechnung auf Level III erfolgt jedoch über eine FE-Simulation mit ANSYS.

Mit Hilfe des ANSYS "Probabilistic Tools" [ANSY 04] können ausgewählte Eingabeparameter mit einer Standardabweichung versehen werden. Zu den Eingabeparametern zählen dabei Materialkennwerte wie E-Modul, Wichte, Federsteifigkeiten, etc., aber auch geometrische Daten wie Rohrdurchmesser oder Einwirkungen wie die Verwerfungsgröße. Für die dadurch entstehenden unterschiedlichen FE-Modelle wird erneut ein Umfang von 100 Modellen gewählt. Als Ergebnis erhält man die Ausgabeparameter mit ihren jeweiligen Standardabweichungen.

Wie zuvor erläutert, werden mit diesem Verfahren auch Sensibilitätsanalysen durchgeführt. Die Sensitivitätsanalysen sind insbesondere deshalb wichtig, weil für die weitere Schadensermittlung (Kap. 8) die Standardabweichungen für diverse Ergebnisgrößen erforderlich sind. So werden zur Ermittlung der Brüche pro Kilometer kontinuierlicher Rohrleitung die Mittelwerte und Standardabweichungen für folgende Ergebnisgrößen benötigt:

- maximal vorhandene Stauchung je Rohrsegment,
- maximal vorhandene Zugdehnung je Rohrsegment,
- maximal vorhandene Zugspannung je Rohrsegment,
- maximale Schwinggeschwindigkeit je Rohrsegment.

Für segmentierte Rohrleitungen sind die Mittelwerte und Standardabweichungen für folgende Ergebnisgrößen erforderlich:

- maximal gegenseitige Axialverschiebung je Muffe,
- maximal gegenseitige Rotation je Muffe,
- maximal vorhandene Zugspannung je Rohrsegment,
- maximal vorhandene Druckspannung je Rohrsegment,
- maximale Schwinggeschwindigkeit je Rohrsegment.

Anhand eines Beispiels soll das Verfahren im folgenden Kapitel illustriert werden.

7.2.2 Beispiel: probabilistische Untersuchung kontinuierlicher Rohrleitungen

Zur Demonstration einer probabilistischen Untersuchung wird in diesem Kapitel eine kontinuierliche, 500 m lange Rohrleitung mit einem Rohrdurchmesser von 1,22 m und einer Wanddicke von 0,012 m untersucht. Die Rohrleitung besteht aus 100 Rohrsegmenten und wird in der Mitte durch eine vertikale Verwerfung von 1 m belastet. Die untersuchten Parameter sind in Tabelle 7.1 aufgelistet. Für alle zu untersuchenden Eingangsparameter wird eine Standardabweichung von 15% des Mittelwertes für die Gauß'sche Normalverteilung gewählt.

Tabelle 7.1: Untersuchte Eingangsparameter.

Eingabeparameter	Mittelwert	Standardabweichung
Rohrdurchmesser D [m]	1,22	0,183
Rohrwanddicke t [m]	0,012	0,00183
E-Modul des Rohrs E_p [kN/m ²]	$2,1 \cdot 10^8$	$3,15 \cdot 10^7$
Überdeckungshöhe H [m]	1,00	0,15
Vertikale Verwerfungsgröße V_a [m]	1,00	0,15
Vertikaler Verwerfungswinkel β [Grad]	90	13,5

In Bild 7.8 und Bild 7.9 sind die statistischen Verteilungen für die Eingrabungstiefe und die Verwerfungsgröße dargestellt. Mit den insgesamt sechs Normalverteilungen für die sechs Eingabeparameter werden nun mittels der Monte-Carlo-Simulation die 100 Modelle mit zufallsbestimmten Eingangsparametern erstellt.

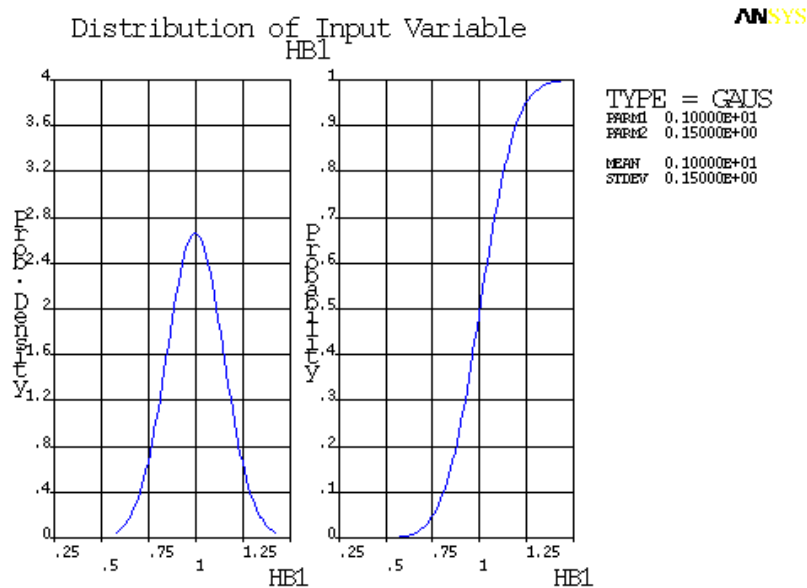


Bild 7.8: Normalverteilung der Bodenüberdeckungshöhe (HB1).

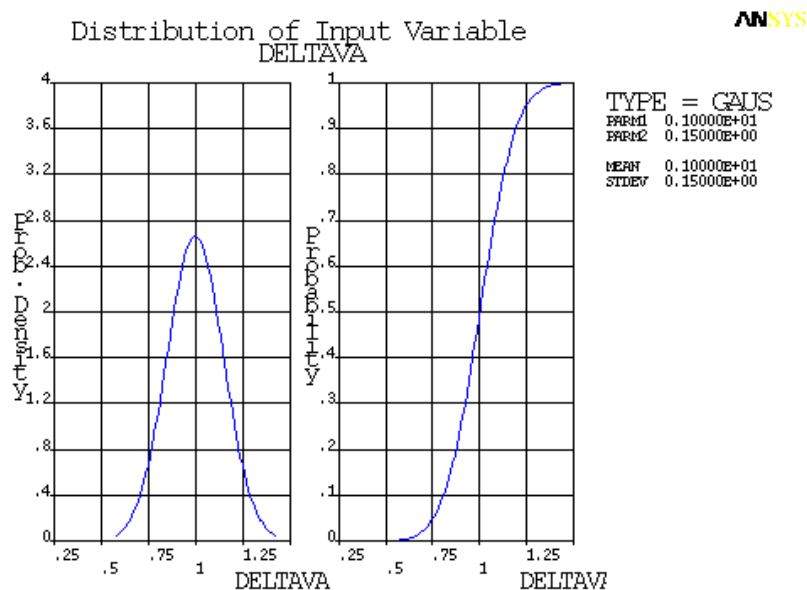


Bild 7.9: Normalverteilung der vertikalen Verwerfungsgröße (DELTAVA).

Zur Kontrolle, ob die gewählte Größe des Stichprobenumfangs ausreichend ist, werden die Histogramme für die Eingrabungstiefe und die Verwerfungsgröße in Bild 7.10 und Bild 7.11 betrachtet. Es zeigt sich, dass die zufallsgenerierten Eingangsparameter mit der gewählten Gauß'schen Normalverteilung gut übereinstimmen. Eine Erhöhung der Stichprobenanzahl ist somit nicht erforderlich.

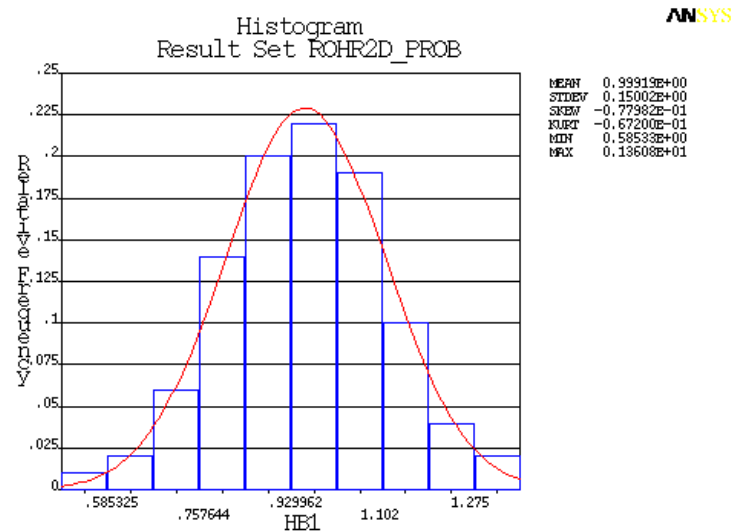


Bild 7.10: Histogramm für die Bodenüberdeckungshöhe (HB1).

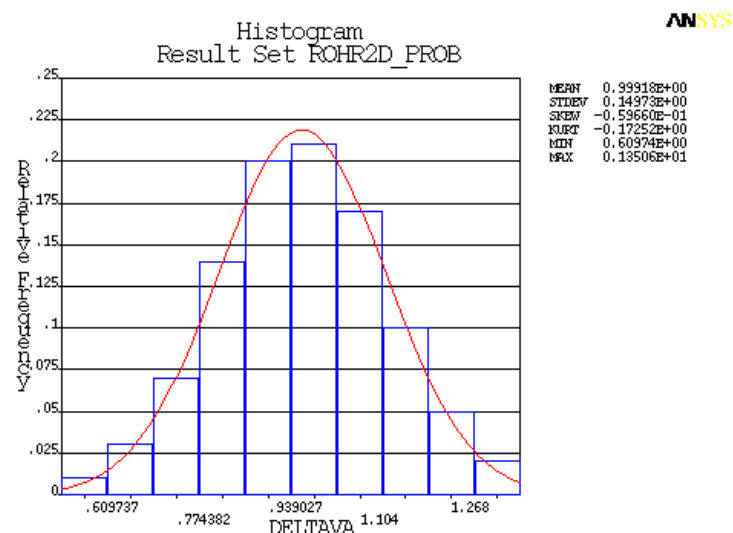


Bild 7.11: Histogramm für die vertikale Verwerfungsgröße (DELTAVA).

In den Histogrammen werden oben rechts jeweils der Mittelwert (MEAN), die Standardabweichung (STDEV), die kleinste und größte Zufallsgröße (MIN, MAX) sowie Werte für Schiefe (SKEW) und Exzess (KURT) angegeben. Die Werte für Schiefe (Skewness) und Exzess (Kurtosis) beschreiben den Verlauf der erhaltenen Verteilung im Vergleich zur Gauß'schen Normalverteilung. Ist die Schiefe größer als 0, wird die Verteilung als rechtsschief oder linksgipflig bezeichnet. Analog spricht man bei einem Wert kleiner als 0 von linksschiefer bzw. rechtsgipfliger Verteilung. Bei einem Wert des Exzesses der Verteilung von größer als 0 heißt die Verteilung hochgipflig oder auch leptokurtisch. Als flachgipflig bzw. platykurtisch wird die Verteilung bei einem Wert des Exzesses bezeichnet, der kleiner als 0 ist. Bei den dargestellten Histogrammen ist ein nahezu symmetrischer Verlauf zu erkennen, was zu entsprechend kleinen Werten für Schiefe und Exzess führt.

Nach der eigentlichen Berechnung für die 100 Stichproben werden für die Ergebnisgrößen Histogramme erstellt. In Bild 7.12 ist das Histogramm für die maximale Axialspannung eines Rohrsegments in unmittelbarer Nähe des Verwerfungsorts dargestellt.

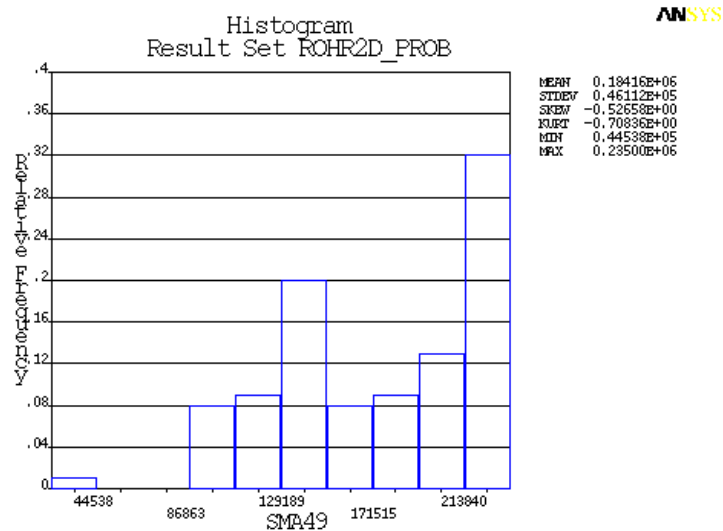


Bild 7.12: Histogramm für die maximale Axialspannung des Rohrsegments an der Verwerfungsfläche.

Mit Hilfe der Ergebnisse der 100 Berechnungen werden die statistischen Kennwerte ermittelt, von denen die der ersten 10 Segmente (SMA) in Tabelle 7.2 dargestellt sind. Dabei handelt es sich um die Mittelwerte, Standardabweichungen, Minimal- und Maximalwerte sowie die Kenngrößen Schiefe und Exzess.

Tabelle 7.2: Statistische Kenngrößen der Ergebnisse.

Rohr-segment	Mittelwert	Standard-abweichung	Schiefe	Exzess	Minimum	Maximum
SMA1	396,7	516,8	0,5110	-1,290	-137,4	1684,0
SMA2	466,2	1448,0	0,1723	-1,478	-1705,0	3536,0
SMA3	542,1	2396,0	8,1519e-02	-1,490	-3269,0	5396,0
SMA4	622,5	3344,0	4,0918e-02	-1,493	-4827,0	7256,0
SMA5	703,2	4294,0	1,7741e-02	-1,494	-6384,0	9116,0
SMA6	784,3	5247,0	2,6047e-03	-1,497	-7942,0	1,0977e+04
SMA7	865,9	6202,0	-8,2061e-03	-1,500	-9499,0	1,2837e+04
SMA8	947,9	7161,0	-1,6427e-02	-1,503	-1,1056e+04	1,4698e+04
SMA9	1030,0	8123,0	-2,2954e-02	-1,507	-1,2613e+04	1,6558e+04
SMA10	1113,0	9088,0	-2,8354e-02	-1,512	-1,4170e+04	1,8419e+04

Zu jeder Ergebnisgröße wird außerdem ein Graph der akkumulierten Verteilungsfunktion (Cumulative Distribution Function Plot) erstellt. Aus diesen Diagrammen kann abgelesen werden, mit welcher Wahrscheinlichkeit die Ergebnisse unter oder über einem bestimmten Wert liegen. In Bild 7.13 ist für ein Rohrsegment eine solche akkumulierte Verteilungsfunktion dargestellt.

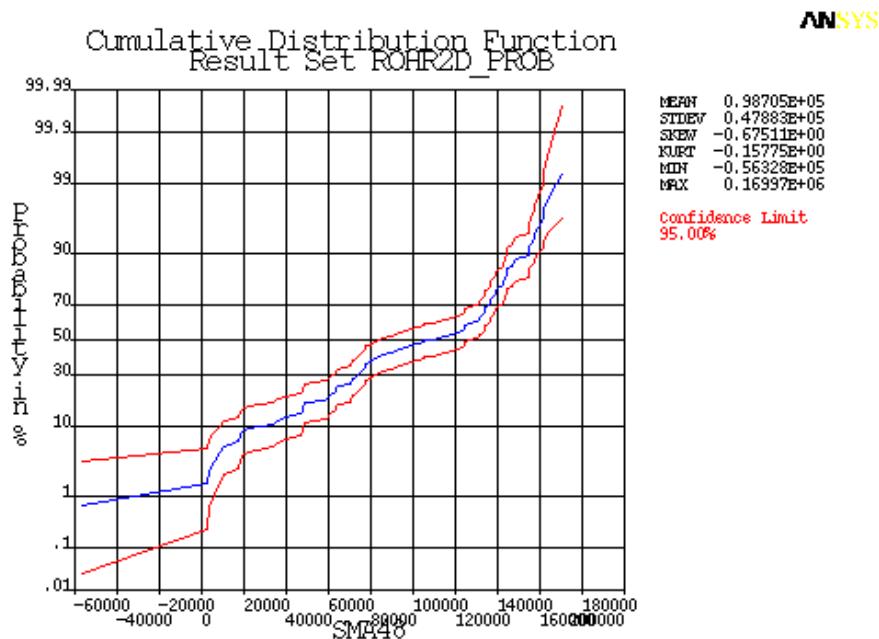


Bild 7.13: Graph einer akkumulierten Verteilungsfunktion.

Der Graph zeigt, dass die maximale Axialspannung mit einer Wahrscheinlichkeit von 50% unter einem Wert von etwa 100000 kN/m² bleibt. Hilfreich sind diese Graphen, um eine Aussage zu treffen, mit welcher Wahrscheinlichkeit die zulässige Spannung in einem Rohrsegment überschritten wird.

Zur Ermittlung der wesentlichen Einflussparameter auf die Ergebnisse werden auch auf Level III Sensitivitätsanalysen durchgeführt. Im Folgenden werden die Graphen für die maximalen Axialspannungen und -dehnungen für Rohrsegmente mit unterschiedlicher Entfernung vom Verwerfungsort dargestellt, wobei die Segmente mit kleinerer Nummer weiter vom Verwerfungsort entfernt liegen. Zusätzlich werden die Axialspannungen bzw. -dehnungen für die Mittelwerte der Eingangsparameter abgebildet.

Die untersuchten Eingabeparameter sind:

- Eingrabungstiefe (MB1)
- E-Modul des Rohrs (ELMOD)
- Rohrdurchmesser (ODIA)
- Verwerfungswinkel (BETAW)
- Wanddicke (TKW)
- Größe der Verwerfung (DELTAVA).

Bei Betrachtung der Sensitivitätsdiagramme für die Spannungen (Bild 7.14 und Bild 7.15) und die Dehnungen (Bild 7.16 und Bild 7.17) wird ein sehr interessantes Phänomen deutlich, nämlich dass mit zunehmender Entfernung vom Verwerfungsort die Anzahl der signifikanten Eingangsparameter abnimmt. In größerer Entfernung hat der Verwerfungswinkel den größten Einfluss auf die Axialspannungen und -dehnungen. Im direkten Verwerfungsbereich, wo die größten Spannungen und Dehnungen entstehen, haben alle Parameter einen signifikanten Einfluss auf die Axialspannungen. Für die Axialdehnungen ist im direkten Verwerfungsbereich lediglich der E-Modul insignifikant. Aus den Ergebnissen kann geschlossen werden, dass für genaue Ergebnisse im maßgebenden Bereich der Rohrleitung eine gute Kenntnis aller Eingangsparameter erforderlich ist, während dies in den weiter entfernten Bereichen nicht erforderlich ist.

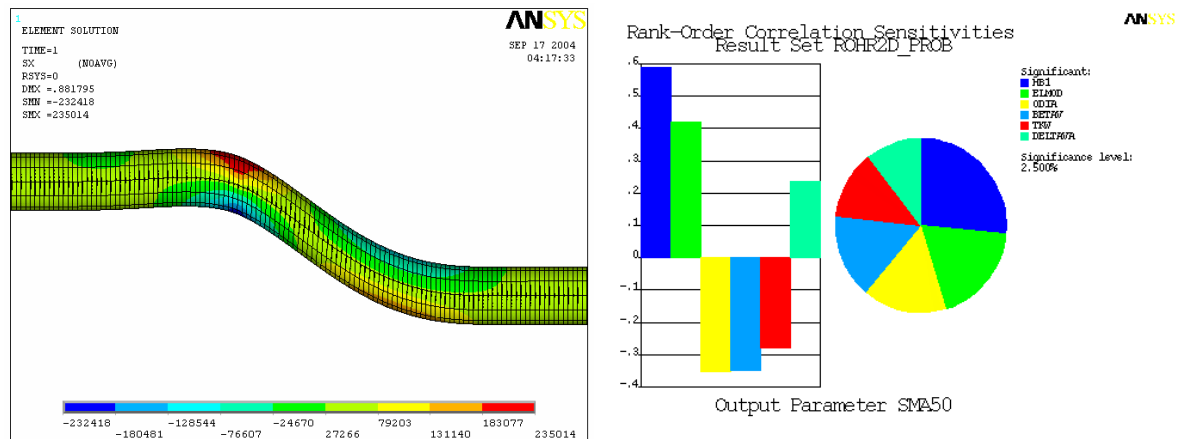


Bild 7.14: Sensitivitätsanalyse der Spannungen: Graph (links) und Diagramm für Segment 50 nahe an der Verwerfung (rechts).

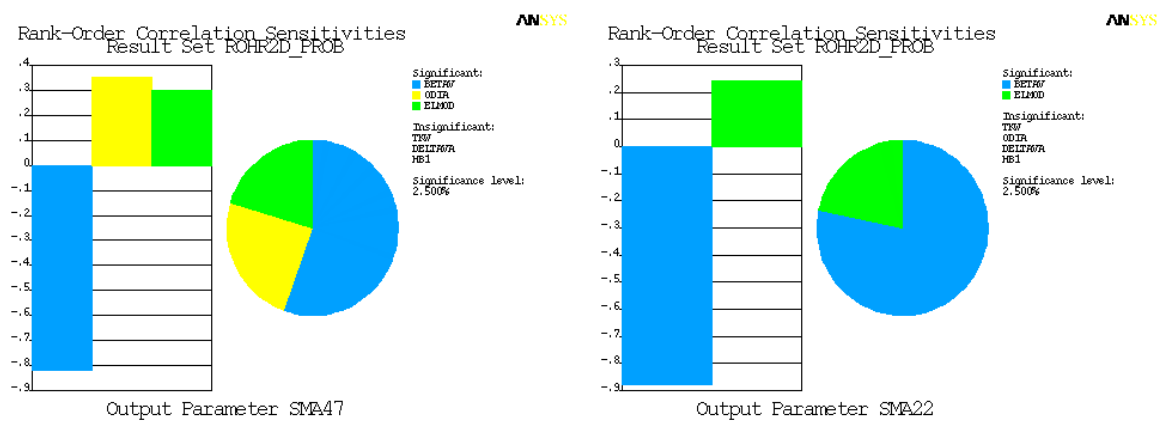


Bild 7.15: Sensitivitätsdiagramme der Spannungen für Segment 47 (links) und Segment 22 weit entfernt von der Verwerfung (rechts).

