

**Entwicklung eines PSA-  
Bewertungsansatzes  
zur Zuverlässigkeit  
baulicher Anlagen**



## Entwicklung eines PSA- Bewertungsansatzes zur Zuverlässigkeit baulicher Anlagen

Dimitri Suchard  
Silvio Sperbeck

Juni 2014

### **Anmerkung:**

Das diesem Bericht zugrunde liegende F&E-Vorhaben RS1198 „Fortschrittliche Methoden und Werkzeuge für probabilistische Sicherheitsanalysen“ wurde im Auftrag des Bundesministeriums für Wirtschaft und Energie (BMWi) durchgeführt.

Die Arbeiten wurden von der Gesellschaft für Anlagen- und Reaktorsicherheit (GRS) gGmbH ausgeführt.

Die Verantwortung für den Inhalt dieser Veröffentlichung liegt beim Auftragnehmer.

## **Deskriptoren**

Bauliche Anlage, Bauwerk, Bauwerksgrenzzustand, Bauwerksversagen, Bauwerksversagensliste, First Order Reliability Method (FORM), Kerntechnik, probabilistische Bemessung, probabilistische Sicherheitsanalyse, Second Order Reliability Method (SORM), Versagensszenarien, Versagenswahrscheinlichkeit, Zuverlässigkeitsindex, Zuverlässigkeitsanalyse

## Kurzfassung

Bei den bisherigen probabilistischen Sicherheitsanalysen für Kernkraftwerke wurde das Verhalten baulicher Anlagen in der Regel nicht bewertet. Bei Bauwerksversagen können verschiedene Versagensmechanismen und Versagensszenarien auftreten. Deshalb ist es notwendig, alle möglich Versagensmechanismen und Versagensszenarien zu betrachten und die auf das Szenario bezogene Versagenswahrscheinlichkeit zu berechnen. Dabei handelt es sich um eine komplexe ingenieurtechnische und mathematische Aufgabe. Um diese Aufgabe zu lösen, können Methoden für eine probabilistische Bauwerksbemessung aus dem konventionellen nichtnuklearen Industriebauwesen herangezogen werden.

Während der letzten Jahrzehnte wurden im konventionellen Bauwesen zahlreiche Forschungsarbeiten zur probabilistischen Berechnung bzw. Zuverlässigkeitsabschätzung von Bauwerken durchgeführt. Es wurden Bewertungsansätze für die probabilistische Bemessung entwickelt und erprobt. Dabei entstand in Europa ein einheitliches bautechnisches Regelwerk, der Eurocode (u. a. DIN EN 1990 /DIN 10/). Dieses Regelwerk bestimmt die Zielzuverlässigkeit baulicher Anlagen. Die DIN EN 1990 /DIN 10/ 'Grundlagen der Tragwerksplanung' erlaubt es für Sonderbauwerke (z. B. kerntechnische Anlagen, Dämme, Brücken usw.) mit Zustimmung der zuständigen Behörde eine Bemessung mit direkter Anwendung probabilistischer Verfahren durchzuführen.

Es wird gezeigt, dass diese Ansätze auf bauliche Anlagen in Kernkraftwerken übertragbar sind. Dabei müssen einige Besonderheiten der kerntechnischen Anlagen unbedingt berücksichtigt werden.

Bauwerke in kerntechnischen Anlagen (z. B. sicherheitstechnisch wichtige Strukturen) gehören zu einer höheren Zuverlässigkeitsklasse als konventionelle Bauwerke. Deshalb müssen einige Bemessungsparameter aus dem Eurocode, z. B. Teilsicherheitsbeiwerte, neu ermittelt werden. Das ist nur mit Hilfe von probabilistischen Methoden möglich. Die Anforderungen an das Erreichen des Bauwerksgrenzzustands sind höher als für konventionelle Bauwerke, da die Schadensfolgeklasse höher ist. Aus diesem Grund muss die zugehörige Versagenswahrscheinlichkeit reduziert werden.

Einige Einwirkungen, die über die konventionelle Auslegung hinausgehen und im Eurocode nicht dargestellt sind, müssen berücksichtigt werden (z. B. Tsunami, Flugzeug-

absturz, Explosionsdruckwelle). Auf Grund dieser Einwirkungen kommen spezifische Versagensmechanismen in Betracht, die in bautechnischen Normen nicht berücksichtigt sind. Das sind z. B. Perforation oder Scabbing (Abplatzen von Beton auf der inneren Seite von Stahlbetonkonstruktion infolge einer Aufprallbelastung).

Die Versagenskonsequenzen unterscheiden sich von denjenigen konventioneller Bauwerke (z. B. aufgrund der radioaktiven Strahlung). Dies ist bei der Festlegung der Zuverlässigkeit von kerntechnischen Bauwerken zu berücksichtigen. Mit Einführung der Eurocodes ist das auch in der bautechnischen Norm vorgesehen.

Einige bautechnische Kenngrößen weisen aufgrund ihres stochastischen Hintergrunds Besonderheiten auf. Aufgrund der großen Mengen Betons, welche für massive kerntechnischen Bauwerke (wie das Reaktorgebäude) erforderlich sind, wird Beton von verschiedenen „Transportbetonwerken“ hergestellt und geliefert. Das führt zu einer zusätzlichen Streuung der Eigenschaften des Betons, was letztendlich einen Einfluss auf die Bauwerkszuverlässigkeit hat.

Recherchen, inwieweit die Zuverlässigkeit baulicher Anlagen ausländischer Kernkraftwerke berücksichtigt werden kann, zeigten dass – abgesehen von einzelnen probabilistischen Untersuchungen (z. B. in Schweiz) – die Bauwerkszuverlässigkeit kerntechnischer Anlagen nicht systematisch untersucht wird.

Die übergeordnete Zielsetzung der Forschungs- und Entwicklungsarbeiten bestand darin, Vorschläge für die Anwendung probabilistischer Verfahren zur Bewertung der Zuverlässigkeit baulicher Anlagen in Kernkraftwerken zu entwickeln, die im Rahmen einer probabilistischen Sicherheitsanalyse (PSA) zum Einsatz kommen können. Dieses Ziel wurde erreicht. Eine Methodik für die Bewertung der Zuverlässigkeit und probabilistische Bemessung von Bauwerken in kerntechnischen Einrichtungen wurde entwickelt und dargestellt.

Die Versagenswahrscheinlichkeit (bzw. Zuverlässigkeitsindex) für jeden relevanten Grenzzustand bzw. Versagensmechanismus lässt sich alternativ mittels analytischer Integration, numerischer Integration, 'First Order Reliability Method' (FORM), 'Second Order Reliability Method' (SORM) oder stochastischer Simulation bestimmen.

Bei der Bemessung neu zu errichtender Bauwerke in kerntechnischen Einrichtungen darf die derart ermittelte Versagenswahrscheinlichkeit nicht größer sein als die früher

zugrunde gelegte Zielversagenswahrscheinlichkeit. Ist dies nicht der Fall, müssen ein oder mehrere Bemessungsparameter geändert, die probabilistische Prozedur wiederholt und die neue Versagenswahrscheinlichkeit ermittelt werden. Dieser Iterationsprozess muss solange wiederholt werden, bis die vorhandene Versagenswahrscheinlichkeit nicht größer ist als die Zielversagenswahrscheinlichkeit.

Es stellte sich heraus, dass für jeden Versagensmechanismus bzw. für jedes Versagensszenario eine unterschiedliche Versagenswahrscheinlichkeit ermittelt werden kann. Dies bedeutet, dass nicht mit einem separaten Wert für die Versagenswahrscheinlichkeit von Bauwerken in der probabilistischen Sicherheitsanalyse für Kernkraftwerke weitergearbeitet werden soll. Deshalb wird eine Liste von Versagensmechanismen und zugehörigen Bauwerksversagenswahrscheinlichkeiten sowie entsprechenden Einwirkungen/Einwirkungskombinationen vorgeschlagen, die vereinfacht als 'Bauwerksversagensliste' bezeichnet und an der Schnittstelle zwischen probabilistischer Bauwerksanalyse und probabilistischer Sicherheitsanalyse für Kernkraftwerke übergeben wird.

Diese Liste als Ergebnis der probabilistischen Bauwerksanalyse dient zur weiteren Verwendung in probabilistischen Sicherheitsanalysen (PSA) für Kernkraftwerke. Zur zusätzlichen Bewertung übergreifender Einwirkungen ist in die vorliegenden PSA der Stufe 1 für anlageninterne auslösende Ereignisse die Möglichkeit des Versagens von Bauwerken einzubeziehen, um eine möglichst realistische Risikoanalyse für kerntechnische Anlagen zu ermöglichen. Dazu ist das Anlagenmodell (mit Ereignis- und Fehlerbäumen) um Basisereignisse zu erweitern, die das Versagen von Bauwerken durch Angabe von Bauwerksversagenswahrscheinlichkeiten beschreiben.

## Abstract

Up to the time being, the probabilistic analyses of building structures have been incorporated only in selected individual cases in PSA (Probability Safety Analysis) for nuclear facilities. Different failure modes and failure scenarios can occur. Therefore it is necessary to take into consideration all possible failure modes and failure scenarios. For these ones the corresponding probability of failure has to be determined. This is a complicated engineering and mathematical task, which can be solved by means of the methods developed in conventional civil engineering.

During the last decades the numerous research works on structural reliability have been carried out. These investigations have been implemented in conventional civil engineering. Further progress has been reached with introducing the new European standard "Eurocode" (among others DIN EN 1990 "Basis of Structural Design"). On the one hand this code determines the target structural reliability. On the other hand this code allows designing the special construction works (e. g. nuclear installations, dams, bridges, etc.) based on probabilistic methods if the relevant authority gives permission.

It is shown that is possible to adopt these probabilistic methods for design of NPP (nuclear power plant) buildings. Particular aspects of the nuclear facilities have to be taken into account.

The structures of nuclear specific buildings (particularly those important to safety) belong to a higher reliability class than those of non-nuclear buildings. Therefore, some design parameters of Eurocode have to be re-calculated (e. g. partial safety factors). This is possible only by using probabilistic methods. Requirements on exceeding the structural limit states are more stringent because structures important to safety are categorized to the higher consequences class than those of non-nuclear buildings.

Some impacts from external hazards (e. g. tsunami, aircraft crash, blast wave) have to be considered in the approach for buildings in nuclear facilities in contrary to non-nuclear industrial buildings. It is therefore necessary to consider particular failure modes, e. g. perforation or scabbing (spalling of concrete on the inner side of concrete structure due to impact load).

The consequences of structural failures are different from those in non-nuclear buildings (e. g. due to potential radiological release). This has to be considered when estimating structural target reliability. This possibility is also provided in the Eurocode.

Due to specific requirements for buildings in nuclear facilities, the design parameters may deviate from those ones of conventional structures regarding their stochastic background. The huge amount of concrete needed for massive building structures (e. g. the reactor building) is provided from several portable, so-called 'transport concrete suppliers' and not from only one supplier with ready-mixed concrete. Therefore, the distribution of the statistical values characterizing concrete increases resulting in additional effects on the reliability of building structures.

A literature research has indicated that the reliability of building structures in foreign nuclear power plants with some exceptions (e. g. Switzerland) has not been systematically investigated.

The current research activities mainly focus on developing a probabilistic approach for estimation the reliability of building structures in nuclear power plants and its implementation in the corresponding probabilistic safety analysis (PSA). This goal has been achieved. A methodology for probabilistic design and assessment of the reliability of building structures in nuclear facilities has been provided.

The failure probability of failure (or reliability index) for each failure mode (or limit state) being relevant can be estimated by the following methods: analytical integration, numerical integration, 'First Order Reliability Method' (FORM), 'Second Order Reliability Method' (SORM) or stochastic simulation.

For the design of new buildings in nuclear installations the following requirement should be met: the calculated failure probability of the building structures should not exceed the target failure probability. Otherwise, some design parameters have to be changed, the analysis has to be repeated and a new failure probability of failure has to be estimated. This iteration process has to be repeated until the calculated failure probability of failure does no longer exceed the target failure probability.

One result of the research is that for each failure mode or failure scenario a specific failure probability will be estimated. It is therefore not possible to consider only one value of the structural failure probability within the risk analysis for a nuclear power

plant. A corresponding list of failure modes with associated failure probabilities of building structures and corresponding impacts and/or impact combinations called 'building structures failure list' is proposed to be considered as a result of probabilistic analysis of building structures and as an interface between the probabilistic structural analysis and the PSA for the nuclear power plant.

For additionally assessing external hazards in the frame of an as realistic as possible PSA, the potential failures and failure modes of building structures have to be implemented in the Level 1 PSA for internal events. For this purpose, the probabilistic plant model (including event and fault trees) has to consider additional basic events representing the failures of building structures by means of corresponding failure probabilities.

# Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>Einführung .....</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>Vorgehensweise .....</b>	<b>3</b>
<b>3</b>	<b>Überblick über historische Entwicklungen zur Ermittlung der Zuverlässigkeit von Bauwerken .....</b>	<b>5</b>
<b>4</b>	<b>Grundlagen der Zuverlässigkeitstheorie von Bauwerken.....</b>	<b>9</b>
4.1	Mathematische Definition der Zuverlässigkeit von Bauwerken.....	9
4.2	Zuverlässigkeitsindex als Maß der Zuverlässigkeit .....	11
4.3	Zuverlässigkeitsanalyse und Bemessungspunkt.....	13
<b>5</b>	<b>Methoden zur Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit bzw. der Zuverlässigkeit von Bauwerken .....</b>	<b>15</b>
5.1	Analytische Integration.....	15
5.2	Numerische Integration.....	15
5.3	Momenten-Methode FOSM (First Order Second Moment Method) .....	15
5.4	Zuverlässigkeitstheorie erster Ordnung FORM (First Order Reliability Method) .....	16
5.5	Zuverlässigkeitstheorie zweiter Ordnung SORM (Second Order Reliability Method) .....	18
5.6	Stochastische Simulation (Monte-Carlo-Methode) .....	19
<b>6</b>	<b>Bautechnische Normen.....</b>	<b>21</b>
6.1	Eurocode-Programm .....	21
6.2	DIN EN 1990 'Grundlagen der Tragwerksplanung' .....	22
6.2.1	Stufe I–Methode (Level-I-Methode): Semi-probabilistisches Sicherheitskonzept .....	23
6.2.2	Behandlung der Zuverlässigkeit im Bauwesen.....	28

6.2.3	Methoden zur Berücksichtigung der Bauwerkszuverlässigkeit in den europäischen Baunormen.....	29
6.2.4	Stufe-II-Methode: FORM - Zuverlässigkeitstheorie erster Ordnung.....	32
6.3	JCSS Probabilistic Model Code .....	35
<b>7</b>	<b>Einwirkungen .....</b>	<b>37</b>
7.1	Klassifizierung der Einwirkungen .....	37
7.2	Ermittlung der repräsentativen Werte für ständige und veränderlichen Einwirkungen nach dem Stufe I-Verfahren.....	38
7.3	Ermittlung der Bemessungswerte nach Stufe II-Verfahren.....	40
7.4	Besonderheiten dynamischer Einwirkungen .....	41
7.5	Außergewöhnliche Einwirkungen.....	41
7.6	Flugzeugabsturz als spezifische außergewöhnliche Einwirkung für kerntechnische Anlagen.....	44
7.6.1	Methodik zu Untersuchung der Einwirkung ‘Flugzeugabsturz’ .....	45
7.6.2	Methodik zur Bemessung neuer Anlagen gegen die Einwirkung ‘Flugzeugabsturz’.....	46
7.6.3	Besonderheiten von Tragfähigkeitsabschätzungen bei bestehenden Bauwerken.....	58
7.7	Erdbebeneinwirkung .....	63
7.7.1	Ermittlung der Einwirkung.....	65
7.7.2	Seismische Auslegung.....	70
7.8	Einwirkungskombinationen und Bemessungssituationen .....	81
7.8.1	Einwirkungskombinationen und Bemessungssituationen für Grenzzustände der Tragfähigkeit.....	81
7.8.2	Einwirkungskombinationen für Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit .....	84
<b>8</b>	<b>Widerstandsseite .....</b>	<b>87</b>
8.1	Eigenschaften von Baustoffen (bzw. Bauprodukten und Bauteilen) .....	87
8.1.1	Geometrische Abmessungen.....	88

8.2	Ermittlung der Widerstandcharakteristika für Stufe II-Verfahren.....	88
<b>9</b>	<b>Unsicherheiten auf Einwirkungs- und Widerstandsseite.....</b>	<b>91</b>
9.1	Modellunsicherheiten in Rahmen des semi-probabilistischen Nachweiskonzepts (Stufe I) .....	91
9.2	Modellunsicherheiten in Rahmen des Stufe II-Verfahrens.....	92
<b>10</b>	<b>Grenzzustände und Versagensmechanismen .....</b>	<b>95</b>
10.1	Grenzzustände der Tragfähigkeit.....	95
10.2	Versagensmechanismen der Grenzzustände der Tragfähigkeit.....	96
10.3	Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit .....	97
10.4	Versagensmechanismen der Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit .....	98
<b>11</b>	<b>Besonderheiten der Zuverlässigkeitsanalyse baulicher Anlagen in Kernkraftwerken .....</b>	<b>99</b>
11.1	Differenzierung der Versagenswahrscheinlichkeit bzw. des Zuverlässigkeitsindex $\beta$ .....	99
11.2	Spezifische Anforderungen an die Grenzzustände .....	99
11.3	Spezifische Einwirkungen .....	100
11.4	Spezifische Versagensmechanismen .....	101
11.5	Spezifische Versagens- und Schadenszenarien .....	102
11.6	Stochastische Eigenschaften von Kenngrößen.....	103
<b>12</b>	<b>Bewertungsansatz zur Zuverlässigkeit baulicher Anlagen in Kernkraftwerken .....</b>	<b>105</b>
12.1	Untersuchungsmethodik .....	105
12.2	Einbindung in probabilistische Sicherheitsanalysen (PSA) für Kernkraftwerke .....	113
<b>13</b>	<b>Zusammenfassung und Schlussfolgerungen.....</b>	<b>119</b>

<b>Literatur.....</b>	<b>123</b>
<b>Abbildungsverzeichnis .....</b>	<b>131</b>
<b>Tabellenverzeichnis .....</b>	<b>135</b>
<b>Abkürzungen .....</b>	<b>136</b>

# 1 Einführung

Bei den bisherigen probabilistischen Sicherheitsanalysen für Kernkraftwerke wurde das Verhalten baulicher Anlagen in der Regel nicht mit probabilistischen Methoden bewertet. Jedoch wird auch das Versagen baulicher Anlagenteile von verschiedenen Einflussgrößen bestimmt, für die erhebliche aleatorische bzw. epistemische Unsicherheiten bestehen. Für eine realistische Beschreibung des Bauwerksverhaltens im Rahmen der PSA ist es daher erforderlich, auch für diesen Bereich entsprechende Methoden zu entwickeln.

Während der letzten Jahrzehnte wurden im konventionellen Bauwesen zahlreiche Forschungsarbeiten zur probabilistischen Berechnung bzw. Zuverlässigkeitsabschätzung durchgeführt. Es wurden Bewertungsansätze für die probabilistische Bemessung entwickelt und erprobt, siehe z. B. /KOE 72/, /HEN 09/, /HOS 78/, /CEB 82/, /AUG 84/, /BAK 96/, /JCS 96/, /SCH 96/, /SCH 97/, /DIN 10/ und /JCS 01/. Es ist zu klären, ob diese Ansätze für bauliche Anlagen in Kernkraftwerken direkt übertragbar sind, da hier spezifische Anforderungen bestehen, die bei der Bemessung konventioneller Bauwerke nicht unbedingt in Betracht kommen. Dabei ist insbesondere zu berücksichtigen, dass sich die Versagensszenarien der baulichen Anlagen von Kernkraftwerken von denjenigen im konventionellen Industriebau unterscheiden. Ein Versagen baulicher Strukturen von Kernkraftwerken kann sowohl durch Einwirkungen von außen (EVA), z. B. Explosionsdruckwelle, Erdbeben, als auch durch bestimmte Einwirkungen von innen (EVI) verursacht werden. Daraus ergeben sich für die baulichen Strukturen von Kernkraftwerken spezifische Versagensmechanismen und Versagensfolgen.

Zu berücksichtigen ist auch, dass sich die Kenngrößen für die bautechnischen Berechnungen der Kernkraftwerke von denjenigen in konventioneller Bauweise durch die spezifischen Anforderungen in ihrem stochastischen Hintergrund unterscheiden können, was letztendlich einen Einfluss auf die Zuverlässigkeit haben kann. Alle diese Aspekte erfordern spezielle Untersuchungen für kerntechnische Anlagen.

Übergeordnete Zielsetzung der nachfolgend dargestellten Forschungs- und Entwicklungsarbeiten ist es, Vorschläge für die Anwendung probabilistischer Verfahren zur Bewertung der Zuverlässigkeit baulicher Anlagen in Kernkraftwerken zu entwickeln, die im Rahmen der PSA zum Einsatz kommen können. Dabei sind insbesondere die folgenden Einzelziele zu erfüllen:

- Die im konventionellen Industriebauwesen etablierten probabilistischen Methoden zur Zuverlässigkeitsabschätzung sind zunächst im Hinblick auf ihre Anwendbarkeit auf kerntechnische Anlagen zu überprüfen. Weiterhin sind die im Ausland, z. B. in der Schweiz, zur Bewertung der Zuverlässigkeit baulicher Anlagen von Kernkraftwerken in der Entwicklung befindliche Ansätze zu analysieren.
- Für die Baustrukturen von Kernkraftwerken sollen für beispielhafte Einwirkungen die entsprechenden relevanten Versagensformen und -szenarien herausgearbeitet werden.
- Für ausgewählte Versagensszenarien der Baustrukturen von Kernkraftwerken sollen geeignete Bewertungsansätze entwickelt bzw. existierende Methoden angepasst werden.

## 2 Vorgehensweise

Zunächst werden die zur Bewertung der Zuverlässigkeit im konventionellen Industriebauwesen vorhandenen Ansätze analysiert. Es wurde festgestellt, dass im konventionellen Bauwesen zahlreiche Forschungsarbeiten zu probabilistischen Berechnungen bzw. Zuverlässigkeitsabschätzungen von Bauwerken durchgeführt wurden. Dabei entstand in Europa ein einheitliches bautechnisches Regelwerk – Eurocode (DIN EN 1990 /DIN 10/ bis DIN EN 1999 /DIN 10/), welches zwischenzeitlich schon die nationalen Baunormen ersetzt. Dieses Regelwerk bestimmt die Zielzuverlässigkeit der baulichen Anlagen und basiert auf sogenannten semi-probabilistischen Grundlagen (Konzept von Teilsicherheitsbeiwerten). Parallel dazu hat das JCSS (Joint Committee on Structural Safety) Arbeiten zur Entwicklung einer experimentellen, voll-probabilistischen Norm initiiert. Dabei entstand der ‘JCSS Probabilistic Model Code’ /JCS 01/.

DIN EN 1990 ‘Grundlagen der Tragwerksplanung’ /DIN 10/ erlaubt es, für Sonderbauwerke (z. B. kerntechnische Anlagen, Dämme, Brücken usw.) mit der Zustimmung der jeweils zuständigen Behörde eine Bemessung mit direkter Anwendung probabilistischer Verfahren durchzuführen. Dabei können der Anhang C ‘Grundlagen für die Bemessung mit Teilsicherheitsbeiwerten und die Zuverlässigkeitsanalyse’ der DIN EN 1990 /DIN 10/ und der ‘JCSS Probabilistic Model Code’ /JCS 01/ als Ansätze herangezogen werden.

Weiterhin wurden Recherchen zu probabilistischen Untersuchungen baulicher Anlagen in deutschen und ausländischen Kernkraftwerken, insbesondere in der Schweiz, durchgeführt.

Die Recherchen haben gezeigt, dass probabilistischen Methoden zur Bewertung bzw. Bauwerksbemessung in Deutschland teilweise bei der Untersuchung der Einwirkungen (z. B. Innendruck, Erdbeben) verwendet wurden. In der Schweiz wurde ein Trockenlager (für das Kernkraftwerk Gösgen) semi-probabilistisch bemessen und ein Stahlcontainment (im Kernkraftwerk Beznau) probabilistisch untersucht. In einigen Ländern (z. B. Japan, Korea, USA, Frankreich) wurden Containments aus vorgespanntem Stahlbeton probabilistisch bewertet.

Es ließ sich feststellen, dass bei den probabilistischen Untersuchungen der Bauwerke eines Kernkraftwerks gegenüber denen eines konventionellen Bauwerks einige Besonderheiten berücksichtigt werden müssen, wie z. B. nuklearspezifische Anforderungen,

besondere Einwirkungen (die bei der Bemessung von konventionellen Bauwerken nicht zu berücksichtigen sind, wie, z. B. Flugzeugabsturz) und Versagensmechanismen. Diese Besonderheiten wurden seitens der GRS in einer Veröffentlichung /SUC 11/ dargestellt.

### **3 Überblick über historische Entwicklungen zur Ermittlung der Zuverlässigkeit von Bauwerken**

Die wichtigste Forderung an bauliche Anlagen ist, dass diese während der geplanten Nutzungsdauer des Bauwerks über eine hinreichende Sicherheit, Zuverlässigkeit und Gebrauchstauglichkeit verfügen. Bis zum Anfang des zwanzigsten Jahrhunderts wurden die Bauwerke deterministisch bemessen, und die Zuverlässigkeit konnte nicht quantitativ abgeschätzt werden. Die industrielle Revolution ging mit der Einführung neuer Werkstoffe und neuer Fertigungsverfahren einher. Das führte zu den großen Unterschieden bei der Sicherheit. Deshalb bemühte man sich um die Entwicklung eines neuen Sicherheitskonzepts. Dass eine rein empirische Auslegung von Bauwerken aus sicherheitstheoretischen Überlegungen nicht sinnvoll ist, erkannte Mayer /MEY 26/. Er schlug deshalb vor, unvermeidbare Schwankungen bei der Bemessung mit Hilfe der Wahrscheinlichkeitstheorie zu erfassen. Während des zweiten Weltkrieges erlebte das probabilistische Konzept der Bemessung von Komponenten seinen Durchbruch beim Entwurf von Flugzeugen und Raketen. Dies war Ausgangspunkt für die Entwicklungen zur Bewertung der Zuverlässigkeit baulichen Anlagen.

Die ersten systematischen Untersuchungen im Bauwesen bezüglich der Zuverlässigkeit baulicher Anlagen gehen auf die 1940er Jahren zurück. Wierzbicki /WIE 49/ schlug vor, dass die Versagenswahrscheinlichkeit im Bauwesen gleich der Versagenswahrscheinlichkeit in anderen Bereichen sein muss. Prot berücksichtigte erstmals den statistischen Hintergrund der Eigenschaften von Beton beim Brückenbau /PRO 49/.

In zahlreichen Arbeiten, z. B. /FRE 45/, /FRE 54/ hat Freudental die probabilistischen Methoden zur Bauwerksbemessung weiterentwickelt. Torroia und Paez /TOR 49/ betrachteten sowohl die Lasten als auch den Widerstand der baulichen Konstruktionen als zufälligen Variablen. Ferry-Borges /FER 52/, /FER 64/ entwickelte neue Untersuchungsgebiete, wie die Ermittlung der Verteilungsfunktionen von Einwirkungen und mechanischen Kenngrößen sowie die Transformation der stochastischen Eigenschaften von geometrischen und mechanischen Parametern in den stochastische Eigenschaften der bautechnische Verhalten.

In den meisten früheren Arbeiten kamen die Zuverlässigkeitsaspekte vor allem beim Brückenbau und bei den Auswirkungen infolge Erdbeben in Betracht.

Ab Mitte der 1960er Jahre wurde die Anzahl der Untersuchungen bezüglich der Zuverlässigkeit von Bauwerken immer größer. Benjamin /BEN 68/ hat vorgeschlagen, die Methode von Bayes (subjektive Wahrscheinlichkeit) und die statistische Entscheidungstheorie anzuwenden. Diese Methoden hat er beispielweise verwendet, um eine Auswahl der Baukonstruktionen zu treffen, welche Erdbebenlasten widerstehen können.

Cornell /COR 64/, /COR 67/ hat vorgeschlagen, den Mittelwert und die Varianz der Verteilung der Einwirkung und des Widerstandes direkt in der Bemessung einzuführen. Er nahm an, dass der Verteilungsschwanz mit der exponentielle Verteilungsfunktion approximiert werden kann. Er ermittelte den Sicherheitsbeiwert (Verhältnis des Mittelwertes des Widerstands und des Mittelwertes der Einwirkung) als Funktion der angenommenen Versagenswahrscheinlichkeit sowie der Streuung der Einwirkung und des Widerstandes.

Parallel zu den vorgenannten Forschungsarbeiten wurden zahlreiche Arbeiten bezüglich der Einführung der Zuverlässigkeitsbetrachtung bei der Entwicklung der Bemessungsregeln für bautechnische Normen verfasst. Ein wichtiger Schritt wurde hier vom Comité Européen du Béton (CE) mit /CEB 63/ durchgeführt. Dabei wurden die Grenzzustände deutlich definiert, der Übertragungsfaktor zwischen den Materialkenngrößen, die beim Versuch gewonnen wurden, und den entsprechenden Materialkenngrößen, die bei der Bemessung verwendet werden, wurde eingeführt. Auch wurde die von den Bemessungssituationen abhängige Variation der Lastfaktoren berücksichtigt. Andere internationale Organisationen, wie CIB (International Council for Building Research), FIP (Fédération International de la Précontrainte) oder ISO (International Standard Organization), entwickelte ähnlich wie /CEB 63/ internationale Empfehlungen. Zudem wurde in /ISO 67/ ein Konzept von Teilsicherheitsbeiwerten zur Bemessung vorgeschlagen. Die Portugiesische Norm für Stahlbetonkonstruktionen /REG 67/ empfiehlt explizit die Einführung probabilistischer Berechnungen bei der Bauwerksbemessung.

Statt direkt die Versagenswahrscheinlichkeit zu berechnen, wurde entschieden, einen sogenannten Zuverlässigkeitsindex zu ermitteln. Ist der Zuverlässigkeitsindex bekannt, so ist es möglich, die Versagenswahrscheinlichkeit mittels einer normierten Normalverteilung (Mittelwert gleich 0 und Standardabweichung gleich 1) zu berechnen. Dabei stellt sich der Zuverlässigkeitsindex als die Abszisse der normierten Normalverteilung dar. Cornell /COR 69/ hat den Zuverlässigkeitsindex für den Fall von zwei normalver-

teilten Variablen (Einwirkung und Widerstand) eingeführt, der durch die Mittelwerte und Standardabweichungen zu berechnen ist.

Hasofer und Lind /HAS 74/ haben einen modifizierten Zuverlässigkeitsindex entwickelt. Dabei wurde zuerst der Grenzzustand definiert, der eine Grenze zwischen sicherem Bereich (kein Versagen) und unsicherem Bereich (Versagen) bildet. Hier werden alle  $n$  Bemessungsparameter als zufällig normierte normalverteilte Variablen betrachtet. Deshalb ist mathematisch gesehen der Grenzzustand eine  $n$ -dimensionale Funktion. Der Zuverlässigkeitsindex ist der kürzeste Abstand zwischen dem Koordinatenursprung im normierten  $n$ -dimensionalen Raum und dem Grenzzustand. Der entsprechende Punkt am Grenzzustand heißt Bemessungspunkt. Seine Koordinaten sind die Bemessungswerte aller Parameter. Da der Bemessungspunkt a priori nicht bekannt ist, muss er mit Hilfe eines Iterationsansatzes gefunden werden.

Da die Grenzzustandsfunktion im Bemessungspunkt beliebig kompliziert sein kann, wurde sie im Bemessungspunkt mit einer linearen Funktion approximiert. So wurde die 'First Order Reliability Method' (FORM) geboren. Abhängig von der Form der Grenzzustandsfunktion geht dabei die Genauigkeit teilweise verloren. Um diese zu erhöhen, wurde später vorgeschlagen, die Grenzzustandsfunktion im Bemessungspunkt mit einer Funktion der zweiten Ordnung zu approximieren. Diese Methode wurde 'Second Order Reliability Method' (SORM) genannt.

Rackwitz und Fiessler /RAC 78/ haben dieses Vorgehen weiterentwickelt und für nicht normalverteilte Variablen erweitert (sogenannter Rackwitz-Fiessler-Algorithmus).

Auch das Problem von Kombinationen verschiedener, zeitlich veränderlicher Einwirkungen wurde erkannt und intensiv erforscht. Dabei wurden Einwirkungen als stochastische Prozesse betrachtet. Zwei Lösungen sind besonders hervorzuheben. Die erste Lösung wurde von Turkstra /TUR 70/ vorgeschlagen und wurde bekannt als 'The Turkstra Load Combination Rule'. Die zweite, deutlich verfeinerte Lösung 'The Ferry Borges - Castanheta Load Combination Rule' wurde in /FER 71/ veröffentlicht.

Seit Anfang der 70er Jahre gibt es zunehmend Veröffentlichungen, die der Bauwerkszuverlässigkeit gewidmet sind. Folgende Quellen können hier genannt werden: Benjamin und Cornell /BEN 70/, Thoft-Christensen und Baker /THO 82/, Augusti, Baratta und Casciati /AUG 84/, Madsen, Krenk und Lind /MAD 86/, Melchers /MEL 99/, Spaethe /SPA 92/, Plate /PLA 93/, Ditlevsen und Madsen /DIT 96/.