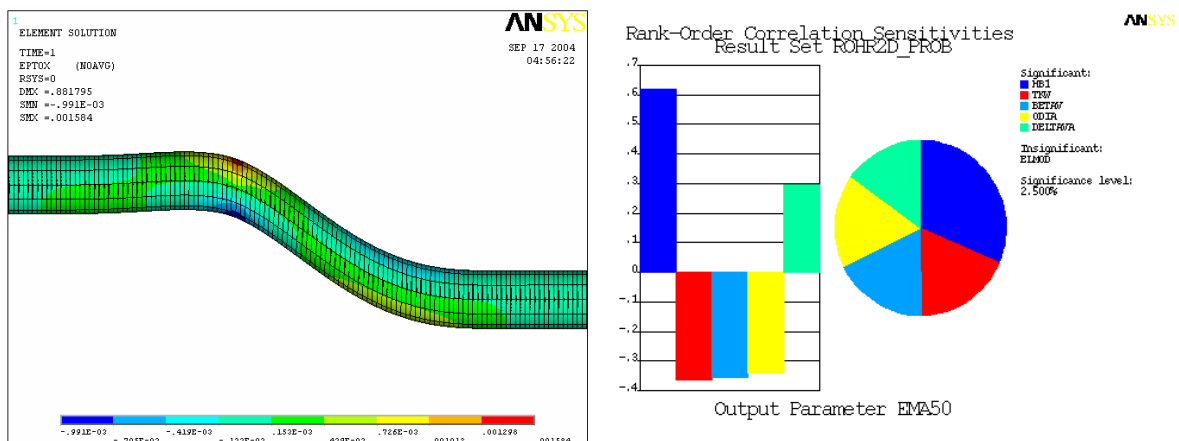


Bild 7.16: Sensitivitätsanalyse der Dehnungen: Graph (links) und Diagramm für Segment 50 nahe an der Verwerfung (rechts).

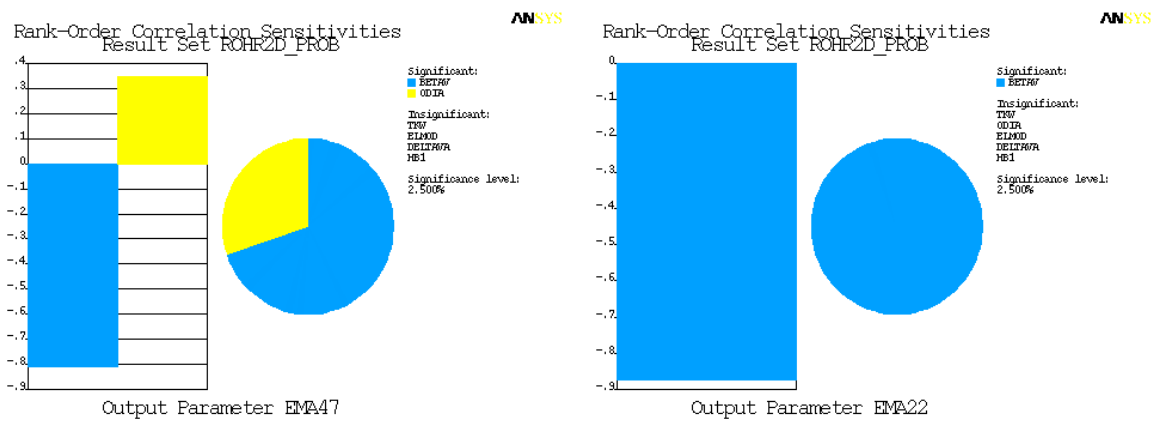


Bild 7.17: Sensitivitätsdiagramme der Dehnungen für Segment 47 (links) und Segment 22 weit entfernt von der Verwerfung (rechts).

Mit den in diesem Kapitel vorgestellten probabilistischen Verfahren wird die Strukturantwort unter Berücksichtigung der Streuung der Eingabeparameter ermittelt. Die damit vorliegende Streuung der Ergebnisse ist besonders für die Ermittlung der Schäden aus der Strukturantwort von großer Bedeutung. Dies wird im folgenden Kapitel erläutert.

8. Versagenskriterien und Auswertung

Die Ergebnisse der Studien auf Level II und III liefern mechanische Größen wie Spannungen, Dehnungen, Muffenverschiebungen, Muffenverdrehungen und maximale Schwinggeschwindigkeiten. Diese Größen stellen jedoch noch keine direkte und vergleichbare Aussage über die Gefährdung der Rohrleitungen oder die zu erwartenden monetären Schäden dar.

Aus diesem Grund ist es erforderlich, die mechanischen Größen zunächst in die Anzahl der zu erwartenden Bruchstellen pro Kilometer (BPK) umzurechnen und anschließend die zu erwartende monetäre Belastung zu ermitteln.

Dazu werden im Rahmen dieser Arbeit der LBB-Index (zur Ermittlung der BPK) und der LMB-Index (zur Ermittlung der monetären Belastung) entwickelt, die in diesem Kapitel vorgestellt werden.

8.1 Allgemeines

In Bild 8.1 und Tabelle 8.1 sind noch einmal die drei Levels und die wesentlichen Abläufe im Überblick dargestellt, da diese für die Ermittlung der BPK und der monetären Belastung von besonderer Wichtigkeit sind.

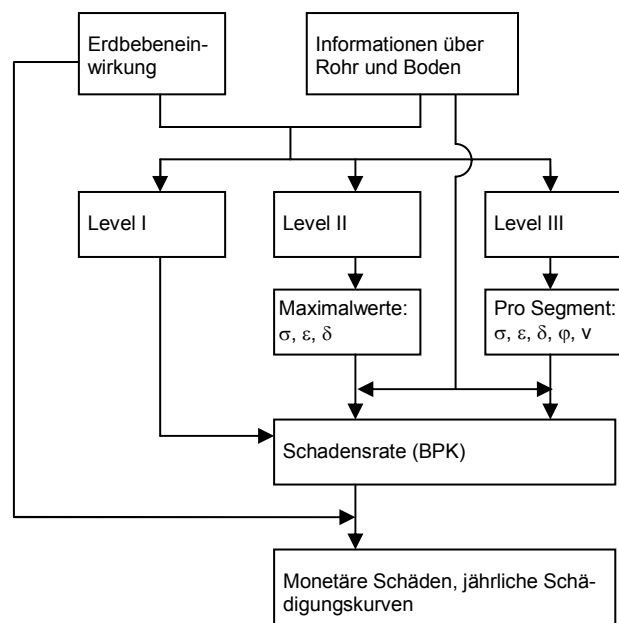


Bild 8.1: Übersicht über den Ablauf der Berechnungen auf den drei Levels.

Tabelle 8.1: Übersicht über die Berechnungswege der drei Levels.

	Level I	Level II	Level III
Berechnungsmöglichkeiten			
Fortran-Programme	x	x	Hilfsprogramme
ANSYS-Kopplung	-	-	x
Stochastik	x	x	x
Ergebnisse			
BPK	x	-	-
Spannungen, Dehnungen, Verschiebungen, Rotationen	-	Maximalwerte für Gesamtleitung	Werte für jedes Segment
Diagramme und Graphiken	-	-	x
Weiterverarbeitung			
... zur Ermittlung der BPK	nicht erforderlich	x	x
... zur Ermittlung der monetären Schäden	x	x	x

8.2 LBB-Index (Lifeline Behaviour & Breakdown - Index)

8.2.1 Vorhandene Ansätze

Zur Ermittlung der zu erwartenden Bruchstellen pro Kilometer einer Rohrleitung gibt es verschiedene Ansätze.

In [Meno 02] ist eine Methode vorgestellt, die aufgrund eines langen Fragenkataloges schlussendlich zu einem Vulnerabilitätsindex führt. Jede untersuchte Rohrleitung wird damit einer der verschiedenen Klassen dieses Indexes zugeordnet. Das Ergebnis ist recht grob, außerdem berücksichtigen die Eingangsdaten z.B. keine Ergebnisse von FE-Simulationen. Der Schwerpunkt wird in diesem Verfahren mehr auf Leitungsnetze und allgemeine Eingangsdaten, auch zu organisatorischen Abläufen, gelegt und unterscheidet sich daher grundsätzlich von dem im Rahmen dieser Arbeit benötigten Index.

Nach [Eidi 01] gibt es für Rohrleitungen, die über aktive Verwerfungen verlaufen, einen Zusammenhang zwischen der bleibenden Bodenverformung und der Wahrscheinlichkeit, dass die Rohrleitung nicht versagt. Diese Methode überspringt für diese punktuelle Belastung die Berechnungen nach Level II und III und liefert für diese eine Stelle der Rohrleitung eine Wahrscheinlichkeit.

Alternativ gibt [Eidi 01] einen Zusammenhang zwischen der auf Level I ermittelten Anzahl von Bruchstellen und der Wahrscheinlichkeit, dass eine Pipeline vollständig funktionsfähig bleibt, mit

$$P_{ok} = e^{-BPK \cdot L} \quad (8.1)$$

an. Darin ist L die Länge der untersuchten Pipeline in [km]. Der Wert für BPK soll als der höhere der infolge verschiedener Belastungen auf Level I ermittelte Wert angenommen werden.

Diese beiden Vorgehensweisen sind Level I - Ansätze. Die genaueren Ergebnisse nach Level II und III können damit nicht wie gewünscht weiterverwendet werden, da es nur eine einzige Schadensrate für die gesamte Pipeline gibt und die verschiedenen Versagensmechanismen nicht berücksichtigt werden. Daher kann auch dieser Ansatz nicht für die Untersuchungen im Rahmen dieser Arbeit verwendet werden.

Nach [ATC 25-1] werden unterschiedliche Versagensgründe (Verwerfungen, Bodenverflüssigung, Wellenausbreitung) berücksichtigt, die Ermittlung der Gesamtzahl der zu erwartenden Schäden erfolgt jedoch auf der Basis von stark vereinfachten empirischen Zusammenhängen.

In einem weiteren Ansatz nach [Mash 89] werden die Rohrleitungen in drei Schadensklassen eingeteilt. Obwohl der Ansatz an sich zielführend ist, ist auch diese Methode durch die sehr grobe Einteilung der Klassen nicht für die vorliegende Arbeit nutzbar.

Es wird daher im Rahmen dieser Arbeit ein eigener Versagensindex entwickelt und implementiert. Die zugrunde liegenden Versagenskriterien und Grenzwerte werden in Kap. 8.2.2 und 8.2.3, die entwickelte Methode in Kap. 8.2.4 und 8.2.5 erläutert.

8.2.2 Versagenskriterien und Grenzwerte für kontinuierliche Rohrleitungen

Für kontinuierliche Rohrleitungen sind vier Versagensarten von Bedeutung: lokales Beulen [Stein 03, Newm 67, EC 8-4, O'Rou 94, Mose 01], Überschreitung der zulässigen Zugdehnung [Fles 93, O'Rou 94], Überschreitung der zulässigen Zugspannung [Mash 89a] und Überschreitung der zulässigen Schwinggeschwindigkeit [DIN 4150-3]. Dabei ist das Kriterium der Schwinggeschwindigkeit nicht unbedingt als eigenständige Versagensart anzusehen, jedoch als einzuhaltender Grenzwert.

In den Gleichungen (8.2) bis (8.5) sind die implementierten Grenzwerte für kontinuierliche Rohrleitungen zusammengestellt.

Versagensform: lokales Beulen

$$\varepsilon_D \leq 0,175 \cdot \frac{t}{R} \quad (8.2)$$

Versagensform: Überschreitung der zulässigen Zugdehnung

$$\varepsilon_Z \leq \varepsilon_{zul} \quad (8.3)$$

Versagensform: Überschreitung von 85% der zulässigen Zugspannung

$$\sigma_Z \leq 0,85 \cdot f_y \quad (8.4)$$

Versagensform: Überschreitung der zulässigen Schwinggeschwindigkeit

$$v \leq 0,10 \frac{m}{s} \quad (8.5)$$

Darin sind:

ε_D	vorhandene Druckdehnung [-]
t	Wanddicke des Rohres [m]
R	Radius des Rohres [m]
ε_Z	vorhandene Zugdehnung [-]
ε_{zul}	maximale Zugdehnung [-]
σ_Z	vorhandene Zugspannung [kN/m ²]
f_y	Fließgrenze [kN/m ²]
v	vorhandene Schwinggeschwindigkeit [m/s]

Die für die Ermittlung der Grenzwerte erforderlichen Werte für t , R , ε_{zul} und f_y sind materialabhängig und können vom Benutzer spezifiziert werden. Die Werte für ε_D , ε_Z , σ_Z und v hängen von den Ergebnissen der Berechnung auf Level II und III ab.

8.2.3 Versagenskriterien und Grenzwerte für segmentierte Rohrleitungen

Für segmentierte Rohrleitungen sind fünf Versagensarten von Bedeutung: Überschreitung der Axialverschiebung in der Muffe [Fles 93, O'Rou 80, Ruck 00, ASTM C-425, ASTM C-

428], Überschreitung der zulässigen Verdrehung in der Muffe [O'Rou 80, O'Rou 81], Überschreitung der zulässigen Zugspannung [O'Rou 03], Überschreitung der zulässigen Druckspannung [O'Rou 03, Krat 78] und Überschreitung der zulässigen Schwinggeschwindigkeit [DIN 4150-3].

Im Vergleich zu den kontinuierlichen Rohrleitungen ist die Versagensart Beulen nicht relevant, dafür kommen die Versagensmechanismen in den Muffen hinzu.

In den Gleichungen (8.6) bis (8.10) sind die implementierten Grenzwerte für kontinuierliche Rohrleitungen zusammengestellt.

Versagensform: Überschreitung der Axialverschiebung

$$\Delta \leq 0,5 \cdot l_{\text{Verguss}} \quad (8.6)$$

Versagensform: Überschreitung der zulässigen Verdrehung

$$\Theta \leq 1,1 \cdot \Theta_{\text{grenz}} \quad (8.7)$$

Versagensform: Überschreitung der zulässigen Zugspannung

$$\sigma_Z \leq f_y \quad (8.8)$$

Versagensform: Überschreitung der zulässigen Druckspannung

$$\sigma_D \leq \sigma_{D,\text{grenz}} \quad (8.9)$$

Versagensform: Überschreitung der zulässigen Schwinggeschwindigkeit

$$v \leq 0,08 \frac{m}{s} \quad (8.10)$$

Darin sind:

Δ	vorhandene Verschiebung in der Muffe
l_{Verguss}	Vergusslänge der Muffe
Θ	vorhandene Verdrehung der Muffe
Θ_{grenz}	maximale Verdrehung der Muffe (Herstellerangabe)
σ_Z	vorhandene Zugspannung [kN/m ²]
f_y	Fließgrenze [kN/m ²]
σ_D	vorhandene Druckspannung [kN/m ²]
$\sigma_{D,\text{grenz}}$	maximale Druckspannung [kN/m ²]
v	vorhandene Schwinggeschwindigkeit [m/s]

wobei die für die Ermittlung der Grenzwerte erforderlichen Werte für l_{Verguss} , Θ_{grenz} , f_y und $\sigma_{D,\text{grenz}}$ vom konkreten Rohr abhängen und vom Benutzer spezifiziert werden können. Die Werte für Δ , Θ , σ_Z , σ_D und v werden als Ergebnis der Berechnungen auf Level II und III geliefert.

8.2.4 Schnittstelle zwischen Simulation und Auswertung

Für den nacheinander geschalteten Ablauf der Berechnungen auf Level I bis III und der hier in Kap. 8.2 vorgestellten Berechnung der BPK sowie der in Kap. 8.3 erläuterten Ermittlung der Schädigungskurven ist ein einheitliches Übergabeformat erforderlich.

Dazu werden neben einigen allgemeinen Informationen zur untersuchten Rohrleitung für jedes Segment die relevanten mechanischen Ausgabeparameter mit ihren jeweiligen Standardabweichungen übergeben.

Sämtliche Informationen für jedes Segment müssen darüber hinaus für jede untersuchte Intensitätsstufe übergeben werden.

8.2.5 Ermittlung der Bruchstellen pro Segment

Ausgehend von den ermittelten mechanischen Kenngrößen und den in den vorangegangenen Kapiteln definierten Grenzwerten wird nun die Versagenswahrscheinlichkeit eines Segmentes berechnet. Dabei werden sowohl kontinuierliche als auch segmentierte Rohrleitungen in Segmente unterteilt, wobei im Fall kontinuierlicher Rohrleitungen die Segmente biegesteif miteinander verbunden sind und die Segmentlänge die Länge der Bauteile vor dem Zusammenbau ist. Für kontinuierliche und segmentierte Rohrleitungen gelten die jeweiligen Versagenskriterien.

Aus der Versagenswahrscheinlichkeit des Segmentes werden dann die Anzahl der zu erwartenden Bruchstellen der untersuchten Rohrleitung und anschließend die zu erwartende Anzahl der Bruchstellen pro Kilometer (BPK) berechnet. In beiden Fällen werden ein Erwartungswert und eine zugehörige Standardabweichung angegeben.

Die einfachste Möglichkeit zu ermitteln, ob ein Segment versagt, besteht darin, die ermittelten Kenngrößen mit den Grenzwerten zu vergleichen. Im Falle der Überschreitung mindestens eines Grenzwertes tritt Versagen ein. Der Nachteil dieses Vorgehens ist, dass nicht berücksichtigt werden kann, dass die Versagenskriterien Anhaltswerte sind. Bei diesem Vorgehen würde also eine geringe Überschreitung eines Grenzwertes bei vielen Segmenten dazu führen, dass eine riesige Anzahl von Bruchstellen in der Rohrleitung ermittelt würde. Umgekehrt würde eine leichte Unterschreitung eines Grenzwertes zu einer vollständig intakten Leitung führen. Diese Sensitivität im Bereich der Grenzwerte entspricht nicht der Realität. Daher basiert das im Folgenden erläuterte Verfahren nicht auf den Grenzwerten allein, sondern auch auf der statistischen Verteilung der mechanischen Kenngrößen.

Es wird davon ausgegangen, dass die Ergebnisse der Berechnungen auf Level II und III aufgrund ungenau bekannter Eingabeparameter etc. einer Streuung unterliegen, die zu einer Normalverteilung führt. Alternativ ist die Untersuchung auch unter Verwendung einer lognormalen Verteilung durchgeführt worden; letztlich ist jedoch als Standardverfahren die Verwendung einer Normalverteilung in die webbasierte Benutzeroberfläche implementiert worden.

In Bild 8.2 ist exemplarisch ein Eingangswert μ aus einer Berechnung auf Level II oder III mit der zugehörigen Standardabweichung in Form der resultierenden Dichtefunktion dargestellt.

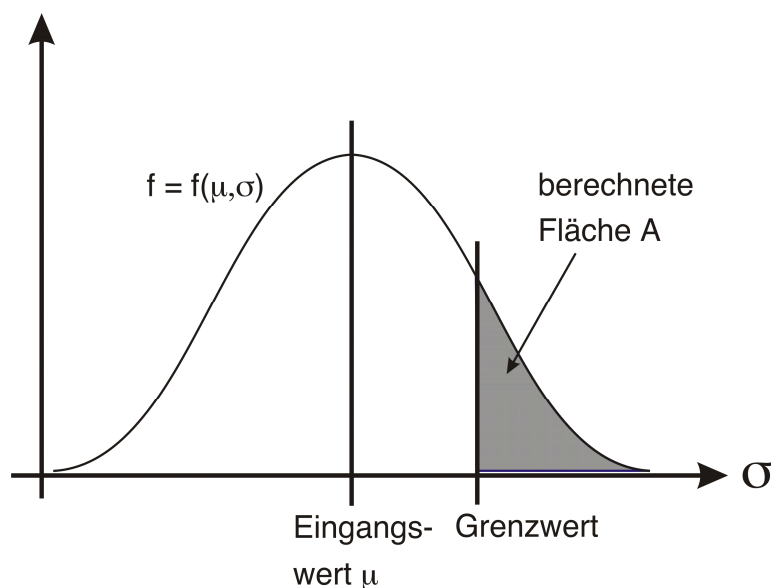


Bild 8.2: Zusammenhang zwischen Eingangswert μ , Standardabweichung σ und Grenzwert.

Betrachtet man nun einen Grenzwert (z.B. maximale Druckspannung), so ist die Wahrscheinlichkeit, dass der Grenzwert überschritten wird, gleich der grau dargestellten Fläche der Dichtefunktion.

Um diese Fläche berechnen zu können, ist zunächst das Integral der Dichtefunktion der Normalverteilung nach Gleichung (8.11) zu berechnen.

$$F(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^z e^{-\frac{t^2}{2}} dt \quad (8.11)$$

$$z = \frac{x - \mu}{\sigma} \quad (8.12)$$

Darin sind:

$F(z)$	Verteilungsfunktion der Standardnormalverteilung
x	Grenzwert
μ	auf Level II oder III ermittelter Wert
σ	Standardabweichung des ermittelten Wertes

Dieses Integral ist nicht geschlossen lösbar und wird daher in einer Reihe entwickelt, die auf [Bron 01] basiert und in Gleichung (8.13) dargestellt ist.

$$\begin{aligned} F(z') &= \frac{1}{2} + \frac{1}{\sqrt{\pi}} \left(z' - \frac{z'^3}{1! \cdot 3} + \frac{z'^5}{2! \cdot 5} - \frac{z'^7}{3! \cdot 7} \dots + \frac{(-1)^n \cdot z'^{2n+1}}{n! \cdot (2 \cdot n + 1)} \right) \\ &= \frac{1}{2} + \frac{1}{\sqrt{\pi}} \sum_{n=0}^{\infty} \frac{(-1)^n \cdot z'^{2 \cdot n + 1}}{n! \cdot (2n + 1)} \end{aligned} \quad (8.13)$$

$$z' = \frac{z}{\sqrt{2}} \quad (8.14)$$

Innerhalb der Programme ist diese Reihenentwicklung bis zur 50. Potenz implementiert, um eine ausreichende Genauigkeit sicherzustellen.

Die Fläche oberhalb des Grenzwertes ist dann

$$p_{\text{defekt, Segment, Krit } i} = 1 - F(x, \mu, \sigma) \quad (8.15)$$

und stellt die Versagenswahrscheinlichkeit des Segmentes unter Berücksichtigung eines Versagenskriteriums dar.