Auch verschiedene internationale Organisationen waren mit der Entwicklung probabilistischer Methoden bezüglich der Zuverlässigkeit im Bauwesen beschäftigt. Beispielsweise hat das CEB in seinen Bulletins 112 /CEB 76/ und 147 /CEB 82/ die Verwendung von FORM eingeführt. In 1971 wurde das JCSS (Joint Committee on Structural Safety) von CEB, CIB, FIP, IABSE (International Association for Bridge and Structural Engineering) und RILEM (International Union of Laboratories and Experts in Construction Materials, Systems and Structures) gegründet mit dem Ziel, die Zuverlässigkeitstheorie für Bauwerke weiterzuentwickeln. Im Jahr 1977 wurde der CIRIA Report 63 (UK) veröffentlicht /CIR 77/, welcher erklärt, wie mit Hilfe der Stufe-II-Methode (bzw. Level-II-Methode) der Zuverlässigkeitstheorie, die Teilsicherheitsbeiwerte für Stufe-I-Methode (bzw. Level-I-Methode) zu ermitteln sind (mehr dazu siehe Kapitel 6). In Deutschland hat eine Gruppe von Experten im Jahr 1981 die sogenannte GruSiBau /DIN 81/ erarbeitet. Dabei handelt es sich um eine allgemeine Grundlage zur Berechnung der Sicherheit von baulichen Anlagen.

Mit dieser Entwicklung im Bauwesen bezüglich der Zuverlässigkeit baulicher Anlagen entstand in Europa ein einheitliches, bautechnisches Regelwerk – Eurocode, welches die nationalen Baunormen ersetzt. Dieses Regelwerk bestimmt die Zielzuverlässigkeit der baulichen Anlagen und basiert auf sogenannten semi-probabilistischen Grundlagen (Konzept von Teilsicherheitsbeiwerten). Um diese Teilsicherheitsbeiwerte zu gewinnen, wurden in Europa zahlreiche, sogenannte ‘pränormative’ Forschungsarbeiten durchgeführt, die auf voll-probabilistischen Grundlagen basieren.

DIN EN 1990 ‘Grundlagen der Tragwerksplanung’ /DIN 10/ bildet die Grundlage der bautechnische Berechnung. DIN EN 1990 erlaubt auch rein probabilistische Bemessungen durchzuführen, insbesondere für Sonderbauwerke (z. B. kerntechnische Anlagen, Dämme, Brücken usw.). Dabei können die Anhänge B: ‘Behandlung der Zuverlässigkeit im Bauwesen’, C: ‘Grundlagen für die Bemessung mit Teilsicherheitsbeiwerten und die Zuverlässigkeitsanalyse’ und D: ‘Versuchgestützte Bemessung’ der DIN EN 1990 /DIN 10/ sowie das Hintergrunddokument für EN 1990 /JCS 96/ als Ansätze herangezogen werden. Parallel dazu hat das JCSS den ‘Probabilistic Model Code’ /JCS 01/ entwickelt, der als nicht verbindliche Hilfsregel die probabilistische Hintergrundinformation zur Bemessung darstellt und international ein großes Interesse hervorgerufen hat.

## 4 Grundlagen der Zuverlässigkeitstheorie von Bauwerken

### 4.1 Mathematische Definition der Zuverlässigkeit von Bauwerken

Die Zuverlässigkeit ist definiert als Fähigkeit eines Tragwerks oder Bauteils, die festgelegten Anforderungen innerhalb der geplanten Nutzungszeit zu erfüllen. Die Zuverlässigkeit wird mit probabilistischen Größen ausgedrückt, z. B. durch die Versagenswahrscheinlichkeit  $P_f$ . Zuerst wird ein zeitinvarianter Fall betrachtet.

Die Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit bezieht sich auf eine Versagensbedingung, z. B. Kollaps, Biegeversagen, Durchstanzen etc. Dieses Bemessungskriterium mit zufallsverteilten Systemeigenschaften, die man durch einen Zufallsvektor  $x$  darstellt, kann durch die Grenzzustandsfunktion  $g(x)$  der Zufallsvariablen beschrieben werden:

- $g(x) > 0$  - kein Versagen
- $g(x) < 0$  - Versagen

Im einfachsten Fall, in dem die Beanspruchung  $E$  und die Beanspruchbarkeit  $R$  durch jeweils eine Zufallsgröße darstellbar ist, kann die Grenzzustandsfunktion  $g$  wie folgt definiert werden:

$$g(R, E) = Z = R - E \quad (4.1)$$

Dabei ist  $Z$  ein Sicherheitsabstand.

Normalerweise sind  $E$  und  $R$  unabhängige Zufallsvariablen mit kontinuierlichen Verteilungen  $F_R$  und  $F_E$  bzw. mit Verteilungsdichten  $f_R(r)$  und  $f_E(e)$ . In diesem Fall ist auch  $Z$  eine Zufallsgröße mit der Verteilung  $F_Z$  und der Verteilungsdichte  $f_Z$ . Der Zustand  $Z < 0$  (bzw. Beanspruchung  $E >$  Beanspruchbarkeit  $R$ ) bedeutet ein Versagen. Die Versagenswahrscheinlichkeit  $P_f$  kann man dann durch die Verteilung von  $Z$  wie folgt ermitteln:

$$P_f = F_Z[x = 0] = \int_{-\infty}^0 f_Z(x) dx \quad (4.2)$$

oder durch  $R$  und  $E$  ausdrücken:

$$P_f = 1 - \int_{-\infty}^{\infty} F_E(x) f_R(x) dx = \int_{-\infty}^{\infty} F_R(x) f_E(x) dx \quad (4.3)$$

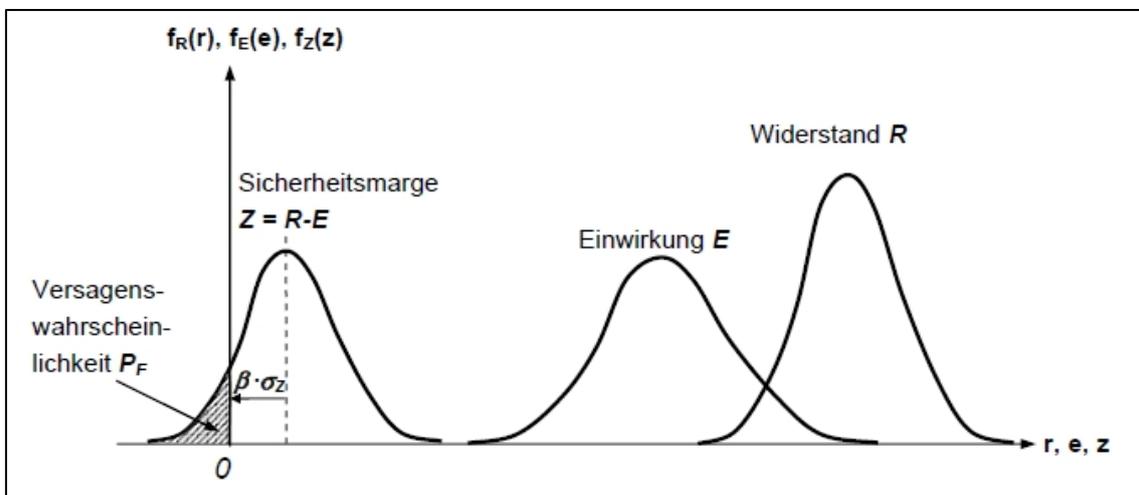
Entsprechend kann die Überlebenswahrscheinlichkeit  $P_S$  (keine Versagen) wie folgt dargestellt werden:

$$P_S = 1 - \int_{-\infty}^{\infty} F_R(x) f_E(x) dx = \int_{-\infty}^{\infty} F_E(x) f_R(x) dx \quad (4.4)$$

Sind  $E$  und  $R$  normalverteilte Größen, dann ist auch  $Z$  normalverteilt (siehe Abb. 4.1) mit dem Mittelwert  $m_Z$  und mit der Standardabweichung  $\sigma_Z$ :

$$m_Z = m_R - m_E \quad (4.5)$$

$$\sigma_Z = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2} \quad (4.6)$$



**Abb. 4.1** Überblick über die Methoden der Zuverlässigkeitstheorie für Bauwerke

Die Versagenswahrscheinlichkeit  $P_f$  kann in diesem Fall wie folgt berechnet werden:

$$P_f = \Phi \left[ -\frac{(m_Z)}{\sigma_Z} \right] = \Phi \left[ -\frac{(m_R - m_E)}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2}} \right] \quad (4.7)$$

wobei  $\Phi$  - Funktion der standardisierten Normalverteilung.

## 4.2 Zuverlässigkeitsindex als Maß der Zuverlässigkeit

Der Zuverlässigkeitsindex  $\beta_C$  wurde von Cornell /COR 69/ als Maß für die Zuverlässigkeit baulicher Strukturen vorgeschlagen:

$$\beta_C = \frac{m_Z}{\sigma_Z} \quad (4.8)$$

Der Vorteil einer solchen Definition besteht darin, dass nur wenige Informationen über die stochastischen Eigenschaften der Basisvariablen, nämlich nur Mittelwert und Standardabweichung benötigt werden.

Der Nachteil dieses Zuverlässigkeitsindex ist, dass er nicht invariant gegenüber der Formulierung der Grenzzustandsfunktion  $g(x)$  ist. Dieses Invarianzproblem wurde erkannt und in dem Vorschlag von Hasofer und Lind /HAS 74/ korrigiert. Sie schlugen vor, die Basisvariablen in den Standardnormalraum zu transformieren und die Taylorreihenentwicklung im Versagenspunkt durchzuführen.

Der Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  ist als kürzester Abstand zwischen dem Koordinatenursprung und der Grenzzustandsfunktion im Versagenspunkt definiert. Da dieser Punkt a priori nicht bekannt ist, muss er mittels eines Iterationsprozesses ermittelt werden.

$$\beta = \min \sqrt{\sum_{i=1}^n t_i^2}, \quad (4.9)$$

wobei  $u_i$  Basisvariablen im Standardnormalraum sind.

Wenn man  $E$  und  $R$  in den Standardnormalraum transformiert, ergibt sich eine Grenzzustandsfunktion für normalverteilte Basisvariablen:

$$Z = g(t_E, t_R) = t_R \sigma_R - t_E \sigma_E + m_R - m_E = 0 \quad (4.10)$$

mit den transformierten Zufallsgrößen:

$$t_E = \frac{E - m_E}{\sigma_E}; \quad t_R = \frac{R - m_R}{\sigma_R} \quad (4.11)$$

Transformiert man die Geradengleichung (4.10) in die Hesse'sche Normalform, so erhält man die Gleichung:

$$Z = g(t_E, t_R) = \alpha_E t_E - \alpha_R t_R - \beta = 0 \quad (4.12)$$

mit den Parametern:

$$\alpha_R = \frac{\sigma_R}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2}}; \quad \alpha_E = \frac{\sigma_E}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2}} \quad (4.13)$$

und

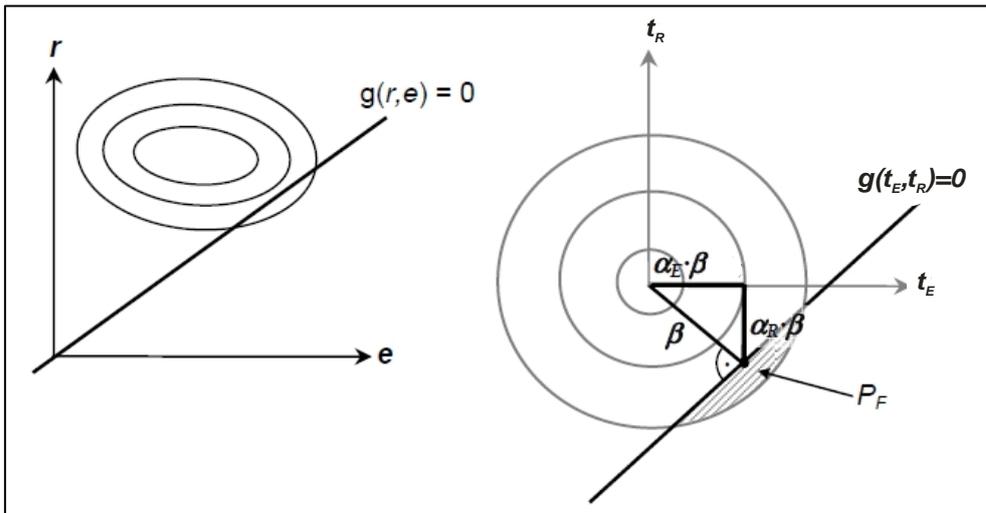
$$\beta = \frac{m_R - m_E}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2}}. \quad (4.14)$$

Die Versagenswahrscheinlichkeit kann dann direkt unter Verwendung der Standardnormalverteilung berechnet werden:

$$P_f = \Phi(-\beta) \quad (4.15)$$

### 4.3 Zuverlässigkeitsanalyse und Bemessungspunkt

Die Faktoren  $\alpha_R$  und  $\alpha_E$  werden aufgrund ihres großen Einflusses auf die Versagenswahrscheinlichkeit als Sensitivitätsfaktoren bezeichnet. Je größer der Sensitivitätsfaktor einer Zufallsvariable ist, desto größer ist deren Einfluss auf die Versagenswahrscheinlichkeit. Für den zweidimensionalen Fall kann die Zuverlässigkeitsanalyse wie in Abb. 4.2 graphisch dargestellt werden.



**Abb. 4.2** Darstellung zur zweidimensionalen Zuverlässigkeitsanalyse in wahren und transformierten Koordinaten

Aus der geometrischen Beziehung ergibt sich für die Sensitivitätsfaktoren  $\alpha_i$  der folgende Zusammenhang:

$$\sum_{i=1}^n \alpha_i^2 = 1 \quad (4.16)$$

Der kürzeste Abstand (Lot) zwischen dem Koordinatenursprung und der Grenzzustandsfunktion ist gleich  $\beta$ . Der entsprechende Fußpunkt des Lotes vom Koordinatenursprung auf die Grenzzustandslinie heißt Bemessungspunkt. Da in diesem Punkt die wahrscheinlichste Kombination von E und R auftritt, die zum Versagen führt, und dieser Punkt zum Grenzzustand gehört, wird die in diesem Punkt durchgeführte Bemessung optimal sein. Die Koordinaten des Bemessungspunkts in dem Standardnormalraum sind:

$$t_R^* = \sigma_R \beta \quad \text{und} \quad t_E^* = \sigma_E \beta \quad (4.17)$$

Nach Rücktransformation in den ursprünglichen Raum ergeben sich die Koordinaten des Bemessungspunkts als Quantile der Normalverteilung:

$$E^* = m_E + t_E \sigma_E = m_E + \alpha_E \beta \sigma_E \quad (4.18)$$

$$R^* = m_R + t_R \sigma_R = m_R + \alpha_R \beta \sigma_R \quad (4.19)$$

## 5 Methoden zur Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit bzw. der Zuverlässigkeit von Bauwerken

Einwirkung und Widerstand sind in der Regel Funktionen aus einer Vielzahl von Variablen, die man über den gemeinsamen  $n$ -dimensionalen Wahrscheinlichkeitsraum integrieren muss. Die Versagenswahrscheinlichkeit der Bauwerke kann man folgendermaßen berechnen:

$$P_f = \int \dots \int_{g(x_1, \dots, x_n) \leq 0} f_X(x_1, \dots, x_n) dx_1 dx_n \quad (5.1)$$

### 5.1 Analytische Integration

Man findet nur in seltenen Fällen eine analytische Lösung des Integrals (5.1). Bei einer größeren Anzahl  $n$  und unterschiedlichen Verteilungen wird die analytische Integration nicht möglich.

### 5.2 Numerische Integration

In einigen, relativ einfachen Fällen ist eine numerische Integration des Integrals (5.1) anwendbar. Mit steigender Variablenanzahl steigt jedoch der Rechenaufwand erheblich an.

### 5.3 Momenten-Methode FOSM (First Order Second Moment Method)

Ein Näherungsverfahren zur Berechnung der theoretischen Versagenswahrscheinlichkeit stellt die Zuverlässigkeitstheorie erster Ordnung dar. Wenn nur wenige Informationen, d. h. nur die Erwartungswerte und Varianzen der eingehenden Basisvariablen vorliegen, bietet sich die Berechnung der Tragwerkszuverlässigkeit mit Hilfe von FOSM an, da bei diesem Näherungsverfahren keine Aussagen über die Verteilungsfunktion der Basisvariablen benötigt werden. Vereinfacht wird eine Normalverteilung der Variablen unterstellt [STE 97]. Es wird eine lineare Grenzzustandsfunktion verwendet, wobei nichtlineare Funktionen in lineare Grenzzustandsfunktion transformiert werden. Zu diesem Zweck wird aus der Grenzzustandsfunktion eine Taylorreihe entwickelt, wobei nur das erste Glied der Taylorreihe (First Order) verwendet wird. Dabei wird die Taylorreihe

im Versagenspunkt entwickelt, welcher den Erwartungswert allen Zufallsvariablen entspricht.

Für die Grenzzustand  $g$  wird mit Hilfe Formel (4.7) die Versagenswahrscheinlichkeit wie folgt berechnet:

$$P_f = \Phi[-\beta_c] = \Phi\left[-\frac{\mu_z}{\sigma_z}\right], \quad (5.2)$$

wobei:

$$\mu_z = g(\mu_1, \mu_2, \dots, \mu_n) \quad (5.3)$$

und

$$\sigma_z^2 = \sum_1^n \left\{ \frac{\partial g}{\partial x_i} \right\}_{\mu_i}^2 \sigma_i^2 \quad (5.4)$$

In Gleichung (5.2) ist  $\beta_c$  der Zuverlässigkeitsindex nach /COR 69/ und  $\Phi$  - die Funktion der standardisierten Normalverteilung.

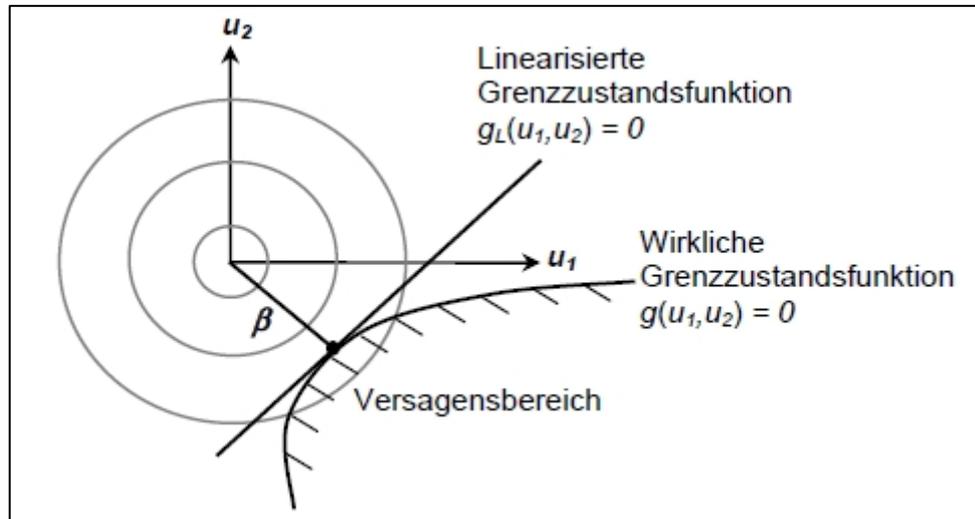
Der Fehler bei Anwendung dieser einfachen Methode wird umso größer, je größer die Verteilung einer oder mehrerer Basisvariablen von der Normalverteilung abweicht und je mehr die Grenzzustandsfunktion nicht linear ist.

#### 5.4 Zuverlässigkeitstheorie erster Ordnung FORM (First Order Reliability Method)

In der allgemeinen Zuverlässigkeitstheorie erster Ordnung werden die Verteilungen der Basisvariablen berücksichtigt, die zur Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit in Normalverteilungen transformiert werden.

Die Grenzzustandsfunktion wird bei FORM im Versagenspunkt  $u^*(u_1, u_2, \dots, u_n)$  mittels Taylorreihe linearisiert, wobei nur die ersten Glieder bei Reihenentwicklung berücksichtigt werden, d. h. es wird die Tangentialebene an die Grenzzustandsfunktion im Versagenspunkt angenähert. Da der Versagenspunkt im Vorhinein nicht bekannt ist, muss er iterativ bestimmt werden.

Die Berechnung der Tragwerkszuverlässigkeit findet im Standardnormalraum statt, in welchen alle Variablen zuvor transformiert werden. Der Zuverlässigkeitsindex  $\beta_{HL}$  (siehe Kapitel 4) ist als kürzester Abstand zwischen dem Koordinatenursprung und der Grenzzustandsfunktion im Versagenspunkt definiert (siehe Abb. 5.1).



**Abb. 5.1** Nichtlineare und linearisierte Grenzzustandsfunktion im Standardnormalraum

Als Ergebnis erhält man außer dem Zuverlässigkeitsindex  $\beta_{HL}$  noch die Sensitivitätsfaktoren  $\alpha_i$  (siehe Kapitel 4), mit denen die Bemessungswerte der Basisvariablen berechnet werden. Die realen Bemessungswerte der Basisvariablen erhält man durch Rücktransformation in den ursprünglichen Raum. Die Versagenswahrscheinlichkeit bzw. Zuverlässigkeit wird auch durch den Zuverlässigkeitsindex  $\beta_{HL}$  ausgedrückt; dabei wird bei der Berechnung des kleinsten  $\beta_{HL}$ -Wertes durch Optimierung bestimmt. Zur Berechnung der Tragwerkszuverlässigkeit mit FORM wurde von Rackwitz und Fiessler /RAC 78/ ein iterativer Algorithmus entwickelt (siehe Abb. 5.2). Die nicht normalverteilten Basisvariablen werden durch eine Normalverteilung approximiert. Da diese Approximation nicht im Bereich vom Mittelwert sondern im Bemessungspunkt durchgeführt wird, wird dieses Verfahren auch als 'Normal-Tail-Approximation' bezeichnet.

In vielen Fällen ist die Genauigkeit der Bestimmung der Zuverlässigkeit mit FORM ausreichend, da die Zielwerte der Versagenswahrscheinlichkeit im konstruktiven Bauwesen klein sind, so dass oftmals die Abweichungen durch die Linearisierung der Grenzzustandsfunktion vernachlässigbar sind.

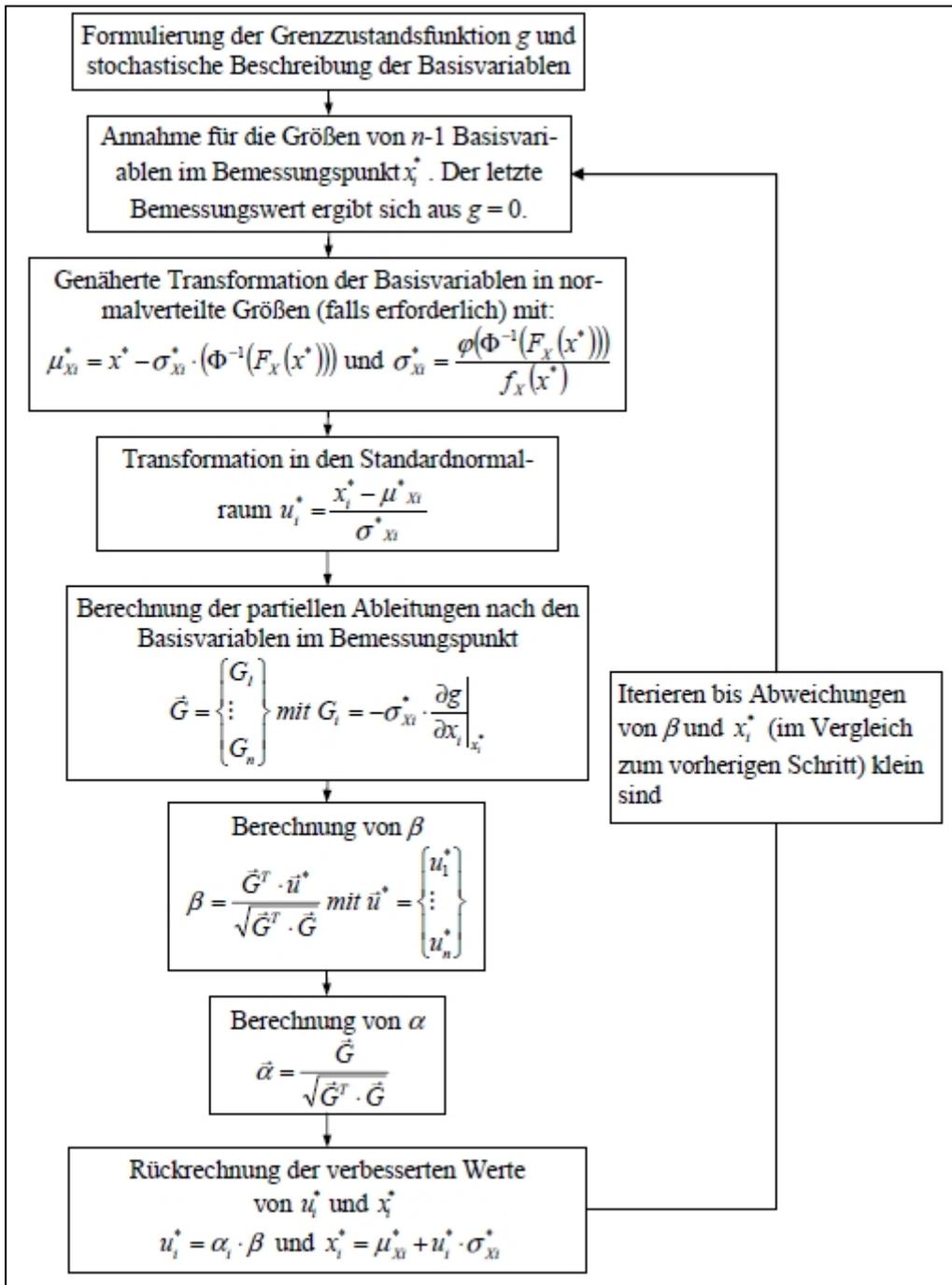


Abb. 5.2 Rackwitz-Fiessler-Algorithmus (FORM)

## 5.5 Zuverlässigkeitstheorie zweiter Ordnung SORM (Second Order Reliability Method)

Eine Steigerung der Rechengenauigkeit von FORM kann erreicht werden, wenn man eine nichtlineare Grenzzustandsfunktion im Versagenspunkt durch eine Funktion höherer Ordnung annähert, d. h. Glieder höherer Ordnung bei der Taylorreihenentwicklung

berücksichtigt. Bei SORM wird dabei die Krümmung der Grenzzustandsfunktion durch die quadratischen Glieder der Taylorreihe mit erfasst, wodurch jedoch der Rechenaufwand erheblich ansteigt.

Das Berechnungsergebnis nach SORM liegt oftmals nahe an der exakten Lösung, allerdings ergibt sich nur bei stark gekrümmter Grenzzustandsfunktion eine signifikante Verbesserung gegenüber der FORM-Lösung.

## 5.6 Stochastische Simulation (Monte-Carlo-Methode)

Bei der sogenannten Monte-Carlo-Methode wird die Versagenswahrscheinlichkeit mittels stochastischer Simulation der Basisvariablen durch Zufallszahlen direkt aus der Grenzzustandsfunktion im Originalraum berechnet, wobei sich das Ergebnis mit wachsender Anzahl  $N$  der Simulationen ( $N \rightarrow \infty$ ) dem exakten Resultat annähert. Die Versagenswahrscheinlichkeit  $P_F$  ergibt sich aus der Anzahl der simulierten Versagensereignisse  $X$ , geteilt durch die Gesamtanzahl der Simulationen  $N$ :

$$P_F = X/N \quad (5.5)$$

Der Variationskoeffizient der Schätzung kann durch die Analogie mit dem Bernoulli Experiment berechnet werden /RAC 06/:

$$V(P_F) \approx \frac{1}{\sqrt{NP_F}} \quad (5.6)$$

Daran erkennt man das Problem der Monte-Carlo-Simulation. Von einer Seite ist die Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit theoretisch einfach, von andere Seite ist eine sehr große Simulationsanzahl  $N$  ( $N \gg 1/P_F$ ) notwendig, um einen vertrauenswürdigen Schätzwert zu erhalten. Das ist dadurch begründet, dass der Zielwert der Versagenswahrscheinlichkeit im konstruktiven Bauwesen normalerweise klein ist, z. B.  $10^{-6}$  und deshalb eine sehr große Anzahl von Simulationen benötigt wird. Mit steigender Rechenkapazität treten die mathematischen Schwierigkeiten (z. B. Konvergenzproblem) weiter in den Hintergrund. Trotzdem führt die 'Crude'-Monte-Carlo-Simulation bei komplizierten Grenzzustandsfunktionen zu unakzeptablen Rechenzeiten. Um den Rechenaufwand (Simulationsanzahl) zu reduzieren, wurden verschiedene Modifikationen der Monte-Carlo-Methode entwickelt (spherical sampling, importance sampling,

stratified sampling, adaptive Monte Carlo etc.). Vorteile und Nachteile dieser Methoden sind ausführlich z. B. in /RAC 06/ oder /MEL 99/ beschrieben.

## 6 Bautechnische Normen

### 6.1 Eurocode-Programm

Im Jahre 1975 beschloss die Kommission der Europäischen Gemeinschaften für das Bauwesen ein Programm auf der Grundlage des Artikels 95 der Römischen Verträge durchzuführen. Ziele des Programms waren die Beseitigung technischer Handelshemmnisse und die Harmonisierung technischer Normen.

Im Rahmen dieses Programms leitete die Kommission die Bearbeitung von harmonisierten technischen Regelwerken für die Tragwerksplanung von Bauwerken ein, die im ersten Schritt als Alternative zu den in den Mitgliedsländern geltenden Vorschriften dienen und schließlich diese ersetzen sollten. Nach 15 Jahren führte das zu der ersten Eurocode-Generation in den 1980er Jahren.

Im Jahre 1989 entschied die Kommission, die Mitgliedsländer der Europäischen Union und der EFTA die Entwicklung und Veröffentlichung der Eurocodes über eine Reihe von Mandaten an das CEN (*Comité Européen de Normalisation*) zu übertragen, damit diese den Status Europäischer Normen (EN) erhielten.

Das Eurocode-Programm umfasst die folgenden Normen, die in der Regel aus mehreren Teilen bestehen:

- EN 1990 Eurocode, Grundlagen der Tragwerksplanung (entspricht /DIN 10/),
- EN 1991 Eurocode 1, Einwirkung auf Tragwerke,
- EN 1992 Eurocode 2, Berechnung und Bemessung von Stahlbetonbauten,
- EN 1993 Eurocode 3, Berechnung und Bemessung von Stahlbauten,
- EN 1994 Eurocode 4, Berechnung und Bemessung von Stahlbetonverbundbauten,
- EN 1995 Eurocode 5, Berechnung und Bemessung von Holzbauten,
- EN 1996 Eurocode 6, Berechnung und Bemessung von Mauerwerksbauten,
- EN 1997 Eurocode 7, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik,
- EN 1998 Eurocode 8, Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben,

- EN 1999 Eurocode 9, Berechnung und Bemessung von Aluminiumkonstruktionen.

## **6.2 DIN EN 1990 ‘Grundlagen der Tragwerksplanung‘**

DIN EN 1990 /DIN 10/ legt Prinzipien und Anforderungen für die Tragsicherheit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit von Tragwerken fest, beschreibt die Grundlagen der Tragwerksplanung einschließlich der Nachweise und gibt Hinweise zu den dafür anzuwendenden Zuverlässigkeitsanforderungen. Diese Norm beruht auf dem Konzept der Bemessung nach Grenzzuständen mit Teilsicherheitsbeiwerten.

DIN EN 1990 ist für die direkte Verwendung beim Entwurf, bei der Berechnung und Bemessung von Neubauten in Verbindung mit den Eurocodes EN 1991 bis EN 1999 gedacht.

DIN EN 1990 liefert auch Hinweise zu Fragen der Zuverlässigkeit in Verbindung mit der Tragsicherheit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit für Bemessungsfälle, die in den EN 1991 bis EN 1999 nicht behandelt sind (z. B. bei ungewöhnlichen Einwirkungen, Tragwerken und Baustoffen).

DIN EN 1990 ist bei Bedarf außerhalb des Geltungsbereiches der EN 1991 bis EN 1999 anwendbar für:

- die Festlegung anderer Einwirkungen und Einwirkungskombinationen,
- die Festlegung von Berechnungsmodellen für andere Baustoffe und deren Verhalten,
- die Bestimmung von Zahlenwerten aufgrund anderer Zuverlässigkeitsanforderungen.

DIN EN 1990 kann auch zur Beurteilung des Tragverhaltens bestehender Bauwerke, bei Instandsetzungs- und Umbaumaßnahmen oder bei beabsichtigten Nutzungsänderungen verwendet werden.

DIN EN 1990 erlaubt differenzierte Zuverlässigkeitsniveaus für die Tragfähigkeit und die Gebrauchstauglichkeit. Dabei können bei der Wahl differenzierter Zuverlässigkeitsniveaus für ein bestimmtes Tragwerk folgende Gesichtspunkte betrachtet werden:

- Mögliche Ursachen und Formen des Versagens,
- mögliche Versagensfolgen in Hinblick auf Leben und Unversehrtheit von Personen und auf wirtschaftliche Verluste,
- öffentliche Einstellung zu dem Versagen,
- Kosten und Aufwendungen, um das Versagensrisiko zu vermindern.