Die pro Rohrsegment auftretenden Überschreitungswahrscheinlichkeiten unter Berücksichtigung aller 4 bzw. 5 Versagenskriterien werden wie folgt kombiniert:

$$\begin{aligned} p_{\text{defekt, Segment}} &= 1 - \prod_{i=1}^{4 \text{ bzw. } 5} (1 - p_i) \\ &= 1 - (1 - p_1) \cdot (1 - p_2) \cdot (1 - p_3) \cdot (1 - p_4) \cdot (1 - p_5) \end{aligned} \quad (8.16)$$

Die Standardabweichung eines Segmentes ergibt sich aus der Standardabweichung einer binomialverteilten Größe zu:

$$s_{\text{Segment}} = \sqrt{p_{\text{defekt, Segment}} \cdot (1 - p_{\text{defekt, Segment}})} \quad (8.17)$$

Diese Ermittlung der Standardabweichung ist möglich, da in der Realität das Segment entweder defekt oder intakt ist. Die Verteilung mit den möglichen Ergebnissen Null (kein Schaden) und Eins (Schaden) entspricht daher einer Binomialverteilung mit der angegebenen Standardabweichung.

Die Ermittlung der Anzahl der zu erwartenden Bruchstellen der gesamten untersuchten Rohrleitung ergibt sich dann aus den Versagenswahrscheinlichkeiten der einzelnen Segmente zu:

$$p_{\text{ges}} = \sum_{\text{Segmente}} p_{\text{defekt, Segment}} \quad (8.18)$$

Aus dem allgemeinen Fehlerfortpflanzungsgesetz

$$s^2 = \sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial p}{\partial p_i} \right)^2 \cdot s_i^2 \quad (8.19)$$

für die Standardabweichung s einer Zufallsvariable p , die über einen funktionalen Zusammenhang von den Zufallsvariablen p_i mit den Standardabweichungen s_i abhängt, ergibt sich für den funktionalen Zusammenhang nach Gl. (8.18) die Standardabweichung der Schäden der Rohrleitung zu:

$$s_{\text{ges}} = \sqrt{\sum_{\text{Segmente}} s_{\text{Segment}}^2} \quad (8.20)$$

Damit ergeben sich die 10% und 90%-Fraktile des Schädigungsgrades [Witt 91] zu:

$$\begin{aligned} 10\% - \text{Fraktile: } p_{\text{ges},10\%} &= p_{\text{ges}} - 1,281667 \cdot s_{\text{ges}} \\ 90\% - \text{Fraktile: } p_{\text{ges},90\%} &= p_{\text{ges}} + 1,281667 \cdot s_{\text{ges}} \end{aligned} \quad (8.21)$$

8.2.6 Ermittlung der Bruchstellen pro Kilometer (BPK)

Bis zu dieser Stelle basiert die Berechnung der zu erwartenden Schädigung einer untersuchten Rohrleitung und ihrer Standardabweichung auf den tatsächlichen Untersuchungsergebnissen. Die Umrechnung auf Bruchstellen pro Kilometer, die für Vergleichszwecke und zur weiteren Berechnung der Schädigungskurven notwendig ist, erfolgt nun durch Skalierung der für die Rohrleitung ermittelten Werte.

Damit ist die Anzahl der Bruchstellen pro Kilometer (BPK):

$$BPK = \frac{p_{\text{ges}} \cdot 1000}{n \cdot l} \quad (8.22)$$

wobei:

p_{ges}	Anzahl der zu erwartenden Bruchstellen der Rohrleitung [-]
n	Anzahl der Rohre [-]
l	Rohrlänge [m]

und die Konfidenzintervalle für die BPK:

$$\begin{aligned} 10\% - \text{Fraktile: } \text{bpk}_{10\%} &= p_{\text{ges},10\%} \cdot \frac{1000}{n \cdot l} = (p_{\text{ges}} - 1,281667 \cdot s_{\text{ges}}) \cdot \frac{1000}{n \cdot l} \\ 90\% - \text{Fraktile: } \text{bpk}_{90\%} &= p_{\text{ges},90\%} \cdot \frac{1000}{n \cdot l} = (p_{\text{ges}} + 1,281667 \cdot s_{\text{ges}}) \cdot \frac{1000}{n \cdot l} \end{aligned} \quad (8.23)$$

Dabei kann eine Begrenzung der Anzahl der möglichen BPK vorgenommen werden, da ab einer bestimmten Anzahl von Bruchstellen eine komplette Zerstörung der Rohrleitung angenommen werden muss.

Während nach [ATC 13] bei einem Wert der BPK von 40 von einer kompletten Zerstörung ausgegangen wird, ist nach [Heub 95] ein Wert von 100 möglich und nach [Kata 75] sind sogar Werte über 100 Bruchstellen pro Kilometer.

8.2.7 Zusammenfassung

Auf der Grundlage der Berechnungsergebnisse auf Level II und III sind am Ende des in diesem Abschnitt vorgestellten Verfahrens die Bruchstellen pro Kilometer als Mittelwert mit einer zugehörigen Standardabweichung bekannt.

Die Verfahren auf Level I ermitteln ebenfalls einen - allerdings empirischen - Wert der zu erwartenden Bruchstellen pro Kilometer (Kap. 4) und optional eine zugehörige Standardabweichung (Kap. 7.1).

Für alle Level können mit Hilfe dieser Werte anschließend die monetären Schäden ermittelt werden.

8.3 LMB-Index (Lifeline Monetary Behaviour - Index)

8.3.1 Monetäre Schäden

Das Ziel des LMB-Indexes ist es, auf der Grundlage der ermittelten zu erwartenden Bruchstellen pro Kilometer einer Rohrleitung und der zugehörigen Standardabweichung die zu erwartenden monetären Schäden zu berechnen und die relevanten Schädigungskurven zu ermitteln.

Im ersten Schritt, der Ermittlung des monetären Schadens auf der Basis der zuvor ermittelten BPK, wird zwischen direkten und indirekten Kosten unterschieden.

Die direkten Kosten ergeben sich aus der notwendigen Reparatur der Bruchstellen. Die Kosten für die Instandsetzung einer Bruchstelle können dabei benutzerdefiniert angesetzt werden. Falls keine konkreten Daten vorliegen, werden wahlweise die inflationsbereinigten Werte nach [ATC 25] oder [FEMA 99] benutzt. Die gesamten direkten Kosten sind dann das Produkt aus Anzahl der Bruchstellen und Instandsetzungskosten pro Bruchstelle.

Die Ermittlung der indirekten Kosten ist etwas aufwändiger und wird in den folgenden Kapiteln erläutert.

8.3.2 Reparaturzeit

Für die indirekten Kosten muss zunächst die Reparaturzeit ermittelt werden. Dies geschieht wahlweise nach [ATC 25] oder [FEMA 99].

Anhand der Daten aus [ATC 25] sind die in Bild 8.3 und Bild 8.4 dargestellten Zusammenhänge zwischen Bruchstellen pro Kilometer und Reparaturzeit für Wasser- und Abwasserleitungen ermittelt worden. Die Werte 30%, 60% und 100% geben jeweils an, zu wie viel Prozent der Funktionsfähigkeit die Leitung wiederhergestellt wird. Daher werden für die vorliegende Arbeit die 100%-Werte benutzt.

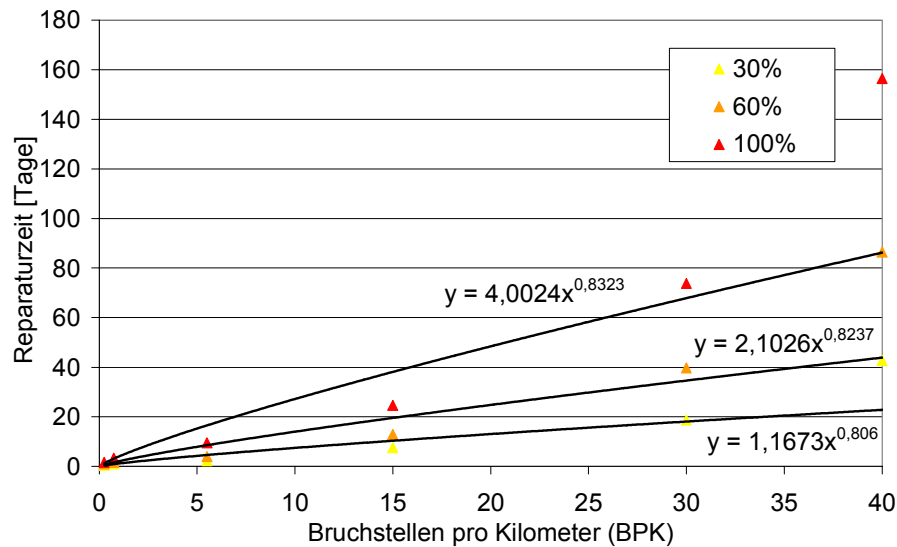


Bild 8.3: Reparaturzeit als Funktion der BPK für Wasserleitungen.

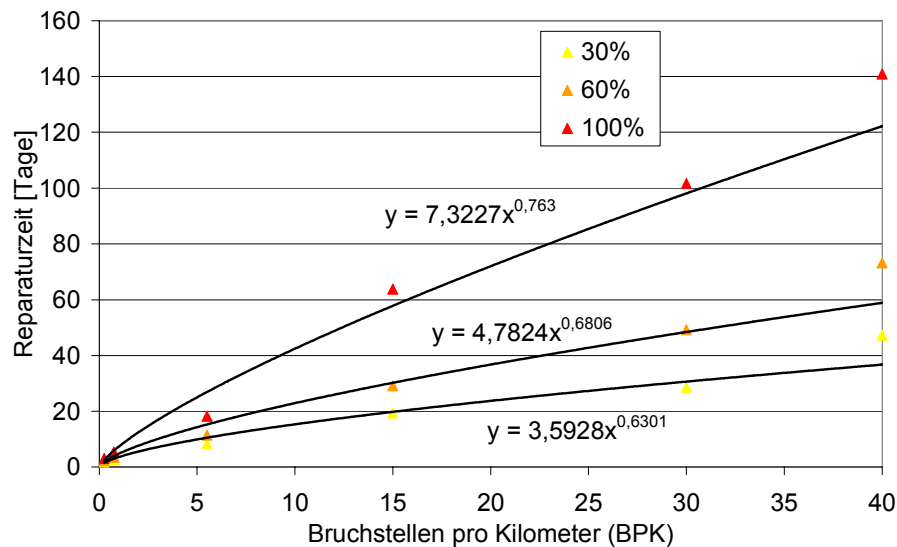


Bild 8.4: Reparaturzeit als Funktion der BPK für Abwasserleitungen.

Aus diesen beiden dargestellten Zusammenhängen lassen sich dann für jede Erdbebenstärke lineare Zusammenhänge zwischen der Reparaturzeit und dem wieder funktionsfähigen Anteil herstellen (Bild 8.5). Zu Grunde gelegt wird dabei die Annahme, dass für eine gegebene Erdbebenintensität die zugehörige Schadensrate (BPK) einer lognormalen Verteilung entspricht.

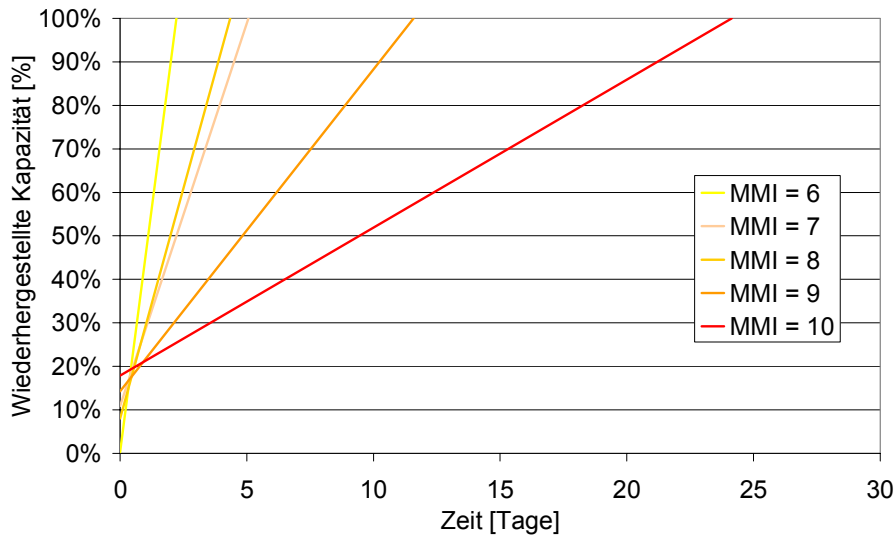


Bild 8.5: Kapazität als Funktion der Zeit für Wasserleitungen.

Alternativ kann die Ermittlung der Reparaturzeit auch nach [FEMA 99] erfolgen. In diesem Fall werden die folgenden Zeiten angesetzt:

- 0,33 instand gesetzte Bruchstellen pro Arbeiter und Tag für Rohrradien > 0,25 m bzw.
- 0,50 instand gesetzte Bruchstellen pro Arbeiter und Tag für Rohrradien < 0,25 m.

8.3.3 Funktionsfähigkeit

In Bild 8.6 ist die Funktionsfähigkeit nach [FEMA 99] dargestellt, die für eine gegebene Anzahl an Bruchstellen der Rohrleitung ermittelt wird. Der Wert max BPK ist eine Weiterentwicklung von [FEMA 99] und gibt diejenige Anzahl von Bruchstellen an, bei der die Funktionsfähigkeit gleich Null ist, die Leitung also total versagt. Für Wasserleitungen ist max BPK gleich 1, für Abwasserleitungen gleich 10 bzw. $10 \cdot \log(0,5) = 31,6$.

Die Regression basiert auf folgenden charakteristischen Werten:

- vollständige Funktionsfähigkeit bei 0,01 BPK,
- vollständiger Ausfall bei max BPK Bruchstellen,
- horizontale Tangenten in diesen beiden Punkten in der logarithmischen Skala,
- Punktsymmetrie um den Wert, der in der logarithmischen Skala mittig zwischen den Extremwerten der Abszisse liegt.

Damit ist die Regressionskurve:

$$y = \frac{1}{16}(-3x^5 - 15x^4 - 20x^3) \quad (8.24)$$

$$\text{mit } x = \log(BPK) \quad (8.25)$$

$$\text{für } 0 \leq BPK \leq \max BPK \text{ bzw. } 0 \leq y \leq 1 \quad (8.26)$$

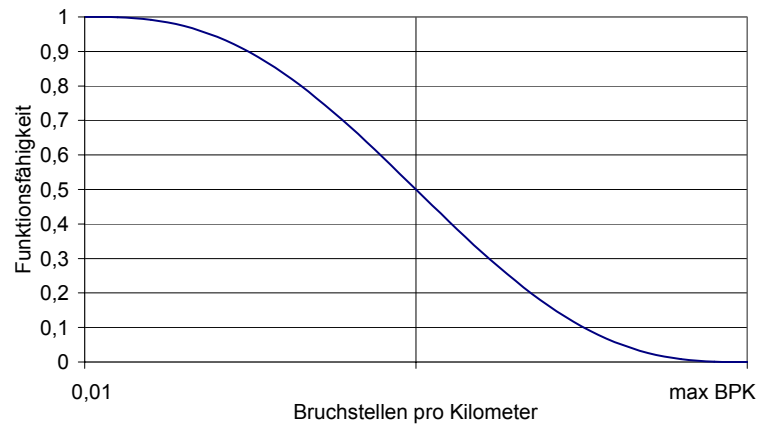


Bild 8.6: Funktionsfähigkeitsindex.

8.3.4 Wertschöpfungsverlust

Die indirekten Kosten müssen auf Grundlage von Reparaturdauer und Funktionsfähigkeit ermittelt werden. Dazu sind die in Bild 8.7 und Bild 8.8 dargestellten Zusammenhänge zwischen Kapazitätsverlust und Wertschöpfungsverlust für Wasser- und Abwasserleitungen ermittelt worden.

Die stückweise linearen Bereiche basieren ursprünglich auf Angaben in [ATC 25]. Der Kapazitätsverlust ergibt sich aus der im vorangegangenen Kapitel ermittelten Funktionalität:

$$\text{Kapazitätsverlust} = 1 - \text{Funktionalität} \quad (8.27)$$

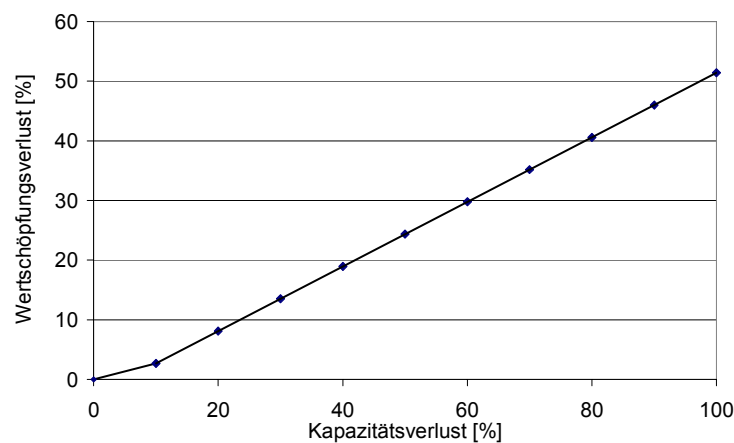


Bild 8.7: Wertschöpfungsverlust für Wasserleitungen.

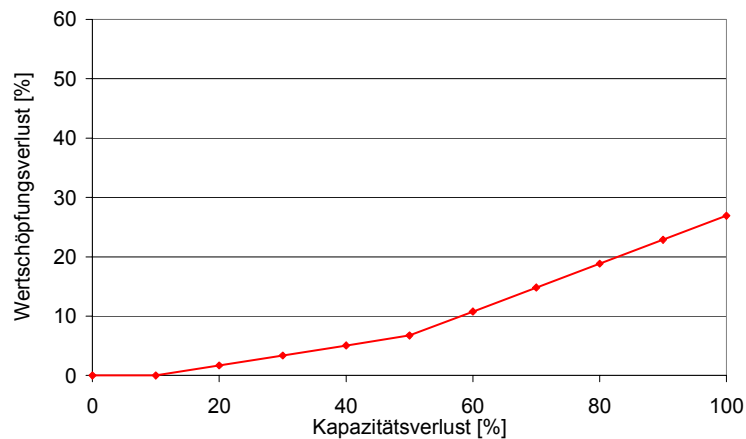


Bild 8.8: Wertschöpfungsverlust für Abwasserleitungen.

Damit können die indirekten Kosten wie folgt berechnet werden:

$$\text{Indirekte Kosten} = \text{PWSV} \cdot \text{Wert} \cdot \text{Reparaturzeit} \quad (8.28)$$

wobei:

PWSV	Prozentualer Wertschöpfungsverlust nach Bild 8.7 und Bild 8.8
Wert	Wert der Funktionsfähigkeit der Rohrleitung

Dabei wird bei der Ermittlung des Wertschöpfungsverlusts durch eine Mittelung berücksichtigt, dass der Kapazitätsverlust während der Reparaturzeit nicht konstant ist.

8.3.5 Überblick über die relevanten Kurven

Die in den vorangegangenen Kapiteln erläuterten Kurven der Funktionsfähigkeit und des Wertschöpfungsverlustes sowie alle weiteren Kurven, die letztlich der Ermittlung der jährlichen Schädigungskurve und der jährlichen Versicherungsprämie dienen, sind in Bild 8.9 im Überblick dargestellt. Die Zusammenhänge werden in den folgenden Kapiteln erläutert.

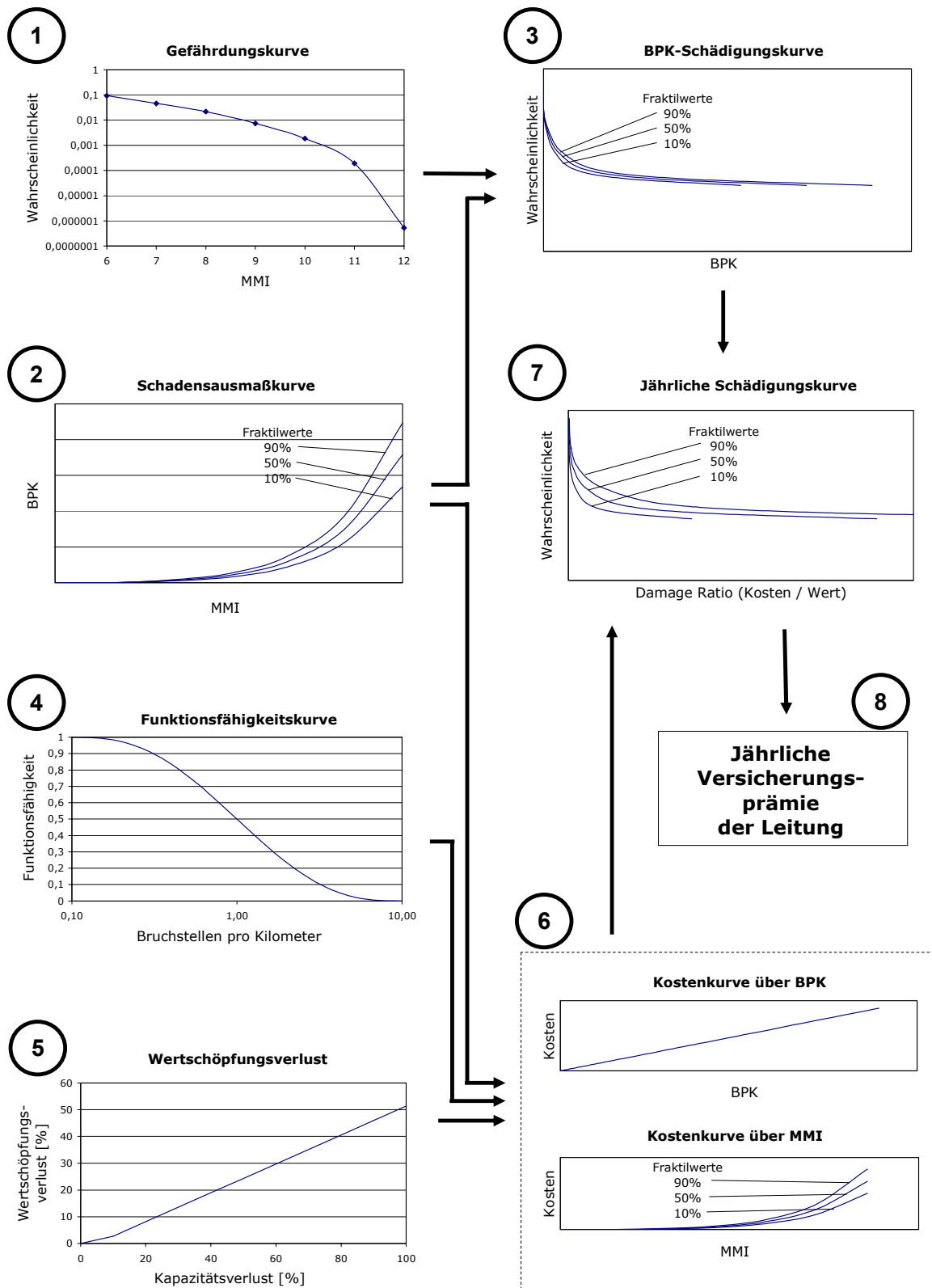


Bild 8.9: Zusammenhänge zwischen den relevanten Diagrammen.

8.3.6 Gefährdungskurve

Weltweit weist jeder Standort eine spezifische Erdbebengefährdung auf. Diese hängt von den Entfernungen zu aktiven Bruchzonen sowie von den geologischen Untergrundverhältnissen ab. Zur Ermittlung der Vulnerabilität einer Rohrleitung an einem bestimmten Ort dient daher als Basis die standortspezifische Gefährdungskurve.

Sie gibt den Zusammenhang zwischen Erdbebeneinwirkung und der jährlichen Überschreitungswahrscheinlichkeit dieser Einwirkung an. Die Einwirkung kann dabei z.B. als Intensität (MMI), maximale Bodenbeschleunigung (PGA) oder Spektralwert (S_a) angegeben werden.

Verschiedene Institute und Organisationen haben für eine Vielzahl von Standorten Gefährdungskurven ermittelt [USGS 04a, CGS 04, SSS 04b].

8.3.7 Schadensausmaßkurve

Die Ermittlung der zu erwartenden Bruchstellen pro Kilometer erfolgt mit dem LBB-Index (Kap. 8.2) zunächst für eine gegebene Erdbebenintensität. Darüber hinaus können mit der programmtechnischen Umsetzung des LBB-Indexes auch für beliebig viele Intensitäten die auf Level II und III berechneten Kenngrößen in BPK umgerechnet werden. Je nach Verfahren wird dabei die Intensität zunächst in andere Belastungsparameter umgerechnet.

Trägt man die BPK über die Intensität MMI auf, erhält man die Schadensausmaßkurve. Aufgrund der Streuung der Eingabeparameter werden dabei neben der mittleren Gefährdungskurve auch die Schadensausmaßkurven der 10%- und 90%-Fraktile ermittelt.

Alternativ könnten die Schadensausmaßkurven auch auf Level I unter Verwendung der Zusammenhänge nach Gleichung (4.22) bis (4.24) verwendet werden. Anstelle der 10%- und 90%-Fraktile würde man in diesem Fall mit den nicht quantifizierten Größen "hohe" bzw. "niedrige" Schädigung rechnen.

8.3.8 Kostenkurven

Die Ermittlung der zu erwartenden Kosten (Kap. 8.3.1 bis 8.3.4) erfolgt analog auch für beliebig viele Intensitäten, für die die Rohrleitung auf Level II oder III untersucht worden ist.

Trägt man die zu erwartenden Kosten über die Intensität auf, erhält man eine Kostenkurve. Unter Berücksichtigung der Schadensausmaßkurve (Bild 8.9), die den Zusammenhang zwischen BPK und Intensität angibt, können alternativ die zu erwartenden Kosten als Funktion der BPK dargestellt werden.

8.3.9 BPK-Schädigungskurve

Die BPK-Schädigungskurve ergibt sich unmittelbar aus der Gefährdungskurve, die die Überschreitenswahrscheinlichkeit einer Intensität MMI angibt, und der Schadensausmaßkurve, die den Zusammenhang zwischen Intensität MMI und BPK darstellt (Bild 8.9).

Folglich gibt die BPK-Schädigungskurve die Wahrscheinlichkeit an, mit der eine bestimmte Anzahl von Bruchstellen zu erwarten ist. Auch die 10%- und 90%-Fraktilwerte werden wieder ermittelt. Für die Ermittlung dieser Kurve sind keine neuen Berechnungen erforderlich, lediglich ein Zusammenführen der Daten der beiden Ausgangskurven.

8.3.10 Jährliche Schädigungskurve

Die jährliche Schädigungskurve ist diejenige Kurve, für deren Ermittlung die zuvor erläuterten Kurven nötig sind. Die jährliche Schädigungskurve stellt den Zusammenhang zwischen jährlicher Überschreitenswahrscheinlichkeit und Damage Ratio der Rohrleitung her. Sie wird aus

der BPK-Schädigungskurve (Kap. 8.3.9) und der Kostenkurve (Kap. 8.3.8) ermittelt. Dabei werden die absoluten Kosten aus der Kostenkurve in das Verhältnis zum Gesamtwert der Rohrleitung gesetzt, um die Damage Ratio zu erhalten. Auch die Kurven der 10%- und 90%-Fraktile werden ermittelt.

Anhand der so ermittelten jährlichen Schädigungskurve kann abgelesen werden, mit welcher Wahrscheinlichkeit in einem Jahr eine bestimmte Schädigung (Damage Ratio) zu erwarten ist.

8.3.11 Jährliche Versicherungsprämie

Während die jährliche Schädigungskurve Wahrscheinlichkeiten angibt, mit denen bestimmte Kosten infolge seismischer Einwirkung pro Jahr auftreten, entspricht die jährliche Versicherungsprämie einer Rohrleitung den durchschnittlich pro Jahr entstehenden Kosten infolge seismischer Einwirkung.

Damit ist letztlich ein sehr einfacher und klar verständlicher monetärer Wert der seismischen Vulnerabilität von Rohrleitungen gegeben. Dieser Wert stellt einen Nettowert dar, d.h. Aufschläge des Versicherers für Aufwand und Gewinn bleiben hier unberücksichtigt.

Die jährliche Versicherungsprämie wird durch Integration der jährlichen Gefährdungskurve berechnet (Bild 8.10).

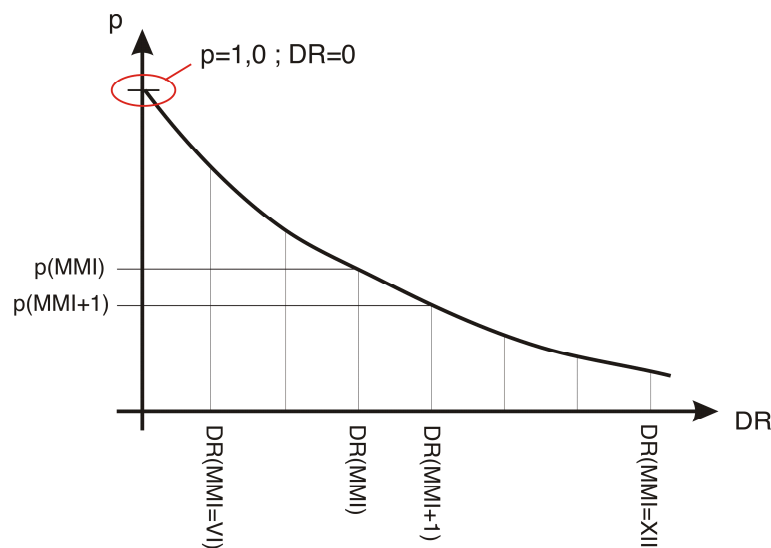


Bild 8.10: Ermittlung der Versicherungsprämie.

Dabei wird berücksichtigt, dass es sich bei den jährlichen Gefährdungskurven um akkumulierte Wahrscheinlichkeiten handelt. Daher wird aus der Gefährdungskurve zunächst die tatsächliche Wahrscheinlichkeit für die Damage Ratios infolge der verschiedenen Intensitäten ermittelt. Bei der anschließenden Integration wird außerdem berücksichtigt, dass bei einer Damage Ratio von Null die Überschreitenswahrscheinlichkeit gleich 1 ist. Wichtig ist daher, dass die Berechnungen auch für relativ kleine MMI durchgeführt werden, um Fehler durch die Interpolation zu vermeiden.

8.4 Berechnungsbeispiel für Verwerfung

In diesem Kapitel wird ein Beispiel vorgestellt, das mit Hilfe der entwickelten Verfahren untersucht wird. Dies beinhaltet die Berechnung der BPK und der monetären Schädigung sowie die Ermittlung der Schädigungskurven.

8.4.1 Ermittlung der BPK

In Tabelle 6.1 sind die Ergebnisse der Schadensermittlung für alle im Rahmen der Level III - Untersuchungen nach Kap. 6.2 berechneten Beispiele aufgelistet.

Tabelle 8.2: Konfidenzintervalle für BPK und monetäre Schäden aller Beispiele aus Kap. 6.2.

Kapitel	Beispiel	BPK _u [-]	BPK _m [-]	BPK _o [-]	Kosten _u [€]	Kosten _m [€]	Kosten _o [€]
6.2.8	1	1,28	4,05	6,82	2884	9118	15353
6.2.9	1	0,00	0,0540	0,35	0	405	2636
	2	0,59	2,48	4,37	4458	18622	32787
	3	0	0	0	0	0	0
	4	0	0	0	0	0	0
7.2.2	1	6,28	9,56	12,83	23560	35854	48149

Für die Schadensermittlung wird die Methode nach ATC mit einer Berechnung der Betriebsunterbrechungskosten über den Wert der Funktionsfähigkeit der Leitung gewählt. Der Wert der Funktionsfähigkeit der Leitung wird zu eine Million Euro gesetzt, und für die Anzahl der Arbeiter wird ein Wert von 10 gewählt. Für die Beispiele aus Kapitel 6.2 werden die Standardabweichungen zu 10% der jeweiligen Kenngröße angenommen. Die Standardabweichungen für das Beispiel aus Kapitel 7.2.2 werden mit der Monte-Carlo-Simulation ermittelt. Da eine Ermittlung der Schwinggeschwindigkeiten nur über die Umrechnung von Verschiebungszeitverläufen möglich ist und das Auslesen der erforderlichen Zeitverläufe mit ANSYS sehr zeitaufwändig ist, wird auf die Berücksichtigung dieses ohnehin indirekten Schadensindikators verzichtet.

Tabelle 8.2 zeigt, dass die segmentierten Rohrleitungen die seismische Wellenbeanspruchung schadensfrei überstehen. Für alle anderen Beispiele entstehen Schäden. Dabei sind die Schäden für den Lastfall Verwerfung am größten.

8.4.2 Ermittlung der Schädigungskurven

8.4.2.1 Allgemeines

Da die Intensitäten für die Berechnung der Schädigungskurven in MMI angegeben werden, ist für den Lastfall Wellenausbreitung ein Zusammenhang zwischen MMI und maximaler Bodenbeschleunigung erforderlich. Hierzu kann der Zusammenhang aus Tabelle 8.3 verwendet werden.

Tabelle 8.3: Zusammenhang zwischen PGA und MMI [HAZUS 99].

MMI	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
PGA [g]	0,12	0,21	0,36	0,53	0,71	0,86	1,15

Für den Lastfall Verwerfung kann der folgende Zusammenhang zwischen MMI und der Verwerfungsgröße benutzt werden [Shin 79b, O'Rou 99a]:

$$\log \delta_f = -13,2 + 0,66 \cdot I + 3,96 \cdot \log(R + 40) \quad (8.29)$$

Darin sind:

I	Intensität MMI [-]
M	Momentenmagnitude [-]
R	Hypozentralentfernung [km]
δ_f	Verwerfungsgröße

Unter Annahme einer Hypozentralentfernung von 10 km ergeben sich mit Gleichung (8.29) näherungsweise die Verwerfungsgrößen nach folgender Tabelle:

Tabelle 8.4: Zusammenhang zwischen der Verwerfungsgröße δ_f und MMI

MMI	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
δ_f [m]	0,003	0,014	0,066	0,30	1,39	6,44	29,67

8.4.2.2 Beispiel

Die Berechnung der Schädigungskurven wird in diesem Beispiel für den Lastfall Verwerfung durchgeführt. Dazu wird eine 1000 m lange Stahlrohrleitung mit den Material- und Geometrieigenschaften nach VGE1 nach Kapitel 6.2.8 auf Level III untersucht. Der einzige Unterschied liegt in der Reduzierung der Bodenüberdeckungshöhe auf 2 m. Die Ermittlung der erforderlichen Kenngrößen erfolgt durch Monte-Carlo-Simulationen mit jeweils 100 Stichproben für die Intensitäten VI bis X. Folgende Werte werden für die Kostenermittlung gewählt:

Leistungsart:	Trinkwasser
Methode für direkte Kosten:	ATC
Methode für indirekte Kosten:	Wert der Funktionsfähigkeit
Funktionsfähigkeit der Leitung:	1000000 €
Anzahl der Arbeiter für die Reparatur:	10
max BPK:	1

Zur Berechnung der Schadenskurven wird eine Gefährdungskurve für den Standort San Francisco angesetzt.

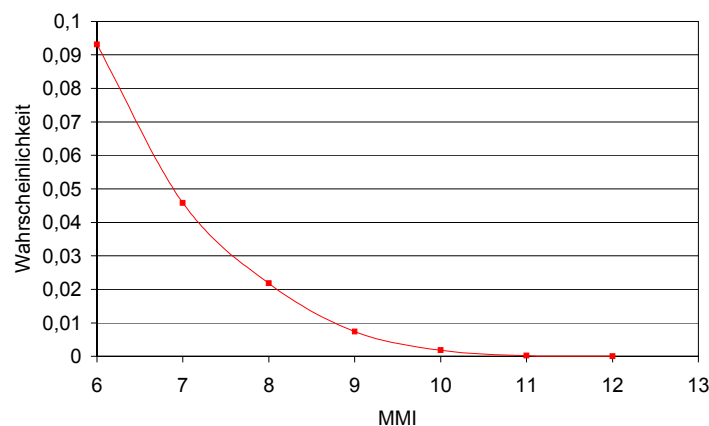


Bild 8.11: Gefährdungskurve für San Francisco.

In Bild 6.2 sind die Schädigungskurve und die Kurve für die Wahrscheinlichkeit über die BPK dargestellt.

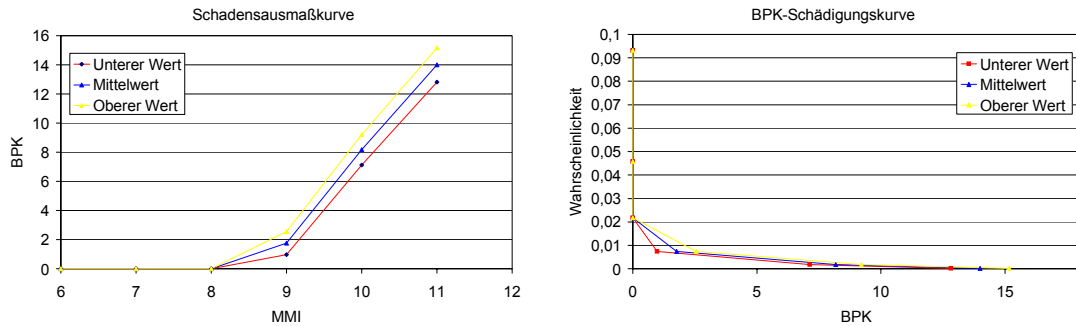


Bild 8.12: Schadensausmaßkurve (links) und BPK-Schädigungskurve (rechts).

Die Verläufe der Kostenkurven werden im folgenden Bild gezeigt:

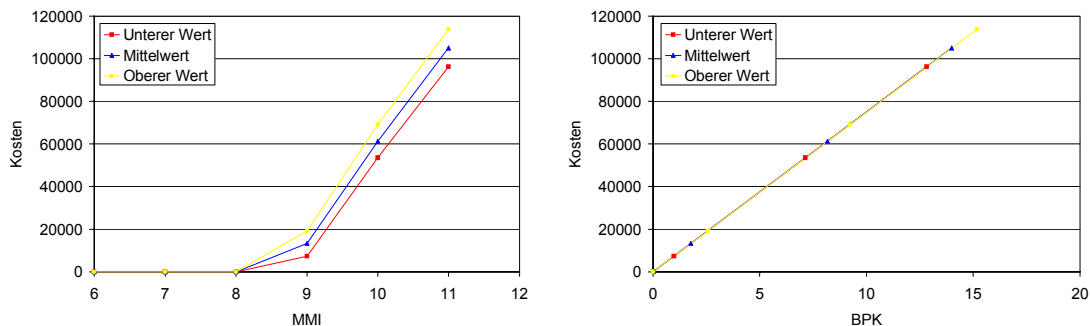


Bild 8.13: Kostenkurven.

Aus diesen Kurven ergibt sich als abschließendes Ergebnis die jährliche Schädigungskurve, mit der für die Versicherungsprämie ein Mittelwert sowie ein oberer und unterer Grenzwert unter Berücksichtigung eines Konfidenzintervalls von 10% bzw. 90% festgelegt werden kann.

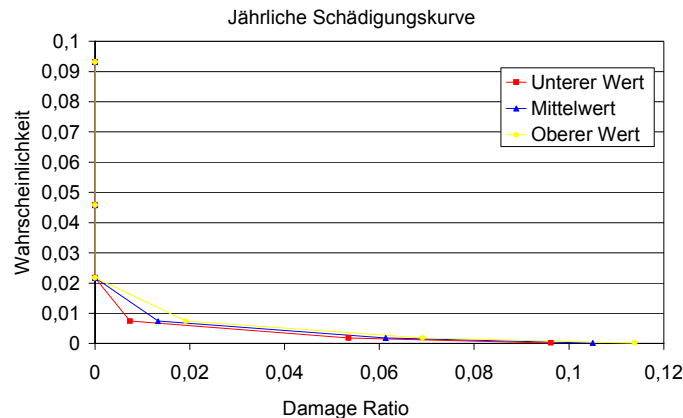


Bild 8.14: Jährliche Schädigungskurve.

Mit der Schädigungskurve aus Bild 8.14 ergeben sich folgender Mittelwert und die 10%- bzw. 90%-Fraktilewerte bezogen auf die Leitungslänge von 1000 m:

Unterer Versicherungsbetrag:	77,84 €
Mittelwert des Versicherungsbetrags:	187,13 €
Oberer Wert des Versicherungsbetrags:	296,46 €

Am Verlauf der erstellten Kurven erkennt man, dass für MMI VI bis VIII nicht mit Schäden an der Rohrleitung zu rechnen ist. Dies liegt an den recht geringen Verwerfungsgrößen, die mit den Intensitäten korrespondieren. Die Größe der ermittelten Versicherungsprämien hängt außerdem stark von der angesetzten Gefährdungskurve ab.

8.5 Berechnungsbeispiel für Wellenausbreitung

Für das Beispiel aus Kapitel 6.2.9.3 wird ebenfalls eine Schadensanalyse durchgeführt, allerdings wird aufgrund der hohen Rechenzeiten auf die stochastische Analyse verzichtet. Die Standardabweichungen der maßgebenden Spannungen und Dehnungen werden zu 10% der Mittelwerte angenommen. Für die Ermittlung der Beschleunigungszeitverläufe der unterschiedlichen Belastungsintensitäten werden die maximalen Bodenbeschleunigungen aus Tabelle 8.3 verwendet. Die so erzeugten Beschleunigungs- und Verschiebungszeitverläufe sind in Bild 8.15 abgebildet.

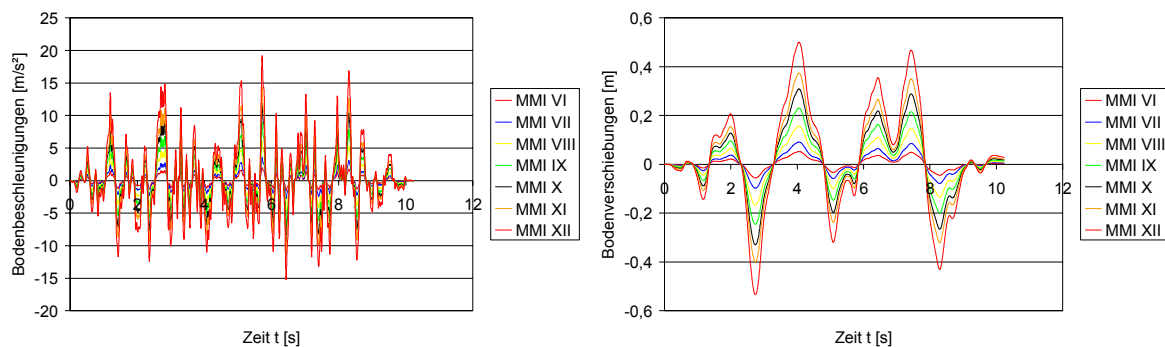


Bild 8.15: Beschleunigungs- und Verschiebungszeitverläufe für unterschiedliche Intensitäten.

Die Eingangswerte der Schadensanalyse und die Gefährdungskurve entsprechen denen des Beispiels für den Lastfall Verwerfung. Für die Intensität MMI XII konnte keine Konvergenz erzielt werden, daher sind in den folgenden Diagrammen nur die Ergebnisse bis MMI XI dargestellt.

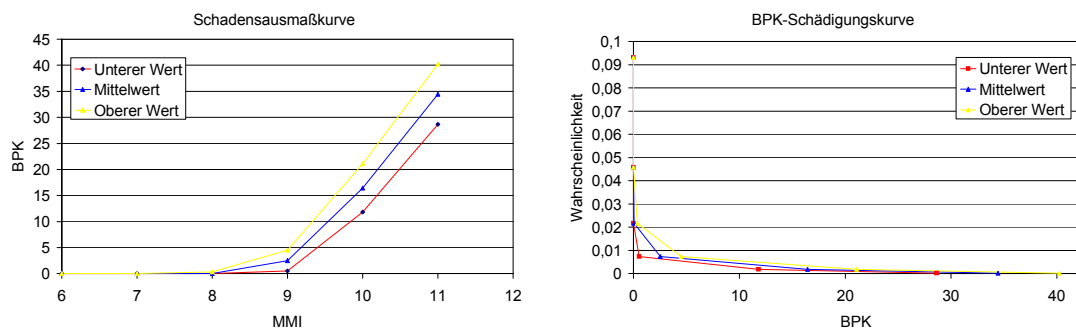


Bild 8.16: Schadensausmaßkurve (links) und BPK-Schädigungskurve (rechts).

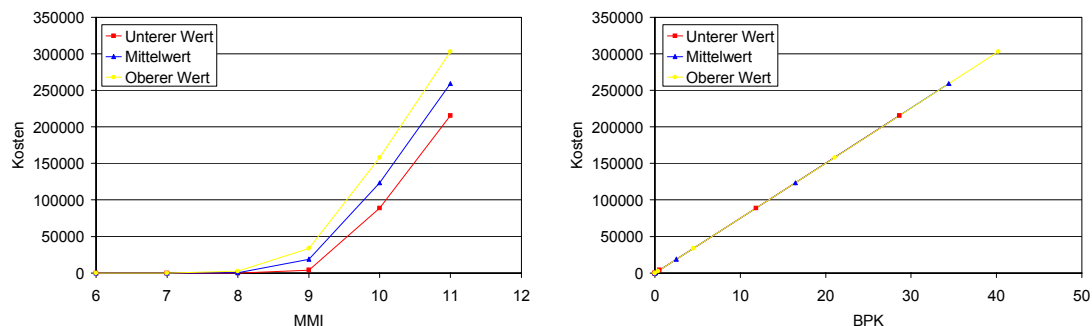


Bild 8.17: Kostenkurven.