### **6.2.1 Stufe I–Methode (Level-I-Methode): Semi-probabilistisches Sicherheitskonzept**

Im semi-probabilistischen Sicherheitskonzept wird die konstruktive Zuverlässigkeit für die Grenzzustände der Tragsicherheit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit von Tragwerken definiert. Werden die Grenzzustände überschritten, können die an ein Tragwerk gestellten Anforderungen nicht mehr gesichert erfüllt werden.

#### **Grenzzustände der Tragfähigkeit (engl.: Ultimate Limit State - ULS)**

Dabei handelt es sich um Zustände, die die Sicherheit von Personen und/oder die Sicherheit des Tragwerks betreffen. Die folgenden Grenzzustände müssen im Bedarfsfall nachgewiesen werden:

- der Verlust der Lagesicherheit des als starrer Körper betrachteten Tragwerks oder eines seiner Teile,
- das Versagen durch übermäßige Verformungen bzw. Übergang des Bauwerks oder seiner Teile, einschließlich der Lager und Gründungen in einem kinematischen Zustand, einem Bruchzustand oder einer instabilen Lage,
- das Versagen des Tragwerks oder eines seiner Teile durch Materialermüdung oder andere zeitabhängige Auswirkungen.

Für die verschiedenen Grenzzustände der Tragfähigkeit können unterschiedliche Teilsicherheitsbeiwerte angewendet werden.

#### **Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (engl.: Serviceability Limit State - SLS)**

Die Verformungen bzw. Durchbiegungen eines Tragwerkes infolge von Beanspruchungen sollen in definierten Grenzen gehalten werden, um mögliche Schäden (wie z. B.

Rissbildungen) an Bauteilen zu vermeiden. Auch gilt es, die Anforderungen hinsichtlich der Benutzbarkeit (Durchbiegungen, Schwingungen) und des Erscheinungsbildes des Bauwerks zu erfüllen.

### **Bemessungssituationen**

Die maßgebenden Bemessungssituationen müssen unter Berücksichtigung der Gegebenheiten, bei denen das Tragwerk seine Funktion erfüllen muss, bestimmt werden. Die Bemessungssituationen sind in vier Gruppen eingeteilt:

1. Ständige Situationen, die den üblichen Nutzungsbedingungen des Tragwerks entsprechen
2. Vorübergehende Situationen, die sich auf zeitlich begrenzte Zustände des Tragwerks beziehen, z. B. im Bauzustand oder bei der Instandsetzung
3. Außergewöhnliche Situationen, die sich auf außergewöhnliche Bedingungen für das Tragwerk beziehen, z. B. auf Brand, Explosionen, Anprall oder Folgen lokalen Versagens
4. Situationen bei Erdbeben, die die Bedingungen bei Erdbebeneinwirkungen auf das Tragwerk umfassen

Die notwendigen Angaben der jeweiligen Bemessungssituation sind in EN 1991 bis EN 1999 (siehe oben) angegeben. Die gewählten Bemessungssituationen müssen alle Bedingungen, die während der Ausführung und Nutzung des Tragwerks vernünftigerweise erwartet werden können, hinreichend genau erfassen.

### **Bemessung nach Grenzzuständen**

Die Bemessung muss mit für die jeweiligen Grenzzustände geeigneten Modellen für das Tragsystem und für die Belastung durchgeführt werden. Es ist nachzuweisen, dass kein Grenzzustand überschritten wird, wenn die zutreffenden Bemessungswerte für die Einwirkungen, die Baustoffeigenschaften und die geometrischen Maße in diesen Modellen verwendet werden. Die Nachweise müssen für alle maßgebenden Bemessungssituationen und Lastfälle durchgeführt werden.

Zur Erfüllung der Anforderungen sollte das Bemessungsverfahren mit Teilsicherheitsbeiwerten angewendet werden.

## Nachweise durch die Methode der Teilsicherheitsbeiwerte

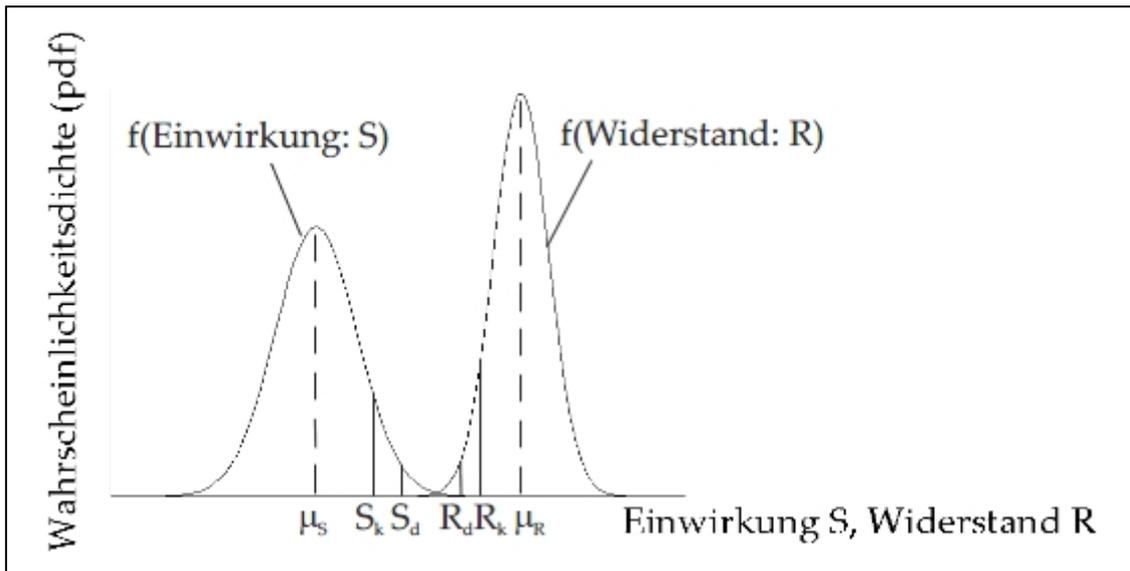
Das in den DIN EN 1990 /DIN 10/ verankerte Sicherheitskonzept beruht - im Gegensatz zum deterministischen Sicherheitskonzept von alten DIN-Normen mit einem globalen Sicherheitsbeiwert ('Verfahren mit zulässigen Spannungen') - auf der Nachweisführung mit sogenannten Teilsicherheitsbeiwerten. Diese Sicherheitsfaktoren werden verwendet, um das Versagensrisiko einer Tragstruktur, mit den für die Berechnung verbundenen Modellannahmen, so niedrig wie möglich zu halten. Dabei ist zu zeigen, dass in allen maßgebenden Bemessungssituationen beim Ansatz der Bemessungswerte für Einwirkungen oder deren Auswirkungen, für die Tragwiderstände keiner der maßgebenden Grenzzustände überschritten wird.

Ein Vorteil dieser Methode ist die eindeutige Trennung der wichtigsten Einflussfaktoren für die Bemessung von Tragwerken. Zu den wichtigsten Einflussfaktoren gehören:

- Einwirkungen,
- Baustoffeigenschaften,
- geometrische Größen.

Alle diese Einflussfaktoren sind Zufallsgrößen, die statistischen Streuungen unterliegen.

In Abb. 6.1 ist dieser Zusammenhang an Hand typischer Verteilungsfunktionen für die Einwirkung  $S$  und die Tragfähigkeit  $R$  eines Bauteils grafisch dargestellt. Beide Zufallsgrößen weisen dabei streuenden Charakter auf. Ein Versagen lässt sich in dieser Darstellung durch den Zusammenhang  $R - S < 0$  definieren. Für den Fall  $R - S = 0$  wird dementsprechend gerade der Grenzzustand erreicht. Auf Grund der Tatsache, dass für die beiden Verteilungsfunktionen, insbesondere an den Verteilungsenden, im Allgemeinen unzureichende empirische Kenntnisse vorliegen, begnügt man sich im Rahmen des semi-probabilistischen Sicherheitskonzeptes damit, dafür Sorge zu tragen, dass zwischen definierten Werten (charakteristischen Werten) der Verteilungsfunktionen ein ausreichender Sicherheitsabstand gewährleistet bleibt.



**Abb. 6.1** Semi-probabilistisches Sicherheitskonzept

wobei:

- S - Einwirkung
- $\mu_S$  - Mittelwert der Einwirkung
- $S_k$  - Charakteristischer Wert der Einwirkung
- $S_d$  - Bemessungswert der Einwirkung
- R - Widerstand
- $\mu_R$  - Mittelwert des Widerstands
- $R_k$  - Charakteristischer Wert des Widerstands
- $R_d$  - Bemessungswert des Widerstands

Der repräsentative Wert einer Einwirkung ist ein Wert, der für den Nachweis eines Grenzzustandes verwendet wird. Der charakteristische Wert einer Einwirkung ist wichtigster repräsentativer Wert einer Einwirkung. Sofern der charakteristische Wert auf statistischer Grundlage festgelegt werden kann, wird er mit einer vorgegebenen Wahrscheinlichkeit gewählt (oberes Quantil), mit der er während des „Bezugszeitraumes“ nicht überschritten wird, wobei die geplante Nutzungsdauer des Tragwerks und die Dauer der Bemessungssituation berücksichtigt werden.

Der repräsentative Wert einer Einwirkung ist ein Wert, der für den Nachweis eines Grenzzustandes verwendet wird. Der charakteristische Wert einer Einwirkung ist wichtigster repräsentativer Wert einer Einwirkung. Sofern der charakteristische Wert auf statistischer Grundlage festgelegt werden kann, wird er mit einer vorgegebenen Wahrscheinlichkeit gewählt (oberes Quantil), mit der er während des „Bezugszeitraumes“ nicht überschritten wird, wobei die geplante Nutzungsdauer des Tragwerks und die Dauer der Bemessungssituation berücksichtigt werden.

Der charakteristische Wert des Widerstandes ist ein Wert einer Baustoff- oder Produkteigenschaft oder Bauteileigenschaft mit bestimmter Auftretenswahrscheinlichkeit bei unbegrenzter Probenzahl. Dieser Wert entspricht einem bestimmten Quantil (normalerweise unteres Quantil) der statistischen Verteilung.

Das mit der Level-I-Methode gleichbedeutende Teilsicherheitskonzept beaufschlägt die charakteristischen Einwirkungs- und Widerstandsgrößen eines Nachweises mit Teilsicherheitsbeiwerten  $\gamma_S$  bzw.  $\gamma_R$ . Der Nachweis nach dem Teilsicherheitskonzept stellt den Bemessungswert der Einwirkung  $S_d$  den Bemessungswert des Widerstands  $R_d$  gemäß Gleichung (6.1) gegenüber:

$$\gamma_S \cdot S_k = S_d \leq R_d = \frac{R_k}{\gamma_R} \quad (6.1)$$

Wie in Abb. 6.1 dargestellt, handelt es sich bei den charakteristischen Werten der Einwirkung  $S_k$  bzw. des Widerstands  $R_k$  bereits um konservative, d. h. mit einer Sicherheit behaftete Werte. Zum Beispiel können der charakteristische Wert der Einwirkung  $S_k$  ein 98 %-Quantil und der charakteristische Wert des Widerstands  $R_k$  ein 5 %-Quantil sein.

Der Bemessungswert einer Einwirkung kann allgemein wie folgt dargestellt werden:  $S_d = S_k \cdot \gamma_S$ . Dabei ist  $\gamma_S$  der Teilsicherheitsbeiwert für die Einwirkung, der die Möglichkeit ungünstiger Größenabweichungen der Einwirkung berücksichtigt. Normalerweise ist dieser Wert größer oder gleich 1,0. Für einige Bemessungssituationen werden andere repräsentative Werte der Einwirkung verwendet. Dabei wird  $S_k$  mit einem Kombinationsbeiwert  $\Psi$  multipliziert, welcher  $\leq 1,0$  ist.

Der Bemessungswert eines Widerstandes kann allgemein wie folgt dargestellt werden:  $R_d = \eta \cdot R_k / \gamma_R$ . Dabei ist  $\gamma_R$  der Teilsicherheitsbeiwert für den Widerstand. Der Koeffi-

zient  $\eta$  ist ein Umrechnungsbeiwert zwischen Probeneigenschaften und maßgebenden Eigenschaften im Bauteil. Der Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_R$  deckt folgende Aspekte ab:

- die Möglichkeit einer ungünstiger Abweichung der Baustoff- oder Produkteigenschaft vom charakteristischen Wert,
- die Streuung des Umrechnungsbeiwertes  $\eta$ .

Durch das einheitliche Konzept der Eurocodes mit den Teilsicherheitsbeiwerten kann die Bemessung von Tragwerken baustoffunabhängig erfolgen und die Berechnungen für alle Baustoffe können auf denselben Konzepten basieren.

Gemäß der Bemessung nach Grenzzuständen muss die Gleichung (6.1) erfüllt werden. Dabei wird die optimale Bemessung erreicht, wenn  $S_d = R_d$ . Dieser Punkt ( $S_d = R_d$ ) heißt 'Bemessungspunkt'.

### 6.2.2 Behandlung der Zuverlässigkeit im Bauwesen

Zum Zwecke der Differenzierung der Zuverlässigkeit werden Schadensfolgeklassen (CC) eingeführt, bei denen die Auswirkungen des Versagens zu betrachten (siehe Tab. 6.1).

**Tab. 6.1** Klassen für Schadensfolgen

Schadensfolgeklassen	Merkmale	Beispiele im Hochbau oder bei sonstigen Ingenieurbauwerken
CC3	Hohe Folgen für Menschenleben oder sehr große wirtschaftliche, soziale oder umweltbeeinträchtigende Folgen	Tribünen, öffentliche Gebäude mit hohen Versagensfolgen (z. B. eine Konzerthalle)
CC2	Mittlere Folgen für Menschenleben, beträchtliche wirtschaftliche, soziale oder umweltbeeinträchtigende Folgen	Wohn- und Bürogebäude, öffentliche Gebäude mit mittleren Versagensfolgen (z. B. ein Bürogebäude)
CC1	Niedrige Folgen für Menschenleben und kleine oder vernachlässigbare wirtschaftliche, soziale oder umweltbeeinträchtigende Folgen	Landwirtschaftliche Gebäude ohne regelmäßigen Personenverkehr (z. B. Scheunen, Gewächshäuser)

Das Kriterium für die Klassifizierung nach Schadensfolgen ist die Bedeutung des Tragwerks oder seiner Teile im Hinblick auf Versagensfolgen.

Über den Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  (siehe unten) können die Zuverlässigkeitsklassen (RC) definiert werden. Die drei Zuverlässigkeitsklassen RC 1, RC 2 und RC 3 können mit den drei Schadensfolgeklassen CC 1, CC 2 und CC 3 verknüpft werden. Tab. 6.2 enthält Empfehlungen für die Mindestwerte des Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  in Verbindung mit Zuverlässigkeitsklassen.

**Tab. 6.2** Mindestwerte des Zuverlässigkeitsindex  $\beta$

Zuverlässigkeitsklasse	Mindestwert für $\beta$	
	Bezugszeitraum 1 Jahr	Bezugszeitraum 50 Jahre
RC 3	5,2	4,3
RC 2	4,7	3,8
RC 1	4,2	3,3

ANMERKUNG: Die Bemessung nach EN 1990 mit den Teilsicherheitsbeiwerten nach Anhang A sowie nach EN 1991 bis EN 1999 führt in der Regel zu einem Tragwerk mit einer Mindestzuverlässigkeit  $\beta \geq 3,8$  für einen Bezugszeitraum von 50 Jahren. Größere Zuverlässigkeitsklassen als RC 3 werden in diesem Anhang nicht weiter betrachtet, da für die betroffenen Bauteile Sonderuntersuchungen angestellt werden müssen.

Eine Differenzierung der Zuverlässigkeit kann auch durch die Veränderung der Teilsicherheitsbeiwerte (/DIN 10/, Anhang B, B.3.3), durch die Überwachungsmaßnahmen bei der Planung (/DIN 10/, Anhang B, B.4) sowie durch die verschiedenen Überwachungsstufen für die Herstellung (/DIN 10/, Anhang B, B5) erreicht werden.

### 6.2.3 Methoden zur Berücksichtigung der Bauwerkszuverlässigkeit in den europäischen Baunormen

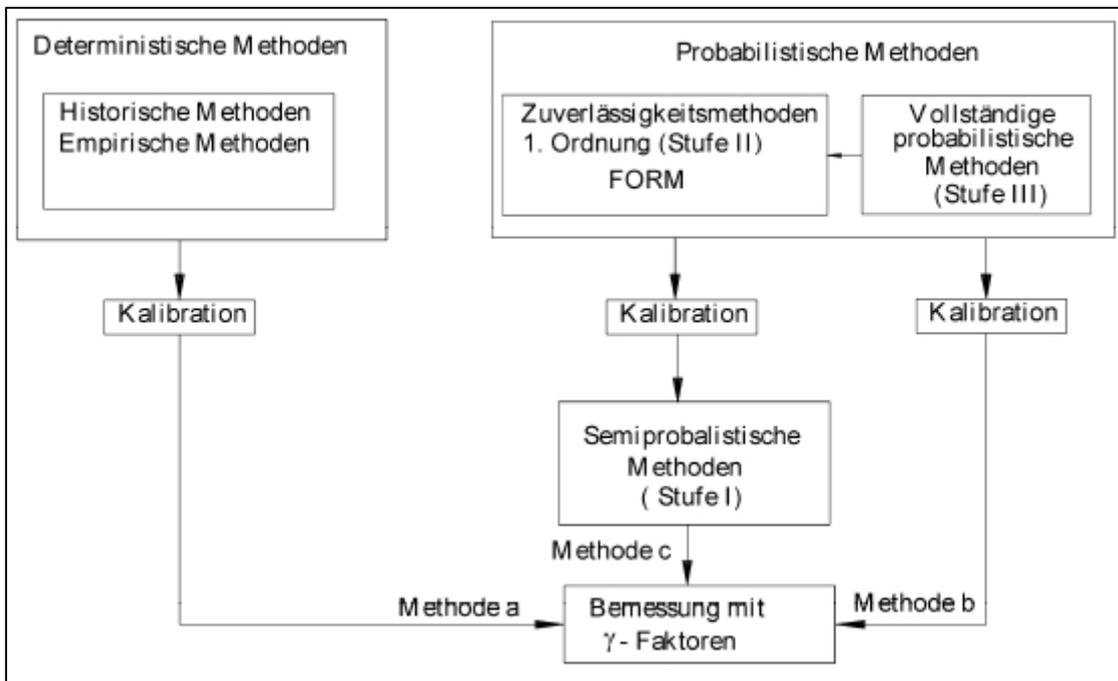
Bei der Stufe-I-Methode wird die Zuverlässigkeit nicht explizit in der Gleichung (6.1) angegeben. Die Zuverlässigkeit wird jedoch durch die Teilsicherheitsbeiwerte bestimmt. Da die Anzahl von Bemessungssituationen größer ist als die Anzahl von Teilsicherheitsbeiwerten, ist es nicht möglich, bei der Stufe-I-Methode das gleiche Zuverlässigkeitsniveau für alle Bemessungssituationen zu erreichen.

Abb. 6.2 (aus /DIN 10/, Anhang C) zeigt in einem Diagramm die Hierarchie der verschiedenen Methoden zur Kalibrierung der Bemessungsgleichungen. Die probabilistischen Methoden können in zwei Hauptgruppen eingeteilt werden:

- die Zuverlässigkeitsmethoden erster Ordnung (FORM) (Stufe II) und

- die vollständig probabilistischen Methoden (Stufe III).

Diese Methoden können sowohl für die Kalibrierung der Teilsicherheitsbeiwerte (Stufe I – semi-probabilistische Bemessung) benutzt oder als Grundlagen für eine probabilistische Bemessung verwendet werden.



**Abb. 6.2** Methoden zur Berücksichtigung der Bauwerkszuverlässigkeit in den europäischen Baunormen

Bei den Stufe-II- und Stufe-III-Methoden wird als Maß für die Zuverlässigkeit die Überlebenswahrscheinlichkeit  $P_S = (1 - P_f)$  benutzt, wobei  $P_f$  die Versagenswahrscheinlichkeit für die betrachtete Versagensart für einen bestimmten Bezugszeitraum ist. Liegt die berechnete Versagenswahrscheinlichkeit höher als eine vorgegebene Zielgröße  $P_0$ , wird das Tragwerk als unsicher betrachtet.

Im Rahmen der Stufe-II-Methode wird der Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  als Maß für die Zuverlässigkeit betrachtet:

$$P_f = \Phi(-\beta), \quad (6.2)$$

wobei  $\Phi$  die kumulative Verteilungsfunktion für die standardisierte Normalverteilung ist. Die Beziehung zwischen  $P_f$  und  $\beta$  ist in Tab. 6.3 angegeben.

**Tab. 6.3** Beziehung zwischen dem Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  und der Versagenswahrscheinlichkeit  $P_f$

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

Die Versagenswahrscheinlichkeit  $P_f$  kann mit der Grenzzustandsgleichung  $g$  derart ausgedrückt werden, dass für  $g > 0$  Überleben und für  $g \leq 0$  Versagen eintritt:

$$P_f = P(g \leq 0) \quad (6.3)$$

Wenn  $R$  der Widerstand und  $S$  die Auswirkung der Einwirkungen ist, dann lautet die Grenzzustandsfunktion:

$$g = R - S, \quad (6.4)$$

womit  $R$ ,  $S$  und  $g$  Zufallsvariable sind.

Ist  $g$  normalverteilt, wird der Zuverlässigkeitsindex  $\beta = \mu_g / \sigma_g$  angenommen, wobei:  $\mu_g$  der Mittelwert von  $g$  ist und  $\sigma_g$  die Standardabweichung von  $g$ .

Dann wird  $\mu_g - \beta\sigma_g = 0$  und

$$P_f = P(g < 0) = P(g < \mu_g - \beta\sigma_g) \quad (6.5)$$

Bei anderen Verteilungen als der Normalverteilung kann  $\beta$  als konventionelles Maß für die Zuverlässigkeit  $P_s = (1 - P_f)$  verwendet werden.

Tab. 6.4 gibt Zielwerte für den Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  für verschiedene Bemessungssituationen für die Bezugszeiten 1 Jahr und 50 Jahre an. Die  $\beta$ -Werte in Tab. 6.4 entsprechen den Sicherheitsanforderungen für die Zuverlässigkeitsklasse RC 2 (siehe Tab. 6.2).

**Tab. 6.4** Zielwert des Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  für Bauteile mit RC 2-Anforderungen

Grenzzustand	Zielwert der Zuverlässigkeitsindex	
	1 Jahr	50 Jahre
Tragfähigkeit	4,7	3,8
Ermüdung		1,5 bis 3,8 <sup>a</sup>
Gebrauchstauglichkeit (nicht umkehrbar)	2,9	1,5

a.) Abhängig von der Zugänglichkeit, Wiederinstandsetzbarkeit und Schadenstoleranz

Für die Berechnungen des Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  werden im Allgemeinen folgende Verteilungen zu Grunde gelegt:

- lognormale Verteilung oder Weibull-Verteilung für Baustoffeigenschaften, Bauteilwiderstände und Modell-Unsicherheiten,
- Normalverteilung für Eigengewicht,
- Extremwertverteilung für veränderliche Einwirkungen, ausgenommen sind Ermüdungseinwirkungen.

Werden die wesentliche Unsicherheit von Einwirkungen verursacht, die statistisch unabhängige Jahresmaxima aufweisen, so kann der  $\beta$ -Wert für andere Bezugszeiträume mit Hilfe folgender Näherung berechnet werden:

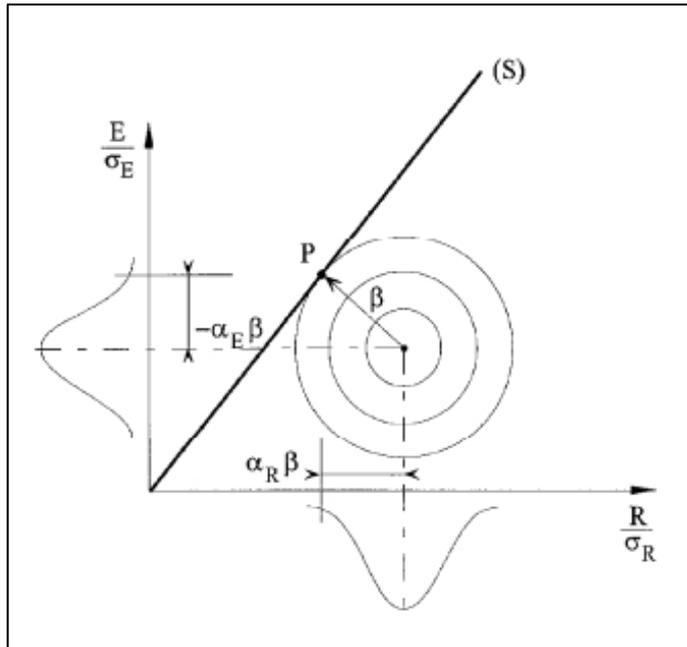
$$\Phi(\beta_n) = [\Phi(\beta_1)]^n \quad (6.6)$$

mit  $\beta_n$  - Zuverlässigkeitsindex für einen Bezugszeitraum von  $n$  Jahren und  $\beta_1$  - Zuverlässigkeitsindex für einen Bezugszeitraum von 1 Jahr.

#### 6.2.4 Stufe-II-Methode: FORM - Zuverlässigkeitstheorie erster Ordnung

Mit Hilfe dieser Methode kann der Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  direkt ermittelt werden oder die Kalibrierung der Teilsicherheitsbeiwerte für Stufe-I-Methode durchgeführt werden.

Die zuletzt genannte Möglichkeit wird in Abb. 6.3 erklärt.



**Abb. 6.3** Bemessungspunkt und Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  nach der Zuverlässigkeitsmethode erster Ordnung (FORM) für normalverteilte nicht korrelierter Variablen

Die Bemessungswerte  $E_d$  und  $R_d$  sollten so bestimmt werden, dass sie den Werten der Basisvariablen im Bemessungspunkt nach der Zuverlässigkeitsmethode erster Ordnung entsprechen. Der Bemessungspunkt ist der Punkt auf der Grenzzustandsfunktion  $g = 0$  mit dem kürzesten Abstand zum Mittelpunkt im Raum der normalisierten Variablen  $E/\sigma_E$  und  $R/\sigma_R$ .

Die Bemessungswerte für die Auswirkungen  $E_d$  der Einwirkungen und für die Bauwerkswiderstände  $R_d$  sollten so festgelegt werden, dass die Auftretenswahrscheinlichkeit wie folgt definiert werden kann:

$$P(E > E_d) = \Phi(+\alpha_E \beta) \quad \text{und} \quad P(R \leq R_d) = \Phi(-\alpha_R \beta), \quad (6.7)$$

wobei  $\alpha_E$  und  $\alpha_R$  mit  $|\alpha| \leq 1$  Wichtungsfaktoren nach der Zuverlässigkeitsmethode 1. Ordnung (FORM) sind. Der Wert  $\alpha$  ist für ungünstige Einwirkungen oder deren Auswirkungen negativ und für Widerstände positiv. Für  $\alpha_E$  und  $\alpha_R$  dürfen  $\alpha_E = -0,7$  und  $\alpha_R = 0,8$  verwendet werden, wenn die Bedingung

$$0,16 < \sigma_E/\sigma_R < 7,6 \quad (6.8)$$

eingehalten wird, wobei  $\sigma_E$  und  $\sigma_R$  die Standardabweichungen für die Auswirkungen  $E$  bzw. Widerstände  $R$  sind. Damit ergibt sich:

$$P(E > E_d) = \Phi(-0,7 \beta) \quad (6.9)$$

$$P(R \leq R_d) = \Phi(-0,8 \beta) \quad (6.10)$$

Wenn die Bedingung (6.8) nicht erfüllt ist, sollte  $\alpha = \pm 1,0$  für die Variable mit der größeren Standardabweichung und  $\alpha = \pm 0,4$  für die Variable mit der kleineren Standardabweichung benutzt werden.

Enthält das Einwirkungsmodell mehrere Basisvariablen, so gilt die Beziehung (6.9) nur für die Leiteinwirkung. Für die Begleiteinwirkungen dürfen die Bemessungswerte mit

$$P(E > E_d) = \Phi(-0,4 \cdot 0,7 \cdot \beta) = \Phi(-0,28 \beta) \quad (6.11)$$

festgelegt werden. Die Werte nach (6.11) entsprechen bei  $\beta = 3,8$  ungefähr denen eines 90 %-Quantils. Tab. 6.5 liefert Hinweise zur Bestimmung der Bemessungswerte für die Variablen, deren Verteilungsfunktionen bekannt sind.

**Tab. 6.5** Bemessungswerte für verschiedene Verteilungsfunktionen

Verteilung	Bemessungswerte
Normal	$\mu - \alpha\beta\sigma$
Lognormal	$\mu \exp(-\alpha\beta V)$ für $V = \sigma/\mu < 0,2$
Gumbel	$u - \frac{1}{\alpha} \ln\{-\ln\Phi(-\alpha\beta)\}$ mit $u = \mu - \frac{0,577}{\alpha}$ ; $\alpha = \frac{\pi}{\sigma\sqrt{6}}$
ANMERKUNG In diesen Ausdrücken sind $\mu$ = Mittelwert, $\sigma$ = Standardabweichung und $V$ = Variationskoeffizient für die entsprechende Variable. Bei veränderlichen Einwirkungen sollten diese Größen auf den gleichen Bezugszeitraum wie $\beta$ bezogen sein.	

Wenn der Bemessungswert mit Hilfe der Stufe-II-Methode bestimmt wird, besteht die Möglichkeit, den Teilsicherheitsbeiwert für die Einwirkung für die Stufe-I-Methode zu gewinnen. Dabei soll der Bemessungswert durch den repräsentativen oder charakteristischen Wert der Einwirkung dividiert werden.

### 6.3 JCSS Probabilistic Model Code

Im Jahre 1971 hat das Liaison Committee einen gemischten Ausschuss für die bauliche Zuverlässigkeit, JCSS (Joint Committee on Structural Safety) erstellt mit dem Ziel, die allgemeinen Kenntnisse in baulicher Zuverlässigkeit zu verbessern. Das Liaison Committee, welches sich zu dieser Zeit aus sechs internationalen Verbänden des Bauingenieurwesens (CEB, CIB, FIP, IABSE, ECCS und RILEM) zusammensetzte, koordinierte die Aktivitäten dieser Organisationen.

Während 40 Jahren wurden mehr als 200 Arbeiten zur baulichen Zuverlässigkeit diskutiert. Einige Dokumente von allgemeinem Charakter wurden erstellt und veröffentlicht. Diese Unterlagen repräsentieren den Hintergrund für die Ausarbeitung von Leitlinien bezüglich der Bemessung und dem Bau der verschiedenen Arten von Strukturen und Materialien, unter anderem für mehrere ISO-Dokumente, Eurocodes und die CEB und ECCS Model Codes.

Zu den Aufgabenbereichen des JCSS zählen:

- die Verbesserung des allgemeinen Wissens und Verständnisses in den Bereichen Sicherheit, Risiko, Zuverlässigkeit und Qualitätssicherung für alle Arten von Hoch- und Tiefbaustrukturen auf der Basis von soliden wissenschaftlichen Grundsätzen und einem Blick für die Anwendungen in der Praxis;
- dafür Sorge zu tragen, dass multiassoziative pränormative Forschung im Bereich der Risiko und Zuverlässigkeit in einer wirksamen und angemessenen Weise durchgeführt wird;
- die Koordinierung zwischen der multiassoziative pränormative Forschung und den Regelwerksaktivitäten in ISO, Eurocode usw.;
- angemessene Unterstützung und technische Koordination der Arbeit der Mitgliedsverbände.

Parallel dazu hat das JCSS Arbeiten zur Entwicklung einer experimentellen, vollprobabilistischen Norm initiiert. Dabei entstand der 'JCSS Probabilistic Model Code'.

Dieses Dokument ist ein erster Versuch, einige (sicherlich nicht alle) Regeln, Verordnungen und Erläuterungen, welche für die Bemessung neuer Bauwerke oder für die Bewertung bestehender Bauwerke aus probabilistischer Sicht notwendig sind, in kon-

sistenter Weise zusammenstellen. Das Dokument ist auch für die Hintergrundberechnungen der nicht probabilistischen Normen nützlich.

Das Dokument hat folgende Ziele:

- Es ist ein Versuch einer Anzahl von Experten, die sich für ein solches Thema interessieren, zu sehen, ob zu diesem Zeitpunkt die wesentlichen Probleme bei der Entwicklung eines solchen Dokumentes gelöst werden können.
- Es ist beabsichtigt, einen Text für Statiker zur Verfügung zu stellen, mit welchem sie die neuen Ansätze in ihrer Arbeit anwenden können.
- JCSS als Ausschuss für die bauliche Zuverlässigkeit ist überzeugt, dass ein solches Dokument die Entwicklungen eines probabilistischen Regelwerks beleben wird, der alle Aspekte der Bautechnik abdeckt.

Der JCSS Probabilistic Model Code besteht aus vier Teilen:

- Teil 1 - Grundlagen der Tragwerksplanung,
- Teil 2 - Modelle für Einwirkungen,
- Teil 3 - Materialeigenschaften,
- Teil 4 - Anwendungsbeispiele.

Die Teile 2 und 3 bestehen aus allgemeinen Prinzipien und die Beschreibung von einzelnen Einwirkungen bzw. Materialeigenschaften. Nicht alle Einwirkungen sind bisher bereitgestellt. Die Arbeiten werden fortgesetzt, die Aktualisierung geht weiter.