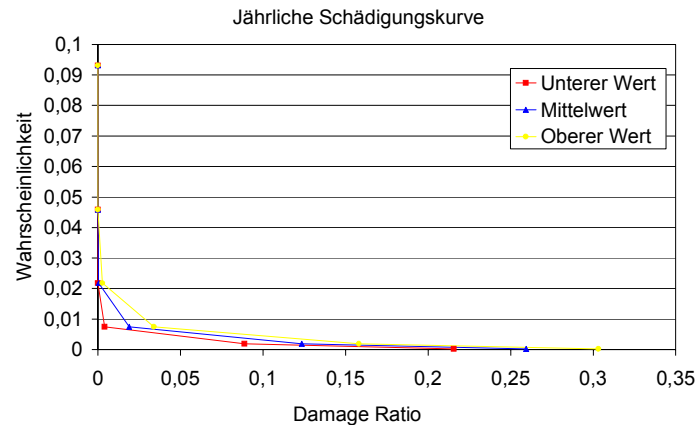


Bild 8.18: Jährliche Schädigungskurve.

Aus der jährlichen Schädigungskurve erhält man für die jährliche Versicherungsprämie bezogen auf die Leitungslänge von 1000 m folgenden Mittelwert mit den 10%- und 90%-Fraktilwerten:

Unterer Wert des Versicherungsbetrags:	539,20 €
Mittelwert des Versicherungsbetrags:	857,60 €
Oberer Wert des Versicherungsbetrags:	1211,72 €

Die Ergebnisse für Wellenausbreitung zeigen, dass Schäden erst ab Intensitäten größer als VIII auftreten. Dieses Beispiel verdeutlicht damit, dass in Deutschland die Gefährdung unterirdischer Rohrleitungen durch Wellenausbreitung gering ist, da Beben der Intensität IX de facto nicht vorkommen. Da auch Verwerfungen an oder dicht unter der Geländeoberfläche in Deutschland keine nennenswerte Rolle spielen, ist insgesamt die Gefährdung unterirdischer Rohrleitungen durch seismische Einwirkungen vernachlässigbar.

Die in diesem Kapitel vorgestellten Indices zur Ermittlung der zu erwartenden Bruchstellen pro Kilometer sowie zur Ermittlung der monetären Schädigung und der weiteren Auswertung sind programmtechnisch umgesetzt worden. Für die Nutzung über die webbasierte Benutzeroberfläche steht je ein Verfahren auf Level I (Verfahren WIA1), Level II (Verfahren AL) und Level III zur Verfügung. Diese benutzerdefinierte Weboberfläche wird im folgenden Kapitel erläutert.

9. Zentrale webbasierte Benutzeroberfläche

In den bisherigen Kapiteln ist bereits mehrmals auf die webbasierte Benutzeroberfläche hingewiesen worden, in die sämtliche Programme eingebunden worden sind.

Ein Ziel dieser Weboberfläche ist es, die verschiedenen Berechnungsverfahren für unterirdische Infrastruktur auf Level I bis III und die anschließenden Methoden zur Berechnung monetärer Schäden so bereitzustellen, dass jeder autorisierte Benutzer sie von jedem beliebigen Ort aus nutzen kann.

Außerdem soll durch die gemeinsame Weboberfläche gewährleistet werden, dass die verschiedenen Forschungsarbeiten am Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik im Bereich der Vulnerabilitätsuntersuchungen eine gemeinsame Plattform besitzen, um die langfristige Nutzbarkeit und Erweiterbarkeit der verschiedenen Forschungsarbeiten zu gewährleisten.

Die im Rahmen der vorliegenden Arbeit gestaltete Weboberfläche mit der dahinter liegenden Datenbank wird in diesem Kapitel präsentiert.

9.1 Überblick

9.1.1 Anforderungen

Der Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik der RWTH Aachen beschäftigt sich in der Forschung seit Jahren intensiv mit baulastdynamischen Fragestellungen [Mesk 01, Mesk 03a, Mesk 04, Sade 02, Kuhl 04, etc.]. Bild 9.1 zeigt die verschiedenen Forschungsthemen des Bereichs Erdbebengefährdung, von denen die unterirdische Infrastruktur in dieser Arbeit schwerpunktmäßig behandelt worden ist.

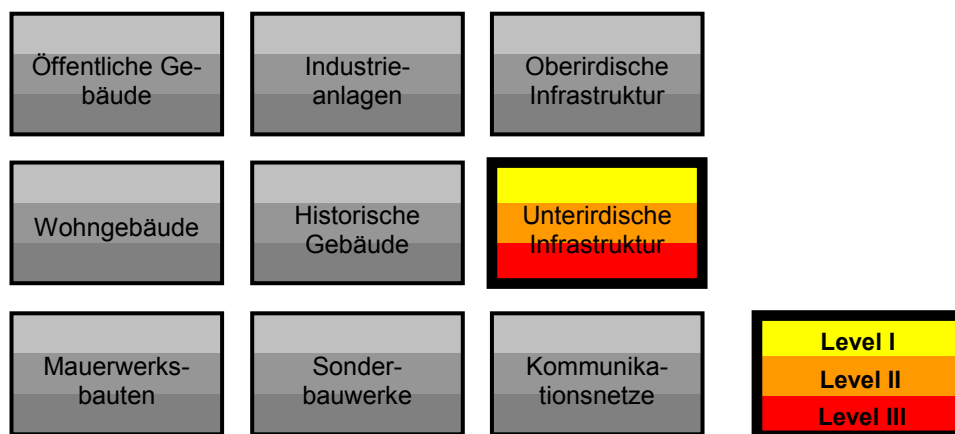


Bild 9.1: Verschiedene in der Weboberfläche gekoppelte Forschungsthemen.

Bei der Umsetzung der Weboberfläche zur Kopplung der verschiedenen Forschungsbereiche werden folgende Kriterien erfüllt:

- Die Berechnungen sind über eine gemeinsame Plattform möglich, d.h. der Benutzer kann über die Weboberfläche zunächst den für ihn relevanten Bereich (z.B. unterirdische Infrastruktur) auswählen.
- Innerhalb jeden Bereichs können die Berechnungen jeweils auf den drei Levels der Vulnerabilitätsuntersuchungen durchgeführt werden.
- Die Eingabedaten und die ermittelten Ergebnisse werden auf dem zentralen Server gespeichert.
- Der zentrale Server ermöglicht die Archivierung beliebig vieler Projekte mit ihren Projektdaten.

- Die Oberfläche und damit die Berechnungen können von jedem beliebigen Ort mit Internetanschluss gestartet werden. Die Berechnungen werden auf dem zentralen Server durchgeführt, so dass auf der Seite des Benutzers keine Rechenkapazität erforderlich ist.
- Jeder Benutzer hat Zugang zu den für ihn relevanten Daten.
- Erweiterungen des Systems um neue (Forschungs-)bereiche und neue Berechnungsverfahren bestehender Bereiche sind einfach möglich.

Um diese Anforderungen zu erfüllen, wird ein System benutzt, dass im folgenden Abschnitt beschrieben wird.

9.1.2 Zugrunde liegendes System

Zur Realisierung der oben beschriebenen Anforderungen wird auf das am Lehrstuhl für Bau- statik und Baudynamik der RWTH Aachen erfolgreich eingesetzte webbasierte Datenbanksystem [Chud 01a, Chud 01b, Kuhl 01] zurückgegriffen.

Die Grundlage des webbasierten Datenbanksystems bildet die verwendete LAMP-Architektur (Linux, Apache, MySQL, PHP) für Web-Server. In dieser Architektur werden Standardsprachen zur Darstellung (HTML) und Repräsentation der Daten (SQL) eingesetzt.

Die Architektur der Datenbank ist in Bild 9.2 dargestellt. Das System HODBASE [Chud 01a, Chud 01b] wurde als Bibliothek in php implementiert und steuert den Datenaustausch zwischen den Web-Browsern und dem MySQL-Datenbankserver. Die Funktionsweise wird in Bild 9.2 durch vier Schritte erläutert.

1. Empfang der Abfrage vom Browser (Benutzer),
2. Erzeugung der zugehörigen SQL-Abfrage(n),
3. Empfang der Ergebnisse der Abfrage (objektorientierte Strukturierung der Ergebnisse),
4. Erzeugung der dynamischen HTML-Seiten.

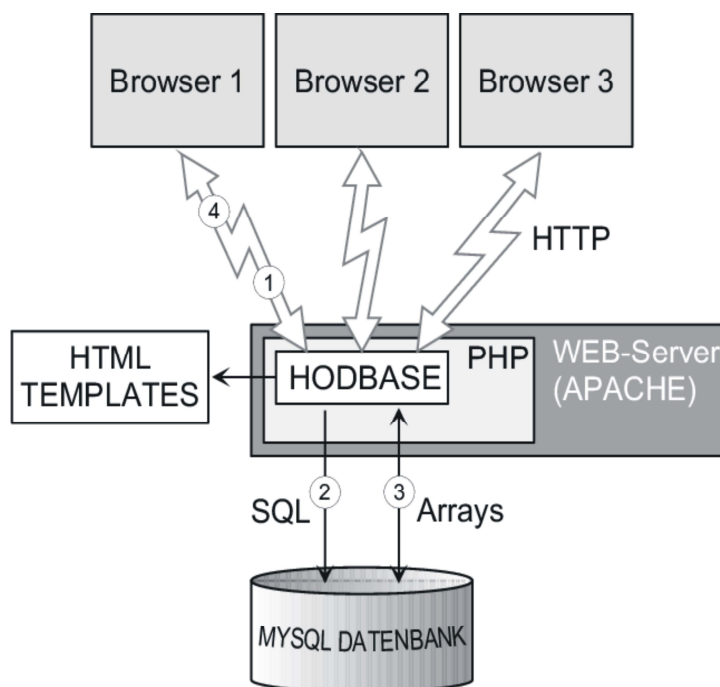


Bild 9.2: Weboberfläche und die dahinter liegende Datenbank [Chud 01a].

Bei der Darstellung eines abgefragten Objektes werden die Attribute dieses Objektes in das HTML-Format projiziert. Die Objektdaten werden mittels einer HTML-Schablone dargestellt, die in Bild 9.3 dargestellt und in drei Bereiche unterteilt ist:

1. Der Kontextbereich enthält Informationen über die aktuelle Klasse, Authentisierungsinformationen und Links zur obersten Gliederung der Daten in Datenbereiche. Für den aktuell ausgewählten Datenbereich (hier: Home) werden in der folgenden Zeile die zugehörigen Datenklassen dargestellt.
2. Der Methodenbereich enthält Links zu den Methoden, die im aktuellen Navigationskontext durchgeführt werden können.
3. Der Datendarstellungsbereich enthält die abgefragten Daten. Diese können entweder als Liste oder als einzelne Objekte dargestellt werden.

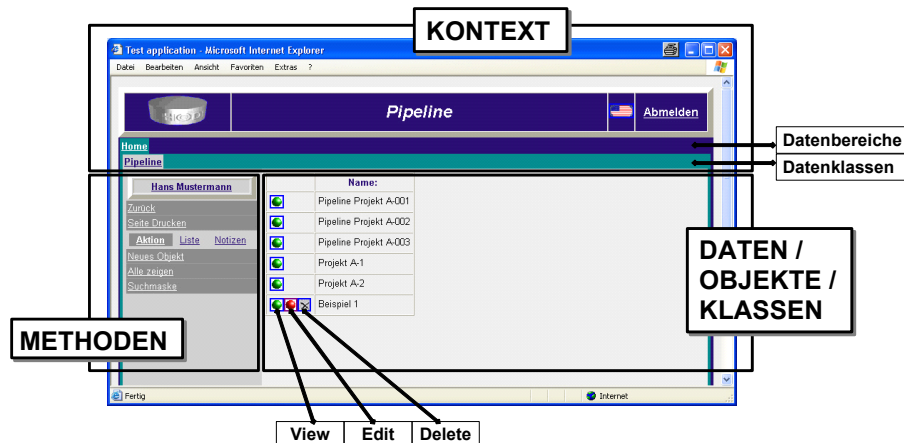


Bild 9.3: Aufbau der HTML-Benutzeroberfläche.

9.1.3 Zugriffsmodell

Der Inhalt der generierten Webseiten hängt von den aktuellen Zugriffsrechten eines Benutzers ab. Beim ersten Zugriff auf den Server erhält jeder Benutzer eine Identifikation, die es ermöglicht, die Attribute seiner Sitzung zu verwalten. Diese Attribute enthalten unter anderem den Zugriffsstatus, der mit den notwendigen Zugriffsrechten der abgefragten Klasse bzw. des Objektes verglichen wird. Entsprechend seinen Zugriffsrechten kann der Benutzer nur die für ihn freigegebenen Objekte oder Attribute sehen oder editieren. So wird die Sicherheit der Daten bei einer Vielzahl von Benutzern gewährleistet.

Bei den im Pipeline-Server definierten Zugriffsebenen handelt es sich, wie in Bild 9.5 dargestellt, um *nobody*, *author*, *editor*, *admin* und *debug*.

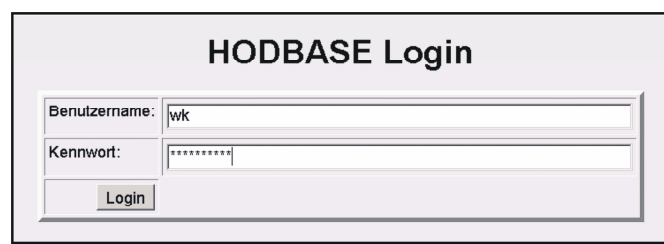


Bild 9.4: Anmeldung zur Benutzung der Weboberfläche.

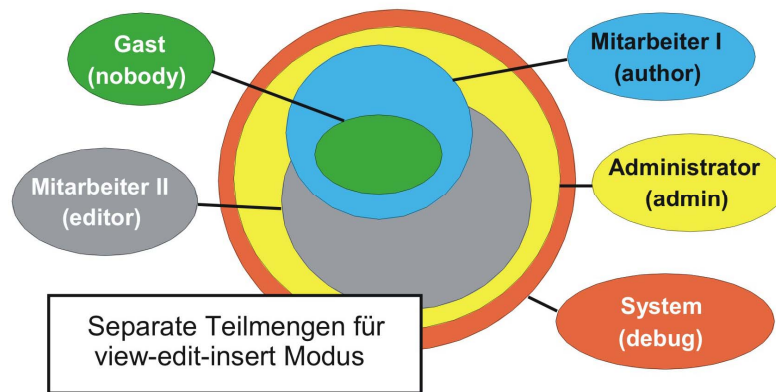


Bild 9.5: Unterschiedliche Benutzertypen und ihre Rechte [Chud 01a].

Jede Klassendefinition enthält eine Liste der notwendigen Zugriffsebenen, die ein Benutzer haben muss, um die Objekte dieser Klasse abfragen, editieren bzw. einfügen zu dürfen.

9.2 Anwendung für Untersuchungen auf Level I bis III

9.2.1 Auswahl des gewünschten Levels und Verfahrens

Nachdem sich der Benutzer angemeldet hat, kann er den Bereich "Pipelines" auswählen. Die weiteren Bereiche neben "Pipelines" werden "Brücken", "Mauerwerksbauten" etc. sein, entsprechend der laufenden und zukünftigen Forschungsarbeiten.

Unter "Pipelines" werden dem Benutzer sämtliche Projekte angezeigt, für die der Benutzer Leserechte hat. Dies sind im Regelfall die von ihm selbst angelegten Projekte bzw. auch weitere Projekte, für die er dann evtl. keine Editier-Rechte besitzt.

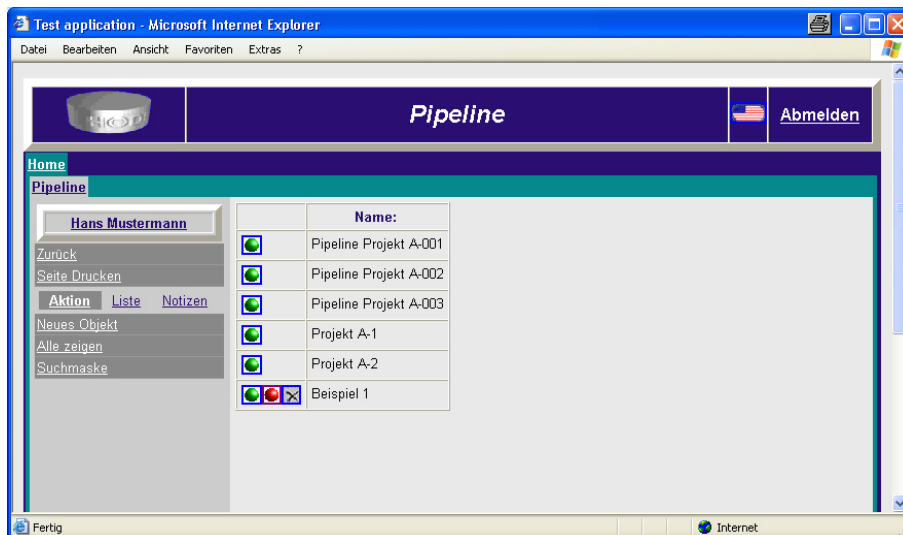


Bild 9.6: Liste der Projekte.

Für jedes Projekt, d.h. jede zu untersuchende Rohrleitung können Berechnungen auf jedem beliebigen Level und mit jedem beliebigen Verfahren durchgeführt werden. Dazu wählt der Benutzer im "Methoden"-Bereich den gewünschten Level aus.

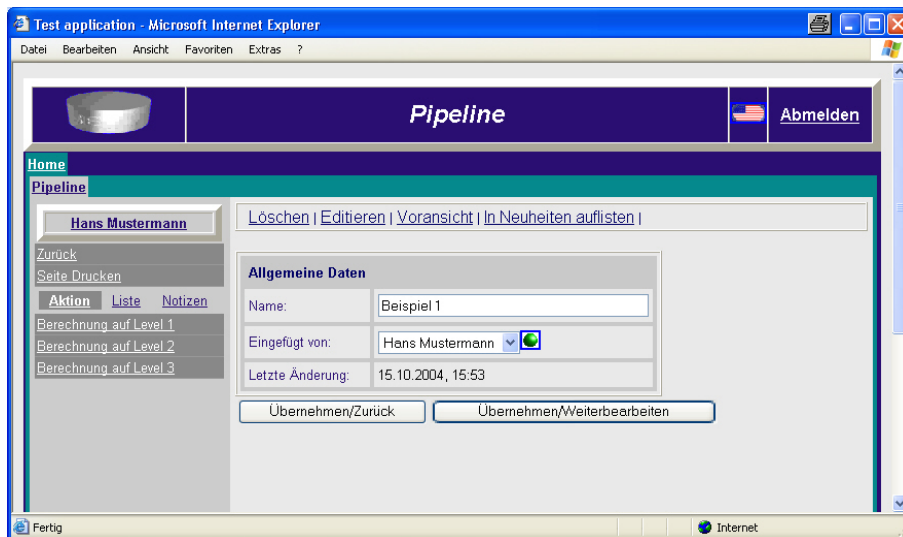


Bild 9.7: Auswahl der Levels.



Bild 9.8: Auswahl der Verfahren auf Level I.



Bild 9.9: Auswahl der Verfahren auf Level II.

9.2.2 Berechnungen mittels Fortran-Programmen

Die Untersuchungen unterirdischer Rohrleitungen auf Level I und II basieren auf den in Kap. 4 und 5 beschriebenen Verfahren. Die programmtechnische Umsetzung basiert auf Fortran-Quellcodes. Die daraus erzeugten ausführbaren Dateien greifen für die Berechnung auf die jeweils erforderlichen Eingabedateien zurück. Die Ergebnisse werden ebenfalls in Form von Dateien gespeichert.

Die Möglichkeit der Benutzung sämtlicher Programme auf Level I und II über die Weboberfläche geschieht wie folgt: Zunächst werden nach Wahl des Levels und des Verfahrens die dafür relevanten Eingabeparameter in der Weboberfläche dargestellt. Hier gibt der Benutzer für das konkrete Projekt die Werte ein. Dies können Zahlenwerte, ein Element aus einer Auswahlliste o.ä. sein (z.B. Eingabeparameter nach Anhang B.1 und B.2). Anschließend werden die vom Benutzer eingegebenen Daten in der Datenbank gespeichert.

Für den Fall, dass bestimmte Parameter (wie z.B. E-Modul des Rohres, Scherwellengeschwindigkeit o.ä.) bei verschiedenen Verfahren oder Levels als Eingabewert benötigt werden, braucht der Benutzer diese nur einmal einzugeben. Bei allen anderen Verfahren, die auch diese Eingabeparameter benötigen, sind diese dann bereits vorhanden und werden auch automatisch angezeigt. Damit ist die Konsistenz der Daten gewährleistet, wenn der Benutzer Berechnungen mit verschiedenen Verfahren durchführt.

Nach der Speicherung der Daten erfolgt der Start der Berechnung über den Button "Berechnung starten". Dazu werden mittels eines php-Skriptes zunächst die Eingaben im korrekten Format in die für die Fortran-Berechnung benötigten Eingabedateien exportiert. Diese Eingabedateien sind nur temporär. Anschließend wird das jeweilige Fortran-Programm aufgerufen, das automatisch die Ergebnisse in die jeweiligen Fortran-Ausgabedateien schreibt. Die Speicherung der Ergebnisse erfolgt wieder in der Datenbank. Die für den Benutzer relevanten Daten werden anschließend zurück in die Weboberfläche importiert. Sie erscheinen in den dafür vorgesehenen, nicht-editierbaren Feldern. In Bild 9.10 ist dies für Level I, in Bild 9.11 für Level II dargestellt. Nach der Berechnung werden die temporären Dateien gelöscht, sämtliche relevanten Daten sind in der Datenbank gespeichert.

Test application - Microsoft Internet Explorer

Datei Bearbeiten Ansicht Favoriten Extras ?

Level 1: Bend 95 PGD (DGB1) [Abmelden](#)

Home

Pipeline

Hans Mustermann [Löschen](#) | [Editieren](#) | [Voransicht](#) | [In Neuheiten auflisten](#) | [Berechnung starten](#)

[Zurück](#)
[Seite Drucken](#)

Aktion [Liste](#) [Notizen](#)

Level 1: Bend 95 PGD (DGB1)
Level 1: Bend 95 PGV (WVB1)
Level 1: Fidi 01 PGD (DGE2)
Level 1: Fidi 01 PGV (WVE2)
Level 1: Fidi 99 PGD (DGE1)
Level 1: Fidi 99 PGV (WVE1)
Level 1: Heub 95 (DLH1)
Level 1: Tsai 00 (WAT1)
Level 1: Orou 93 (WAO1)
Level 1: Orou 99 (WVO1)
Level 1: Eguc 82 (DFE1)
Level 1: Orou 00a (WVO2)
Level 1: Orou 03 (DGO1)
Level 1: Wfia 1

Allgemeine Daten

Name:

Eingefügt von:

Letzte Änderung: 15.10.2004, 15:53

Eingabedaten Rohr

Elastizität des Rohres:

Eingabedaten Belastung

Verwerfungsgröße:

Ausgabedaten Berechnung

Reparatur-Rate:

[Übernehmen/Zurück](#) [Übernehmen/Weiterbearbeiten](#)

Bild 9.10: Berechnung mittels Fortran-Programmen auf Level I.

Test application - Microsoft Internet Explorer

Datei Bearbeiten Ansicht Favoriten Extras ?

Level 2: Wang LE (WE) [Abmelden](#)

Home

Pipeline

Hans Mustermann [Löschen](#) | [Editieren](#) | [Voransicht](#) | [In Neuheiten auflisten](#) | [Berechnung starten](#)

[Zurück](#)
[Seite Drucken](#)

Aktion [Liste](#) [Notizen](#)

Level 2: Ala 01 (AL)
Level 2: Chen Straight (CH)
Level 2: Hu Hoch (HH)
Level 2: Kubota (KU)
Level 2: Orouke 1 (O1)
Level 2: Orouke 2 (O2)
Level 2: Shin Koi Cont (SK)
Level 2: Shin Koi Bent (SB)
Level 2: Wang EP (WP)
Level 2: Wang LE (WE)
Level 2: Chen Bent (CB)
Level 2: Sha Chu (SH)
Level 2: LT PGD EL (PE)
Level 2: LT PGD EP (PP)
Level 2: LT PGD Bent (PB)
Level 2: Liu TR PGD (LI)
Level 2: Orou TR PGD (OT)
Level 2: Seg TR PGD (SC)
Level 2: Kennedy (KE)
Level 2: Newmark Hall (NH)

Allgemeine Daten

Name:

Eingefügt von:

Letzte Änderung: 15.10.2004, 15:53

Eingabedaten Rohr

Länge eines Rohrelementes:

E-Modul des Rohres:

Außendurchmesser des Rohres:

Wanddicke des Rohres:

Steifigkeit der Verbindungs-Federn:

Eingabedaten Boden

Steifigkeit der Bodenfedern:

Eingabedaten Belastung

maximale Bodengeschwindigkeit:

maßgebende Wellengeschwindigkeit:

Ausgabedaten Berechnung

epsilon:

delta j:

Bild 9.11: Berechnung mittels Fortran-Programmen auf Level II.

9.2.3 Berechnungen über die ANSYS-Kopplung

Die Berechnungen auf Level III beinhalten Finite-Elemente-Simulationen mit dem FE-Programm ANSYS [ANSY 04]. Auch diese Berechnungen werden über die Weboberfläche gestartet. Dafür ist eine Kopplung zwischen der Weboberfläche und ANSYS realisiert worden.

Wie auf Level I und II gibt der Benutzer auch auf Level III zunächst die erforderlichen Eingabeparameter in der Weboberfläche an (Bild 9.12). Nach der Speicherung und dem Programmstart erfolgt dann der Start der Berechnung.

Erneut werden php-Skripte verwendet, um aus den Eingabeparametern die ANSYS-Eingabedateien zu erzeugen. In Abhängigkeit vom gewählten Verfahren werden in der Regel zunächst vorgeschaltete Fortran-Programme benutzt. Diese dienen zum einem der Ermittlung eingabeabhängiger Parameter und zum anderen der Erstellung der ANSYS-Eingabedateien im korrekten Format.

Die ANSYS-Eingabedatei wird im Anschluss für die ANSYS-Berechnung verwendet. Nach Abschluss der Berechnung erfolgt die Speicherung der relevanten Ergebnisse in ANSYS-Ausgabedateien. Da diese in der Regel nicht das für die Weiterverarbeitung erforderliche Format haben, wird ein weiteres Fortran-Programm nachgeschaltet, das diese Umformatierung vornimmt.

Aus den dann vorliegenden Dateien werden die Ergebnisse in der Datenbank gespeichert und zurück in die Weboberfläche importiert. Außerdem besteht die Möglichkeit, Ergebnisse auch graphisch darstellen zu lassen (Bild 9.13).

The screenshot shows a web application window titled "Test application - Microsoft Internet Explorer". The main header displays "Level 3: Gart 04 PGD" and a "Abmelden" button. The left sidebar contains navigation links: "Home", "Pipeline", "Zurück", "Seite Drucken", "Aktion", "Liste", "Notizen", and a list of items including "Level 3: Gart 04 PGD" and "Level 3: Gart 04 Wave". The main content area is titled "Hans Mustermann" and includes links: "Löschen", "Editieren", "Voransicht", "In Neuheiten auflisten", "Berechnung starten", and "Auswertung starten". Below this, there are two sections of input fields:

Allgemeine Daten	
Name:	Beispiel 1
Eingefügt von:	Hans Mustermann
Letzte Änderung:	15.10.2004, 15:53

Eingabedaten Geometrie	
Anzahl der Rohr-Boden-Abschnitte:	1
Anzahl der Rohre je Rohr-Boden-Abschnitt:	10
Länge der Rohre je Abschnitt:	3
FE-Unterteilung je Rohr und Abschnitt:	5
FE-Unterteilung je Kurve:	0

Eingabedaten Rohr	
Pipeline-Material:	Stahl
Typ der Rohrleitung:	kontinuierlich
Dicke der Rohrwand:	0.024
Rohrdurchmesser:	1.22

Bild 9.12: Eingabe für eine Level III - Berechnung mit ANSYS.

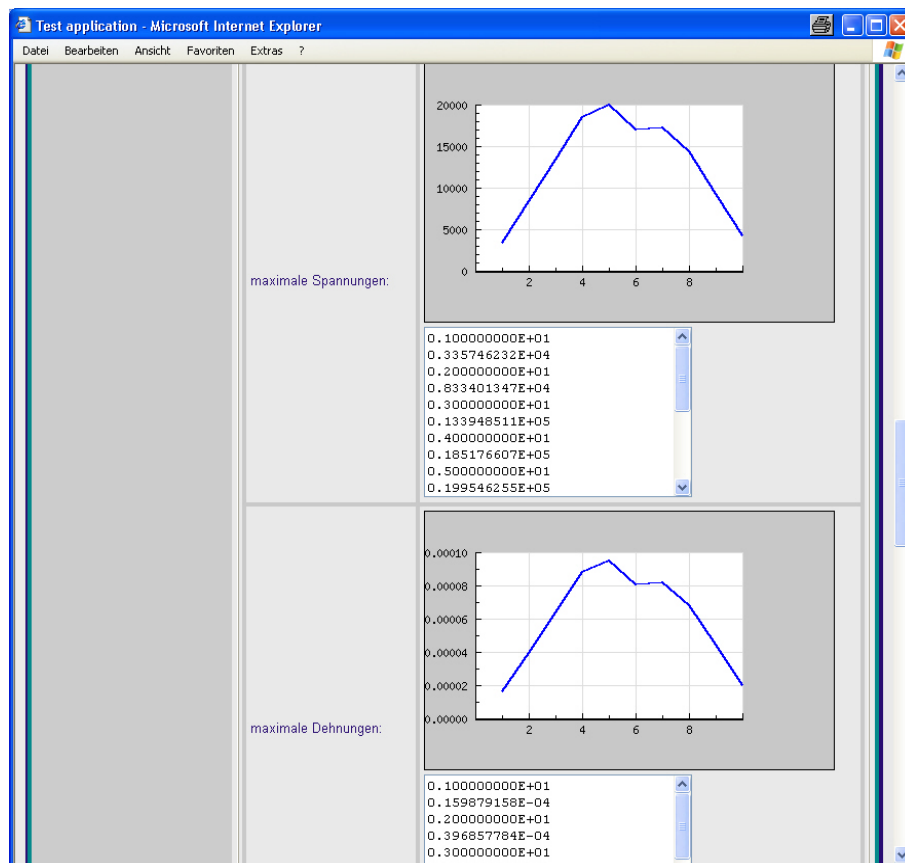


Bild 9.13: Berechnung mit ANSYS und Rückgabe der Ergebnisse.

9.3 Monetäre Bewertung

Die in Kap. 8 vorgestellten Verfahren zur Ermittlung der Schadensrate und der monetären Schäden sind ebenfalls in die Weboberfläche integriert worden. Die Resultate, die mittels der Berechnungen auf Level II oder III über die Weboberfläche erzielt worden sind, können als Eingabeparameter für die Ermittlung der zu erwartenden Bruchstellen pro Kilometer direkt weiterverwendet werden.

Für jeweils ein Verfahren auf allen drei Levels kann anschließend aus der Schadensrate die zu erwartende monetäre Schädigung berechnet werden. Außerdem werden die in Kap. 8 erläuterten Schädigungskurven ermittelt, aus denen als letzter Schritt die jährliche Versicherungsprämie berechnet wird.

Hier ist die Möglichkeit der graphischen Darstellung der Ergebnisse besonders wichtig, da bei der monetären Bewertung erst durch die Schädigungskurven ein sofort verständlicher Einblick in die Ergebnisse vorliegt.

In Bild 9.14 ist die Eingabe der für die monetäre Auswertung erforderlichen Werte (Gefährdungskurve am Standort, Wert der Leitung, Anzahl der BPK für vollständigen Kapazitätsverlust etc.) dargestellt. Bild 9.15 zeigt hiermit ermittelte Ergebnisse.

Test application - Microsoft Internet Explorer

Datei Bearbeiten Ansicht Favoriten Extras ?

Versorgungstyp: Trinkwasser

Berechnungsgrundlage der Kosten für Betriebsunterbrechung: monatl. Bruttoinlandsprodukt

Wert der Funktionsfähigkeit der Pipeline:

monatl. Bruttoinlandsprodukt in Euro: 2e8

Anzahl der Arbeiter für die Instandsetzung: 3

Prozentsatz der betroffenen Bevölkerung: 10

Anzahl der BPK für vollst. Kapazitätsverlust: 4

Ausgabedaten Auswertung

monetärer Schaden für alle Rohrstücke: 0.000000E+00

direkte Reparaturkosten: 0.000000E+00

indirekte Reparaturkosten: 0.000000E+00

untere/obere Grenze des mon. Schadens für alle Rohrstücke: 0.000000E+00 0.000000E+00

untere/obere Grenze der dir. Reparaturkosten: 0.000000E+00 0.000000E+00

untere/obere Grenze der indir. Reparaturkosten: 0.000000E+00 0.000000E+00

Eingabedaten Schädigungskurven

Neuwert der Pipeline: 2000000

Überschreitungswahrscheinlichkeit für MMI=6: 0.09311

Überschreitungswahrscheinlichkeit für MMI=7: 0.04583

Überschreitungswahrscheinlichkeit für MMI=8: 0.02176

Bild 9.14: Eingabe zur Berechnung der monetären Schäden.

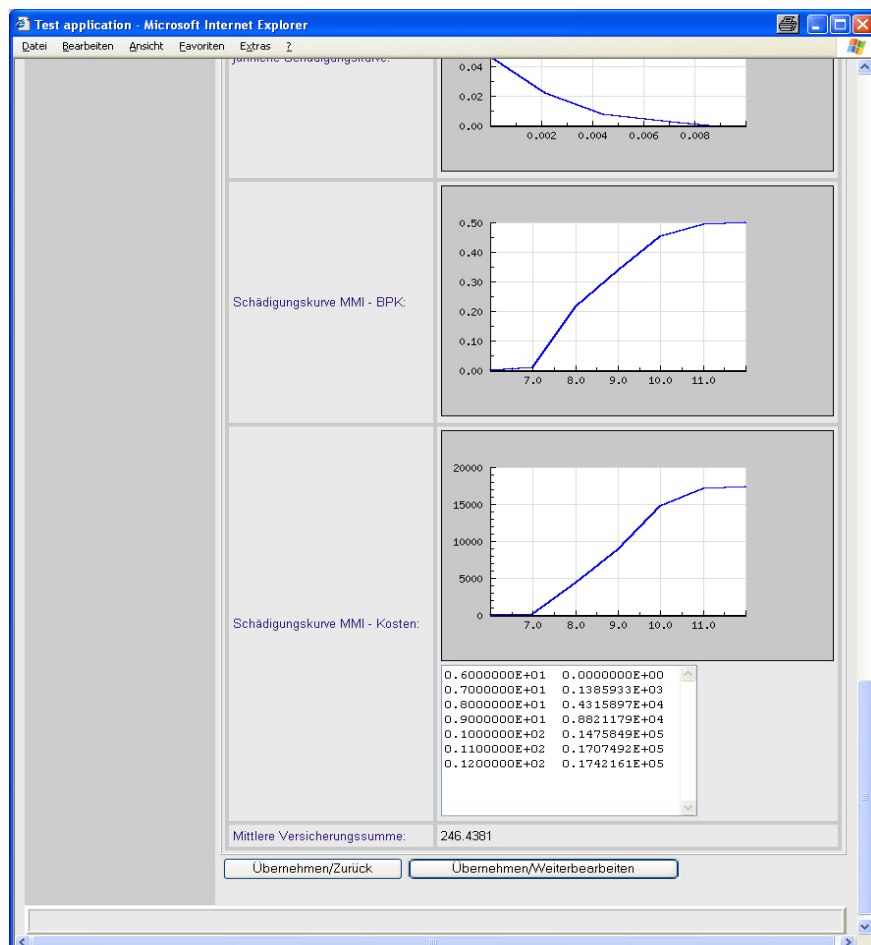


Bild 9.15: Ergebnisse der Berechnung der monetären Schäden.

9.4 Besondere Eigenschaften

Die aufgebaute Weboberfläche bietet neben den bereits erläuterten Möglichkeiten weitere Eigenschaften, die die Benutzung vereinfachen.

Dazu zählt zunächst das Anlegen eines Wörterbuchs. Die bei der Programmierung verwendeten Variablen werden dafür in beliebige Sprachen übersetzt. Im vorliegenden Fall sind dies Deutsch und Englisch. Die Darstellung in der Weboberfläche erfolgt dann wahlweise in einer dieser beiden Sprachen. Somit ist für zukünftige Anwendungen gewährleistet, dass die webbasierte Benutzeroberfläche in einfacher Form auf andere Sprachen umgestellt werden kann.

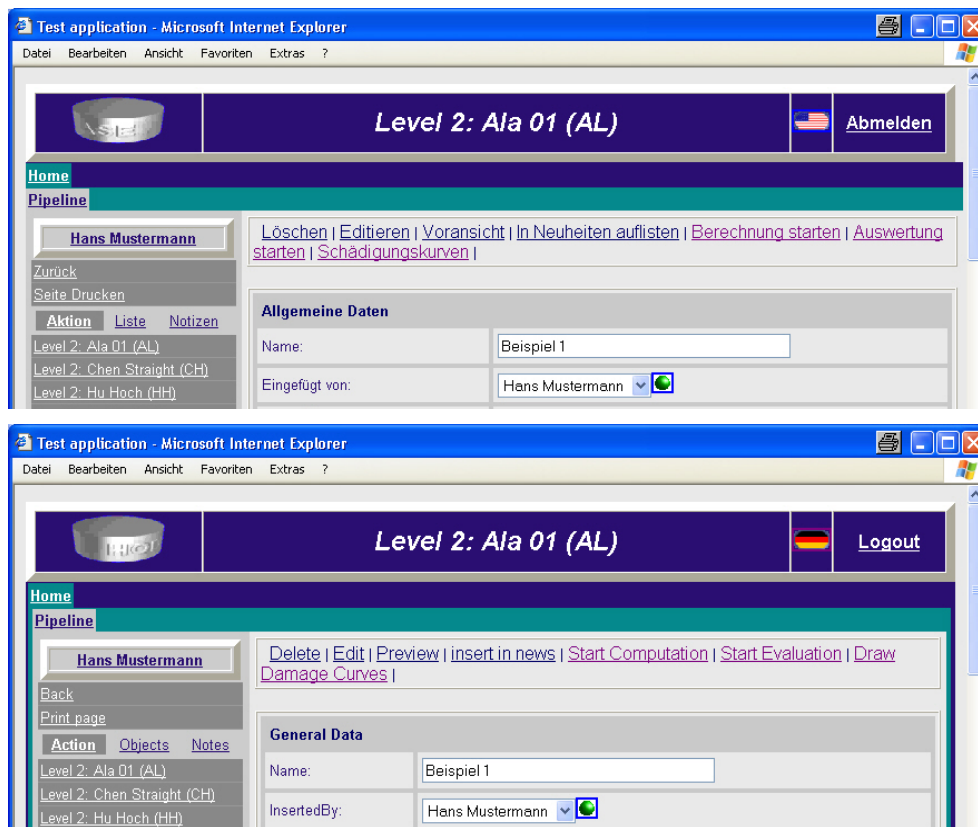


Bild 9.16: Besondere Features: Mehrsprachigkeit.

9.5 Erweiterung

Die im Rahmen der vorliegenden Arbeit eingesetzte zentrale webbasierte Benutzeroberfläche ist so konzipiert, dass ähnliche Fragestellungen ohne großen Aufwand analog eingebaut werden können.

Dazu zählen die Erweiterung um andere Bauwerkstypen sowie die Erweiterung des Bauwerkstyps "Rohrleitung" um zukünftig denkbare weitere Berechnungsverfahren und Rohrleitungstypen.

Andere Bauwerkstypen können ähnlich dem für unterirdische Infrastruktur implementierten Konzept eingebunden werden. Das Vorgehen des Einlesens der Eingabeparameter, der Durchführung der Berechnungen und der Rückgabe und Darstellung der Ergebnisse kann dabei aus der vorliegenden Arbeit übernommen werden. Denkbar ist auch, die bereits zuvor entwickelte Methode zur Schnellberechnung von Bauwerken [Sade 02] in diese Benutzeroberfläche zu integrieren. In diesem Fall kann über die vorhandene ANSYS-Kopplung die notwendige Erweiterung für gewöhnliche Hochbauten auf Level III realisiert werden.

10. Zusammenfassung und Ausblick

10.1 Zusammenfassung

In der vorliegenden Arbeit wird ein Gesamtkonzept zur Ermittlung der seismischen Vulnerabilität von Bauwerken am Beispiel unterirdischer Infrastruktur entwickelt und programmtechnisch umgesetzt. Dies beinhaltet

- die Untersuchung von unterirdischer Infrastruktur auf drei verschiedenen Genauigkeitslevels,
- die Möglichkeit probabilistischer Untersuchungen und Auswertungen,
- die Ermittlung der zu erwartenden monetären Schäden und
- die Bereitstellung einer gemeinsamen Plattform für Vulnerabilitätsuntersuchungen von beliebigen Bauwerkstypen.

Der Benutzer kann damit für konkrete Aufgabenstellungen die Vulnerabilität unterirdischer Infrastruktur bis hin zur Versicherungsprämie ermitteln.

Die Verfahren auf Level I basieren auf empirischen Zusammenhängen zwischen Erdbebenwirkung und zu erwartender Schadensrate. Sie gelten nur für Gebiete, die bei der Ermittlung der empirischen Zusammenhänge zugrunde gelegt wurden. Sie stehen in dem in dieser Arbeit entwickelten Programmpaket für Überschlagsrechnungen zur Verfügung, es sollten aber nach Möglichkeit Verfahren der genaueren Untersuchungslevels benutzt werden.

Die Verfahren auf Level II stellen analytische Zusammenhänge zwischen der Erdbebenwirkung und der mechanischen Strukturantwort der Rohrleitungen her. Sie berücksichtigen Belastungen aus Verwerfungen und Wellenausbreitung, wobei zwischen Scher- und Rayleighwellen unterschieden wird. Am Ende einer Level II - Berechnung sind die Maximalwerte der Spannungen und Dehnungen im Rohr und der Verschiebungen an den Muffen bekannt.

Die entwickelten Modelle auf Level III basieren auf Finite-Elemente-Untersuchungen. Dabei wird nach Eingabe der relevanten Parameter automatisch ein FE-Modell generiert, mit dem die Berechnung durchgeführt wird. Insbesondere die Interaktion zwischen Boden und Rohr kann mit diesen Modellen realitätsnah abgebildet werden. Mit der FE-Berechnung werden die Spannungen und Dehnungen in der Rohrleitung sowie die Verschiebungen und Verdrehungen an den Muffen für jedes Rohrsegment ermittelt.

Auf den Levels II und III werden umfangreiche Parameterstudien durchgeführt. Damit werden die Einflüsse der verschiedenen Eingabeparameter untersucht. Außerdem wird durch den Vergleich der Verfahren auf Level II und III die Notwendigkeit von Level III - Untersuchungen bestätigt.

Die Berechnungen auf allen drei Levels können probabilistisch durchgeführt werden. Damit werden die Streuungen der Eingabeparameter berücksichtigt. Außerdem werden mit Hilfe von Sensitivitätsanalysen die relevanten Eingabeparameter bestimmt.

Ein wesentlicher Bestandteil des erarbeiteten Konzeptes ist es, aus der Strukturantwort des Bauwerks die Schädigung und die daraus resultierende monetäre Belastung zu ermitteln. Dabei ist diese nachgeschaltete Auswertung so gestaltet, dass sie an die Berechnungen auf jedem beliebigen der drei Levels anschließen kann. Unter Berücksichtigung der Streuung der ermittelten Ausgabewerte werden die zu erwartenden Schäden, die jährliche Gefährdungskurve und letztlich die jährliche Versicherungsprämie berechnet.

Die eingesetzte zentrale Weboberfläche bietet dem Benutzer die Möglichkeit, von jedem beliebigen Ort aus die Vulnerabilitätsuntersuchungen durchzuführen. Die Ergebnisse der Untersuchungen werden online ermittelt und über den Web-Browser dargestellt. Die Speicherung der Eingabedaten und der relevanten Ergebnisse erfolgt auf einem zentralen Server. Damit ist eine gemeinsame Plattform für die Vulnerabilitätsuntersuchungen verschiedener Bauwerkstypen geschaffen.

Die durchgeführten Vulnerabilitätsberechnungen zeigen, dass im Allgemeinen bei Erdbeben bis zur Intensität VIII nicht mit Schäden an geraden unterirdischen Rohrleitungen zu rechnen ist. Für den Standort Deutschland bedeutet dies, dass die seismische Gefährdung erdverlegter Rohrleitungen eine untergeordnete Rolle spielt.