## 7            **Einwirkungen**

Unter einer Einwirkung auf bauliche Strukturen versteht man:

- eine Gruppe von Kräften (Lasten), die auf ein Tragwerk wirken (direkte Einwirkung) oder
- eine Gruppe von aufgezwungenen Verformungen oder Beschleunigung, die z. B. durch Temperaturänderungen, Feuchtigkeitsänderung, ungleiche Setzung oder Erdbeben hervorgerufen werden (indirekte Einwirkung).

Bei Auswirkung solcher Einwirkungen handelt es sich um Beanspruchungen von Bauteilen (z. B. Schnittkräfte, Momente, Spannungen, Dehnungen) oder Reaktionen des Gesamttragwerks (z. B. Durchbiegungen, Verdrehungen) die durch Einwirkungen hervorgerufen werden.

### 7.1            **Klassifizierung der Einwirkungen**

Einwirkungen werden nach ihrer zeitlichen Veränderung wie folgt unterteilt:

- Ständige (permanente) Einwirkungen (G),  
z. B. Eigengewicht von Tragwerken, eingebauten Ausrüstungen oder Straßenbelägen oder indirekte Einwirkungen aus Schwinden oder ungleichmäßigen Setzungen,
- veränderliche Einwirkungen (Q),  
z. B. Nutzlasten auf Decken, Trägern oder Dächern, Wind- und Schneelasten,
- außergewöhnliche Einwirkungen (A),  
z. B. Explosionen oder Fahrzeuganprall,
- Einwirkungen infolge Erdbeben,
- Geotechnische Einwirkungen.

Einige Einwirkungen, wie z. B. Erdbebeneinwirkungen oder Schneelasten, dürfen nach Bauwerksstandort als außergewöhnliche oder veränderliche Einwirkung angesehen werden. Wasserlasten dürfen je nach ihrer Zeitveränderlichkeit als ständige oder veränderliche Einwirkung eingestuft werden.

Einwirkungen werden auch unterteilt nach

- ihrem Ursprung: direkt oder indirekt,
- der Veränderung ihrer räumlichen Verteilung: ortsfest oder frei,
- ihrer Natur oder der Bauwerksreaktion: statisch oder dynamisch.

## 7.2 Ermittlung der repräsentativen Werte für ständige und veränderlichen Einwirkungen nach dem Stufe I-Verfahren

Nach dem Stufe I-Verfahren ist der charakteristische Wert  $F_k$  einer Einwirkung als wichtigster repräsentativer Wert zu betrachten.

Der charakteristische Wert einer ständigen Einwirkung soll bei kleiner Streuung von  $G$  als ein einziger Wert  $G_k$ , bei größerer Streuung von  $G$  als oberer Wert  $G_{k,sup}$  und unterer Wert  $G_{k,inf}$  bestimmt werden. Eine kleine Streuung von  $G$  darf angenommen werden, wenn sich  $G$  nicht erheblich während der geplanten Nutzungszeit verändert und der Variationskoeffizient klein ist. Dann darf  $G_k$  als Mittelwert angesetzt werden. Ein solcher Variationskoeffizient kann je nach Tragwerkstyp im Bereich von 0,05 bis 0,10 liegen. Reagiert das Tragwerk sehr empfindlich auf die Veränderung von  $G$  (z. B. bei einigen Arten von vorgespannten Betontragwerken), dann sollten auch bei  $V_G \leq 0,05$  die Werte  $G_{k,sup}$  und  $G_{k,inf}$  verwendet werden. Dann darf  $G_{k,inf}$  als 5 %-Quantil und  $G_{k,sup}$  als 95 %-Quantil einer Gaußverteilung von  $G$  angenommen werden (siehe z. B. /DIN 10/).

Die Vorspannung ( $P$ ) sollte als ständige Einwirkung eingestuft werden, die durch kontrolliert aufgebrachte Kräfte oder durch kontrolliert aufgebrachte Verformungen erzeugt wird. Die gewählte Vorspannung sollte entsprechend zugeordnet werden (z. B. Vorspannung durch Spannglieder oder Vorspannung durch eingeprägte Lagerverschiebungen). Der charakteristische Wert der Vorspannung zum Zeitpunkt  $t$  kann der obere Wert  $P_{k,sup}(t)$ , der untere Wert  $P_{k,inf}(t)$  oder der Mittelwert  $P_m(t)$  sein.

Bei veränderlichen Einwirkungen ist der charakteristische Wert  $Q_k$  so festzulegen, dass er

- entweder für einen bestimmten Bezugszeitraum als oberer Wert eine vorgegebene Wahrscheinlichkeit nicht überschreitet,
- oder als unterer Wert eine vorgegebene Wahrscheinlichkeit erreicht,
- oder als Nennwert angegeben wird, wenn eine statistische Verteilung unbekannt ist.

Der charakteristische Wert der klimatischen Einwirkungen nach z. B. DIN EN 1990 beruht auf dem 98 %-Überschreitungsquantil der Extremwertverteilung der wesentlichen zeitveränderlichen Basisvariablen für einen Bezugszeitraum von einem Jahr. Dies entspricht einer mittleren Wiederkehrperiode dieser Basisvariablen von 50 Jahren. In bestimmten Fällen werden, abhängig von der Bemessungssituation bzw. der Natur der Belastung, andere Wiederkehrperioden oder Quantile verwendet.

Außergewöhnliche Einwirkungen sollten durch ihre Bemessungswerte  $A_d$  für jedes Projekt festgelegt werden. Bei Erdbebeneinwirkungen sollte der Bemessungswert  $A_{Ed}$  für den Einzelfall aus dem charakteristischen Wert  $A_{Ek}$  bestimmt werden. Für Einwirkungen mit mehreren Komponenten (z. B. Verkehrslasten auf Straßenbrücken) sollte die charakteristische Einwirkung durch eine Gruppe von Werten angegeben werden, die einzeln bei der Bemessung zu berücksichtigen sind.

Außerdem werden weitere repräsentative Werte einer Einwirkung angesetzt:

- der Kombinationswert, der durch das Produkt  $\psi_0 Q_k$  beschrieben wird und für Tragfähigkeitsnachweise und Gebrauchstauglichkeitsnachweise für Grenzzustände mit nicht umkehrbaren Auswirkungen verwendet wird,
- der häufige Wert, der durch das Produkt  $\psi_1 Q_k$  beschrieben wird und für Tragsicherheitsnachweise einschließlich solcher mit außergewöhnlichen Belastungen und für Gebrauchstauglichkeitsnachweise für Grenzzustände mit umkehrbaren Grenzzuständen verwendet wird (für den Hochbau z. B. ist der häufige Wert so zu wählen, dass er in nicht weniger als 1 % des Bezugszeitraumes überschritten wird; für die Verkehrsbelastung von Straßenbrücken ist der häufige Wert mit einer Wiederkehrperiode von einer Woche definiert),

- der seltene Wert, der durch das Produkt  $\psi_{1,\text{infq}}Q_k$  beschrieben wird, wird derzeit nur für die Gebrauchstauglichkeitsnachweise für Betonbrücken verwendet und hat eine Wiederkehrperiode von einem Jahr,
- der quasi-ständige Wert, der durch das Produkt  $\psi_2Q_k$  beschrieben wird und für Tragfähigkeitsnachweise mit außergewöhnlichen Einwirkungen und Gebrauchstauglichkeitsnachweisen mit umkehrbaren Grenzzuständen verwendet wird. Quasi-ständige Werte werden auch für die Berechnung von Langzeitwirkungen verwendet. Für Nutzlasten auf Decken ist der quasi-ständige Wert beispielsweise so festzulegen, dass er in nicht weniger als 50 % des Bezugszeitraumes überschritten wird. Der quasi-ständige Wert kann auch aus der Mittelung über ein bestimmtes Zeitintervall festgelegt werden.

### 7.3 Ermittlung der Bemessungswerte nach Stufe II-Verfahren

Bei Verwendung der Stufe II-Methode wird der Bemessungspunkt mit Hilfe der FORM-Methode direkt bestimmt (siehe Abschnitt 5.4). Deswegen können die Bemessungswerte  $E_{di}$  für jede einzelne Zufallsvariable  $X_i$  als Koordinaten dieses Punktes im  $n$ -dimensionalen Raum ermittelt werden. Dies gilt für Einwirkungen (z. B. Windlast, Verkehrslast, Schneelast usw.) sowie für Zwangsgrößen (z. B. Temperatur- oder Setzungsunterschieden). Auch die Sensitivitätsfaktoren  $\alpha_i$ , die den Beitrag der Zufallsvariablen  $X_i$  an der Versagenswahrscheinlichkeit zeigen, werden mit Hilfe dieser Methode bestimmt.

Wenn der Nachweis der Tragfähigkeit bzw. der Gebrauchstauglichkeit auf der Ebene der Stufe II durchgeführt wird, werden die damit gewonnenen Bemessungswerte direkt verwendet. Wenn der Nachweis der Tragfähigkeit bzw. der Gebrauchstauglichkeit auf der Ebene der Stufe I durchgeführt wird, dann ist es möglich die entsprechenden Teilsicherheitsbeiwerte zu ermitteln. Damit wird der Bemessungswert  $E_{di}$  für die Zufallsvariable  $X_i$  durch den charakteristischen Wert  $E_{ki}$  dividiert:

$$\gamma_E = \frac{E_d}{E_k} \quad (7.1)$$

Der damit ermittelte Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_E$  wird für den Nachweis auf der Ebene der Stufe I verwendet.

## **7.4 Besonderheiten dynamischer Einwirkungen**

Bei dynamischen Einwirkungen muss man für die Berechnung der Schnittgrößen sowohl die maßgebenden tragenden Bauteile mit ihren Massen, Tragfähigkeiten, Steifigkeiten und Dämpfungseigenschaften als auch alle maßgebenden nicht tragenden Bauteilen mit ihren Eigenschaften berücksichtigen.

Wenn dynamische Einwirkungen als quasi-statisch wirkende Einwirkungen angesetzt werden, muss man beachten, dass die dynamischen Anteile entweder in den quasi-statischen Einwirkungen enthalten sind oder durch zusätzliche Schwingbeiwerte bei den statischen Einwirkungen berücksichtigt werden. Für die Bestimmung von Schwingbeiwerten kann die Kenntnis der Eigenfrequenz erforderlich sein.

Bei wesentlicher Interaktion von Boden- und Bauwerksverformungen kann der Baugrund durch geeignete Federn und Dämpfer modelliert werden.

In bestimmten Fällen (wie bei winderregten Schwingungen oder Erdbebeneinwirkungen) können dynamische Nachweise anhand einer Modalanalyse mit linear elastischem Bauteilverhalten nach Theorie erster Ordnung geführt werden. Für Bauwerke ohne ungewöhnliche Geometrie, Steifigkeits- und Massenverteilung kann mit der Grundschwingung anstelle der modalen oder mit auf dieser Grundlage ermittelten quasi-statischen Ersatzkräften gerechnet werden.

Wenn es notwendig ist, können dynamische Einwirkungen auch in Form von Zeitverläufen oder Dichteverteilungen über Frequenzen angegeben werden und die Bauwerksreaktionen durch darauf abgestimmte Methoden bestimmt werden. Wenn dynamische Einwirkungen Schwingungen erzeugen, die aufgrund ihrer Amplitude und Frequenzen Gebrauchstauglichkeitsgrenzen überschreiten könnten, sollten Gebrauchstauglichkeitsnachweise durchgeführt werden.

## **7.5 Außergewöhnliche Einwirkungen**

Die Strategien bei identifizierten außergewöhnlichen Einwirkungen werden nach DIN EN 1991-1-7 /DIN 10a/ dargestellt.

Die Größen der außergewöhnlichen Einwirkungen hängen von Folgendem ab:

- Maßnahmen zur Vermeidung oder Minderung der Auswirkungen außergewöhnlicher Einwirkungen,
- Auftretenswahrscheinlichkeit der identifizierten außergewöhnlichen Einwirkungen,
- mögliche Schadensfolgen identifizierter außergewöhnlicher Einwirkungen,
- öffentliche Einschätzung,
- Größe des akzeptablen Risikos.

In der Praxis kann die Auftretenswahrscheinlichkeit und die Schadensfolge außergewöhnlicher Einwirkungen mit einem bestimmten Risikoniveau verknüpft werden. Wird dieses Niveau nicht akzeptiert, sind zusätzliche Maßnahmen erforderlich. Ein Nullrisiko kann jedoch kaum erreicht werden; meistens muss ein bestimmtes Risikoniveau akzeptiert werden. Solch ein Risikoniveau wird durch bestimmte Faktoren bestimmt, z. B. der möglichen Anzahl von Unfallopfern, wirtschaftlichen Folgen, Kosten von Sicherheitsmaßnahmen usw. Das akzeptierbare Risikoniveau darf im Nationalen Anhang von DIN EN 1991-1-7 /DIN 10a/ als nicht widersprüchliche ergänzende Information enthalten sein.

Lokales Versagen infolge außergewöhnlicher Einwirkungen darf akzeptiert werden, wenn die Stabilität des Tragwerks nicht gefährdet wird, die Gesamttragfähigkeit erhalten bleibt und diese erlaubt, die notwendigen Sicherungsmaßnahmen durchzuführen. Im Hochbau bedeuten solche Sicherungsmaßnahmen die sichere Evakuierung der Personen vom betroffenen Grundstück und aus der Umgebung.

Die Maßnahmen zur Risikominderung von außergewöhnlichen Einwirkungen sollten je nach Fall eine oder mehrere der folgenden Strategien einschließen:

- Vermeiden der Einwirkung (z. B. durch geeignete lichte Höhen zwischen Fahrzeug und Bauwerk bei Brücken) oder Reduzierung der Auftretenswahrscheinlichkeit und/oder Größe der Einwirkung auf ein akzeptables Niveau durch geeignete Konstruktionen (z. B. bei Gebäuden durch verlorene Öffnungselemente mit geringer Masse und Festigkeit, die Explosionswirkungen reduzieren),
- Schutz des Tragwerkes gegen Überbelastung durch Reduktion der außergewöhnlichen Einwirkung (z. B. durch Poller oder Schutzplanken),

- Vorsehen ausreichender Robustheit mittels folgender Maßnahmen:
  - Bemessung von bestimmten Bauwerksteilen, von denen die Stabilität des Tragwerks abhängt, als Haupttragelemente, um die Überlebenswahrscheinlichkeit nach außergewöhnlichen Einwirkungen zu vergrößern;
  - Bemessung von Bauteilen und Auswahl von Materialien, um mit genügender Duktilität die Energie aus der Einwirkung ohne Bruch absorbieren zu können;
  - Vorsehen ausreichender Tragwerksredundanzen, um im Falle außergewöhnlicher Ereignisse alternative Lastpfade zu ermöglichen.

Die außergewöhnlichen Einwirkungen sollen zusammen mit den gleichzeitig wirkenden ständigen und veränderlichen Einwirkungen angesetzt werden.

Die Sicherheit des Tragwerks unmittelbar nach Eintreffen der außergewöhnlichen Einwirkung soll auch berücksichtigt werden. Das muss auch die Möglichkeit progressiven Einsturzes (Reißverschlusseffekt) einschließen.

Die Anwendung von Bemessungs- und Konstruktionsregeln, die eine annehmbare Robustheit des Tragwerks bewirken, ist zu bevorzugen (z. B. Zugverankerungen in allen drei Richtungen, um einen zusätzlichen Zusammenhalt zu gewährleisten, oder ein Mindestmaß an Duktilität von Bauteilen, die von Anprall betroffen sind).

Die Strategien für außergewöhnliche Bemessungssituationen können folgende Schadensfolgeklassen, die in DIN EN 1990 /DIN 10/ aufgeführt sind, nutzen:

- CC 1 - Geringe Versagensfolgen
- CC 2 - Mittlere Versagensfolgen
- CC 3 - Hohe Versagensfolgen

Außergewöhnliche Bemessungssituationen sollen für verschiedene Schadensfolgeklassen nach in folgender Weise behandelt werden:

- CC 1: Eine spezielle Berücksichtigung von außergewöhnlichen Einwirkungen über die Robustheit- und Stabilitätsregeln in Eurocodes hinaus ist nicht erforderlich.

- CC 2: Abhängig vom Einzelfall des Tragwerks darf eine vereinfachte Berechnung mit statisch äquivalenten Ersatzlasten durchgeführt werden oder es dürfen Bemessungs- bzw. Konstruktionsregeln angewendet werden.
- CC 3: Der Einzelfall sollte besonders untersucht werden, um das erforderliche Zuverlässigkeitsniveau und die Tiefe der Tragwerksberechnung zu bestimmen. Das kann eine Risikoanalyse erfordern, ebenso die Anwendung weitergehender Methoden wie eine dynamische Berechnung, nicht lineare Modelle und die Berücksichtigung der Interaktion von Einwirkung und Tragwerk.

## **7.6 Flugzeugabsturz als spezifische außergewöhnliche Einwirkung für kerntechnische Anlagen**

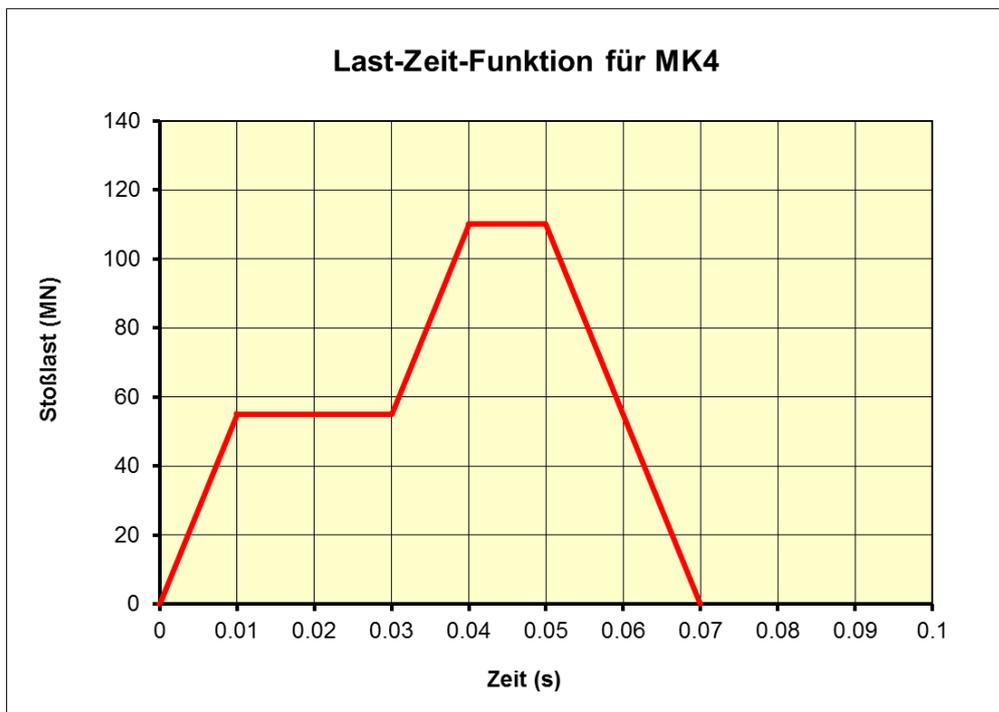
In diesem Kapitel wird als Beispiel einer außergewöhnlichen Einwirkung der Flugzeugabsturz detailliert betrachtet.

Der unfallbedingte Absturz eines Flugzeuges auf ein Kernkraftwerk wurde bereits in den sechziger und siebziger Jahren des letzten Jahrhunderts auch in Deutschland zur Bewertung der Sicherheit der damals geplanten bzw. im Bau befindlichen Kernkraftwerke untersucht. Ein wesentlicher Grund dafür war, dass der Luftraum über der Bundesrepublik Deutschland durch einen intensiven nationalen und internationalen zivilen Flugverkehr sowie militärischen Flugverkehr gekennzeichnet war - dies gilt heute weiterhin. Bei den damaligen Untersuchungen zum Flugzeugabsturz spielten zunächst die Bestimmung der Häufigkeit des Ereignisses (u. a. Auswertung von Datenbeständen zur Absturzhäufigkeit von zivilen und militärischen Flugzeugen) und die Ermittlung des Schädigungspotentials eines z. B. auf ein Reaktorgebäude abstürzenden Flugzeugs eine wesentliche Rolle. Für die Ermittlung von Stoßlast-Zeit-Funktionen beim Aufprall von Flugzeugen auf eine starre Betonwand wurden die wesentlichen Arbeiten Ende der sechziger und Anfang der siebziger Jahre durchgeführt /RIE 68/.

Diese Lastannahmen, die deterministisch ermittelt wurden, wurden für die Bemessung einiger Kernkraftwerke weltweit zugrunde gelegt, meistens für die, welche sich in der Nähe von Flughäfen befinden. Grund dafür war die erhöhte Absturzwahrscheinlichkeit von Passagierflugzeuge in der Nähe der Flughäfen. Für andere kerntechnische Anlagen, die sich weiter weg von Flughäfen befinden, wurde die Absturzwahrscheinlichkeit mit niedrigen Werten ermittelt (ca.  $10^{-7}$  pro Jahr und weniger), das Auftreten eines sol-

chen außergewöhnlichen Lastfalls wurde als „Restrisiko“ deklariert. Anlagen wurden für diesen Lastfall nicht bemessen.

Ab 1971 wurde vor dem Hintergrund einer sich möglicherweise erhöhenden Unfallhäufigkeit mit schnellen Militärflugzeugen über dem Gebiet der Bundesrepublik Deutschland bei der Errichtung deutscher Kernkraftwerke eine Auslegung gegen Flugzeugabsturz vorgesehen. Den Lastannahmen wurden Unfallszenarien mit militärischen Flugzeugen zugrunde gelegt (siehe Abb. 7.1).



**Abb. 7.1** Last-Zeit-Funktion für ein Militärflugzeug (aus /RSK 96/)

### 7.6.1 Methodik zu Untersuchung der Einwirkung 'Flugzeugabsturz'

Im Rahmen der Untersuchungen zur zivilisatorischen Einwirkung von außen 'Flugzeugabsturz' sollen zuerst alle in Betracht kommenden Flugzeuge in verschiedene Klassen eingeordnet werden. Für jede Klasse soll ein Referenzflugzeug ausgewählt werden. Für jedes Referenzflugzeug werden die Flugzeugdaten, wie geometrische Abmessungen, Anordnung und Größe der wichtigsten Bauteile, analysiert und für die weitere Ermittlung der mechanischen Einwirkungen auf bauliche Strukturen zugrunde gelegt.

Parallel werden aus möglichen unfallbedingten Absturzscenarien die Aufprallparameter (Aufprallgeschwindigkeit und Aufprallwinkel) gewonnen. Dieser Schritt soll mit Hilfe probabilistische Untersuchungen durchgeführt werden.

Auf Basis der Flugzeugdaten und Aufprallparameter werden die mechanischen Einwirkungen auf die Gebäudestrukturen ermittelt. Dabei geht es um die Lastfunktionen und Lastflächen für die weichen Flugzeugbauteile und um das Penetrationsverhalten der harten Flugzeugbauteile. Dieser Schritt soll auch auf Basis probabilistischer Untersuchungen durchgeführt werden. Wenn dies jedoch nicht möglich ist, können die Lastannahmen deterministisch ermittelt werden.

Mit Hilfe ermittelter Lastannahmen und identifizierter sensitiver Strukturen werden die Aufprallszenarien definiert. Diese Aufprallszenarien werden danach mit Hilfe der bautechnischen Berechnungen untersucht, um die möglichen Schäden der sicherheitstechnisch wichtigen Systeme abzuschätzen. Normalerweise sind diese bautechnischen Berechnungen sehr komplex und können nur mit Hilfe von speziellen rechnerischen Finite-Elemente-Programmen und erfahrenen Ingenieuren durchgeführt werden. Nur in einigen Sonderfällen ist es möglich die vereinfachten Bemessungsmethoden anzuwenden. Wenn es möglich ist, eine große Zahl der bautechnischen Berechnungen durchzuführen, lässt sich die Versagenswahrscheinlichkeit mittels stochastischer Simulationen (Monte-Carlo-Methode) ermitteln. Ist dies nicht der Fall, können in Einzelfällen stochastische Finite-Elemente-Methoden verwendet werden.

Unabhängig davon, ob es gelingt oder nicht, die Einwirkungsparameter probabilistisch bei Berechnung zu berücksichtigen, müssen die Widerstandsparameter (z. B. Betonfestigkeit) probabilistisch erfasst werden.

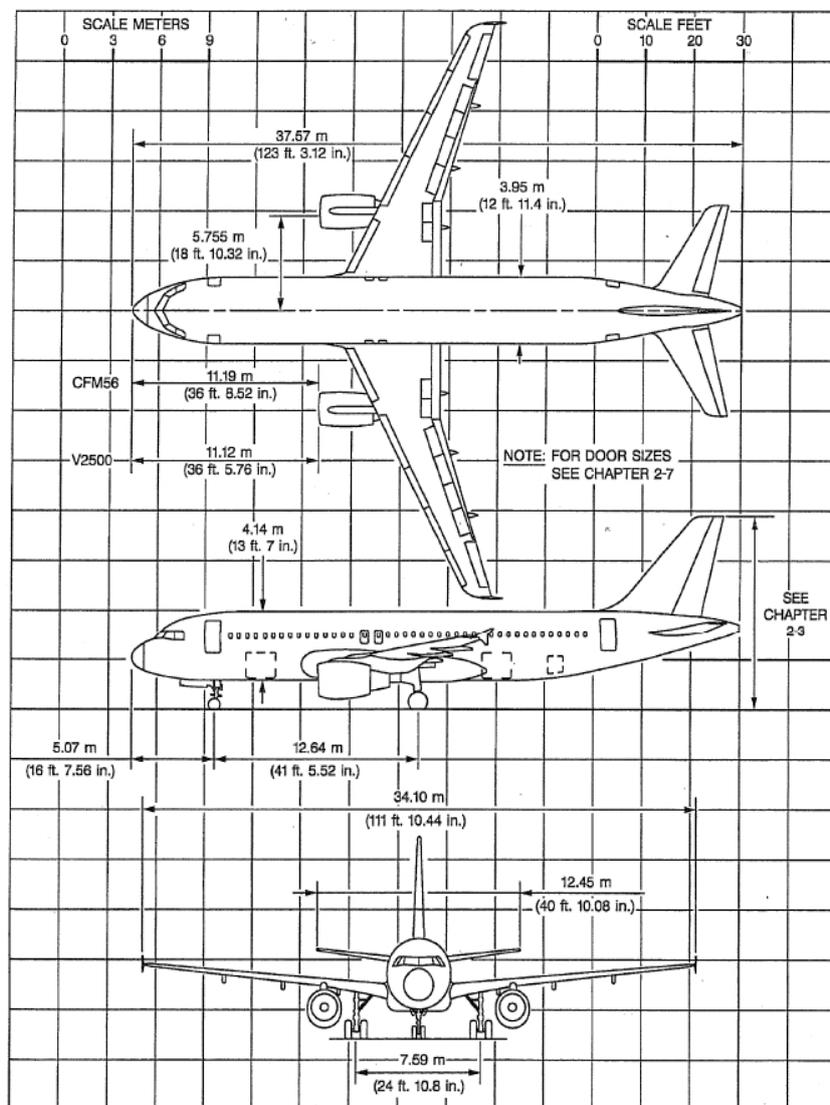
## **7.6.2 Methodik zur Bemessung neuer Anlagen gegen die Einwirkung 'Flugzeugabsturz'**

### **7.6.2.1 Klassifizierung der Flugzeuge**

Abgesehen von einigen kleineren Geschäftsflugzeugen, beginnt das Spektrum schnellfliegender strahlgetriebener Passagierflugzeuge bei den kleinen Flugzeugen für den innereuropäischen Linienverkehr (z. B. Boeing B737) und endet beim Airbus 380.

Die Flugzeugtypen lassen sich in unterschiedliche Klassen aufteilen, wobei zwischen leichten, mittelschweren, schweren und Militärflugzeugen unterschieden werden soll (Klassen K1, K2, K3 und MK4). Diese Aufteilung betrifft im Wesentlichen den Rumpfquerschnitt, die Flügelbereiche, Zahl und Anordnung der Triebwerke sowie die Gesamtmasse und die mitgeführte Treibstoffmenge. Für jede Klasse lässt sich ein repräsentatives Referenzflugzeug auswählen, welches der Ermittlung der Einwirkungen auf kerntechnische Anlagen zugrunde gelegt wird.

Ein Flugzeug der Klasse K1 ist beispielhaft im Abb. 7.2 mit drei Seitenansichten dargestellt.



**Abb. 7.2** Flugzeug der Klasse K1 (schematische Skizze)

Bei der Betrachtung des Flugzeugs mit maximalem Startgewicht sollen unterschiedliche Beladezustände betrachtet werden. Für die Ermittlung der Lastannahmen soll ein Beladezustand zugrunde gelegt werden, der das maximale Startgewicht mit maximaler Treibstoffmenge unterstellt.

Die als Referenzflugzeuge ausgewählten Maschinen können mit Triebwerken unterschiedlicher Hersteller ausgerüstet werden. Das soll bei der Ermittlung der Lastannahmen berücksichtigt werden.

### **7.6.2.2 Absturzparameter**

Verschiedene Untersuchungen zeigen, dass ein unfallbedingter Absturz sowohl eines Zivilflugzeugs als auch eines Militärjets mit einem beliebigen Bahnneigungswinkel von  $0^\circ$  bis  $90^\circ$  möglich ist. Grenzfälle sind ein Absturz parallel zum Boden und ein Absturz senkrecht zum Boden. Allerdings ist das letzte Szenario mit senkrechtem Absturz eher für Zivilmaschinen denkbar.

Der Pitch-Winkel (Abweichung der Flugzeuglängsachse von der Horizontalen), der beim kleineren Bahnneigungswinkel begrenzt ist, erreicht beliebige Werte für die größeren Bahnneigungswinkel. Abgesehen von dem Absturzscenario „parallel zum Boden“ kann der Bank-Winkel (Rollen um die Flugzeuglängsachse) auch beliebige Werte ergeben. Die Differenz zwischen dem Pitch-Winkel und dem Bahnneigungswinkel ist der Winkel zwischen der Projektion der Flugzeugbahn und der Projektion der Flugzeuglängsachse auf die vertikale Ebene. Um die Lastermittlung zu vereinfachen, wird angenommen, dass diese Differenz gleich null ist (Projektion der Flugzeugbahn und Projektion der Flugzeuglängsachse auf die vertikale Ebene sind identisch). Hinsichtlich mechanischer Einwirkungen auf bauliche Strukturen stellt diese Annahme einen abdeckenden Fall für die Mehrheit der Absturzscenarien dar.

Ausgehend von der Absturzstatistik wurde festgestellt, dass die Absturzgeschwindigkeit stark variiert. Für Zivilflugzeuge kann sie Werte bis ca. 200 m/s für die die größeren Bahnneigungswinkel erreichen. Für Militärmaschinen kann die Absturzgeschwindigkeit Werte bis 400 m/s erreichen.

Für Militärmaschinen kann eine Absturzgeschwindigkeit von 215 m/s in Betracht gezogen werden, da dieser Wert schon früh statistisch in Deutschland begründet wurde und in normativen Dokumenten verankert ist (siehe z. B. /RSK 96/).

Einen besonderen Fall stellt ein Absturz senkrecht zum Boden da. Hier wird ein freier Fall des Flugzeugs unterstellt. Eine Zerlegung des Flugzeugs in der Luft ist ebenfalls möglich. In diesem Fall muss man mit einem Absturz von Flugzeugteilen rechnen. Zur Bestimmung der Absturzgeschwindigkeit wird die Theorie des freien Falls mit Luftwiderstand (sogenannte Newton-Reibung) verwendet. Aus der Bewegungsgleichung für eine Bewegung nach unten (d. h.  $v < 0$ ) folgt die Differenzialgleichung:

$$m \frac{dv}{dt} = -mg + kv^2 \quad (7.2)$$

wobei:  $m$  – Masse des Flugkörpers,  
 $v$  – Geschwindigkeit zum Zeitpunkt  $t$ ,  
 $g$  – Fallbeschleunigung =  $9,8 \text{ m/s}^2$ .

Die Konstante  $K$  ist von der Form des Flugkörpers und von der Dichte des strömenden Mediums (Luft) abhängig. Es gilt:

$$k = \frac{1}{2} c_w A \rho \quad (7.3)$$

wobei:  $c_w$  – Widerstandsbeiwert,  
 $A$  – Körperquerschnittsfläche,  
 $\rho$  – Dichte des umgebenden Mediums (Luft) =  $1,3 \text{ kg/m}^3$ .

Nach Literaturrecherchen und detaillierten Untersuchungen der Flugzeugsgeometrie kann der Widerstandsbeiwert  $c_w$  mit einem Wert von 0,7 angenommen werden.

Gleichung (7.2) kann numerisch gelöst werden. Das Ergebnis stellt die Absturzgeschwindigkeit für einen unfallbedingten Absturz am Boden dar. Es wurde berechnet, dass für die Referenzflugzeuge der mittelschweren und schweren Flugzeugklassen eine Absturzgeschwindigkeit von ca. 200 m/s bis ca. 250 m/s (abhängig von der Ausgangshöhe) angenommen werden kann.

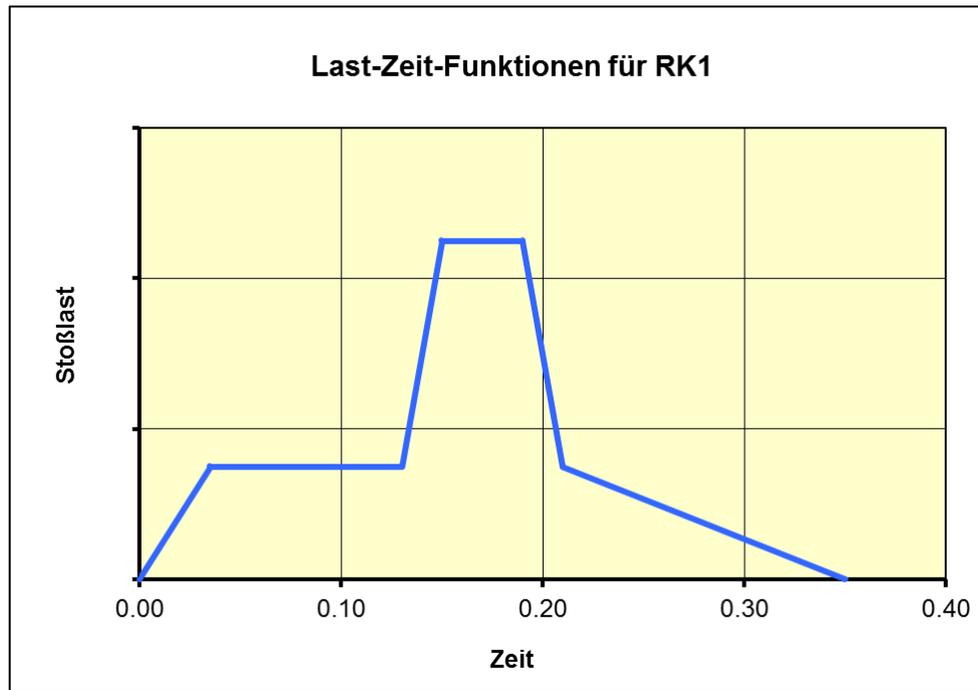
Bei dem unfallbedingten Absturz eines Flugzeuges können Auftreffpunkt und Aufprallwinkel beliebig sein. Deshalb sollen alle Bauteile den sensitiven Gebäuden (wie Reaktorgebäude, Schaltanlagegebäude usw.) gegen die Einwirkung 'Flugzeugabsturz' bemessen werden. Der Aufprallwinkel soll als normal auf die Tangentialebene im Auftreffpunkt angesetzt werden.

### 7.6.2.3 Vorgehensweise bei der Ermittlung mechanischer Einwirkungen

Grundsätzlich wird unterschieden zwischen dem weichen und dem harten Aufprall. Beim weichen Aufprall wird das Flugzeug als deformierbar und die Gebäudewand als starr angenommen. Beim harten Aufprall ist das Projektil nicht deformierbar.

Gegenüber den massiven Betonstrukturen des Gebäudes kann das Gesamtflugzeug als relativ weicher Körper betrachtet werden. Das bedeutet, dass die Flugzeugteile an der Kontaktstelle zwischen Flugzeug und Gebäude zerbersten bzw. in kleine Stücke fragmentieren. Bei dem Aufprall wird die gesamte Masse des Flugzeugs in die Lastberechnung einbezogen. Die mechanischen Lasten, die sich so beim Aufprall ergeben, werden üblicherweise als Zeitfunktion der auf den Baukörper einwirkenden Kraft angegeben und hängen von der aufprallenden Masse und dem Berstverhalten des Flugzeugs sowie von seiner Geschwindigkeit ab /RIE 68/. Diese Modellvorstellung war auch Basis der Last-Zeit-Funktion, die der Auslegung neuerer deutscher Kernkraftwerke gegen den unfallbedingten Absturz einer schnell fliegenden Militärmaschine zugrunde gelegt wurde /DRI 73/, /DRI 75/ und /RSK 96/. Die Vorgehensweise wurde in einem Großexperiment, welches 1988 im Auftrag japanischer Unternehmen auf dem Testgelände von Sandia National Laboratories (SNL) durchgeführt wurde, experimentell abgesichert /RIE 89/.

Abb. 7.3 zeigt beispielhaft die Last-Zeit-Funktion für ein Passagierflugzeug der Klasse K1 bei Landegeschwindigkeit.



**Abb. 7.3** Last-Zeit-Funktion eines Flugzeugs der Klasse K1 (Flugzeug ohne Triebwerke)

In Ergänzung zu den Last-Zeit-Funktionen, die für die Bemessung der Bauwerke zugrunde gelegt werden, ist auch das Perforationsvermögen harter Teile zu berücksichtigen. Harte Teile sind z. B. im Bereich der Triebwerkswellen, der Triebwerksaufhängung, des Fahrgestells und der Hydraulikzylinder anzutreffen. Hierzu wurden Flugzeugelemente identifiziert, die hinsichtlich Masse und Abmessung einen großen Bereich aller möglichen harten Teile abdecken. Die harten Teile besitzen überwiegend eine rohrförmige Geometrie. Für die Beurteilung der Einwirkungen harter Teile auf Betonstrukturen werden in der Regel empirische Formeln (Perforationsformeln) verwendet. Ein Beispiel dazu wird in Abschnitt 7.6.2.4 betrachtet.

Die Triebwerke sollen gesondert betrachtet werden. Sie sind geometrisch unterhalb bzw. vorgelagert zum Flügel angeordnet und es ist wahrscheinlich, dass sie sich beim Aufprall noch vor dem Auftreffen des Flügels auf der Wand lösen. Obwohl auch das gesamte Triebwerk als weiches Projektil betrachtet wird, ist seine Masse kompakter angeordnet und der Berstwiderstand höher als dies beim Rumpf oder Flügel der Fall ist. Daher ist eine gesonderte Berechnung der Last-Zeit-Funktion der Triebwerke notwendig. Der Aufprall des Triebwerks kann ein lokales Versagen, ein Durchstanzen verursachen (siehe unten Versagensmechanismen), das im Sinne eines weichen Aufpralls mit Hilfe der Last-Zeit-Funktion berechnet werden kann.

Ein Triebwerk besitzt jedoch auch einige harte Teile, die gesondert behandelt werden müssen, da diese zu einer Perforation führen können (siehe Versagensmechanismen). Insgesamt haben die Triebwerke also eine komplexe Struktur, die als eine Kombination aus weichen Körper und harten Teilen, z. B. den Triebwerkswellen, betrachtet werden muss.

Um die Wirkung eines Flugzeugabsturzes auf ein Gebäude ermitteln zu können, ist es erforderlich zu beschreiben, wie die Kräfte aus den berechneten LZF auf das Gebäude übertragen werden. Der Flugzeugrumpf, die Tragflächen und die Triebwerke sind die wesentlichen Teile, die die Last in das Bauwerk einleiten. Dabei unterscheiden sich die Passagierflugzeuge erheblich von militärischen Flugzeugen, insbesondere durch eine völlig andere Geometrie. Durch die sehr kompakte Bauform eines Militärflugzeugs stellen dessen Rumpf und Triebwerk praktisch eine Einheit dar. Das heißt, dass die Aufprallfläche für Rumpf und Triebwerk identisch ist. Die verhältnismäßig kleinen Tragflächen spielen für den Lasteintrag nur eine untergeordnete Rolle.

Bei Passagierflugzeugen sind Rumpf, Tragflächen und Triebwerke deutlich voneinander zu trennen, so dass für jedes Teil eine separate Aufprallfläche bestimmt werden muss. Die Projektion der Tragflächen in Flugzeuglängsrichtung zeigt eine mit dem Rumpf mindestens vergleichbare (bei kleinen Flugzeugen) oder bei großen Flugzeugen eine sogar deutlich größere Aufprallfläche. Die Aufprallflächen der Triebwerke der größeren Flugzeuge sind mit dem gesamten Militärflugzeug vergleichbar.

Die Last wird über die jeweiligen Querschnittsflächen der Flugzeugteile (Rumpf, Tragfläche, Triebwerke) auf das Bauwerk übertragen. Beim Aufprall werden die Teile des Flugzeugs in der Weise deformiert, dass von einer begrenzten Ausweitung der Aufprallflächen auszugehen ist. Bei /RIE 68/ werden die geometrisch gewonnenen Schnittflächen für den Rumpf und die Tragflächen um etwa 10 % vergrößert, um die Vergrößerung der Kontaktfläche zwischen Ziel und Projektil bei weichem Aufprall zu berücksichtigen.

Es ist darauf hinzuweisen, dass die so ermittelten Aufprallflächen nur für den senkrechten Aufprall, d. h. normal zur Oberfläche einer ebenen Gebäudewand gelten. Erfolgt der Aufprall nicht senkrecht zur Oberfläche, müssen die Aufprallflächen mit dem Kosinus des Aufprallwinkels, bezogen auf die Normale, korrigiert werden.

Für gekrümmte Oberflächen, wie beispielsweise die eines zylinderförmigen Reaktorgebäudes oder die Kuppel einer Druckwasserreaktoranlage können die oben erwähnten Aufprallflächen verwendet werden, um die Projektion der Aufprallfläche auf das gekrümmte Gebäude zu ermitteln. Bei realen Gebäuden kann sich daher aus der Krümmung eine vergrößerte Aufprallfläche ergeben.

Bei der Ermittlung der Aufprallflächen der Tragflächenbereiche soll die zeitabhängige Entwicklung der Aufprallflächen berücksichtigt werden.

Es wurde bereits erwähnt, dass beim Aufprallszenario 'Absturz senkrecht zum Boden' eine Zerlegung des Flugzeugs in der Luft möglich ist. Auch bei den anderen Szenarien ist die Zerlegung des Flugzeugs nicht auszuschließen, besonders bei den großen Flugzeugen der Klasse K3. Die Abmessungen der großen Flugzeuge sind vergleichbar mit denjenigen des Reaktorgebäudes. Deshalb sollen für die Flugzeuge (besonders der Klasse K3) nicht nur die Last-Zeit-Funktionen für das gesamte Flugzeug und für die Triebwerke ermittelt werden, sondern auch für den Rumpf.

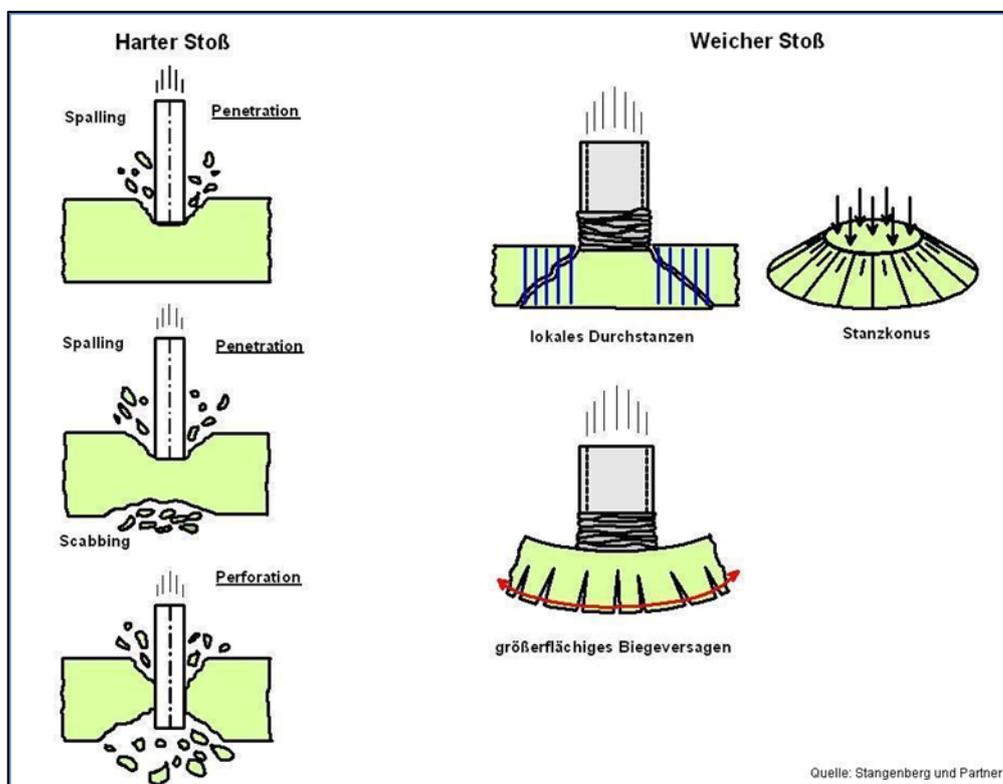
#### **7.6.2.4 Mögliche Versagensmechanismen bei der Einwirkung 'Flugzeugabsturz'**

Nachfolgend werden die verschiedenen baulichen Versagensmöglichkeiten (Versagensmechanismen) beschrieben, die bei einem Flugzeugaufprall auf ein Bauwerk auftreten können. Diese Versagensmechanismen werden durch unterschiedliche Kombinationen von Lasteintrag und Auftrefffläche hervorgerufen, so dass unterschiedliche Flugzeugklassen hierfür relevant sein können. Daher sollten bei der Bauwerksbemessung alle Versagensmechanismen und Flugzeugklassen berücksichtigt werden.

- Verlust der Stabilität der Gebäude (globale Lagesicherheit).  
Bei diesem Versagensmodus kann das ganze Gebäude kippen oder durch Bodenversagen kann es zu einer Horizontalverschiebung kommen.
- Verlust der Tragfähigkeit der Gebäudestrukturen infolge großflächiger Biegebeanspruchung.  
Bei diesem Modus entstehen in der Gebäudeaußenwand so große Biegebeanspruchungen, dass das ganze Gebäude einstürzen kann.
- Örtliches Biegeversagen von Stahlbetonwänden infolge eines weichen Aufpralls.

- Örtliches Durchstanzen von Stahlbetonwänden infolge eines weichen Aufpralls. Dieses örtliche Versagen kann relativ großflächig sein, abhängig davon, welches Flugzeugteil (z. B. Rumpf, Triebwerk, Tragfläche) das Durchstanzen verursacht. Oft ist dieser Mechanismus mit einem Biegeversagen (global oder lokal) überlagert.
- Örtliche Penetration / Perforation / Scabbing von Stahlbetonwänden durch harten Aufprall (harte Projektile). Dieses Versagen wird von harten (relativ kleinen) Projektilen verursacht.

Die genannten Versagensmechanismen sind in Abb. 7.4 dargestellt.



**Abb. 7.4** Versagensmechanismen bei der Einwirkung 'Flugzeugabsturz' /ZIN 02/

Weiterhin sind ggf. induzierte Erschütterungen im Gebäudeinneren zu berücksichtigen. Dadurch kann es zum Versagen von Komponenten kommen, ohne dass vorher ein Versagen der baulichen Strukturen auftritt.

### 7.6.2.5 Versagensmechanismus 'Eindringen harter Teile'

Die Flugzeuge bestehen nicht nur aus verhältnismäßig weichen Bauteilen, wie beispielsweise dem Rumpf und den Tragflächen, deren Aufpralllasten auf ein Bauwerk sich mit der Last-Zeit-Funktion berechnen lassen. Sie enthalten auch sehr kompakte, harte Bauteile wie beispielsweise Teile des Fahrwerks, Turbinenwellen und Aufhängung des Triebwerks, deren Einwirkungen auf eine Wand eher denen eines Geschosses entsprechen. Hierfür ist zu berechnen, wie weit diese harten Teile in eine Wand eindringen und diese möglicherweise auch perforieren können.

Auf Basis der Informationen zur Flugzeugstruktur und zum Triebwerk sollen zylindrische Körper festgelegt werden, die das mögliche Spektrum harter Teile der betrachteten Referenzflugzeuge abdecken. Beispielhaft können Mehrfachwellen aus Stahl mit einem harten Teil (nachfolgend HT genannt) mit einer Masse von 500 kg und einem Durchmesser von 0,2 m (entsprechende Länge ist 2 m) repräsentiert werden.

Beim Eindringverhalten wird unterschieden zwischen:

- Eindringtiefe (penetration depth),
- Perforationsschutzdicke (perforation thickness),
- Vollschutzdicke (scabbing thickness).

Die Eindringtiefe gibt an, wie tief das Projektil in die Betonstruktur eindringt. Die Perforationsschutzdicke ist die minimal notwendige Wanddicke, um eine Perforation noch zu vermeiden. Perforation bedeutet, dass das Projektil die ganze Betonwand durchdringt und weiter fliegt. Vollschutzdicke ist die minimal notwendige Wanddicke, um Scabbing zu vermeiden. Scabbing bedeutet das Abplatzen des Betons auf der inneren Seite der Betonwand.

Beispielhaft wird hier das Verfahren CEA-EDF (French Atomic Energy und Électricité de France) dargestellt. Die Perforationsschutzdicke lässt sich mit folgender Formel abschätzen:

$$t_p = 0,82(f_c)^{-3/8}(\rho_c)^{-1/8}(W/d)^{0,5}V^{3/4} \quad (7.4)$$

wobei:

- $W$  - Masse des harten Teils [kg],
- $d$  - Durchmesser des harten Teils [m],
- $V$  - Aufprallgeschwindigkeit [m/s],
- $f_c$  - Betondruckfestigkeit [MN/m<sup>2</sup>],
- $\rho_c$  - Betondichte = 2500 kg/m<sup>3</sup>

Die Parameter auf die Einwirkungsseite werden deterministisch betrachtet mit  $W = 500$  kg und  $d = 0,2$  m (hartes Teil HT) und mit der Aufprallgeschwindigkeit  $V = 170$  m/s.

Die Betondruckfestigkeit  $f_c$  unterstellt die logarithmischen Normalverteilung. Das Stahlbetondichte  $\rho_c$  unterstellt die Normalverteilung. Die Betonklasse C30/37 wurde für die Untersuchung angenommen. Nach DIN EN 1992-1 /DIN 11/ ist der charakteristische Wert (5 %-Quantil) der Betondruckfestigkeit  $f_{ck} = 30$  MN/m<sup>2</sup> und der Mittelwert  $f_{cm} = 38$  MN/m<sup>2</sup>.

Die Verteilungsfunktion für die logarithmische Normalverteilung der Variable  $x$  mit Mittelwert  $m_x$ , Standardabweichung  $\sigma_x$  und Variationskoeffizient  $V_x$  hat folgende Form:

$$P(x) = \Phi \left[ \frac{\ln x - A}{B} \right], \quad (7.5)$$

wobei:

- $\Phi$  - Funktion der standardisierten Normalverteilung,
- $A, B$  - die Parameter der logarithmischen Normalverteilung:

$$A = \ln(m_x) - \frac{B^2}{2} \quad (7.6)$$

$$B = \sqrt{\ln(1 + V_x^2)} \quad (7.7)$$

Die Inversfunktion der logarithmischen Normalverteilung ist:

$$x(P) = \exp[A + B\Phi^{-1}(P)] \quad (7.8)$$

Wird  $x(P)$  mit dem charakteristischen Wert und  $P$  mit 0,05-Quantil angesetzt, werden die Parameter  $A$  und  $B$  gefunden.

Für Stahlbetondichte  $\rho_c$  wurden der Mittelwert  $m_\rho$  mit  $2500 \text{ kg/m}^3$  und die Standardabweichung  $\sigma_\rho$  mit  $120 \text{ kg/m}^3$  angenommen. Dabei ist der Variationskoeffizient  $V_\rho$  gleich 0,048. Die Normalverteilung hat folgende Form:

$$P(x) = \Phi \left[ \frac{x - m_\rho}{\sigma_\rho} \right] \quad (7.9)$$

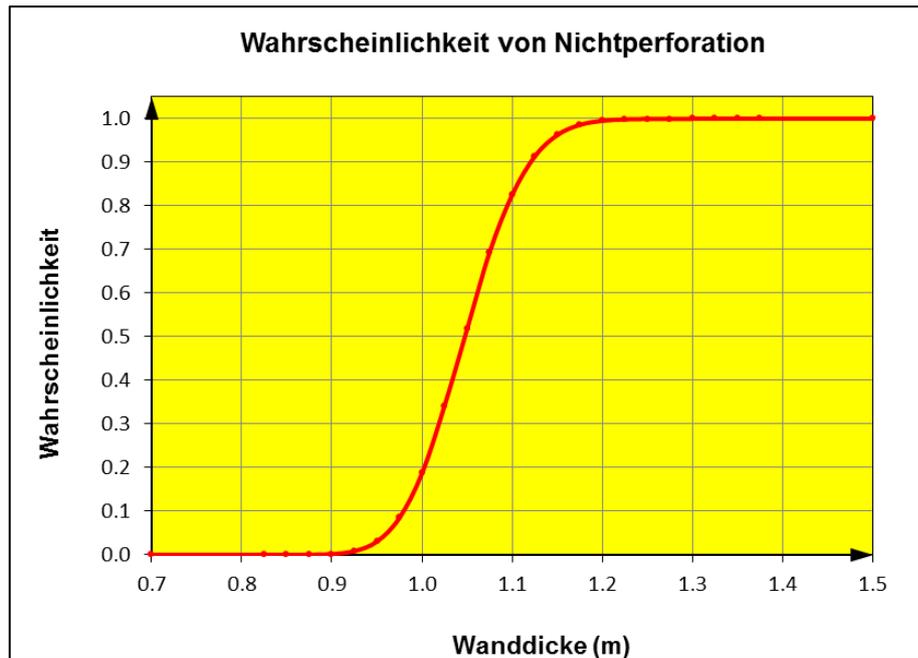
Die Inversfunktion der Normalverteilung ist:

$$x(P) = [m_\rho + \sigma_\rho \Phi^{-1}(P)] \quad (7.10)$$

Mit Hilfe von stochastischen Simulationen wurden zuerst die Zufallszahlen für  $P$  generiert und die Betondruckfestigkeit  $f_c$  und Stahlbetondichte  $\rho_c$  nach den Formeln (7.8) und (7.10) berechnet. Danach wurde die Perforationsschutzdicke  $t_p$  nach Formel (7.4) ermittelt und mit der gegebenen Wanddicke  $t_g$  verglichen. Die stochastische Simulation wurde 100.000-mal wiederholt. Die Anzahl von stochastischen Ereignissen, bei welchen die Perforationsschutzdicke  $t_p$  kleiner als die gegebene Wanddicke  $t_g$  war, wurde dabei mit der Zahl  $N_s$  gezählt. Das Verhältnis  $N_s / N$  stellt die Wahrscheinlichkeit dar, dass das Projektil die Wand nicht perforiert:  $P_s = N_s / N$ .

Entsprechend wird die Wahrscheinlichkeit des Ereignisses, dass das Projektil die Wand perforiert (Versagenswahrscheinlichkeit) wie folgt angegeben:  $P_f = 1 - N_s / N$ .

Diese Prozedur wurde für die gegebene Wanddicke von 0,7 m bis 1,5 m wiederholt. Das Ergebnis ist in Abb. 7.5 dargestellt.



**Abb. 7.5** Wahrscheinlichkeit einer Nichtperforation der Wand mit gegebener Dicke für ein fiktives hartes Projektil HT

In dieser Abbildung ist dargestellt, dass das Gebäude mit einer Wanddicke von 1,15 m ausgelegt werden muss, sofern die Zielversagenswahrscheinlichkeit nicht größer als 5 % sein soll.

### 7.6.3 Besonderheiten von Tragfähigkeitsabschätzungen bei bestehenden Bauwerken

Für die Abschätzung von bestehenden Bauwerken wird für die Widerstandsseite eine andere Vorgehensweise zugrunde gelegt, als bei der Bemessung von neuen Bauwerken. Im Folgenden werden die Auswirkungen der Einwirkung 'Flugzeugabsturz' beschrieben, die bei der Festlegung der Materialkennwerte von Stahlbeton berücksichtigt werden müssen.

Die Materialkennwerte für Beton und Stahl, die in den bautechnischen Normen gegeben sind, stellen die Quantils dar. Diese Werte sollen bei der Bemessung von Bauwerken zugrunde gelegt werden. Bei der Untersuchung des Bauwerksverhaltens unter Aufpralleinwirkung geht es um eine auslegungsüberschreitende Last ('beyond design'). Deswegen werden solche Untersuchungen nicht mit Quantils, sondern mit den 'best

estimate'-Werten durchgeführt. Als 'best estimate'-Werte werden oft die Mittelwerte oder Medianwerte verwendet.

Für Beton der Klasse C20/25 z. B. ist der charakteristische Wert (unteres 5 %-Quantil) gleich  $20 \text{ N/mm}^2$ . Dieser Wert wird für die Bemessung von Stahlbetonkonstruktionen verwendet. Der Mittelwert für Beton dieser Klasse ist jedoch gemäß DIN EN 1992-1 /DIN 11/ gleich  $28 \text{ N/mm}^2$ , was  $8 \text{ N/mm}^2$  höher ist. Der Mittelwert kann hier als 'best estimate'-Wert berücksichtigt werden.

Die oben erwähnten Werte von Beton (Quantile, Mittelwerte etc.) werden bei einem Alter des Betons von 28 Tagen nachgewiesen. Mit wachsender Lebensdauer des Bauwerks wird jedoch die Betonfestigkeit größer. Dieser Effekt ist als Nacherhärtung des Betons bekannt und wurde ausgiebig untersucht. Der Zuwachs von Betonfestigkeit ist von der Festigkeitsklasse des Zements, dem Typ und der Menge des Zuschlags, des Wasser-Zement-Verhältnisses und den Umweltbedingungen abhängig.

Der Model Code 1990 /CEB 93/ stellt die zeitliche Entwicklung der Betondruckfestigkeit für drei verschiedene Zementsorten (siehe Abb. 7.6) dar. Dabei ist  $f_{cm}(t) / f_{sm}$  das Verhältnis vom vorhandenen Mittelwert der Betondruckfestigkeit zu dem Mittelwert der Betondruckfestigkeit im Alter von 28 Tagen. Die Kernkraftwerke der letzten Generation sind derzeit ca. 25 bis 30 Jahre alt. Abb. 7.6 zeigt, dass sich für dieses Alter mittlerweile ein Zuwachs der Betondruckfestigkeit von mehr als 20 % bei allen Zementsorten ergibt. Das muss bei Betrachtungen des realistischen Bauwerksverhaltens berücksichtigt werden.

Die Normwerte für Beton und Stahl werden unter statischer Belastung ermittelt. Bei dynamischer Belastung werden jedoch die Materialkennwerte durch die höhere Dehnrates größer (sogenannte Verfestigung von Baustoff).

Abb. 7.7 zeigt die relative Erhöhung der Betondruckfestigkeit abhängig von der Dehnrates. Es ist zu sehen, dass für den Lastfall 'Flugzeugabsturz' (Dehnrates ca.  $10^{-1}$  bis  $10^0$ ) der Erhöhungsfaktor bis zu 1,7 betragen kann.

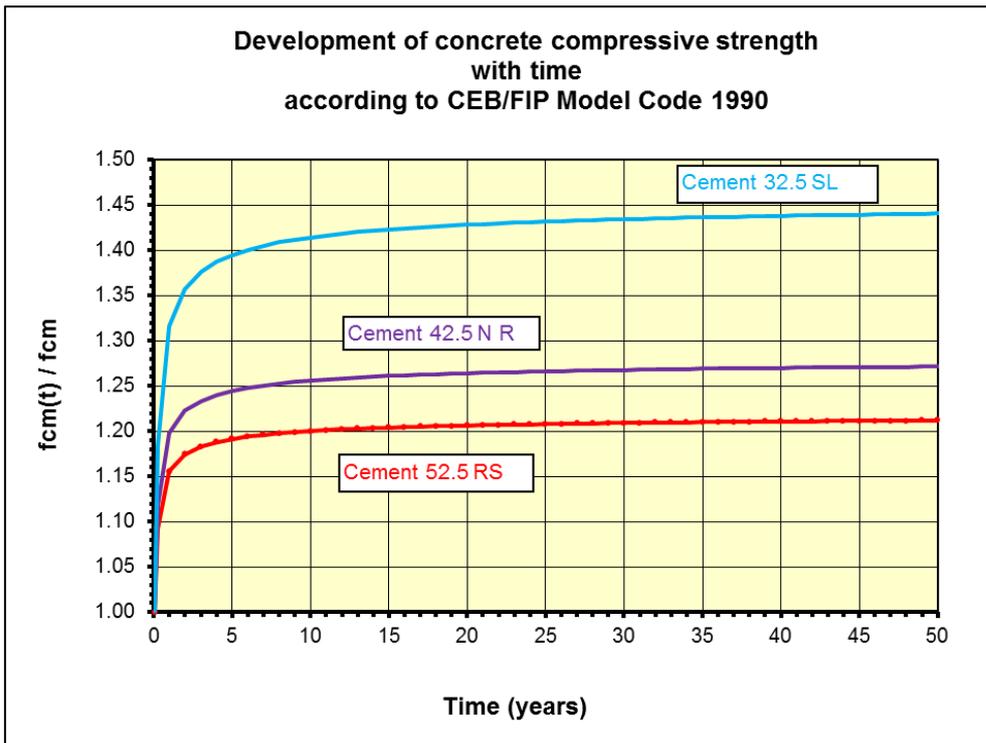


Abb. 7.6 Nacherhärtung des Betons nach Model Code 1990 /CEB 93/

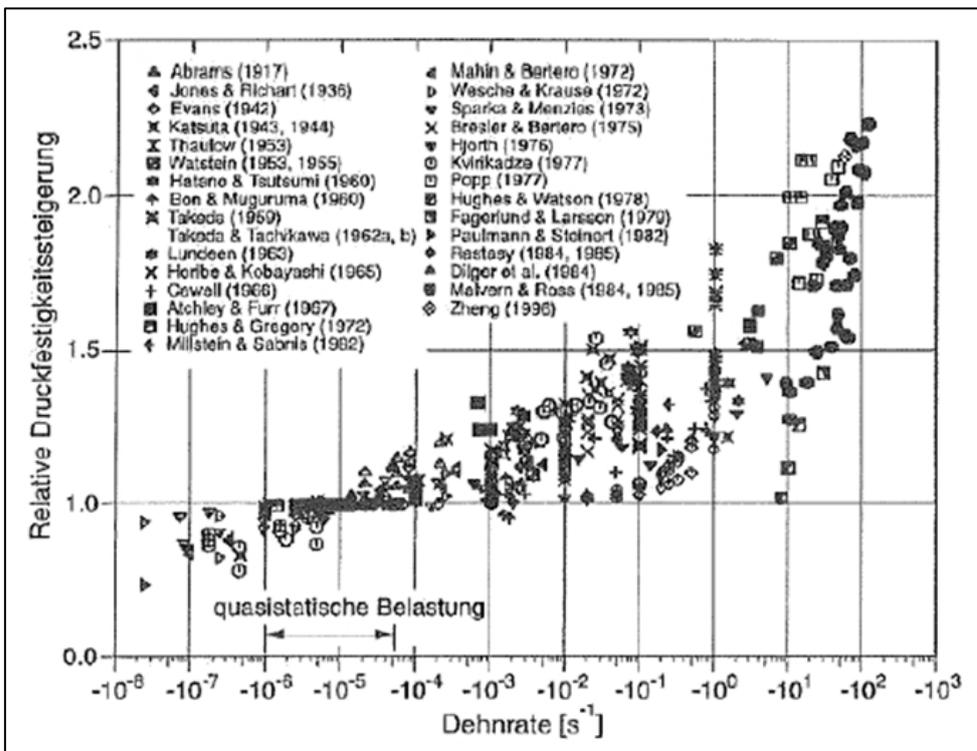


Abb. 7.7 Dynamische Verfestigung des Betons (nach /BIS 91/)

Abb. 7.8 zeigt, wie sich ein Spannungs-Dehnungs-Diagramm für Stahl abhängig von der Dehnrage ändert. Es ist zu sehen, dass sich nicht nur die Zugfestigkeit erhöht, sondern auch die Gleichmaßdehnung mit steigender Dehnrage größer wird.

Bei der nichtlinearen Berechnung von Stahlbetonbauteilen ist die wirklichkeitsnahe Erfassung des Steifigkeitsverhaltens im ungerissenen Zustand, im Zustand der Erst-rissbildung und im Zustand der abgeschlossenen Rissbildung zur Beschreibung des komplexen Trag- und Verformungsverhaltens derartiger Bauteile von ausschlaggebender Bedeutung.

Solange der Beton ungerissen ist, kann man von einem vollständigen Verbund ausgehen, das heißt, die Dehnungen von Beton und Bewehrungsstahl sind an den Kontaktstellen gleich.

In der gerissenen Stahlbetonstruktur werden aber die Zugkräfte von der Bewehrung aufgenommen und die Spannung am Riss im Beton verschwindet. Zwischen den Rissen jedoch beteiligt sich Beton an der Lastabtragung und führt damit zu einer Versteifung der Struktur gegenüber der gedachten Struktur, bei der die Tragwirkung des Betons wegen der Rissbildung ganz vernachlässigt wird. Das Prinzip dieses Versteifungseffektes ist in Abb. 7.9 dargestellt. Dieser versteifende Einfluss wird in der Literatur als 'Tension Stiffening' bezeichnet.

Normalerweise befindet sich das Bauwerk beim Aufprall eines großen Passagierflugzeuges an der Grenze seiner Tragfähigkeit. Deswegen müssen alle vorhandenen Reserven der Stahlbetonkonstruktion einschließlich des 'Tension Stiffening'-Effektes berücksichtigt werden.

Bei der Bemessung der Bauwerke werden die charakteristischen Werte (z. B. 5 %-Quantil) durch die Teilsicherheitsbeiwerte dividiert. Dadurch werden für die Materialkennwerte die sogenannten Bemessungswerte (noch kleinere Quantile) verwendet. Für Beton wird z. B. der Teilsicherheitsbeiwert gleich 1,5 gesetzt.

Wie bereits erwähnt, geht es bei Untersuchungen des Bauwerkverhaltens unter Impacteinwirkung um eine auslegungüberschreitende Last. Deshalb wird für alle Teilsicherheitsbeiwerte der Wert 1,0 angenommen.

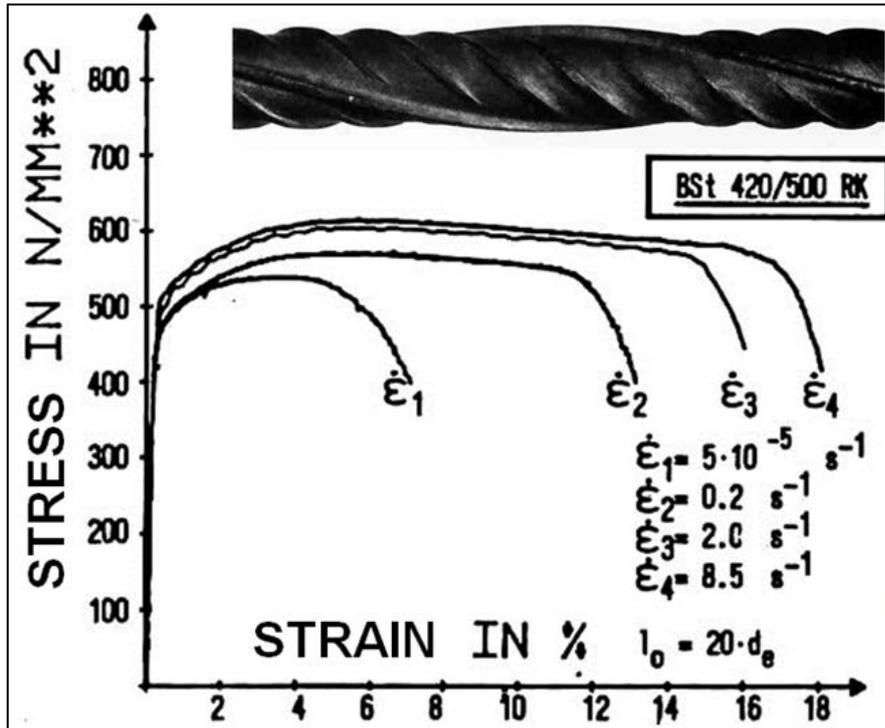


Abb. 7.8 Dynamische Verfestigung des Stahls (nach /BRA 85/)

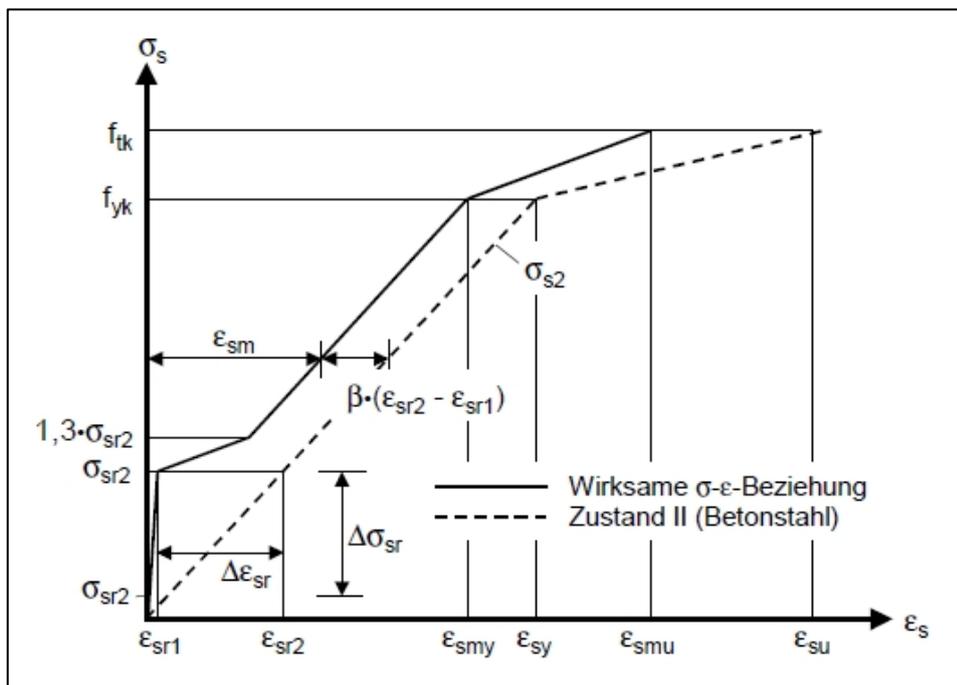


Abb. 7.9 Spannungs-Dehnungsbeziehungen im Rissbereich einer ungerissenen und gerissenen Stahlbetonkonstruktion mit und ohne 'Tension-Stiffening', (nach /EMP 08/)

## 7.7 Erdbebeneinwirkung

Da gemäß DIN EN 1990 /DIN 10/ die Einwirkung Erdbeben eine besondere Einwirkung darstellt, beispielsweise ist sie als eigenständige Bemessungssituation hinsichtlich der Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (GZG) gruppiert, wird sie hier separat behandelt. Die Erdbebeneinwirkung wird in jenem Regelwerk als besondere Einwirkung der Gruppe der Außergewöhnlichen Einwirkungen mit  $A_E$  bezeichnet, und als „Einwirkung, die infolge von Bewegungen des Baugrundes während eines Erdbebens auftritt“ definiert. Darüber hinaus behandelt die DIN EN 1998-1 /DIN 10c/ im Speziellen die Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben. Es handelt sich dabei um eine dynamische Einwirkung, was eine besondere Berücksichtigung erfordert, wie u. a. in Abschnitt 7.4 erläutert.

Obgleich Erdbeben verschiedene Ursachen, wie Kaverneneinsturz, Explosionen, vulkanische und Magmaaktivitäten sowie Meteoriteneinschläge, haben können, werden die meisten Erdbeben jedoch durch die Plattentektonik verursacht. Man spricht dann von sogenannten ‘tektonischen Erdbeben’. Diese ereignen sich, wie in vorrangig an den Grenzen der tektonischen Platten, was in Abb. 7.10 dargestellt wird. Durch Mantelkonvektion, dabei handelt es sich um langsam ablaufende Konvektionsströme im Erdmantel, wird die Plattenbewegung initiiert. An den Plattenrändern kommt es aufgrund des Unterschiebens oder Aufreißens der Erdkruste zu Spannungen und Brüchen und somit zur Freisetzung von Energie, welche sich in Form von Wellen, ausgehend vom Erdbebenherd, ausbreitet.

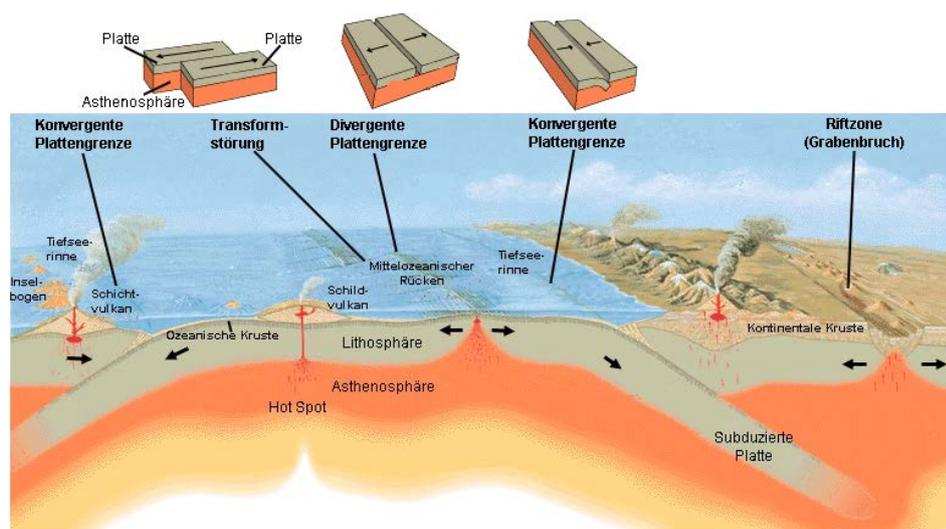
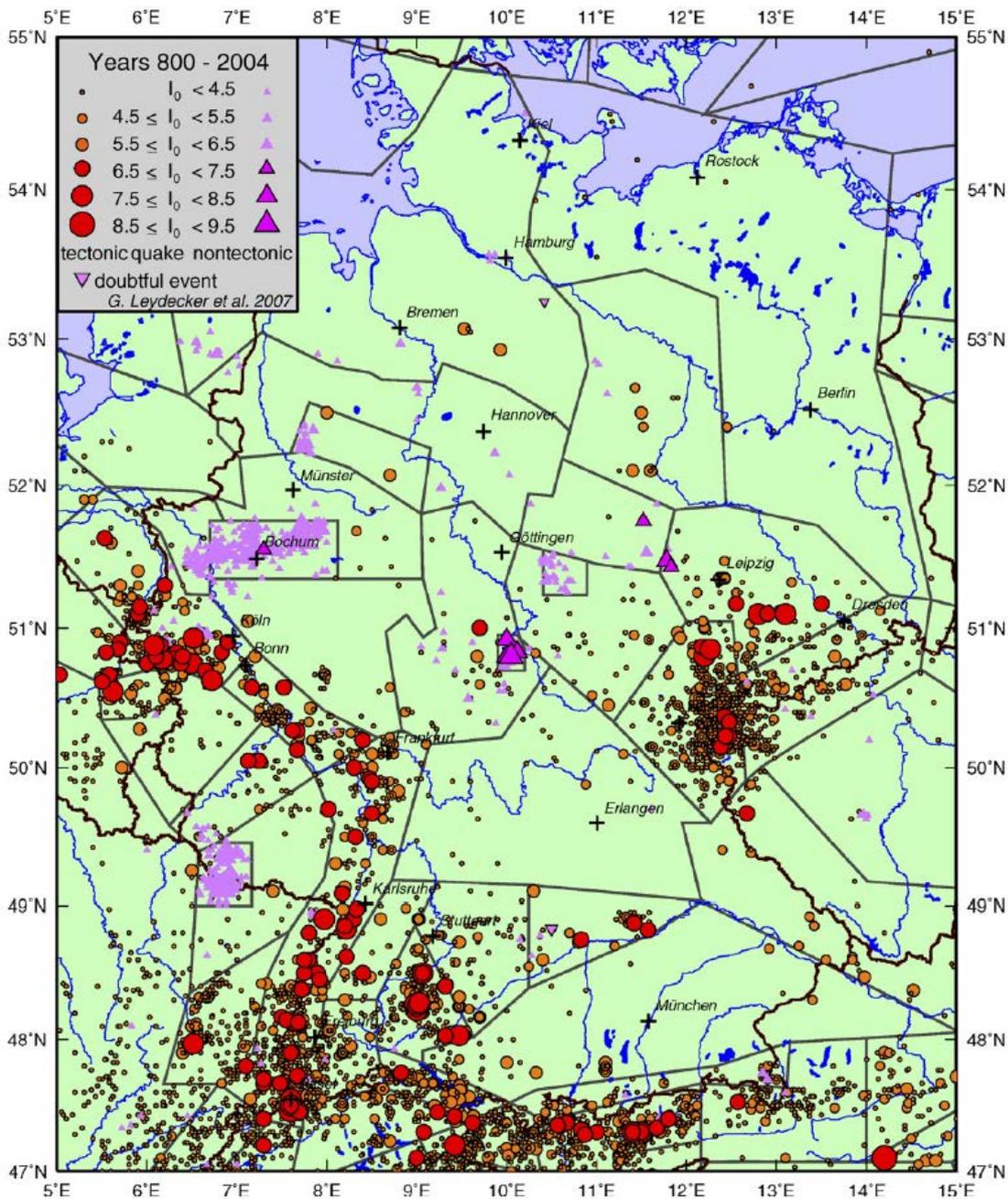


Abb. 7.10 Plattenrandmechanismen /USG 99/

Erdbeben werden vorrangig durch zwei Größen beschrieben. Zum einen ist dies die Magnitude, welche als Maß der im Erdbebenherd in Form elastischer Wellen abgestrahlten Energie ('Erdbebenenergie'\*\*) die Stärke des Bebens beschreibt. Eine Vielzahl von Magnitudenskalen ist existent. Die bekanntest Skala ist die Richterskala  $M_L$ , welche auch als Lokalbeben-Magnitude bezeichnet wird. Allerdings kann diese als wissenschaftlich überholt betrachtet werden und gilt nur für Epizentraldistanzen bis zu 500 km. Modernere Skalen sind die Momenten-Magnituden-Skala  $M_W$  und das Seismische Herdmoment  $M_0$ . Die zweite Größe ist die (makroseismische) Intensität, welche die Auswirkungen eines Erdbebens an einem beliebigen Punkt der Erdoberfläche phänomenologisch zu beschreibt. Sie drückt die örtliche Schadenswirkung bzw. die Wahrnehmung durch den Menschen aus. Häufig verwendete Intensitätsskalen sind beispielsweise die Medwedew-Sponheuer-Kárník-Skala (MSK) von 1964 oder die weitgehend gleichartige jedoch neuere European Macroseismic Scale (EMS) des Jahres 1998.

Experten ordnen die Gebiete Deutschlands den Regionen mit schwachen und mittleren Erdbebenaktivitäten zu. Abb. 7.11 zeigt die seismotektonischen Regionen Deutschlands sowie die Epizentren bekannter Erdbeben im Zeitraum von 800 AD bis 2004. Es sei angemerkt, dass die Klasse der Erdbeben mit Epizentralintensitäten  $I_0$  kleiner als 4,5 auch nicht fühlbare Erdbeben einschließt. Die Karte verdeutlicht, dass die Erdbebenaktivitäten in Deutschland nicht gleichmäßig verteilt sind, sondern sich auf einzelne Zonen konzentrieren.

Dennoch sind in Deutschland entsprechend geltenden kerntechnischen Regelwerken /BMU 12/, /KTA 11/ alle Kernkraftwerke gegen Erdbeben auszulegen. Die Auslegung hängt von der zu erwartenden Erbebenstärke am jeweiligen Standort ab. Auf die Ermittlung der anzusetzenden Erdbebenstärke wird im Folgenden eingegangen.



**Abb. 7.11** Karte der Epizentren der Erdbeben zwischen 800 und 2004 sowie seismotektonische Regionen ( $I_0$  ist die Epizentralintensität) /LEY 08/

### 7.7.1 Ermittlung der Einwirkung

Für die Ermittlung der Standortgefährdung für kerntechnische Anlagen ist nur der Teil 1 'Grundsätze' der kerntechnischen Regel KTA 2201 /KTA 11/ von Relevanz (siehe Tab. 7.1), welche eine standortspezifische Ermittlung der Erdbebeneinwirkung fordert, da nur auf diese Weise lokale Effekte ausreichend erfasst werden können, und somit

das in der Kerntechnik erforderliche Sicherheitsniveau erreicht werden kann. Die Ermittlung der Erdbebeneinwirkung erfolgt dementsprechend für jeden Standort individuell durch seismologische Standortgutachten. Die deterministische und probabilistische seismische Gefährdungsanalyse, die in der aktuell gültigen Version der KTA 2201.1 /KTA 11/ gefordert sind, werden in den nachfolgenden Unterkapitel beschrieben.

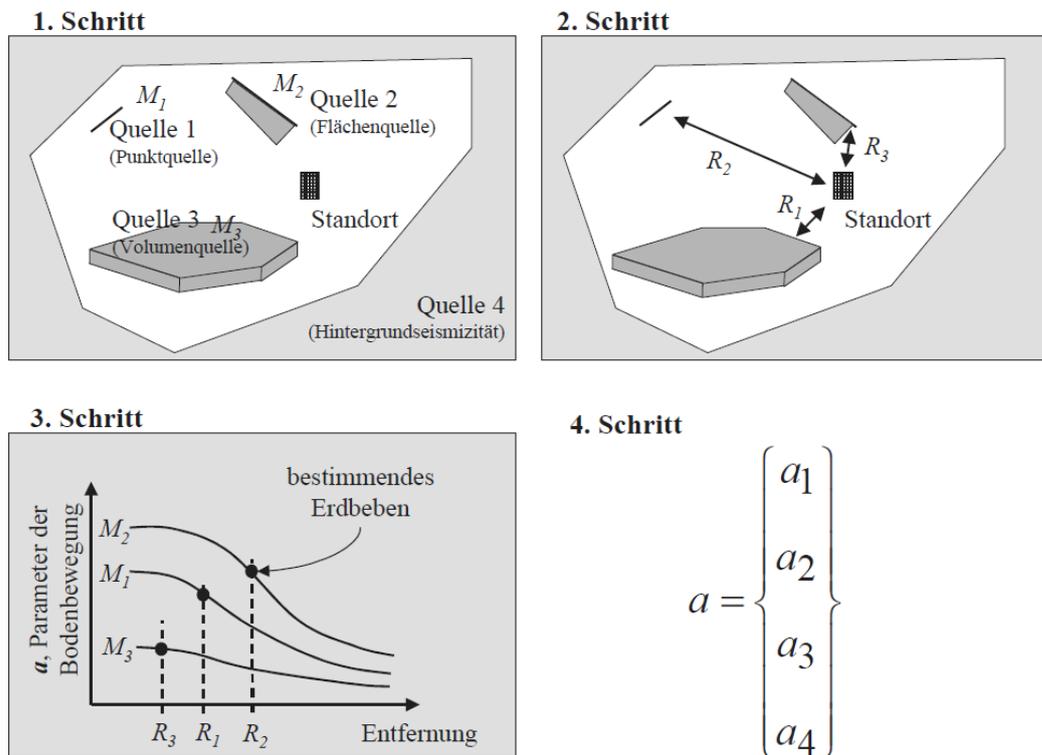
### **7.7.1.1 Deterministische Ermittlung der seismischen Gefährdung**

Die alte KTA-Regel 2201 zu Erdbeben von 1990 sah nur die deterministische seismische Gefährdungsanalyse, international als Deterministic Seismic Hazard Analysis (DSHA) bezeichnet, vor. Die gültige KTA-Regel 2201 fordert auch die probabilistische seismische Gefährdungsanalyse zusätzlich zur DSHA. Letztere wird nachstehend gemäß /REI 90/, /MES 03/ und /SDA 11/ hinsichtlich ihres allgemeinen Ablaufs erläutert und dieser in Abb. 7.3 dargestellt. Die DSHA zielt darauf ab, mit ingenieurseismologischen Parametern ein 'relevantes' Beben für einen Standort zu ermitteln. Das Problem ist die Definition des 'relevanten' Erdbebens. Für Deutschland ist dies in der KTA 2201.1 /KTA 11/ definiert wie folgt: *„Für die deterministische Bestimmung des Bemessungserdbebens ist auf Grundlage aufgetretener Ereignisse ein Erdbeben mit den für den Standort größten anzunehmenden seismischen Einwirkungen zu Grunde zu legen, das nach wissenschaftlichen Erkenntnissen zu erwarten ist.“* Weiterhin ist dabei gemäß KTA 2201 /KTA 11/ *„die Umgebung des Standortes bis mindestens 200 km Entfernung zu berücksichtigen, wobei zu prüfen ist, ob Erkenntnisse vorliegen, die eine Einbeziehung darüber hinausgehender Entfernungen standortabhängig erforderlich macht“*.

Unabhängig von der Definition des Bemessungserdbebens sind die Hauptschritte bei einer Ermittlung der ingenieurseismologischen Parameter von DSHA im Wesentlichen gleich und gemäß /REI 90/ und /MES 03/ wie folgt zusammengefasst:

- Schritt 1: Zunächst sind alle Erdbebenquellen zu identifizieren und zu charakterisieren, welche am Standort zu signifikanten Bodenbewegungen führen können. Erdbebenquellen werden in Punktquellen (Quelle 1 in Abb. 7.12), Linienquellen – mit einer oder mehreren Einzelverwerfungen (Quellen 2 in Abb. 7.12) – oder Volumenquellregionen unterschieden. Seismische Aktivitäten aus weiter entfernten Bereichen können ebenfalls eine Rolle spielen und werden als Hintergrundaktivität einbezogen.

- Schritt 2: Für jede Quellregion wird eine charakteristische Entfernung determiniert, was oft die Minimalentfernung vom Standort zu einem Punkt auf dem Rand einer Quellregion bzw. einer Verwerfungslinie ist. Abhängig von den geometrischen Verhältnissen kommen Hypozentral- oder Epizentralentfernungen in Frage. Die Wahl hängt auch davon ab, ob für eine Region charakteristische Herdtiefen festlegbar sind und welche Verfahren im dritten Schritt genutzt werden.
- Schritt 3: Die bestimmenden (relevanten) Erdbeben sind für jede Quelle festzulegen. Dabei handelt es sich jeweils um die Erdbeben einer Quelle, die voraussichtlich die größten Bodenbewegungen am Standort verursachen. Die relevanten Erdbeben werden mittels ihrer Stärke beschrieben; wofür oft eine Magnitude als Maß Anwendung findet, aber teils auch Epizentralintensitäten.
- Schritt 4: In der Regel wird die Standortgefährdung mittels Parameter der Bodenbewegung festgelegt. Im einfachsten Fall kann dazu die Standortintensität herangezogen werden. Es sind jedoch auch frequenzabhängige Amplituden eines Antwortspektrums möglich.



**Abb. 7.12** Die vier grundlegenden Schritte einer deterministischen seismischen Gefährdungsanalyse /REI 90/

Die KTA 2201 /KTA 11/ schreibt für kerntechnische Anlagen hinsichtlich des zweiten Schritts folgende Grundsätze von Wichtigkeit vor:

- *„Befindet sich das Epizentrum eines maßgebenden Erdbebens ... in der gleichen seismotektonischen Einheit wie der Standort, so ist anzunehmen, dass dieses Erdbeben in der Nähe des Standorts, Epizentralentfernung bis maximal 10 km, eintritt und am Standort die gleiche Intensität hervorruft.“*
- *„Befindet sich das Epizentrum eines maßgebenden Erdbebens ... in einer anderen seismotektonischen Einheit als der Standort, so ist anzunehmen, dass das Epizentrum eines gleichartigen Erdbebens an dem standortnächsten Punkt auf der Grenze der seismotektonischen Einheit liegt, in der es aufgetreten ist.“*

Demnach wird die Annahme getroffen, dass bei wiederholtem Auftreten der stärksten historischen Beben in einer Region, diese in kürzester Entfernung zum Standort auftreten können; wobei die Erdbeben an ihre tektonischen Einheiten (Quellregionen) gebunden sind.

In jedem dieser vier Schritte ist die Größe der Unsicherheiten der benutzten Eingangsparameter und der verwendeten Beziehungen zu beachten. Bei der DSHA können alternativ aus Konservativitätsgründen auch Zuschläge für einzelne Parameter angesetzt werden. Hierin liegt jedoch ein wesentlicher Nachteil des deterministischen Verfahrens, da etliche Entscheidungsschritte auf subjektiven Annahmen beruhen.

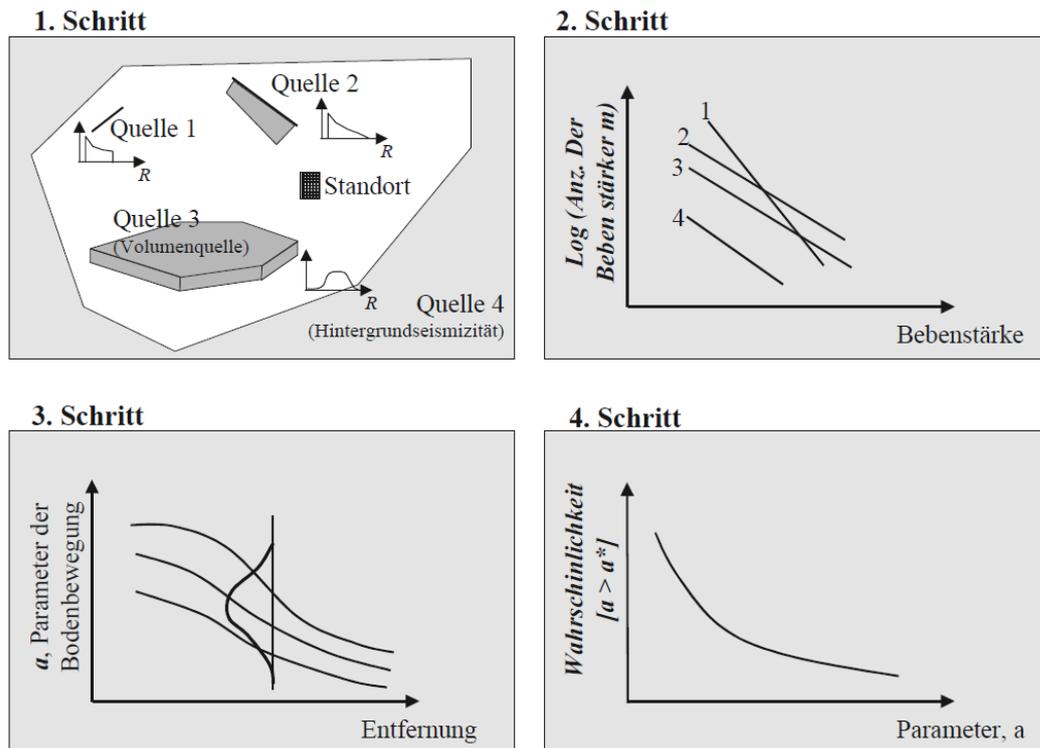
#### **7.7.1.2 Probabilistische Ermittlung der seismischen Gefährdung**

Mittels der probabilistische seismische Gefährdungsanalyse – englisch: Probabilistic Seismic Hazard Analysis (PSHA) – wird die Erdbebeneinwirkung hinsichtlich ihrer Auftretenswahrscheinlichkeit und Unsicherheiten definiert, was ideale Voraussetzungen für probabilistische bautechnische Untersuchungen darstellt. Die PSHA hat viele Parallelen zur DSHA. Nachstehend wird gemäß /REI 90/ und /MES 03/ das Vorgehen bei der PSHA beschrieben, welche der Abschätzung der seismischen Gefährdung für unterschiedliche Überschreitenswahrscheinlichkeiten in Abhängigkeit der Erdbebenstärke dient. Gemäß /REI 90/ ergeben sich auch hier vier Hauptschritte, um das allgemeine Vorgehen zu beschreiben (siehe auch Abb. 7.13):

- Schritt 1: Identifikation und Charakterisierung der seismischen Quellen, die den Standort betreffen, erfolgen wie bei der DSHA. Abweichend davon muss hier aller-

dings zusätzlich die Wahrscheinlichkeitsverteilung der Erdbeben innerhalb einer Quelle ermittelt werden. Um Wahrscheinlichkeitsverteilungen für den Abstand vom Erbebenherd zum Standort des Bauwerks zu gewinnen, wird diese Erdbebenverteilung mit der zugehörigen Entfernung zum Standort kombiniert. In der DSHA hingegen, wird immer von der Wahrscheinlichkeit 1 eines Herdes bei der minimal möglichen Entfernung zwischen Quellregion und Standort ausgegangen.

- Schritt 2: Anschließend wird die zeitliche Verteilung der Erdbeben beschrieben. Für jede Quellregion wird die Häufigkeit (Rate) ermittelt, mit der Erdbeben einer bestimmten Stärke auftreten.
- Schritt 3: Bei der PSHA müssen ebenfalls die Parameter der Bodenbewegung ermittelt werden, die von Erdbeben der Quellregionen am Standort bewirkt werden können. Die Bodenbewegungen sind hier aber für jedes mögliche Erdbeben an jedem möglichen Quellorten zu ermitteln.
- Schritt 4: Schlussendlich erfolgt ein Kombinieren der Unsicherheiten von Erdbebenstärke, Erdbebenort sowie von der Ableitung der Schütterwirkung am Standort. Auf diese Weise wird die Wahrscheinlichkeit bestimmt, dass am Standort eine Bodenbewegung einer bestimmten Stärke in einer festgelegten Zeitspanne eintritt oder überschritten wird. Dies kann grafisch als so genannte Gefährdungskurve dargestellt werden (siehe Abb. 7.13).



**Abb. 7.13** Die grundlegenden Schritte einer probabilistischen seismischen Gefährdungsanalyse /REI 90/

Bei der PSHA werden die Unsicherheiten in der Regel mittels des Gefährdungsintegrals in die Berechnungen eingebracht. Gemeinhin wird zwischen zwei Arten von Unsicherheiten, den „aleatorischen“ (d.h. stochastischen) und den „epistemischen“ (d. h. Kenntnisstands-Unsicherheiten)“ differenziert. Unter epistemischen Unsicherheiten versteht man die wissenschaftlichen Unsicherheiten bei der Bestimmung einer Größe infolge zu geringer Informationen und Daten – daher wird sie auch als Modellunsicherheit bezeichnet – und kann somit reduziert werden. Die aleatorische Variabilität hingegen ist die Zufälligkeit einer Größe (beispielsweise der Bodenbeschleunigung), welche durch die Standardabweichung ausdrückbar ist.

## 7.7.2 Seismische Auslegung

### 7.7.2.1 Allgemeines und Regelwerksgrundlagen

Als übergeordnete Anforderungen im Hinblick auf Einwirkungen von außen und damit auch Erdbeben gelten aktuell in Deutschland die Sicherheitsanforderungen an Kernkraftwerke des BMU /BMU 12/. Detailliertere Anforderungen werden seitens des Kern-

technischen Ausschusses (KTA) in der sicherheitstechnischen Regel KTA 2201 „Auslegung von Kernkraftwerken gegen seismische Einwirkungen“ gegeben. Die KTA 2201 besteht insgesamt aus sechs Teilen, von denen gegenwärtig noch zwei Teile in Überarbeitung sind (vergl. Tab. 7.1).

**Tab. 7.1** Teile der kerntechnischen Regel KTA 2201 „Auslegung von Kernkraftwerken gegen seismische Einwirkungen“ und deren Überarbeitungsstand

KTA-Nr.	Titel	Status	Fassung	BAnz. Nr.	Frühere Fassung	Best. Weitergültigkeit	Beginn (Änderungsverfahren)
2201.1	Teil1: Grundsätze	R	2011-11	11-19.01.12	1975-06 1990-06	-	-
2201.2	Teil2 : Baugrund	R	2012-11	23.01.13	1982-11 1990-06	-	-
2201.3	Teil 3: Bauliche Anlagen	R	2013-11	In Vorbereitung	-	-	-
2201.4	Teil 4: Anlagenteile	R	2012-11	23.01.13	1990-06	-	-
2201.5	Teil 5: Seismische Instrumentierung	ÄE	2013-11	In Vorbereitung	1977-06; 1990-06; 1996-06	19.06.01 07.11.06	10.11.09
2201.6	Teil 6: Maßnahmen nach Erdbeben	R	1992-06	36 a – 23.02.93	-	10.06.97 18.06.02	13.11.07

R – Regel  
 ÄE – Regeländerungsentwurf  
 Banz. – Bundesanzeiger

Stand: 14.12.2013

Demzufolge sind alle Kernkraftwerke gegen Erdbeben auszulegen, was jedoch hinsichtlich der Bauwerke ausschließlich deterministisch erfolgt, wie bei anderen Einwirkungen auch. In der aktuellen Version der KTA 2201.1 /KTA 11/ wird das Bemessungserdbeben begrifflich wie folgt definiert:

*„Das Bemessungserdbeben ist das für die Auslegung gegen seismische Einwirkungen maßgebende Erdbeben. Auf der Grundlage des Bemessungserdbebens werden die ingenieurseismologischen Kenngrößen festgelegt. Unter Bemessungserdbeben kön-*

*nen auch mehrere maßgebliche Erdbeben oder die für die Auslegung maßgeblichen Bodenbewegungen am Standort der Anlage verstanden werden.“*

Gemäß KTA 2201.1 /KTA 11/ erfolgt eine Einteilung der baulichen Anlagen und Anlagenteile in die Klasse I, IIa und IIb:

*„Klasse I*

*Anlagenteile und bauliche Anlagen, die zur Erreichung der unter Abschnitt 1 genannten Schutzziele und zur Begrenzung der Strahlenexposition erforderlich sind.*

*Klasse IIa*

*Anlagenteile und bauliche Anlagen, die nicht zur Klasse I gehören, die aber durch bei einem Erdbeben an ihnen möglicherweise entstehenden Schäden und deren Folgewirkungen Anlagenteile oder bauliche Anlagen der Klasse I in ihrer sicherheitstechnischen Funktion beeinträchtigen können.*

*Klasse IIb*

*Alle sonstigen Anlagenteile und baulichen Anlagen.“*

Die Bauwerke der Klasse I sind so auszulegen, dass sie beim Bemessungserdbeben (oder kleineren Beben) ihre jeweilige sicherheitstechnische Funktion erfüllen. In der Regel folgt daraus, dass keine plastischen (bleibenden) Verformungen auftreten dürfen, sondern das Tragwerk während es Bebens im elastischen Zustand verbleibt. Bei Stahlbeton wird dies als Zustand I bezeichnet. Dadurch soll vermieden werden, dass Risse auftreten, durch welche, z. B. radioaktive, Stoffe austreten könnten.

Bauliche Anlagen der Klasse IIb müssen nicht gegen das Bemessungserdbeben gemäß KTA 2201.1 ausgelegt werden, aber den Anforderungen für konventionelle Bauwerke genügen. Speziell für letztere Bauwerksauslegung ist hierzulande die Erdbebennorm DIN EN 1998-1 /DIN 10c/ – früher DIN 4149 /DIN 05/ – von Wichtigkeit, welche sich aus der DIN EN 1998-1 „Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten“ /DIN 10c/ und der DIN EN 1998-1/NA /DIN 11a/, dem so genannten Nationalen Anhang, zusammensetzt. Insbesondere für probabilistische Fragestellungen bei der Auslegung ist darüber hinaus die DIN EN 1990 /DIN 10/ hilfreich.

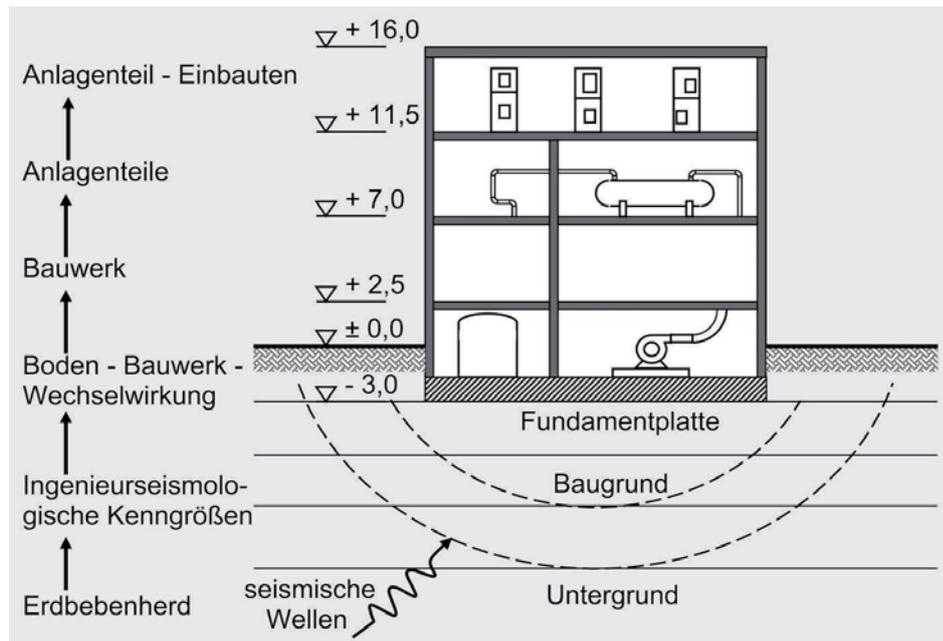
Damit ist zur Einwirkungsermittlung die DIN EN 1998-1/NA, welche die Erdbebenkarte enthält, im konventionellen Bauwesen (d. h. Bauwerken der Klasse IIb) heranzuziehen.

Für einen DWR – befindlich in einem Erdbebengebiet gemäß DIN EN 1998-1/NA – folgt beispielsweise daraus, dass das Reaktorgebäude gemäß dem Bemessungserdbeben nach KTA 2201.1 (mittlere Wiederkehrperiode 100.000 Jahre) das Maschinenhaus nach DIN EN 1998-1/NA (mittlere Wiederkehrperiode 475 Jahre) auszulegen ist. Dies trifft z. B. auf das Kernkraftwerk Neckarwestheim zu, welches sich in der Erdbebenzone 0 der DIN EN 1998-1/NA:2011-01 befindet. In diesem Fall gibt es also auch für das Maschinenhaus eine (konventionelle) Erdbebenauslegung, welche außerhalb der Zone 0 für einen DWR nicht erforderlich wäre.

Die DIN EN 1998-1 /DIN 10c/ verfolgt primär das Ziel des Personenschutzes sowie der Schadensbegrenzung, und nimmt daher Anlagen, von denen im Erdbebenfall besondere Gefahren ausgehen könnten, ausdrücklich aus. Dennoch stellt diese Erdbebennorm eine wesentliche Normungsgrundlage dar, aus der auch Informationen in die neue KTA 2201 eingeflossen sind.

#### **7.7.2.2 Bauliche Auslegungskette bei Erdbebeneinwirkung**

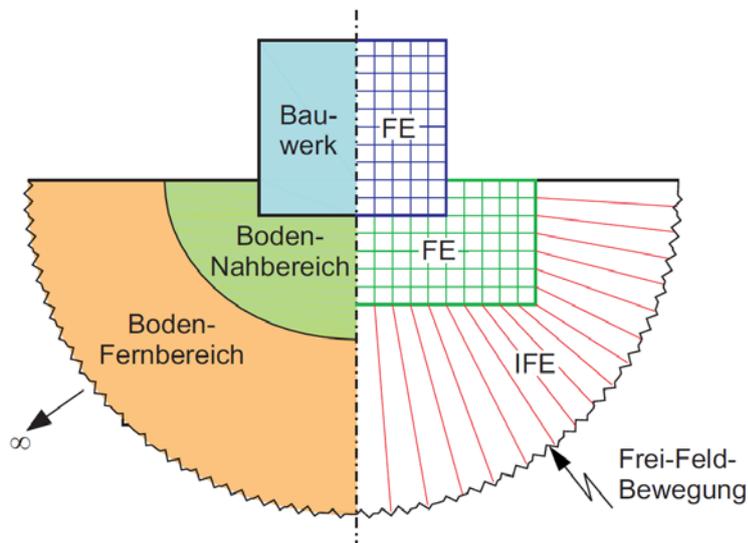
Zunächst wird in Abb. 7.14 ein Gesamtüberblick zur Übertragungskette der Erdbebeneinwirkung sowie der entsprechenden Nachweiskette anhand eines fiktiven Beispiels gegeben. Wie in Abschnitt 7.7.1 behandelt, wird als erstes die Erdbebeneinwirkungen für einen Standort in horizontaler und vertikaler Raumrichtung mit ingenieurseismologischen Kenngrößen festgelegt. Dazu dienen in erster Line Bodenantwortspektren für einen bestimmten Horizont, aber auch künstliche, zu den Bodenantwortspektren kompatible Beschleunigungszeitverläufe oder registrierte Beschleunigungszeitverläufe.



**Abb. 7.14** Übertragungs- und Nachweiskette hinsichtlich Erdbeben /HEN 09/

Weiterhin ist jedoch zu beachten, dass die gegebenen Bodenantwortspektren zunächst mittels Dekonvolution auf den benötigten Horizont, wie beispielsweise die Fundamentunterkante, umgerechnet werden müssen, da sie sich meist auf andere Höhen (i. d. R. Oberfläche des tragfähigen Baugrundes) beziehen. Bei der Dekonvolutionsberechnung werden mögliche Streuungen der Bodeneigenschaften berücksichtigt, und die resultierenden Ergebnisse konservativ eingehüllt /SAD 09/.

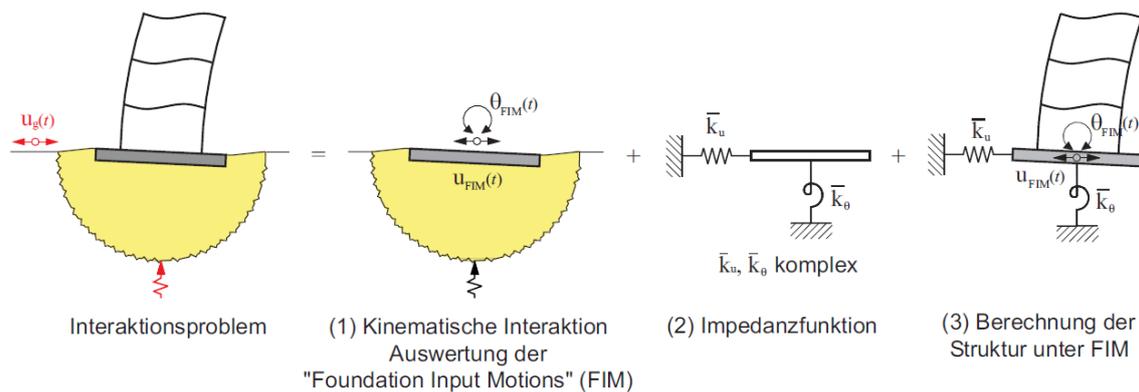
Danach kann die bauliche Auslegung beginnen, dies allerdings unter Berücksichtigung einer weiteren Besonderheit bei der Einwirkung Erdbeben, der so genannten Boden-Bauwerk-Interaktion (siehe Abb. 7.14), welche die Wechselbeziehung zwischen den lokalen Bodenverhältnissen und dem Schwingungsverhalten des Bauwerks beschreibt (siehe Abb. 7.15). In einem hinreichenden Abstand vom Bauwerk bewegt sich der Boden unbeeinflusst als so genannte Freifeldbewegung. Dieser Effekt ist zwar bei leichten Bauwerken auf steifen Untergründen vernachlässigbar, bei massiven Bauwerken auf weichen Untergründen (z. B. Reaktorgebäuden, Zwischenlagern, steifen Tiefen Gründungen oder –geschossen, Staumauern) jedoch nicht. Hier kann die Bewegung am Fundament deutlich von der Bewegung im Freifeld abweichen.



**Abb. 7.15** Direktes Verfahren mit Finite Elemente-Infinite Elemente-Struktur /MAH 04/

Durch die Modellierung der Boden-Bauwerk-Interaktion soll die seismische Beanspruchung realistisch erfasst werden, wozu generell entweder die direkte Methode (in Abb. 7.15) oder die Substruktur-Methode (in Abb. 7.16) angewandt werden kann. Bei ersterer Methode erfolgt die Berechnung für Boden und Bauwerk in einem einzigen Schritt mittels einer kombinierten Nutzung von finiten Elementen (FE) für das Bauwerk sowie den Boden-Nahbereich, und infiniten Elementen (IFE) für den Boden-Fernbereich in einem integrierten numerischen Modell.

Bei der Substruktur-Methode (siehe Abb. 7.16) wird die Boden-Bauwerk-Interaktion grob in die kinematische Interaktion (1) und die Wechselwirkung infolge der Trägheitskräfte des Bauwerks unterteilt. Wie in Abb. 7.16 dargestellt, schlüsselt sich die träge Wechselwirkung weiter auf in (2) das Ermitteln der Impedanzfunktionen (jene erfassen Gründungssteifigkeit und Energieabstrahlung im Boden) und (3) die dynamische Bauwerksanalyse. Die Superposition der drei Teilergebnisse führt zum Ergebnis des Gesamtsystems.



**Abb. 7.16** Teilprobleme der Boden-Bauwerk-Interaktion – Substrukturmethode  
/STE 98/

Bei der Auslegung der Bauwerke unter Berücksichtigung der Boden-Bauwerk-Wechselwirkung werden die Bodeneigenschaften weit gestreut, und die resultierenden Ergebnisse konservativ eingehüllt /SAD 09/.

Für die Auslegung erlaubt das deutsche kerntechnische Regelwerk dazu in der KTA 2201 folgende Verfahren zur Tragwerksberechnung.

- Antwortspektrenverfahren,
- Zeitverlaufverfahren,
- Frequenzbereichsverfahren,
- Vereinfachtes Verfahren.

Die bei der Bauwerksanalyse verwendete Berechnungsmethode hängt vom Detaillierungsgrad der Modelle, von der Bauwerkskomplexität und der Aufgabenstellung ab.

Gemeinhin sind bei einfachen, regelmäßigen und symmetrischen Bauwerken einfache Modelle auf zweidimensionaler Basis ausreichend. Zur Abbildung komplexer Bauwerke werden dreidimensionale Modelle eingesetzt, beispielsweise unter Nutzung des Antwortspektrenverfahrens. Einen Überblick der unterschiedlichen Berechnungsverfahren und der zugehörigen Eigenschaften der Rechenmodelle gibt Tab. 7.2.

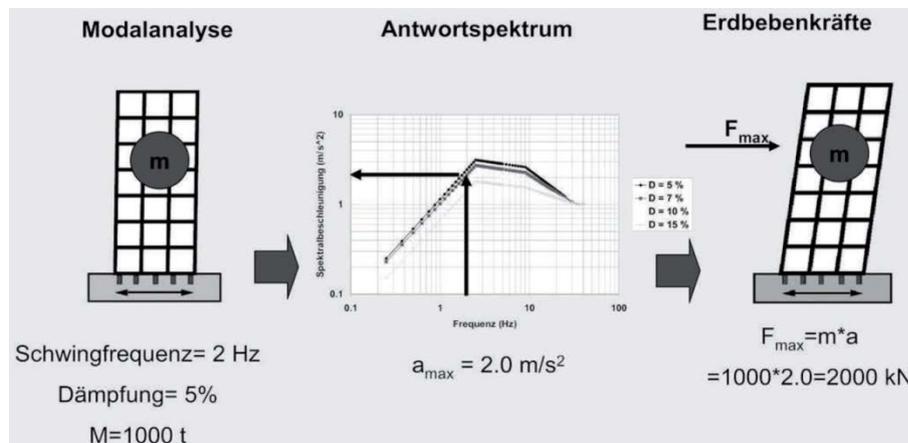
**Tab. 7.2** Berechnungsverfahren und die zugehörigen Modelleigenschaften /SAD 09/

	<b>Ersatzkraftverfahren</b>	<b>Antwort-spektrumverfahren</b>	<b>Frequenzbereichsanalyse</b>	<b>Nichtlineare statische Berechnung</b>	<b>Nichtlineare / Lineare dynamische Berechnung (Zeitverlaufs-berechnung)</b>
Einsatzbereich	regelmäßige Bauwerke	alle Bauwerke	alle Bauwerke	regelmäßige Bauwerke	alle Bauwerke
Erdbebenanregung	Bodenantwort-spektrum	Bodenantwort-spektrum	Zeitverlauf	Bodenantwort-spektrum	Zeitverlauf
Modell	2D	2D oder 3D	2D oder 3D	2D	2D oder 3D
Materialmodell	linear	linear	linear	nichtlinear	nichtlinear
Berücksichtigte Eigenformen	Grundform	alle	-	Grundform	-
Dämpfungsmodell	viskos	viskos	viskos und hysteretisch	viskos	viskos und hysteretisch
Berücksichtigung Torsion	Amplifikationsfaktor	linear	linear	Amplifikationsfaktor	linear
Berücksichtigung Material-nicht-linearitäten*	q-Faktor	q-Faktor	nicht möglich	nichtlineares Materialmodell	nichtlineares Materialmodell
Ergebnisse	Schnittkräfte und Verformungen	Schnittkräfte und Verformungen	Schnittkräfte und Verformungen	lokaler Duktilitätsbedarf, Schnittkräfte und Verformungen	lokaler Duktilitätsbedarf, Schnittkräfte und Verformungen
Typische Anwendung	Auslegung	Auslegung	Bauwerksantwortspektren (Etagenantwortspektren)	Überprüfung bestehender Bauwerke	Spezialbauwerke
Aufwand	niedrig	mittel	mittel	mittel	hoch

(\* Zuverlässigkeit orientiert sich an der entsprechenden sicherheitstechnischen Klassifizierung der Bauwerke)

Für die bauliche Auslegung von Kernkraftwerken wird in der Regel das Antwortspektrungsverfahren genutzt. Abb. 7.17 illustriert vereinfacht die Vorgehensweise. Mittels Modalanalysen werden in einem ersten Schritt die Eigenfrequenzen des Bauwerks berechnet. Sie und die Dämpfung dienen als Eingangsgrößen für das vorliegende Antwortspektrum zur Ableitung der Maximalbeschleunigung  $a_{max}$ . Unter Berücksichtigung

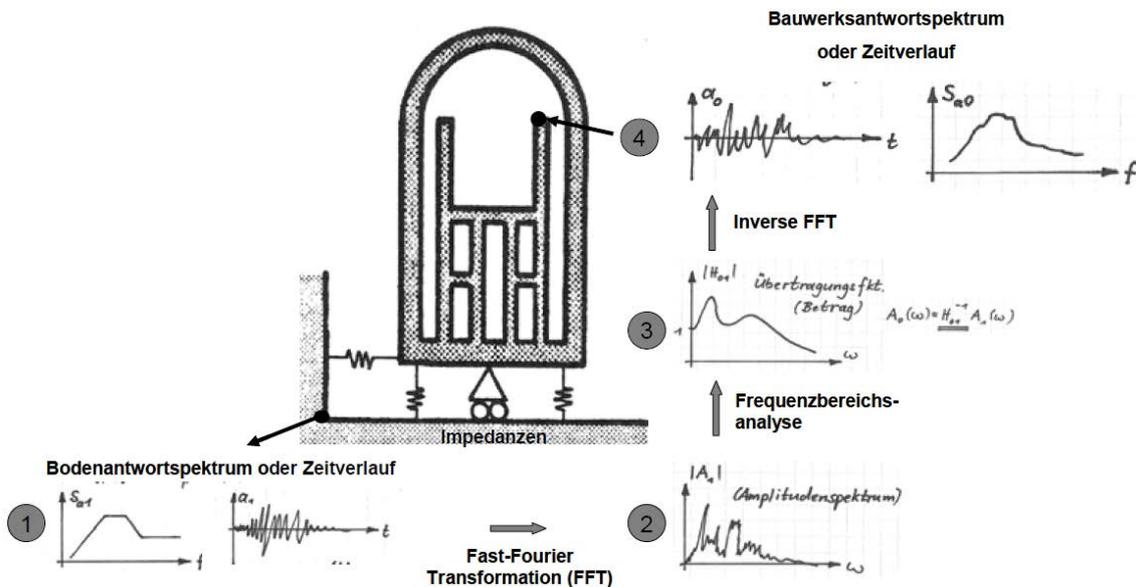
der Bauwerksmasse können dann die maximalen Erdbebenkräfte  $F_{max}$ , die auf das Bauwerk wirken, berechnet werden.



**Abb. 7.17** Grundlagen der Ermittlung der Erdbebenkräfte beim Antwortspektrungsverfahren /SAD 09/

Unabhängig vom gewählten Berechnungsverfahren ergeben sich immer Schnittkräfte und Verformungen infolge Erdbeben. Welche mit Schnittgrößen und Verformungen aus den ständigen Lasten (Teile von Verkehrslasten, Eigengewicht usw.) zu überlagern sind (siehe auch Abschnitt 7.8.1.3). Die Bauteilquerschnitte der einzelnen Baustrukturen (bspw. Wände, Stützen, Decken etc.) werden dann entsprechend der gültigen Bau-normen bemessen, so dass die Tragfähigkeit/Gebrauchstauglichkeit der Baustrukturen größer als die Beanspruchungen infolge der maßgebenden Einwirkungen ist. Auf diese Weise werden die Bauwerke deterministisch sicher gegen seismische Einwirkungen ausgelegt.

Um die Erläuterungen zur Auslegungskette (siehe Abb. 7.14) zu vervollständigen, wird im Folgenden noch kurz auf die Auslegung von Anlagenteilen, Komponenten und Rohrleitungen eingegangen. Für die Ermittlung von Bauwerksantwortspektren (siehe Abb. 7.18), die auch als Etagenantwortspektren bezeichnet werden, kommt in der Regel die Frequenzbereichsanalyse oder die Zeitverlaufsberechnung zur Anwendung. Die Etagenantwortspektren beschreiben die Anregung auf einer gegebenen Ebene im Bauwerk ebenfalls in Form von Spektren, und werden entweder mit den gleichen Modellen wie bei der Bauwerksanalyse oder vereinfachten Bauwerksmodellen berechnet. Nach ihrer Ermittlung auf bestimmten Kote (z. B. Punkt 4 in Abb. 7.18) erfolgt eine Einhüllung und Verbreiterung der Spektren.



**Abb. 7.18** Vorgehensweise zur Ermittlung der Bauwerksantwortspektren (Etagenantwortspektren) /SAD 09/

### 7.7.2.3 Tragreserven hinsichtlich des Bemessungserdbebens

Die vorstehend erläuterte Berechnungskette der Abb. 7.14 (vom Hypozentrum über den Untergrund und Baugrund bis in die Bauwerke) besteht aus separaten Berechnungsschritten, von denen jeder Berechnungsschritt entkoppelt von den anderen durchgeführt wird. Aufgrund der je Berechnungsschritt zu berücksichtigenden, einhüllenden, abdeckenden und ungünstig anzunehmenden Randbedingungen liegt eine Summe von Konservativitäten und Sicherheitsmargen vor.

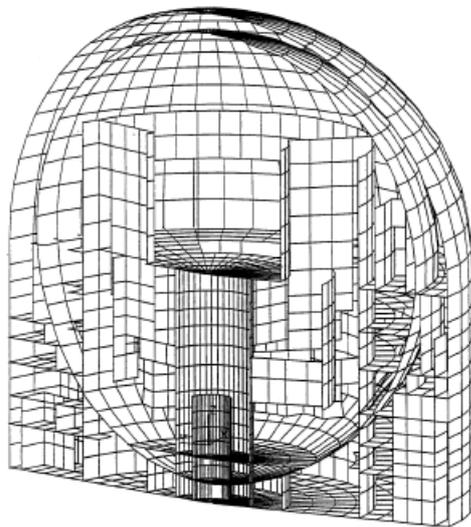
Darüber hinaus können Bauwerke, aufgrund des plastischen Materialverhaltens viel Erdbebenenergie absorbieren. Wie in Abschnitt 7.7.2.1 erläutert wird dieses plastische Verhalten in der Auslegung normalerweise nicht berücksichtigt. Es bewirkt aber, dass Bauwerke zudem weicher werden und sich so hohen Erdbebenbelastungen entziehen. Diese wird bei der Auslegung von normalen Industrieanlagen oder Bauwerken einbezogen und ausgenutzt. Bei der Bemessung von Kernkraftwerken bleiben diese nichtlinearen Materialreserven dagegen im Wesentlichen unberücksichtigt.

Aufgrund der vielen Vereinfachungen und Konservativitäten in der Nachweisführung gibt es in der Regel noch erhebliche Margen, die mit genaueren Untersuchungsmethoden analysiert werden könnten, ohne dass die Sicherheit der Anlage beim unterstellten

Bemessungserdbeben infrage stünde /HEN 09/ oder die bei Auslegungsüberschreitenden Beben aktiviert werden.

#### 7.7.2.4 Probabilistische seismische Auslegung von Bauwerken

Die bautechnischen Berechnungen für wichtige Bauwerke kerntechnischer Anlagen können heutzutage sehr komplex ausgeführt werden, insbesondere bei dreidimensionaler Simulation (siehe Abb. 7.19) sowie Berücksichtigung von plastischen Materialverhalten, und können nur mittels spezieller numerischer Methoden und zugehörigen Computerprogrammen durchgeführt werden. Daneben kommen aber auch noch die vereinfachten Bemessungsmethoden, wie das Antwortspektrenverfahren, zum Einsatz. Wenn es möglich ist, eine große Zahl der bautechnischen Berechnungen durchzuführen, kann die Versagenswahrscheinlichkeit mittels stochastischer Simulationen (z. B. Monte-Carlo-Methodik) ermittelt werden, also eine probabilistische Auslegung von Bauwerken, erfolgen. Für seismische Einwirkungen wird dies – selbst im konventionellen Bauwesen – bislang nur in Sonderfällen und meist nur für Bauwerksteile praktiziert (siehe u. a. /SPE 09/).



**Abb. 7.19** 3D-Schalenmodell eines Reaktor Gebäudes für numerische Berechnungen /SAD 09/

## 7.8 Einwirkungskombinationen und Bemessungssituationen

### 7.8.1 Einwirkungskombinationen und Bemessungssituationen für Grenzzustände der Tragfähigkeit

Die maßgebende Bemessungssituation soll unter Berücksichtigung der Gegebenheiten, bei denen das Tragwerk seine Funktion erfüllen muss, bestimmt werden. Folgende Bemessungssituationen sollen berücksichtigt werden:

- Ständige Situationen, die den üblichen Nutzungsbedingungen des Tragwerks entsprechen,
- vorübergehende Situationen, die sich auf zeitlich begrenzte Zustände des Tragwerks beziehen, z. B. im Bauzustand oder bei der Instandsetzung,
- außergewöhnliche Situationen, die sich auf außergewöhnliche Bedingungen für das Tragwerk beziehen, z. B. auf Brand, Explosion, Aufprall oder Folgen lokalen Versagens,
- Situationen bei Erdbeben, die die Bedingungen bei Erdbebeneinwirkungen auf das Tragwerk umfassen.

Die gewählten Bemessungssituationen müssen alle Bedingungen, die während der Ausführung und Nutzung des Tragwerks vernünftigerweise erwartet werden können, genau berücksichtigen.

Für jeden kritischen Lastfall sollen die Bemessungswerte  $E_d$  (aus den Auswirkungen der Kombination der Einwirkungen) bestimmt werden, die entsprechend den nachfolgenden Regeln als gleichzeitig auftretend angenommen werden. Jede Einwirkungskombination sollte eine dominierende Einwirkung (Leiteinwirkung) oder eine außergewöhnliche Einwirkung ausweisen.

Wenn der Nachweis sehr empfindlich auf die räumliche Verteilung einer ständigen Einwirkung reagiert, sollen die ungünstig wirkenden sowie die günstig wirkenden Teile dieser Einwirkung getrennt erfasst werden. Dies trifft vor allem beim Nachweis der Laugesicherheit und ähnlich gelagerten Grenzzuständen zu.

Wenn mehrere Auswirkungen aus einer Einwirkung (z. B. Biegemoment und Normalkraft infolge Eigengewichts) nicht voll korreliert sind, sollte der Teilsicherheitsbeiwert

der günstig wirkenden Auswirkung abgemindert werden. Eingeprägte Verformungen sollten nur berücksichtigt werden, wenn sie Einfluss haben.

#### 7.8.1.1 Kombinationen von Einwirkungen bei ständigen oder vorübergehenden Bemessungssituationen (Grundkombinationen)

Zur Bestimmung der Auswirkung der Einwirkungen sollte die allgemeine Kombination angewendet werden:

$$E_d = \gamma_{Sd} E \{ \gamma_{G,j} G_{k,j} ; \gamma_p P_k ; \gamma_{Q,1} Q_{k,1} ; \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \} \quad j \geq 1 ; i > 1 \quad (7.11)$$

wobei:

- $\gamma_{Sd}$  – der Teilsicherheitsbeiwert zur Berücksichtigung der Modellunsicherheiten der Idealisierung der Einwirkungen und/oder Auswirkungen,
- $\gamma_{Q,j}$  – der Teilsicherheitsbeiwert für die ständige Einwirkung  $G_j$ ,
- $\gamma_p$  – der Teilsicherheitsbeiwert für Einwirkungen aus Vorspannen  $P$ ,
- $\gamma_{Q,i}$  – der Teilsicherheitsbeiwert für die veränderliche Einwirkung  $Q_i$ ,
- $\psi_{0,i}$  – der Teilsicherheitsbeiwert für die veränderliche Einwirkung  $Q_i$ ,

ist.

Das heißt, die Kombinationen der Auswirkungen sollten aus

- den Bemessungswerten der ständigen Einwirkungen,
- den Bemessungswerten der Einwirkungen infolge Vorspannung,
- dem Bemessungswert der dominierenden veränderlichen Einwirkung (Leiteinwirkung) und
- den Bemessungswerten der Kombinationswerte der begleitenden veränderlichen Einwirkungen (Begleiteinwirkungen)

ermittelt werden.

Die Kombination der Einwirkungen in Klammern { } in (7.10) darf wie folgt ausgedrückt werden:

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad j \geq 1 ; i > 1 \quad (7.12)$$

Dabei bedeutet: “+” ist zu kombinieren und  $\sum$  - gemeinsame Auswirkung von.

Wenn die Beziehung zwischen den Einwirkungen und den Auswirkungen der Einwirkungen nicht linear ist, sollte die Beziehung (7.11) direkt angewendet werden.

### 7.8.1.2 Kombinationen von Einwirkungen bei außergewöhnlichen Bemessungssituationen

Zur Bestimmung der Auswirkung der Einwirkungen sollte die allgemeine Kombination angewendet werden:

$$E_d = E \{ G_{k,j} ; P_k ; A_d ; (\psi_{1,1} \text{ oder } \psi_{2,1}) Q_{k,1} ; \psi_{2,i} Q_{k,i} \} \quad j \geq 1 ; i > 1 \quad (7.13)$$

wobei:

$A_d$  – der Bemessungswert einer außergewöhnlichen Einwirkung,

$\psi_{1,1}$  – der Beiwert für den häufigen Wert der dominierenden veränderlichen Einwirkung  $Q_1$ ,

$\psi_{2,i}$  – der Beiwert für die quasi-ständigen Werte der veränderlichen Einwirkung  $Q_i$

ist.

Die Kombination der Einwirkungen in Klammern { } in (7.10) kann wie folgt ausgedrückt werden:

$$\sum G_{k,j} + P_k + A_d + (\psi_{1,1} \text{ oder } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad j \geq 1 ; i > 1 \quad (7.14)$$

Die Wahl zwischen  $\psi_{1,1} Q_{k,1}$  oder  $\psi_{2,1} Q_{k,1}$  hängt von der maßgebenden außergewöhnlichen Bemessungssituation ab (Aufprall, Brandbelastung oder Überleben nach einem außergewöhnlichen Ereignis).

Die Einwirkungskombinationen für außergewöhnliche Bemessungssituationen sollten entweder explizit eine außergewöhnliche Einwirkung A (Brandbelastung oder Aufprall) enthalten oder eine Situation nach einem außergewöhnlichen Ereignis erfassen ( $A = 0$ ). Für die Brandbemessung sollte  $A_d$  neben den Temperatureinflüssen auf die Baustoffeigenschaften auch den Bemessungswert der indirekten Auswirkungen der thermischen Einwirkung des Brandes bezeichnen.

### 7.8.1.3 Kombinationen von Einwirkungen für Bemessungssituationen bei Erdbeben

Zur Bestimmung der Auswirkung der Einwirkungen sollte die allgemeine Kombination angewendet werden:

$$E_d = E \{ G_{k,j} ; P_k ; A_{Ed} ; \psi_{2,i} Q_{k,i} \} \quad j \geq 1 ; i \geq 1 \quad (7.15)$$

wobei:

$A_d$  – der Bemessungswert einer Einwirkung infolge Erdbeben  $A_{Ed} = \gamma_I A_{Ek}$  und,

$\gamma_I$  – der Wichtungsfaktor (siehe z. B. /DIN 10c/) ist.

Die Kombination der Einwirkungen in Klammern  $\{ \}$  in (7.10) kann wie folgt ausgedrückt werden:

$$\sum G_{k,j} + P_k + A_{Ed} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad j \geq 1 ; i \geq 1 \quad (7.16)$$

### 7.8.2 Einwirkungskombinationen für Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit

Bei Nachweis der Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit sollte sich die Kombination der Einwirkungen an dem Bauwerksverhalten und an den Gebrauchstauglichkeitskriterien orientieren. Die Gebrauchstauglichkeitskriterien sind z. B. Verformungs-, Spannungs- oder Dehnungsbegrenzungen.

Die Kombinationen für Einwirkungen, die für Gebrauchstauglichkeitsnachweise in Frage kommen, sind in die drei unten beschriebenen Gruppen eingeteilt. In diesen Gleichungen

chungen werden alle Teilsicherheitsbeiwerte für 1,0 angenommen (siehe DIN EN 1990 /DIN 10c/).

### Charakteristische Kombination

Die charakteristische Kombination wird in der Regel für nicht umkehrbare Auswirkungen am Tragwerk verwendet (beispielweise Risse im Stahlbeton). Der Bemessungswert für die charakteristische Kombination wird wie folgt definiert:

$$E_d = E \{ G_{k,j} ; P_k ; Q_{k,1} ; \psi_{0,i} Q_{k,i} \} \quad j \geq 1 ; i > 1 \quad (7.17)$$

wobei die Kombination der Einwirkungen in Klammern { } in (7.16) in folgender Form ausgedrückt werden kann:

$$\sum G_{k,j} + P_k + Q_{k,1} + \sum \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad j \geq 1 ; i > 1 \quad (7.18)$$

### Häufige Kombination

Die häufige Kombination wird in der Regel für umkehrbare Auswirkungen am Tragwerk verwendet (beispielweise Verformungen). Der Bemessungswert für die häufige Kombination wird folgt definiert:

$$E_d = E \{ G_{k,j} ; P_k ; \psi_{1,1} Q_{k,1} ; \psi_{2,i} Q_{k,i} \} \quad j \geq 1 ; i > 1 \quad (7.19)$$

wobei die Kombination der Einwirkungen in Klammern { } in (7.16) wie folgt ausgedrückt werden kann:

$$\sum G_{k,j} + P_k + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad j \geq 1 ; i > 1 \quad (7.20)$$

### Quasi-ständige Kombination

Die quasi-ständige Kombination wird in der Regel für Langzeitauswirkungen, z. B. für das Erscheinungsbild des Bauwerks, verwendet (Kriechen). Der Bemessungswert für die häufige Kombination wird wie folgt definiert:

$$E_d = E \{ G_{k,j} ; P_k ; \psi_{2,i} Q_{k,i} \} \quad j \geq 1 ; i \geq 1 \quad (7.21)$$

wobei die Kombination der Einwirkungen in Klammern { } in (7.17) wie folgt ausgedrückt werden kann:

$$\sum G_{k,j} + P_k + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad j \geq 1 ; i \geq 1 \quad (7.22)$$

Für Gebrauchstauglichkeitsnachweise sind die Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_M$  für die Baustoff-, Bauprodukt- und Bauteileigenschaften mit 1,0 anzusetzen. Nur in besonderen Fällen können sie von 1,0 abweichen (diese Information in EN 1992 bis EN 1999 zu finden).

## 8 Widerstandsseite

### 8.1 Eigenschaften von Baustoffen (bzw. Bauprodukten und Bauteilen)

Die Eigenschaften von Baustoffen (einschließlich Boden und Fels), Bauprodukten oder Bauteilen werden als charakteristische Werte angegeben.

Wenn die Grenzzustandsnachweise auf die Größen der Baustoff-, Bauprodukt- und Bauteileigenschaften empfindlich reagieren, werden die oberen und unteren charakteristische Eigenschaften verwendet.

Normalerweise werden folgende Werte zugrunde gelegt:

- für den unteren charakteristischen Wert das 5 %-Quantil,
- für den oberen charakteristischen Wert das 95 %-Quantil.

Wenn es notwendig ist, sollen für die Baustoff-, Produkt- und Bauteileigenschaften die Übertragungsbeiwerte angewendet werden, mit denen die Probeneigenschaften auf die Eigenschaften im Tragwerk oder im Boden umgerechnet werden können.

Wenn nicht genügend statistische Daten für die Bestimmung der charakteristischen Werte oder Bemessungswerte zur Verfügung stehen, können Nennwerte verwendet werden.

Werden obere oder untere Bemessungswerte direkt bestimmt (z. B. Reibungsbeiwerte oder Dämpfungswerte), so sollten dies so erfolgen, dass die ungünstigeren Werte das geforderte Zuverlässigkeitsmaß zum Erreichen des betrachteten Grenzzustandes im gleichen Umfang wie bei anderen Bemessungswerten beeinflussen werden.

Die Reduzierung von Festigkeitseigenschaften aus wiederholten Lasten soll berücksichtigt werden.

Für Steifigkeitsparameter (z. B. Elastizitätsmodul, Kriechbeiwerte) und Wärmeausdehnungsbeiwerte sollten Mittelwerte verwendet werden. Wo die Einwirkungsdauer der Lasten Einfluss hat, sollten geeignete andere Werte verwendet werden. Jedoch kann in einigen Fällen ein niedriger oder höherer Wert als der Mittelwert des E-Moduls berücksichtigt werden (z. B. im Fall eines Stabilitätsversagens).

Baustoff- und Produkteigenschaften werden in EN 1992 bis EN 1999 sowie in den maßgebenden harmonisierten Europäischen Technischen Produktnormen oder in anderen Dokumenten angegeben. Soweit die EN 1992 bis EN 1999 keine anders lautenden Angaben gemacht werden, sollten aus den Europäischen Produktnormen die ungünstigsten Werte verwendet werden.

Wenn keine Teilsicherheitsbeiwerte vorliegen, die statistisch abgeleitet sind, so sind auf der sicheren Seite liegende Werte zu verwenden.

### **8.1.1 Geometrische Abmessungen**

Geometrische Abmessungen sollen mit ihren charakteristischen Werten verwendet werden. In einzelnen Fällen (z. B. bei Imperfektionen) können sie direkt als Bemessungswerte angenommen werden. Die bei der Tragwerksplanung vorgesehenen Maße (in Zeichnungen) dürfen als charakteristische Werte verwendet werden.

Wenn die statistische Verteilung ausreichend bekannt ist, dürfen geometrische Angaben verwendet werden, die einem vorgeschriebenen Quantil der statistischen Verteilung entsprechen.

### **8.2 Ermittlung der Widerstandcharakteristika für Stufe II-Verfahren**

Bei Verwendung der Stufe II-Methode wird der Bemessungspunkt mit Hilfe FORM-Methode direkt bestimmt (siehe Abschnitt 5.4). Deswegen können die Bemessungswerte  $R_{di}$  für jede einzelne Zufallsvariable  $X_i$  als Koordinaten dieses Punktes im  $n$ -dimensionalen Raum ermittelt werden. Das gilt für alle Widerstandsparameter wie z. B. Betonfestigkeit, Bewehrungsstahlfestigkeit, Spannkraft usw. sowie für geometrische Abmessungen. Auch die Sensitivitätsfaktoren  $\alpha_i$ , die den Beitrag der Zufallsvariablen  $X_i$  an der Versagenswahrscheinlichkeit zeigen, werden mit Hilfe dieser Methode bestimmt.

Wenn der Nachweis der Tragfähigkeit bzw. der Gebrauchstauglichkeit auf der Ebene der Stufe- II durchgeführt wird, werden die damit gewonnenen Bemessungswerte direkt verwendet. Wenn der Nachweis der Tragfähigkeit bzw. der Gebrauchstauglichkeit auf der Ebene der Stufe- I durchgeführt wird, dann ist es möglich die entsprechenden Teil-

sicherheitsbeiwerte zu ermitteln. Damit wird der charakteristische Wert  $R_{ki}$  für die Zufallsvariable  $X_i$  durch den Bemessungswert  $R_{ki}$  dividiert:

$$\gamma_R = \frac{R_k}{R_d} \quad (8.1)$$

Der damit ermittelte Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_R$  wird für den Nachweis auf der Ebene der Stufe I verwendet.



## 9 Unsicherheiten auf Einwirkungs- und Widerstandsseite

Unsicherheiten in Modellen und Parametern haben verschiedene Ursachen. Es wird zwischen zwei grundsätzliche Arten von Unsicherheiten unterschieden:

- aleatorischen Unsicherheiten, welche aus zufälligen Prozessen entstehen, und
- epistemischen Unsicherheiten, welche aus unvollständigem Wissen entstehen.

Der Unterschied zwischen aleatorischen und epistemischen Unsicherheiten ist deswegen relevant, weil die epistemischen Unsicherheiten durch zusätzliche Informationen reduziert werden können, die aleatorischen Unsicherheiten aber nicht.

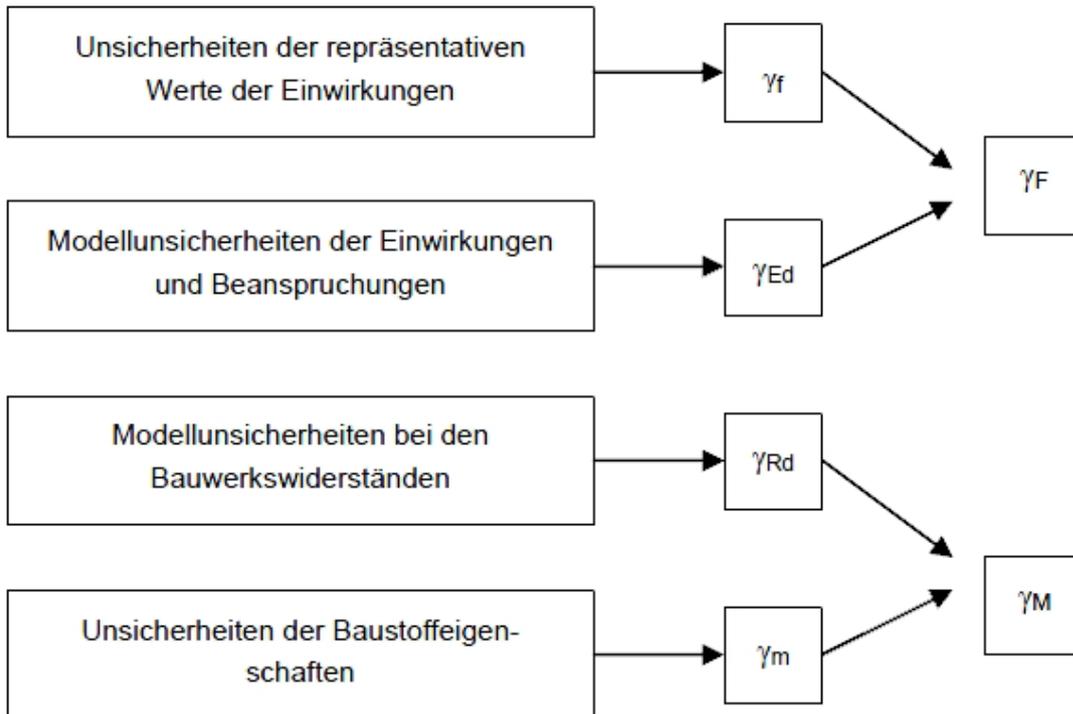
Die Beschaffung von Informationen ist ein effizientes Mittel zur Risikoreduktion. Das ist aber nur möglich, wenn die Unsicherheiten epistemischer Art sind. Bei aleatorischen Unsicherheiten ist das nicht möglich. Es ist aber möglich, die Unsicherheiten zu quantifizieren und das damit verbundene Risiko zu berechnen und zu managen.

Bei der Tragwerksberechnung werden normalerweise vereinfachte Annahmen für das Verhalten von Systemen, Querschnitten, Baustoffen, Verbindungen, Beanspruchungen etc. angenommen, um einen Nachweis mit vertretbarem Aufwand durchzuführen. Die dadurch entstehenden Fehler werden als Modellunsicherheiten betrachtet und haben systematischen oder stochastischen Charakter.

### 9.1 Modellunsicherheiten in Rahmen des semi-probabilistischen Nachweiskonzepts (Stufe I)

Die aktuellen europäischen Normen (z. B. DIN EN 1990 /DIN 10/) weisen Teilsicherheitsbeiwerte auf Einwirkungs- und Widerstandsseite aus, die die jeweiligen Modellunsicherheiten miteinfassen.

Dabei erfolgt die Aufspaltung der Modellunsicherheiten in  $\gamma_{Rd}$  zur Abdeckung der Unsicherheiten der Modelle zur Ermittlung der Beanspruchbarkeit und in  $\gamma_{Ed}$  zur Abdeckung der Unsicherheiten der Modelle bei der Erfassung der Beanspruchung. Dann werden die Modellungenauigkeiten  $\gamma_{Rd}$  und  $\gamma_{Ed}$  mit den beiden Teilsicherheitsbeiwerten  $\gamma_m$  und  $\gamma_f$  verknüpft und liefern die Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_M$  und  $\gamma_F$  bei semi-probabilistischem Nachweis (siehe Abb. 9.1).



**Abb. 9.1** Beziehung zwischen den einzelnen Teilsicherheitsbeiwerten

## 9.2 Modellunsicherheiten in Rahmen des Stufe II-Verfahrens

Wenn der Bemessungspunkt mit Hilfe der Stufe-II-Methode bestimmt wird (siehe Abschnitt 6.2.4), besteht die Möglichkeit, die Bemessungswerte für einzelne Zufallsvariablen als Koordinaten dieses Punktes in einem  $n$ -dimensionalen Raum zu ermitteln. Dabei werden die Modellunsicherheiten auf der Widerstandsseite und die Modellunsicherheiten auf Einwirkungsseite (bzw. Beanspruchungsseite) als Zufallsvariablen betrachtet. Informationen zu stochastischen Eigenschaften dieser Variablen kann man z. B. in /JCS 01/ finden (siehe Tab. 9.1).

**Tab. 9.1** Probabilistische Modelle für Modelunsicherheiten (nach /JCS 01/)

<b>Model Type</b>	<b>Distribution</b>	<b>Mean</b>	<b>Coefficient of Variation</b>
<i>Load Effect Calculation</i>			
Moments in frames	LN	1,0	0,10
Axial forces in frames	LN	1,0	0,05
Shear forces in frames	LN	1,0	0,10
Moments in plates	LN	1,0	0,20
Forces in plates	LN	1,0	0,10
Stresses in 2D solids	N	0,0	0,05
Stresses in 3D solids	N	0,0	0,05
<i>Resistance Models Steel (static)</i>			
Bending moment capacity	LN	1,0	0,05
Shear capacity	LN	1,0	0,05
Welded connection capacity	LN	1,15	0,15
Bolted connection capacity	LN	1,25	0,15
<i>Resistance Models Concrete (static)</i>			
Bending moment capacity	LN	1,2	0,15
Shear capacity	LN	1,4	0,25
Connection capacity	LN	1,0	0,10

Dieser Tabelle ist zu entnehmen, dass die Modellunsicherheiten der logarithmischen Normalverteilung unterliegen. Der Mittelwert liegt meistens bei 1 und der Variationskoeffizient liegt meistens zwischen 5 % und 15 %.



## 10 Grenzzustände und Versagensmechanismen

### 10.1 Grenzzustände der Tragfähigkeit

Bei der Tragwerksplanung sind Nachweise für folgende Grenzzustände der Tragfähigkeit erforderlich (siehe auch /DIN 10/):

- EQU: Verlust der Lagesicherheit des Tragwerks oder eines seiner Teile betrachtet als starrer Körper,
- STR: Versagen oder übermäßige Verformungen des Tragwerks oder seiner Teile einschließlich der Fundamente, Fundamentkörper, Pfähle, wobei die Tragfähigkeit von Baustoffen und Bauteilen entscheidend ist,
- GEO: Versagen oder übermäßige Verformungen des Baugrundes, bei der die Festigkeit von Boden oder Fels wesentlich an der Tragsicherheit beteiligt ist,
- FAT: Ermüdungsversagen des Tragwerks oder seiner Teile,
- UPL: Verlust der Lagesicherheit des Tragwerks oder des Baugrundes aufgrund von Hebungen durch Wasserdruck (Auftriebskraft) oder sonstigen vertikalen Einwirkungen,
- HYD: Hydraulisches Heben und Senken.

Beispielsweise soll der Nachweis für Grenzzustände der Tragfähigkeit eines Querschnitts, Bauteils oder einer Verbindung (STR oder GEO) so gestaltet werden, dass folgende Gleichung erfüllt wird:

$$E_d \leq R_d \quad (10.1)$$

Dabei ist  $E_d$  der Bemessungswert der Auswirkung der Einwirkungen und  $R_d$  der Bemessungswert der zugehörigen Tragfähigkeit.

Die Größen  $E_d$  und  $R_d$  sind Funktionen der verschiedenen Parameter (einige von ihnen sind zufällig), welche in Gleichung ((10.1) mit Bemessungswerten eingeführt werden. Um das besser darzustellen wird Gleichung ((10.1) wie folgt umformuliert (siehe auch Kapitel 6):

$$G = Rd - Ed = G(X_1, X_2, \dots, X_n) = 0 \quad (10.2)$$

wobei  $X_1, X_2, \dots, X_n$  die Parameter der Bemessung sind.

Die Bemessung muss für  $G = 0$  durchgeführt werden.  $G > 0$  bedeutet Versagen,  $G < 0$  bedeutet kein Versagen.

Die Gleichung (10.1) bzw. (10.2) muss normalerweise für verschiedene Arten von Beanspruchungen  $E_d$  und Beanspruchbarkeiten  $R_d$  nachgewiesen werden. Wird z. B. für einen Stahlbetonbalken ein einwirkendes Biegemoment als Beanspruchungen betrachtet, wird ein aufnehmbares Biegemoment des Querschnitts dieses Balkens als Beanspruchbarkeiten angenommen. Dabei ist das aufnehmbare Biegemoment von einigen Zufallsgrößen abhängig, welche mit ihren Bemessungswerten in den Nachweis berücksichtigt werden (z. B. Streckgrenze des Bewehrungsstahls, Druckfestigkeit des Betons). Diese stehen unter  $X_1, X_2, \dots, X_i$  in der Gleichung (10.2).

Mathematisch kann die Gleichung (10.2) beliebig kompliziert sein (nichtlinear usw.).

## 10.2 Versagensmechanismen der Grenzzustände der Tragfähigkeit

Um eine mathematische Formulierung der Gleichung (10.2) zu ermöglichen muss ein mechanisches Modell für das Versagen (Versagenskriterium) festgelegt werden. Diesem Versagenskriterium können verschiedene Versagensmechanismen (Versagensarten) zu Grunde gelegt werden. Für einen Stahlbetonbalken unter Biege- und Schubbeanspruchung können z. B. folgende Versagensmechanismen auftreten:

- Biegedruckversagen,
- Biegezugversagen,
- Biegeschubversagen,
- Zugversagen der Bügelbewehrung.

Abhängig von den Baustoffen und den Baukonstruktionen können natürlich andere Versagensmechanismen auftreten, wie z. B. Ermüdungsbruch für Stahlkonstruktionen. Meist auftretende Versagensmechanismen, wie z. B. Biegeversagen, Druckversagen,

Zugversagen, Schubversagen, müssen normalerweise bei jedem Nachweis betrachtet werden.

### **10.3 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit**

Zu den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit gehören die Grenzzustände, die folgende Aspekte betreffen (siehe auch DIN EN 1990 /DIN 10/):

- die Funktion des Tragwerks oder eines seiner Teile unter normalen Gebrauchsbedingungen,
- das Wohlbefinden der Nutzer,
- das Erscheinungsbild des Bauwerks.

In der Regel werden die Gebrauchstauglichkeitsanforderungen für jedes Projekt besonders vereinbart.

Die Gebrauchstauglichkeitsnachweise sollten auf folgende Kriterien eingehen:

- Verformungen und Verschiebungen,
  - die das Erscheinungsbild des Bauwerks, das Wohlbefinden der Nutzer oder die Funktionen des Tragwerks (einschließlich der Funktionsfähigkeit von Maschinen und Installationen) beeinflussen oder
  - die Schäden an Belägen, Beschichtungen oder an nichttragenden Bauteilen hervorrufen,
- Schwingungen,
  - die bei Personen körperliches Unbehagen hervorrufen oder
  - die Funktionsfähigkeit des Tragwerks einschränken,
- Schäden, die voraussichtlich
  - das Erscheinungsbild,
  - die Dauerhaftigkeit oder
  - die Funktionsfähigkeit des Tragwerks
  - nachteilig beeinflussen.

Da bei Erreichen des Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit die Tragfähigkeit des Bauteils noch nicht ausgeschöpft ist, wird die Zielwahrscheinlichkeit für das Nichterreichen des Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit niedriger angesetzt als diejenige für den Grenzzustand der Tragfähigkeit (siehe z. B. Tab. 6.4).

#### **10.4        Versagensmechanismen der Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit**

Die Versagensmechanismen für die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit sind identisch mit den Versagensmechanismen der Grenzzustände der Tragfähigkeit.

Der Unterschied zur Tragfähigkeit besteht darin, dass der Grenzzustand früher erreicht wird, als das Versagen auftritt. Zum Beispiel die Verformungen, Verschiebungen oder Schwingungen werden aus Gründen, die in Abschnitt 10.2 beschrieben wurden, so begrenzt, dass ihre Grenzwerte unter den Grenzwerten der Tragfähigkeit liegen.

## **11 Besonderheiten der Zuverlässigkeitsanalyse baulicher Anlagen in Kernkraftwerken**

Bei der Untersuchung der Bauwerkszuverlässigkeit ist zu berücksichtigen, dass die Bauwerke kerntechnischer Anlagen einige Besonderheiten gegenüber konventionellen Bauwerken aufweisen können, die unbedingt betrachtet werden müssen. Diese möglichen Besonderheiten werden im Folgenden aufgelistet.

### **11.1 Differenzierung der Versagenswahrscheinlichkeit bzw. des Zuverlässigkeitsindex $\beta$**

Wie schon erwähnt (siehe Kapitel 6 und Tab. 6.2) werden in DIN EN 1990 /DIN 10/ die drei verschiedenen Zuverlässigkeitsklassen (RC) definiert. Die Teilsicherheitsbeiwerte in den Eurocodes sind für die Zuverlässigkeitsklasse RC 2 ermittelt. Da kerntechnische Bauwerke normalerweise zu höheren Zuverlässigkeitsklasse gehören, z. B. zur RC 3 oder noch höheren Klassen, müssen bei den semi-probabilistische Nachweisverfahren alle Teilsicherheitsbeiwerte neu ermittelt werden, da der zugehörige Zuverlässigkeitsindex auch höher ist. Das ist nur mit Hilfe von Stufe II oder Stufe III der probabilistischen Methoden möglich (siehe Abb. 6.2), d. h. die probabilistische Bemessungsanalyse ist in jedem Fall durchzuführen. Wenn Bauwerke zu höheren Klassen als zur Klasse RC 3 gehören, was für kerntechnische Bauwerke nicht auszuschließen ist, soll dazu zuerst der neue Zuverlässigkeitsindex entweder ermittelt werden oder durch die Behörden zugrunde gelegt werden.

### **11.2 Spezifische Anforderungen an die Grenzzustände**

Bei den Nachweisverfahren mit Grenzzuständen können die Anforderungen an das Erreichen des entsprechenden Grenzzustands von denjenigen für konventionelle Bauwerke abweichen, da die Schadensfolgeklasse höher sein kann. Zwei Nachweise können hier genannt werden.

Normalerweise gehört die Begrenzung der induzierten Erschütterungen oder die Rissbreitenbeschränkung der Stahlbetonkonstruktionen zu den GZG (Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit). Bei kerntechnischen Bauwerken sind diese Anforderungen den GZT (Grenzzuständen der Tragfähigkeit) zuzurechnen. Obwohl bei Erreichen der Grenzzustände die Tragfähigkeit des Bauwerks noch nicht erschöpft ist, wird hier durch

spezifisch kerntechnische Versagensszenarien, wie z. B. das Versagen von sicherheitstechnisch wichtigen Systemen und Komponenten infolge induzierten Erschütterungen oder Ausstrahlung von radioaktiven Stoffen bei den entsprechenden Rissbreiten, die zugehörige Versagenswahrscheinlichkeit überschritten.

Diese Verfahren wurde indirekt schon in /HAN 98/ diskutiert. In dieser Arbeit wurde vorgeschlagen, die Rissbreitenbeschränkung eines Spannbetoncontainments wie gewöhnlich zum GZG (Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit) zuzuordnen, aber die Wahrscheinlichkeit des Erreichens des Grenzzustands mit Werten von ca.  $10^{-8}$  bis  $10^{-9}$  anzusetzen. Diese Werte sind kleiner als die Werte für die Versagenswahrscheinlichkeit des GZT (Grenzzustand der Tragfähigkeit) für konventionelle Bauwerke. Entsprechend wurden die Lastteilsicherheitsbeiwerte bis zu 1,7 ermittelt, was höher ist als die Lastteilsicherheitsbeiwerte für konventionelle Bauwerke bei GZT in den Eurocodes. Dieses Beispiel zeigt, dass die Notwendigkeit, höhere Anforderungen an die bauliche Zuverlässigkeit der kerntechnischen Bauwerke bei GZG gegenüber konventionellen Bauwerken anzusetzen, schon früher entdeckt wurde.

Aus oben erwähnten Gründen folgt, dass bei der Zuverlässigkeitsanalyse von kerntechnischen Bauwerken alle möglichen Versagensszenarien berücksichtigt werden müssen und für entsprechende Grenzzustände eine entsprechende Versagenswahrscheinlichkeit angepasst werden soll, basierend auf den Versagensfolgen der verschiedenen Szenarien.

### **11.3 Spezifische Einwirkungen**

Obwohl der Eurocode die Vorgehensweise für die Ermittlung von Bemessungswerten für alle möglichen Einwirkungen darstellt, sind nicht alle Einwirkungen detailliert beschrieben. Bei einigen Einwirkungen, die über das konventionelle Design hinausgehen, müssen zuerst stochastische Untersuchungen durchgeführt werden, um die Verteilungsfunktionen bzw. zeitabhängigen Sequenzen zu ermitteln. Wenn es nicht möglich ist, diese Untersuchungen aufgrund fehlender statistischer Informationen durchzuführen, sollen stattdessen deterministische Nennwerte ermittelt und für die Bemessung bzw. für das Assessment der bestehenden Bauwerke zugrunde gelegt werden.

Folgende Einwirkungen können hier exemplarisch genannt werden:

- Tornado,
- Tsunami,
- Flugzeugabsturz,
- Explosionsdruckwelle.

Alle diese Einwirkungen gehören zur Gruppe der außergewöhnlichen Einwirkungen, für die eine Auftrittswahrscheinlichkeit bzw. Auftrittsrate ermittelt werden sollte. Das kann auf Basis von klimatischen Daten für die Einwirkungen Tornado und Tsunami bzw. auf Basis von Unfallstatistiken für die Einwirkungen unfallbedingte Flugzeugabsturz und Druckwelle geschehen.

#### **11.4 Spezifische Versagensmechanismen**

Die in Betracht kommenden Versagensmechanismen wurden in Kapitel 10 erwähnt. Weil bei kerntechnischen Bauwerken die spezifischen Einwirkungen berücksichtigt werden sollen (siehe oben), die über das konventionelle Design hinausgehen, muss man zuerst auch untersuchen, ob die spezifischen Versagensmechanismen auftreten können, die in bautechnischen Normen nicht betrachtet werden. Das oben beschriebene Beispiel für die Einwirkung 'Flugzeugabsturz' zeigt z. B., dass die Versagensmechanismen wie Perforation, Penetration, Spalling, Scabbing zu betrachten sind. Normalerweise sind diese Versagensmechanismen bei konventioneller Auslegung nicht zu betrachten, wie auch großflächiges dynamisches Durchstanzen. Diese Besonderheit der kerntechnischen Auslegung muss auch bei der Festlegung der Grenzzustände der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit unbedingt berücksichtigt werden.

Beispielhaft werden hier für einige Einwirkungen, die bei der Bemessung der kerntechnischen Anlage unbedingt berücksichtigt werden müssen, die Versagensmechanismen gelistet. Dabei werden sowohl konventionelle als auch spezifische Versagensmechanismen genannt. Die nachfolgende Liste ist nur als Beispiel zu betrachten, da abhängig vom Bauwerk und entsprechenden Randbedingungen andere Versagensmechanismen in den Betracht kommen können.

- Einwirkung 'Flugzeugabsturz':
  - Verlust der Lagersicherheit,
  - Biegeversagen (global / lokal),
  - Durchstanzen,
  - Perforation / Penetration,
  - Scabbing / Spalling,
  - Induzierte Erschütterungen,
- Einwirkung 'Explosionsdruckwelle':
  - Verlust der Lagersicherheit,
  - Biegeversagen (global / lokal),
  - Schubversagen (lokal),
  - Induzierte Erschütterungen,
- Einwirkung 'Hochwasser':
  - Aufschwimmen / Verlust der Lagersicherheit,
  - Wasserdurchlässigkeit,
- Einwirkung 'Erdbeben':
  - Verlust der Lagersicherheit,
  - Biegeversagen (global / lokal),
  - Schubversagen (lokal),
  - Induzierte Erschütterungen.

## **11.5 Spezifische Versagens- und Schadenszenarien**

Die Versagensszenarien sollen für jedes kerntechnische Bauwerk zuerst definiert werden und auf möglichen Schäden bzw. auf Versagenskonsequenzen geprüft werden. Nur dann kann die Zielzuverlässigkeit für den entsprechenden Grenzzustand (bzw.

Wahrscheinlichkeit von Erreichen des Grenzzustandes) bestimmt werden (siehe Kapitel 6 bzw. DIN EN 1990 /DIN 10/).

Als Beispiel des spezifisch für kerntechnische Bauwerk auftretenden Versagensszenarios kann der Absturz eines Krans im Reaktorgebäude genannt werden. Die entsprechenden Schäden bzw. Versagenskonsequenzen müssen für den konkreten Fall geprüft werden.

Die Versagenskonsequenzen unterscheiden sich normalerweise von denjenigen konventioneller Bauwerke (z. B. wegen der radioaktiven Strahlung). Das soll bei der Festlegung der Zuverlässigkeit von kerntechnischen Bauwerken unbedingt berücksichtigt werden. Mit Einführung der Eurocodes ist das auch in bautechnischer Norm vorgesehen (siehe DIN EN 1990 /DIN 10/).

## **11.6 Stochastische Eigenschaften von Kenngrößen**

Es muss berücksichtigt werden, dass die Kenngrößen für die bautechnischen Berechnungen der Kernkraftwerke von denjenigen in konventioneller Bauweise durch die spezifischen Anforderungen in ihrem stochastischen Hintergrund sich unterscheiden können, was letztendlich einen Einfluss auf die Zuverlässigkeit haben kann.

Die wichtigsten statistisch veränderlichen Kenngrößen auf Widerstandseite sind die Betondruckfestigkeit und die Spannkraft in der vorgespannten Bewehrung. Beispielsweise kann, aufgrund der großen Mengen Betons, welche für die massiven kerntechnischen Bauwerke (wie das Reaktorgebäude) notwendig sind, Beton von verschiedenen Transportbetonwerken hergestellt und geliefert werden. Dabei werden unterschiedliche Zemente, Gesteinskörnungen und Zusatzstoffen verwendet. Das wird zur zusätzlichen Streuung von Betoneigenschaften führen (z. B. Betondruckfestigkeit), was einen größeren Teilsicherheitsbeiwert auf Widerstandseite fordern wird. Von anderer Seite kann man nach den Eurocodes die Zielzuverlässigkeit durch schärfere Kontrollen auf den Baustellen erhöhen. Welcher von diesen Effekten einen dominanten Einfluss auf die Betondruckfestigkeit hat, ist zu untersuchen.

Alle hier erwähnten Besonderheiten kerntechnischer Bauwerke zeigen, dass bei Übertragung probabilistischer Methoden von konventioneller Bautechnik auf kerntechnische Bauwerke, diese Methoden entsprechend angepasst werden müssen.



## **12            Bewertungsansatz zur Zuverlässigkeit baulicher Anlagen in Kernkraftwerken**

### **12.1            Untersuchungsmethodik**

Die probabilistischen Methoden haben im Bauwesen während der letzten 40 Jahre stark an Bedeutung zugenommen. Heutzutage sind sie in der konventionellen Bautechnik etabliert und in der neuen Europäischen Baunorm, dem Eurocode, verankert. Die kritische Betrachtung der probabilistischen Methoden hat gezeigt, dass diese Methoden auf kerntechnische Bauwerke übertragen werden können.

Die probabilistische Untersuchung von kerntechnische Bauwerken weist einige Besonderheiten auf (z. B. spezifische Anforderungen, spezifische Einwirkungen, spezifische Versagensmechanismen usw. siehe Kapitel 10), die berücksichtigt werden müssen. Das bedeutet, die probabilistischen Methoden der konventionellen Bautechnik müssen an die Untersuchung kerntechnischer Bauwerke angepasst werden.

Nachstehend wird die im Rahmen des Forschungs- und Entwicklungsvorhabens RS1198 des BMWi entwickelte Untersuchungsmethodik vorgestellt.

Bei der Bemessung der baulichen Anlagen eines Kernkraftwerks müssen zuerst diese Anlagen einer Zuverlässigkeitsklasse (RC) zugeordnet werden (siehe Kapitel. 6). Generell gehören die konventionellen Bauwerke zur Zuverlässigkeitsklasse RC 2. Deswegen sind die Teilsicherheitsbeiwerte in den Eurocodes nur für diese Klasse angegeben. Im semi-probabilistische Bemessungskonzept ist die Bauwerkszuverlässigkeit durch die Festlegung dieser Teilsicherheitsbeiwerte reguliert. Der Eurocode erlaubt jedoch die Zuordnung der baulichen Anlagen zu anderen Zuverlässigkeitsklassen.

Die Versagensfolgen einiger baulicher Anlagen eines Kernkraftwerkes (z. B. von sicherheitstechnisch wichtigen Strukturen) verursachen einen deutlich höheren Schaden (z. B. radioaktive Strahlung) als die Versagensfolgen bei konventionellen Industriebauwerken. Deshalb können diese Anlagen höheren Zuverlässigkeitsklassen angehören als der RC 2-Zuverlässigkeitsklasse. Im diesem Fall erhöht sich die geforderte Zielzuverlässigkeit (bzw. der Zuverlässigkeitsindex  $\beta$ ). Gemäß Tab. 6.2 ist der Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  für die RC 3-Zuverlässigkeitsklasse gleich 5,2 für den Bezugszeitraum von einem Jahr. Das entspricht einer Versagenswahrscheinlichkeit von ca.  $10^{-7}$  (siehe Tab. 6.3).

Wenn die bauliche Anlage der Zuverlässigkeitsklasse RC 3 zugeordnet ist, müssen alle Teilsicherheitsbeiwerte für das semi-probabilistische Nachweisverfahren (Stufe-I-Methode) neu ermittelt werden, da sich die Zielzuverlässigkeit (bzw. der Zuverlässigkeitsindex  $\beta$ ) gegenüber derjenigen der Zuverlässigkeitsklasse RC 2 ändert. Die Teilsicherheitsbeiwerte in dem Eurocode sind nur für die Klasse RC 2 relevant. Die Neuermittlung der Teilsicherheitsbeiwerte ist nur mit Hilfe von probabilistischen Methoden möglich.

Wenn Bauwerke zu höheren Klassen als zur Klasse RC 3 gehören, z. B. sicherheitstechnisch wichtige Gebäude, soll dazu zuerst die neue Zielzuverlässigkeit bzw. der neue Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  entweder ermittelt werden oder durch die Behörden zugrunde gelegt werden. Nach der Festlegung dieser Zielzuverlässigkeit (bzw. dem Zuverlässigkeitsindex  $\beta$ ) kann man die Teilsicherheitsbeiwerte mit Hilfe der FORM-Methode oder der Monte-Carlo-Methode berechnen und danach einen semi-probabilistischen Nachweis führen. Alternativ kann man direkt probabilistische Prozeduren (wie FORM oder Monte-Carlo) für die Bemessung verwenden.

Dafür werden im nächsten Schritt zuerst die Einwirkungen und Widerstandscharakteristiken separat betrachtet.

### **Einwirkungsseite**

Alle möglichen Einwirkungen auf die Bauwerke eines Kernkraftwerks werden identifiziert und in Gruppen aufgeteilt:

- Ständige Einwirkungen (z. B. Eigengewicht von Bauwerken, Einwirkungen infolge Vorspannung),
- veränderliche Einwirkungen (z. B. Schneelast),
- außergewöhnliche Einwirkungen (z. B. Flugzeugabsturz, Druckwelle, Hochwasser).

Da diese Einwirkungen eine besonders wichtige Rolle bei der Auslegung und einer möglichen Evakuierung spielen, sollen sie durch die folgende Charakteristika genauer beschrieben werden:

- Dynamische oder statische Wirkung,
  - impulsartige Einwirkung bzw. stoßartige Einwirkung,

- probabilistische oder deterministische Betrachtung,
- Erdbebeneinwirkung.

Bei der Bemessung kerntechnischer baulicher