10.2 Ausblick

Durch den modularen Aufbau des Programmpaketes ist jederzeit eine Verfeinerung der entwickelten Modelle möglich. Denkbar ist dies z.B. für eine genauere Abbildung der Muffenverbindungen, die durch experimentelle Untersuchungen zu validieren wäre. Eine weitere Möglichkeit ist, den Boden genauer unter Berücksichtigung des nichtlinearen Materialverhaltens abzubilden.

Grundsätzlich besteht die Möglichkeit, das entwickelte Gesamtkonzept auch auf andere Bauwerkstypen zu übertragen. Insbesondere die Module zur Ermittlung der monetären Belastung sind dafür von Interesse. Nahe liegende Bauwerkstypen sind dabei im Bereich der unterirdischen Infrastruktur andere Lifelines wie z.B. Gas- und Erdölleitungen, aber auch Transportwege, Telekommunikationseinrichtungen und Stromversorgungsleitungen.

Der Nutzen der zentralen webbasierten Benutzeroberfläche für Vulnerabilitätsuntersuchungen von verschiedenen Bauwerkstypen zeigt sich darin, dass bereits damit begonnen worden ist, ein weiteres Forschungsprojekt in diese Form der Weboberfläche zu integrieren.

Nicht zuletzt besteht aufgrund der Bündelung verschiedener Bauwerkstypen in der gemeinsamen Plattform das Potential, ein geographisches Informationssystem (GIS) zu entwickeln und damit regionale Untersuchungen durchzuführen. Die damit verbundenen Kenntnisse über Katastrophenszenarien und zu erwartende Schäden ganzer Regionen und Leitungsnetze sind für Verwaltungen und Versicherungen von großer Bedeutung.

11. Literatur

- [ABAG 04] Association of Bay Area Governments (ABAG): What Happens? Utility Pipelines Leak, www.abag.ca.gov/bayarea/eqmaps/liquefac/pipes.html, 2004.
- [ALA 01] American Lifelines Alliance: Guidelines for the Design of Buried Steel Pipe, 2001.
- [ALA 02] American Lifelines Alliance: Seismic Design and Retrofit of Piping Systems, 2002.
- [Amer 02] American Red Cross and Turkish Red Crescent: Earthquake Risk Assessment for Istanbul Metropolitan Area, Final Report, Department of Earthquake Engineering, Bogazici University, Istanbul, 2002.
- [ANSY 04] ANSYS Release 8.0 Documentation, www.ansys.com, 2004.
- [Arim 81] Ariman, T., Hamada, M.: Experimental Investigations on seismic behavior of buried Pipelines, in: Lifeline Earthquake Engineering, the Current State of Knowledge, Proceedings of the second Specialty Conference of the Technical Council on Lifeline Earthquake Engineering, S. 48-64, 1981.
- [ASCE 99] American Society of Civil Engineers (ASCE): Izmit (Kocaeli), Turkey, Earthquake of August 17, 1999 Including Duzce Earthquake of November 12, 1999, www.asce.org, 2004.
- [ASTM C425] American Society for Testing Materials (ASTM): Standard Specification for Compression Joints for Vitrified Clay Pipe and Fittings, S. 252-254, 2000.
- [ASTM C428] American Society for testing Materials (ASTM): Standard Specification for Asbestos-Cement Nonpressure Sewer Pipe, S. 260-263, 1997.
- [ASTM E 2026] American Standard ASTM E 2026: Standard Guide for the Estimation of Building Damageability in Earthquakes, ASTM, 1999.
- [ATC 13] Applied Technology Council: ATC 13: Earthquake Damage Evaluation Data for California, Applied Technology Council, 1985.
- [ATC 21] Applied Technology Council: ATC 21: Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards: A Handbook, Applied Technology Council, 2002.
- [ATC 21-1] Applied Technology Council: ATC 21-1: Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards: Supporting Documentation, Applied Technology Council, 2002.
- [ATC 25] Applied Technology Council: ATC 25: Seismic Vulnerability and Impact of Disruption of Lifelines in the Conterminous United States, California, 1991.
- [ATC 25-1] ATC 25-1: A Model Methodology for Assessment of Seismic Vulnerability and Impact of Disruption of Water Supply Systems, California, 1992.
- [ATV 127] ATV-DVWK-Regelwerk, Arbeitsblatt ATV-DVWK-A 127: Statische Berechnungen von Abwasserkanälen und -leitungen, 3. Auflage, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V., 2000.
- [Ayal 89] Ayala, A.G., O'Rourke, M.J.: Effects of the 1985 Michoacan Earthquake on Water Systems and other Buried Lifelines in Mexico, National Center for Earthquake Engineering Research (NCEER), USA, 1989.
- [Bach 95] Bachmann, H.: Erdbebensicherung von Bauwerken, Birkhäuser, Zürich, 1995.

- [Ball 03] Ballantyne, D.: Annual Technical Summary, Workshop Series on Earthquake Vulnerability of Water Systems, Award 1434-95-G-2583, <http://erp-web.er.usgs.gov/reports/annsum/vol37/cu/G2583.Htm>, 2003.
- [Bare 88] Barenberg, M.E.: Correlation of Pipeline Damage with Ground Motions, ASCE, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 114, No. 6, S. 706-712, 1988.
- [Baur 03] Baur, M.: Elastomerlager und nichtlineare Standorteffekte bei Erdbebeneinwirkung, Dissertaion, Universität Karlsruhe, 2003.
- [Bend 95] Bendimerad, F., Bouabid, J.: Seismic Reliability Assessment of Water Systems: Proceedings of the Forth U.S. Conference on Lifeline Earthquake Engineering, S. 280-287, 1995.
- [Boss 04] Bossmann, A.: FE-Simulation erdverlegter Rohrleitungen, Diplomarbeit, Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik, RWTH Aachen, 2004.
- [Bron 01] Bronstein, I.N., Semendjajew, K.A., Musiol, G., Mühlig, H.: Taschenbuch der Mathematik, Verlag Harri Deutsch, Frankfurt a.M., 2001.
- [Bütt 04] Büttner, T.: Ermittlung von Schädigungskurven von unterirdischen Rohrleitungen, Studienarbeit, Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik, RWTH Aachen, 2004.
- [Casa 04] Casamichele, P., Maugeri, M., Motta, E.: Non-linear Analysis of Soil-Pipeline Interaction in Unstable Slopes, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, 2004.
- [Casp 94] CASPAR + CO., Rohrhandelsunternehmung, Preisliste 04/94, 1994.
- [CGS 04] California Geological Survey: Probabilistic Seismic Hazard Assessment Maps (PSHA), www.consrv.ca.gov/CGS/rghm/psha/index.htm, 2004.
- [Chen 03] Chen, W.-F., Scawthorn, C. (Editors): Earthquake Engineering Handbook, CRC Press, 2003.
- [Chen 96] Cheng, L., Nuguid, L.D.: Seismic Design Issues of Water Pipelines at the Hayward Fault Crossing: Hrsg. Catalano, Lawrence F.: Proceedings of the Specialty Conference 1996, Pipeline Crossings 1996, S. 147-154, 1996.
- [Chud 01a] Chudoba, R., Kuhlmann, W., Butenweg, C.: Ein Technisches Informationssystem zur Entwicklung von Textilbeton, Bauinformatik, Band 6, 2001.
- [Chud 01b] Chudoba, R., Kuhlmann, W.: Technisches Informationssystem zum Controlling und zur Präsentation des SFB 532, im Tagungsband: Fachkolloquium Textilbewehrter Beton, Aachen, 2001.
- [Comm 84] Committee on Gas and Liquid Fuel Lifelines of the ASCE Technical Council on Lifeline Earthquake Engineering: Guidelines for the Seismic Design of Oil and Gas Pipeline Systems, American Society of Civil Engineers, New York, 1984.
- [Das 83] Das, B.M.: Fundamentals of Soil Dynamics, Elsevier, Amsterdam, 1983.
- [Davi 00] Davis, C.A., Bardet, J.P.: Responses of Buried Corrugated Metal Pipes to Earthquakes, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, S. 28-39., 2000.
- [Davi 98] Davis, C.A., Bardet, J.P.: Seismic Analysis of Large-Diameter Flexible Underground Pipes, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, S. 1005-1015, 1998.
- [DIN 4035] DIN 4035: Stahlbetonrohre und zugehörige Formstücke. Normenausschuss Wasserwesen (NAW) im DIN Deutsches Institut für Normung e.V., 1995.

- [DIN 4149] DIN 4149: Bauten in deutschen Erdbebengebieten, Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN Deutsches Institut für Normung e.V., 1981.
- [DIN 4150-3] DIN 4150, Teil 3: Erschütterungen im Bauwesen, Teil 3: Einwirkungen auf bauliche Anlagen, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Normenausschuss Akustik, Lärminderung und Schwingungstechnik (NALS) im DIN und VDI, 1999.
- [Dohm 01a] Dohmann, M.: Vorlesungsmaterialien Gewässergüte- und Abwasserwirtschaft, Lehrstuhl und Institut für Siedlungswasserwirtschaft der RWTH Aachen, 2001.
- [Dohm 01b] Dohmann, M.: Übungsmaterialien Wasserversorgung I, Lehrstuhl und Institut für Siedlungswasserwirtschaft der RWTH Aachen, 2001.
- [E DIN 4149] E DIN 4149: Bauten in deutschen Erdbebengebieten: Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten, Entwurf Juni 2004, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN Deutsches Institut für Normung e.V., 2004.
- [EAK 00] Greek Code for Seismic Resistant Structures, Earthquake Planning & Protection Organization, Athens, 2000.
- [EC 8] Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben, Europäisches Komitee für Normung, Brüssel, 1994.
- [EC 8-1] Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Draft No. 4 (preStage 49), May 2002, European Committee for Standardization, Brussels, 2002.
- [EC 8-1-4] Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben, Teil 1-4: Grundlagen – Verstärkung und Reparatur von Hochbauten, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN Deutsches Institut für Normung e.V., 1999.
- [EC 8-4] Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben, Teil 4: Silos, Tankbauwerke und Rohrleitungen, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN Deutsches Institut für Normung e.V., 2001.
- [EC 8-5] Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben, Teil 5: Gründungen, Stützbauwerke, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN Deutsches Institut für Normung e.V., 1997.
- [EERI 99] EERI: The Chi-Chi, Taiwan Earthquake of September 21, 1999, S. 1-9, www.eeri.org/earthquakes/reconn/Taiwan1299/TaiwanFinal3.html, 1999.
- [Eguc 82] Eguchi, R.T., Philipson, T., Wiggins, J.: An Approach for Evaluating the Earthquake Performance of Water Supply Systems, Proceedings of the Third International Earthquake Microzonation Conference, Seattle, Vol. 3, S. 1629-1640, 1982.
- [Eguc 91] Eguchi, R.T.: Early post-earthquake damage detection for underground lifelines, Final Report to National Science Foundation, Los Angeles, 1991.
- [Eidi 01] Eidinger, J.M.: Seismic Fragility Formulations for Water Systems, G&E Engineering Systems Inc., Oakland, 2001.
- [Eidi 99] Eidinger, J.M., Avila, E.A.: Guidelines for the Seismic Evaluation and Upgrade of Water Transmission Facilities, Technical Council on Lifeline Engineering, Monograph No. 15, ASCE, 1999.
- [El Hm 90] Elhmadi, K., O'Rourke, M.J.: Seismic Damage to Segmented Buried Pipelines, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, No. 19, S. 529-539, 1990.
- [EQE 89] EQE: Lifelines, www.eqe.com/publications/lomaprie/lifeline.htm, 1989.

- [EQE 94] EQE: Other Lifelines, www.eqe.com/publications/northridge/lifeline.htm, 1994.
- [EQE 95] EQE: The January 17, 1995 Kobe Earthquake, An EQE Summary Report, April 1995, www.eqe.com/publications/kobe/kobe.htm, 2004.
- [Falc 04] Falcão Silva, M.J., Bento, R.: Seismic Assessment to Gas and Oil Lifelines, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, 2004.
- [FEMA 04] Federal Emergency Management Agency (FEMA), www.fema.gov, 2004.
- [FEMA 155] FEMA 155: Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards: Supporting Documentation, Applied Technology Council, 2002.
- [FEMA 274] Federal Emergency Management Agency (FEMA): FEMA 274, NEHRP Commentary on the Guideline for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Washington, 1997.
- [Fles 93] Flesch, R.: Baudynamik praxisgerecht. Band 1: Berechnungsgrundlagen, Band 2: Anwendungen und Beispiele, Bauverlag, 1993.
- [Gart 04] Gartz, M.: FE-Simulationen von Rohrleitungen im Erdbebenfall mit einem 3D-Modell unter Berücksichtigung der Rohr-Boden-Interaktion mit nichtlinearen Federn, Diplomarbeit, Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik, RWTH Aachen, 2004.
- [Gesc 04] Geschwind, D.: Entwicklung eines Schädigungsindikators für unterirdische Rohrleitungen, Studienarbeit, Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik, RWTH Aachen, 2004.
- [Grün 98] Grünthal, G.: EMS-Skala: Deutschsprachige Fassung. European Macroseismic Scale 1998 (EMS-98). Conseil de l'Europe, Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie, Luxembourg, Vol. 15, S. 99, 1998.
- [Gupt 98] Gupta, A., Krawinkler, H.: Quantitative performance assessment for steel moment frame structures under seismic loading, 11th European Conference on Earthquake Engineering, Balkema, Rotterdam, 1998.
- [Hama 86] Hamada, M., Yasuda, S., Isoyama, R., Emoto, K.: Study on Liquefaction Induced Permanent Ground Displacements, Association for the development of Earthquake prediction, Japan, 1986.
- [Hans 61] Hansen, J.B.: The Ultimate Resistance of Rigid Piles Against Transversal Forces, Bulletin 12, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, 1961.
- [Heub 95] Heubach, W.F.: Seismic Damage Estimation For Buried Pipeline Systems, Proceedings of the Forth U.S. Conference on Lifeline Earthquake Engineering, S. 312-319, 1995.
- [Hu 03] Hu, Y., Hoch, A.: Quasi statische Bemessungs-Verfahren für erdverlegte Kunststoffrohrleitungen unter Erdbebenbelastungen, Bautechnik, Band 80, Nr. 9, 2003.
- [Huds 79] Hudson, D.E.: Reading and Interpreting Strong Motion Accelerograms, Earthquake Engineering Research Institute, Pasadena, California, 1979.
- [Isma 00] Ismail, I.M., Mullen, C.: Soil structure interaction issues for three dimensional computational simulations of nonlinear seismic response, ASCE 14th Engineering Mechanics Conference (EM2000), Austin, Texas, 2000.
- [ISO 23469] Bases for Design of Structures - Seismic Actions for Designing Geotechnical Works, ISO/WD 23469 (Final Draft), 2003.

- [ISO 98] ISO TC 98: Bases for design of structures - Seismic actions for designing geotechnical works, Final Draft N43Rev, International Standardization Organisation (ISO), 2003.
- [Iwam 92] Iwamoto, T., et al.: Observation on Behaviors of Buried Pipelines and Ground Strain during Earthquakes, Proceedings of the 10th World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 9, S. 5575-5579, 1992.
- [Kata 75] Katayama, T., Kubo, K., Sato, N.: Earthquake Damage to Water and Gas Distribution Systems, Proceedings of the First U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Ann Arbor, Michigan, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, California, 1975.
- [Krat 78] Krathy, R.G., Salvadori, M.G.: Strength and Dynamic Characteristics of Gasket-Jointed Concrete Water Pipelines, Grant Report, No. 5, Weidlinger Associates, New York, 1978.
- [Kubo 81] Earthquake-Proof Design of Buried Pipeline, Pipe Research Laboratory of Kubota Ltd., Japan, 1981.
- [Kuhl 01] Kuhlmann, W., Chudoba, R., Butenweg, C.: Ein Internetbasiertes Technisches Informationssystem zur Koordination und Präsentation des Sonderforschungsbereichs 532, im Tagungsband: 13. Forum Bauinformatik, Junge Wissenschaftler forschen, München, S. 94-101, 2001.
- [Kuhl 04] Kuhlmann, W., Meskouris, K.: Seismic Vulnerability Assessment of Buried Pipelines, im Tagungsband: 2nd Indo-German Workshop on Seismic Safety of Structures, Risk Assessment & Disaster Mitigation, Madras, 2004.
- [Lay 95] Lay, T., Wallace, T.C.: Modern Global Seismology, International Geophysics Series, Vol. 58, Academic Press, San Diego, 1995.
- [Lian 95] Liang, L.W.: 3-D Seismic Response of Buried Pipelines laid through Fault: Proceedings of the Forth U.S. Conference on Lifeline Earthquake Engineering, California, S. 200-207, 1995.
- [Liu 02] Liu, G.R., Quek Jerry, S.S.: A non-reflecting boundary for analyzing wave propagation using the finite element method, Elsevier, Finite Elements in Analysis and Design 39, S. 403-417, 2002.
- [Liu 04] Liu, A.-W., Takada, S., Hu, Y.-X.: A Shell Model with an Equivalent Boundary for Buried Pipelines under the Fault Movement, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, 2004.
- [Loh 95] Loh, C.H., Cheng, C.R., Wen, Y.K.: Probabilistic Analysis of Deposit Liquefaction, Proceedings of the Forth U.S. Conference on Lifeline Earthquake Engineering, 1995.
- [Mans 02] Mansouri, B., Aghda, M.F., Safari, H.: Preliminary Earthquake Reconnaissance Report on the June 22, 2002 Changureh (Avaj) Iran Earthquake, www.mceer.buffalo.edu/publications/sp_pubs/Iran6-22-02, USA, 2002.
- [Mavr 96] Mavridis, G.A., Pitilakis, K.D.: Axial and Transverse Seismic Analysis of Buried Pipelines, 11 WCEE, Acapulco, Mexico, 1996.
- [MCEE 03] MCEER, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research: <http://mceer.buffalo.edu/infoservice/faqs/1884mmi.html>, 2003.
- [MCEE 91] MCEER, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research: Proceedings of the 3rd U.S.-Japan Workshop on Earthquake Resistance Design of Lifeline Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction, herausgegeben von T.D. O'Rourke und M. Hamada, Technical Report NCEER-91-0001, 1991.

- [MCEE 99] MCEER, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research: Proceedings of the 7th U.S.-Japan Workshop on Earthquake Resistance Design of Lifeline Facilities and Countermeasures Against Soil Liquefaction, Technical Report MCEER-99-0019, 1999.
- [Meno 02] Menoni, S., Pergalani, F., Boni, M.P., Petrini, V.: Lifelines earthquake vulnerability assessment: a symmetric approach, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 22, S. 1199-1208, Elsevier, 2002.
- [Mesk 01] Meskouris, K., Sadegh-Azar, H., Berezowsky, M., Dümling, H., Frenzel, R.: Schnellbewertung der Erdbebengefährdung von Gebäuden, *Sonderdruck Bauingenieur*, Band 76, Nr. 7/8, S. 370-376, 2001.
- [Mesk 03a] Meskouris, K., Kuhlmann, W., et al.: Seismic Vulnerability Assessment of Buildings by the EQ-Fast Software Module, im Tagungsband: Concrete Structures in Seismic Regions, Athens, Greece, 2003.
- [Mesk 03b] Meskouris, K., Hinzen, K.: *Bauwerke und Erdbeben, Grundlagen, Anwendung, Beispiele*, Vieweg Verlag, Wiesbaden, 2003.
- [Mesk 04] Meskouris, K., Butenweg, C., Mistler, M., Kuhlmann, W.: Seismic Behaviour of Historic Masonry Buildings, im Tagungsband: 7th National Congress on Mechanics of HSTAM, Chania, Crete, Greece, 2004.
- [Mesk 99] Meskouris, K.: *Baudynamik: Modelle - Methoden - Praxisbeispiele*, Ernst & Sohn, Berlin, 1999.
- [Mose 01] Moser, A. P.: *Buried Pipe Design*, McGraw-Hill, 2001.
- [Müll 84] Müller, F.P., Keintzel, E.: *Erdbebensicherung von Hochbauten*, Ernst & Sohn, Berlin, 1984.
- [Newm 67] Newmark, N.M.: Problems in Wave Propagation in Soil and Rock, Proceedings of the International Symposium on Wave Propagation and Dynamic Properties of Earth Materials, University of New Mexico, Albuquerque, New Mexico, 1967.
- [Nguy 04] Nguyen, M.T.: Berechnungen von Rohrleitungen im Erdbebenfall auf Level I und II, Diplomarbeit, Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik, RWTH Aachen, 2004.
- [Ogaw 01] Ogawa, Y., Koike, T.: Structural design of buried pipelines for severe earthquakes, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Nr. 21, 2001.
- [O'Lea 85] O'Leary, P.M., Datta, S.K.: Dynamics of buried pipelines, in: *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 4, No. 3, S.151-159, USA, 1985.
- [O'Rou 00] O'Rourke, T.D., Jeon, S.-S.: Seismic Zonation for Lifelines and Utilities Proceedings of the Sixth International Conference on Seismic Zonation, Palm Springs, 2000.
- [O'Rou 01] O'Rourke, T.D., Jeon, S.S., Eguchi, R.T., Huyck, C.K.: Advanced GIS for Loss Estimation Rapid Post-Earthquake Assessment of Building Damage, 2001.
- [O'Rou 03] O'Rourke, M.J.: Buried Pipelines, in: Chen, W.F.: *Earthquake Engineering Handbook*, CRC Press, 2003.
- [O'Rou 80] O'Rourke, T.D., Trautmann, C.H.: Analytical Modeling of Buried Pipeline Response to Permanent Earthquake Displacements, 1980.
- [O'Rou 81] O'Rourke, T.D., Trautmann, C.H.: Earthquake ground rupture effects on jointed pipe, Proceedings of the second Specialty Conference of the Technical Council on Lifeline Earthquake Engineering, S. 65-79, 1981.

- [O'Rou 83] O'Rourke, T.D., Tawfik, M.S.: Effects of Lateral Spreading on Buried Pipelines during the 1971 San Fernando Earthquake, S. 124-132, 1983.
- [O'Rou 88] O'Rourke, M.J., El Hmadi, K.E.: Analysis of continuous buried pipelines for seismic wave effects, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 26, No. 6, S. 917-929, 1988.
- [O'Rou 90] O'Rourke, M.J., Ayala, G.: Seismic Damage to Pipeline: Case Study, *Journal of Transportation*, Vol. 116, No. 2, S. 123-134, 1990.
- [O'Rou 91] O'Rourke, T.D., Gowdy, T.E., Stewart, H.E., Pease, J.W.: Lifeline Performance and Ground Deformation in the Marina during 1989 Loma Prieta Earthquake, S. 129-146, 1991.
- [O'Rou 93] O'Rourke, M. J., Ayala, G.: Pipeline Damage Due to Wave Propagation, *Journal of Geotechnical Engineering*, S. 1490-1499, 1993.
- [O'Rou 94] O'Rourke, M.J., Liu, X.: Failure Criterion for Buried Pipe Subject to Longitudinal PGD: Benchmark Case History, *Proceedings of the 5th U.S.-Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures against Soil Liquefaction*, Technical Report NCEER-94-0026, S. 639-651, 1994.
- [O'Rou 96a] O'Rourke, T.D., Palmer, M.C.: Earthquake Performance of Gas Transmission Pipelines, *Earthquake Spectra*, Vol. 12, No. 3, S. 493-527, 1996.
- [O'Rou 96b] O'Rourke, M.J.: Response of Buried Pipelines to Wave Propagation, *MCEER Bulletin, Research Activities*, <http://mceer.buffalo.edu>, 1996.
- [O'Rou 99a] O'Rourke, M.J., Liu, X.: Response of Buried Pipelines subject to Earthquake Effects, *Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research*, 1999.
- [O'Rou 99b] O'Rourke, T.D., Toprak, S., Jeon, S.-S.: GIS Characterization of the Los Angeles Water Supply, *Earthquake Effects and Pipeline Damage*, Cornell University, 1999.
- [Paho 04] Pan American Health Organisation: Natural Disaster Mitigation in Drinking Water and Sewerage Systems: Guidelines for Vulnerability Analysis, www.paho.org/English/DD/PED/natureng.Htm, 2004.
- [Pete 96] Petersen, C.: *Dynamik der Baukonstruktionen*, Vieweg Verlag, 1996.
- [Pila 79] Pilant, W.L.: *Elastic Waves in the Earth*, Elsevier, 1979.
- [Qian 93] Qian, L., Zhang, H.: An improved Non-reflecting Boundary Method for Soil-Structure Interaction Analysis, *Microcomputers in Civil Engineering* No. 8, Elsevier, S. 291-297, 1993.
- [Rich 04] Richert, C., Wesoly, S.: Programmierung eines detaillierten Verfahrens zur Rohrbeanspruchung infolge Verwerfung auf Level II, *Studienarbeit, Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik*, RWTH Aachen, 2004.
- [RMS 99] Risk Management Solutions: Event Report: Kocaeli, Turkey Earthquake, August 17, 1999, S. 1-16, 1999.
- [Ruck 00] Rucker, M.L., Dowding, C.H.: Segmented (Buried Utilities) Pipeline Damage Rates from Dynamic Loads, *ASCE*, 2000.
- [Sade 02] Sadegh-Azar, H.: Schnellbewertung der Erdbebengefährdung von Gebäuden, *Dissertation, Mitteilungen des Lehrstuhls für Baustatik und Baudynamik der RWTH Aachen*, Heft 5, 2002.

- [Scaw 99] Scawthorn, C.: Preliminary Report Kocaeli (Izmit) Earthquake of 17 August 1999, EQE, <http://mceer.buffalo.edu/research/turkeyeq/ScawPrelim.pdf>, 1999.
- [Schu 67] Schulze, E., Muhs, H.: Bodenuntersuchungen für Ingenieurbauten, Springer-Verlag, Berlin, 1967.
- [Schw 00] Schwarz, O.: Kunststoffkunde, Vogel Fachbuch, 6. Auflage, 2000.
- [Schw 03] Schweizerischer Erdbebendienst, <http://seismo.ethz.ch/hazard/IntPrak.html>, 2003.
- [Shak 04] Shakib, H., Zia-Tohidi, R.: Response of Steel Buried Pipelines to Three-Dimensional Fault Movements by Considering Material and Geometrical Non-Linearities, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, 2004.
- [Shin 79] Shinozuka, M., Koike, T.: Seismic Risk of Underground Lifeline Systems Resulting from Fault Movement, Proceedings of the 2nd U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Stanford University, California, S. 663-672, 1979.
- [Sims 04] Simshäuser, K.: Berechnung der Eigenfrequenzen von Böden, Studienarbeit, Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik, RWTH Aachen, 2003.
- [Smol 90] Smolczyk, U.: Grundbau-Taschenbuch, Teil 1, Vierte Auflage, Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 1990.
- [SSS 04a] Swiss Seismological Service: Global Seismic Hazard Assessment Program, www.seismo.ethz.ch/gshap/, 2004.
- [SSS 04b] Swiss Seismological Service: Earthquake Hazard and Risk, <http://histserver.ethz.ch/hazard/site.html>, 2004.
- [Stein 03] Stein, D.: Grabenloser Leitungsbau, Kapitel 14: Seismische Einwirkung auf Rohrleitungen, Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 2003.
- [Taka 87] Takada, S., Tanabe, K.: Three-Dimensional Seismic Response Analysis of Buried Continuous or Jointed Pipelines, ASME, Vol. 109, S. 80-87, 1987.
- [Tala 04] Talaslidis, D.: Seismic Behavior and Vulnerability of Buried Lifelines, Task 3: Tools for Buried Lifeline Analysis, Final Report, Vol. 2, Aristotle University, Thessaloniki, 1993.
- [Thom 00] Thompson, L.L., Huan, R.: Implementation of exact non-reflecting boundary conditions in the finite element method for the time-dependent wave equation, Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, No. 187, S. 137-159, Elsevier, 2000.
- [Topr 04] Toprak, S., Koc, A.C., Taskin, F.: Seismic Vulnerability Assessment of Denizli City, Turkey Water Supply System, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, 2004.
- [Trau 83] Trautmann, C.H., O'Rourke, T.D.: Behavior of Pipe in Dry Sand Under Lateral and Uplift Loading, Geotechnical Engineering Report 83-6, Cornell University, Ithaca, New York, 1983.
- [Tsai 00] Tsai, J.S., Jou, L.D., Lin, S.H.: Damage to Buried Water Supply Pipelines in the Chi-Chi (Taiwan) Earthquake and a Preliminary Evaluation of Seismic Resistance of Pipe Joints, Journal of the Chinese Institute of Engineers, Vol. 23, No. 4, S. 395-408, 2000.
- [UBC 94] International Conference of Building Officials, Uniform Building Code UBC-94, Whittier, California, 1994.

- [USGS 03a] U.S. Geological Survey: Earthquake Hazards Program, <http://neic.usgs.gov>, 2003.
- [USGS 03b] U.S. Geological Survey: http://geohazards.cr.usgs.gov/html_files/gsaslide/Index.html, 2003.
- [USGS 04] U.S. Geological Survey: Earthquake Facts and Lists, San Francisco, California, http://neic.usgs.gov/neis/eq_depot/usa/1906_04_18.html, 2004.
- [USGS 04a] U.S. Geological Survey: Files for 2002 National Seismic Hazard Maps, <http://eqhazmaps.usgs.gov/html/hazcurve.html>, 2004.
- [USGS 04b] U.S. Geological Survey, www.usgs.gov, 2004.
- [Wang 79] Wang, L.R.L, Cheng, K.M.: Seismic Response Behavior of Buried Pipelines, *Journal of Pressure Vessel Technology*, Vol. 101, S. 21-30, 1979.
- [Wang 85a] Wang, L.R.L, Yeh, Y.H: A refined seismic analysis and design of buried pipeline for fault movement, *Earthquake engineering & structural dynamics*, Vol. 13, S. 75-96, 1985.
- [Wang 85b] Wang, L.R., et al.: Seismic Damage Behavior of Buried Lifeline Systems during recent severe Earthquakes in U.S., China and other countries, 1985.
- [Wang 89] Wang, L.R.L, Lau, Y.C.: General Elastic Responses of Buried Pipeline Systems due to Ground Wave Propagation, *World Conference on Earthquake Engineering*, Proc. 9, Vol. 7, S. 73-78, 1989.
- [Wang 94] Wang, L.R.L.: Numerical Seismic Analysis and Modelling of Buried Pipelines, in: *Soil Structure Interaction: Numerical Analysis and Modeling*, Editor J.W. Bull, S. 557-603, 1994.
- [Wang 95] Wang, Leon R. L.: Prioritization for the Rehabilitation of Buried Lifelines, *Proceedings of the Forth U.S. Conference on Lifeline Earthquake Engineering*, 1995.
- [Witt 91] Witte, B., Schmidt, H: *Vermessungskunde und Grundlagen der Statistik für das Bauwesen*, Konrad Wittwer Verlag, Aachen, 1991.
- [Wolf 89] Wolf, J.P., Motosaka, M.: Recursive evaluation of interaction forces of unbounded soil in the time domain, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 18, S. 345-363, 1989.
- [Wolf 96] Wolf, J.P., Song, C.: *Finite-Element Modelling of unbounded Media*, Wiley & Sons, Chichester, 1996.
- [Yosh 04] Yoshizaki, K., Sakanoue, T.: Analytical Study on Soil-Pipeline Interaction due to Large Ground Deformation, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, 2004.
- [Zien 86] Zienkiewicz, O.C., Bicanic, N., Shen, F.Q.: Generalized Smith Boundary - A transmitting boundary for dynamic computation, *Institute for Numerical Methods in Engineering*, University College of Swansea, 1986.

Anhang

Anhang A Level II - Berechnungen

Anhang A.1 Basiswerte der Parameterstudien für Scherwellenbelastung (kontinuierliche Rohrleitungen)

Parameter	Programme							Wert
Verfahren	AL	CS	SK	O1	O2	HH	KU	
Rohrparameter								
E-Modul E [kN/m ²]	x	x	x	x	x	x	x	$2,10 \cdot 10^8$
Außendurchmesser D [m]	x	x	x	x	x	x	x	1,22
Innendurchmesser D _i [m]	x	x	x	x	x	x		1,1960
Querschnittsfläche A [m ²]							x	0,0455
Flächenträgheitsmoment [m ⁴]							x	0,0083
Spannung an der Streckgrenze σ_y [kN/m ²]				x				$2,35 \cdot 10^5$
Länge der Pipeline [m]	x	x	x	x	x	x	x	$2,00 \cdot 10^3$
Bodenparameter								
Höhe der Bodenverfüllung H [m]	x	x	x	x	x	x	x	3
Gesamthöhe der Bodenschicht über einem Halbraum (z.B. Fels) H _s [m]					x		x	15
Höhe des Grundwasserstandes über dem Rohr H _w [m]						x		0
Bodenwichte γ [kN/m ³]	x	x	x	x	x	x	x	19
Bodenwichte unter Auftrieb γ' [kN/m ³]						x		11
Kohäsion c [kN/m ²]	x	x				x		0
Reibungswinkel φ [Grad]	x	x	x	x	x	x		37
Erdruchdruckbeiwert K ₀ [-]	x	x	x	x	x	x		0,4
Reibungskoeffizient zwischen Rohr und Boden μ [-]		x						0,4
Undrainierte Scherfestigkeit des Bodens S _u [kN/m ²].			x	x	x			-
G-Modul des Bodens G [kN/m ²]			x					38461,54
Bodenfedersteifigkeit in axialer Richtung K _{ga} [kN/m ²]			x	x	x			$1,82 \cdot 10^5$
E-Modul der verschiedenen Bodenschichten [kN/m ²]	x	x	x	x	x	x	x	$E_1 = 1 \cdot 10^5$ $E_2 = 2,5 \cdot 10^5$ $E_{\text{Fels}} = 3 \cdot 10^6$
Dichte der verschiedenen Bodenschichten [kg/m ³]	x	x	x	x	x	x	x	$\rho_1 = 1900, \rho_2 = 1900,$ $\rho_{\text{Fels}} = 2600$
Querkontraktionszahl der verschiedenen Bodenschichten [-]	x	x	x	x	x	x		0,3
Höhe der Bodenschichten [m]	x	x	x	x	x	x	x	H ₁ = 7, H ₂ = 8
Länge der Pipeline [m]	x	x	x	x	x	x	x	2000
Belastungsparameter								
Wellen								
Maximum der Bodengeschwindigkeit in Rohr-richtung v _{max} [m/s]	x	x	x	R	R	RS	S	0,94
Maximum der Bodenbeschleunigung senkrecht zum Rohr a _{max} [m/s ²]		x				RS	S	2,25
Ausgabedatei								
Maßgebende Axialdehnung [-]	x	x	x	x	x	x	x	
Maximale Axialdehnung durch Reibung [-]	x					x		

Maximale Axialdehnung [-]	x	x	x			x		
Maßgebende Biegedehnung		x						
Maßgebende Axialdehnung mit $q = 1$			x					
Maßgebende Axialdehnung mit $q = \pi/2$			x					
Spannung der Rohrleitung infolge Axialdehnung [kN/m ²]	x	x	x	x	x	x	x	

Anhang A.2 Basiswerte der Parameterstudien für Scherwellenbelastung (segmentierte Rohrleitungen)

Parameter	Verfahren				Wert
	WE	WP	HH	KU	
Rohrparameter					
E-Modul [kN/m ²]	x	x	x	x	$0,29 \cdot 10^8$
Außendurchmesser D [m]	x	x	x	x	1,24
Innendurchmesser D _i [m]	x	x	x	x	1
Querschnittsfläche [m ²]					0,422
Flächenträgheitsmoment [m ⁴]					0,067
Länge eines Rohrsegmentes L [m]	x	x	x	x	2
Länge des Rohres [m]	x	x	x	x	2000
Steifigkeit der axialen Muffenfedern K _j [kN/m ²]	x	x			$1,00 \cdot 10^5$
Bodenparameter					
Höhe der Bodenverfüllung H [m]		x	x	x	3
Höhe des Grundwasserstandes über dem Rohr H _w [m]		x	x		0
Bodenwichte γ [kN/m ³]		x	x	x	19
Bodenwichte unter Auftrieb [kN/m ³]		x	x		11
Kohäsion C [kN/m ²]			x		0
Erdruchdruckbeiwert K ₀ [-]		x	x		0,4
Reibungswinkel zwischen Boden und Rohr δ [Grad]		x	x		37
Bodenfedersteifigkeit in axialer Richtung K _{ga} [kN/m ²]	x				181619
E-Modul der verschiedenen Bodenschichten E [kN/m ²]	x	x	x		$E_1 = 1 \cdot 10^5$, $E_2 = 2,5 \cdot 10^5$, $E_{\text{Fels}} = 3 \cdot 10^6$
Dichte der verschiedenen Bodenschichten [kg/m ³]	x	x	x	x	$\rho_1 = 1900$, $\rho_2 = 1900$, $\rho_{\text{Fels}} = 2600$
Querkontraktionszahl der verschiedenen Bodenschichten [-]	x	x	x		0,3
Gesamte Höhe über dem Halbraum H [m]				x	15
Höhe der verschiedenen Bodenschichten [m]	x	x	x	x	H ₁ = 7, H ₂ = 8
Belastungsparameter					
Wellen					
Maximum der Bodengeschwindigkeit in Rohrrichtung v _B [m/s]	x	x	x	x	0,94
Maximale Bodenbeschleunigung [m/s ²]			x	x	2,25
Einfallswinkel der Scherwellen [grad]	x	x	x	x	5
Ausgabedatei					
Maximale Muffenverschiebung [m]	x	x	x	x	
Maximale Axialdehnung [-]	x	x	x	x	
Spannung der Rohrleitung infolge Axialdehnung [kN/m ²]	x	x	x	x	
Verdrehung [rad]			x	x	
Längenänderung der Pipeline [m]		x			

Anhang A.3 Basiswerte der Parameterstudien für Belastung durch Verwerfung

Parameter	Verfahren		Wert
	NH	KE	
Rohrparameter			
E-Modul E [kN/m ²]	x	x	$2,10 \cdot 10^8$
Außendurchmesser D [m]	x	x	1,22
Innendurchmesser D _i [m]	x	x	1,196
Spannung an der Streckgrenze σ_y [kN/m ²]	x	x	235000
Dehnung an der Streckgrenze ε_y [-]	x		0,001
Dehnung zwischen dem teilplastischen und dem vollplastischen Bereich ε	x		0,025
Spannung am Ende der teilplastischen Zone σ_2 [kN/m ²]	x		360000
Ramberg-Osgood-Koeffizient n		x	12
Ramberg-Osgood-Koeffizient r		x	90
Innendruck p _i [kN/m ²]		x	0
Bodenparameter			
Höhe der Bodenverfüllung H [m]	x	x	3
Bodenwichte γ [kN/m ³]	x	x	19
Reibungswinkel φ [Grad]	x	x	37
Erdruchdruckbeiwert K ₀ [-]	x	x	0,4
Undrainierte Scherfestigkeit des Bodens S _u [kN/m ²].	x		
Vertikaler Lagerungsfaktor N _v		x	2,1
Horizontaler Lagerungsfaktor N _h [-]		x	12,6
Beiwert zur Berechnung der axialen Bodenwiderstandskraft im Biegebereich f [-]		x	2,44
Belastungsparameter			
Verwerfungen			
Verwerfungsverschiebungen d _v [m]	x	x	0,32
Neigung der Pipeline zur Verwerfungslinie β [Grad]	x	x	90
Abrutschwinkel ψ [Grad]	x	x	90
Ausgabedateien			
Axiale Dehnung im Rohr [-]	x	x	
Axiale Spannung im Rohr [kN/m ²]	x	x	
Minimale Axiale Spannung [kN/m ²]		x	
Maximale axiale Spannung [kN/m ²]		x	

Anhang B Level III - Berechnungen

Anhang B.1 Allgemeine Eingabedatei

Allgemeine Angaben zur Berechnung (s. Kapitel 6.2.5)

Parameter	Eingabezeile	Beschreibung
KORS	1	Kontinuierliche oder segmentierte Rohrleitung 1 => kontinuierlich 2 => segmentiert
PM	2	Rohrmaterial 1 => Stahl, 2 => Beton, 3 => Gusseisen, 4 => Kunststoff
t, D	3	Dicke der Rohrwand [m], Rohrdurchmesser [m]
GK	4	Anzahl der Rohr-Boden-Abschnitte [-]
AR	5	GK Zahlen zur Festlegung der Anzahl der Rohre pro Abschnitt [-]
L _R	6	GK Zahlen zur Festlegung der Länge der Rohre in jedem Abschnitt [-]
NDIVG	7	GK Zahlen zur Festlegung der FE-Unterteilung pro Rohr für jeden Abschnitt [-]
φ_k	8	GK Öffnungswinkel für die Kurven zwischen den einzelnen Abschnitten [rad]
R	9	GK Radien für die Radien der Kurven zwischen den Abschnitten [m]
NDIVK	10	GK Zahlen in einer Zeile zur Festlegung der FE-Unterteilung pro Kurve [-]
In den nächsten GK-Zeilen stehen für jeden Abschnitt jeweils 8 Bodenparameter.		
C	11 bis (10+GK)	Kohäsion [kN/m ²]
H		Höhe der Bodenverfüllung über dem Rohr [m]
γ'		Effektive Bodenwichte [kN/m ³]
K ₀		Erdruhedruckbeiwert [-]
φ		Reibungswinkel des Bodens [Grad]
F		Reibungskoeffizient zwischen Rohr und Boden [-]
γ		Bodenwichte [kN/m ³]
Bodenart		1 => loser Sand, 2 => dichter Sand, 3 => steifer Ton, 4 => weicher Ton
LAST	11+GK	Bestimmung der Lastart: 1 => Verwerfung, 2 => Wellenausbreitung

Anhang B.2 Eingabedatei für Wellenausbreitung

Angaben zur Berechnung infolge Wellenausbreitung (s. Kapitel 6.2.9.2)

Parameter	Eingabezeile	Beschreibung
Nt	1	Anzahl der Zeitschritte des Akzelerogramms als Potenz von 2 [-]
Exp	2	Zu Nt gehöriger Exponent von 2 [-]
Dt	3	Zeitschrittgröße [s]
ν	4	Einfallswinkel der Welle nach Bild 6.41 [Grad]
Ci	5	GK Ausbreitungsgeschwindigkeiten für die einzelnen Bodenabschnitte [-]
DQ	6	Qualitätsfaktor über Dämpfung bestimmen (=> 1) oder Qualitätsfaktor selber eingeben (=> 2)
Qi	7	GK Qualitätsfaktoren für die einzelnen Bodenabschnitte [-]
ψ	8	Winkel für die Richtung der Bodenpartikelbewegung nach Bild 4.30 [Grad]
ξ	9	Systemdämpfung [-]
ELEM	10	Elementnummer, für die der zeitliche Verlauf der Ergebnisgrößen ausgegeben werden soll [-]
JNUM	11	Muffennummer, für die der zeitliche Verlauf der Ergebnisgrößen ausgegeben werden soll [-]
VER	12	Verwendungsart der Rohrleitung nach EC 8 [-]
KL	13	Verwendungsklasse nach EC 8 [-]

Lebenslauf

Zur Person

Name: Kuhlmann
Vorname: Wolfram
Geburtsdatum: 04.05.1974
Geburtsort: Siegen
Familienstand: verheiratet mit Gesine Gabriele Kuhlmann
Sohn Kristopher Silas Kuhlmann

Schulausbildung

1980 - 1984 Grundschole, Wilsndorf
1984 - 1993 Gymnasium Auf der Morgenröthe, Siegen
06 / 1993 Abitur

Studium

10/93 - 03/95 Grundstudium des Bauingenieurwesens an der RWTH Aachen
04/95 - 12/99 Hauptstudium: Vertiefungsrichtung Konstruktiver Ingenieurbau
09/97 - 12/97 Auslandspraktikum in Camiri, Bolivien
02/98 - 02/99 Auslandsstudium an der University of Technology, Sydney, Australien
07/99 - 12/99 Diplomarbeit, Abschluss des Studiums

Berufsweg

06/93 - 08/93 Fa. Drössler, Siegen: Praktische Tätigkeit auf verschiedenen Baustellen und im Fertigteilwerk
02/94 - 03/94 Prof. Wittke Beratende Ingenieure, Aachen: Bauüberwachung bei Bodenverpressungen an einem Wasserkraftwerk am Neckar
11/94 - 05/97 Studentische Hilfskraft am Lehrstuhl für Mechanik und Baukonstruktionen der RWTH Aachen
01/00 - 02/05 Wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik der RWTH Aachen
Seit 03/00 Freiberufliche Bearbeitung von Praxisprojekten mit überwiegend baudynamischen Problemstellungen

Ehrenamtliche Tätigkeiten und Interessen

Christliche Studentenarbeit
Gemeindliche Vortrags- und Öffentlichkeitsarbeit
Fotografie und Reisen

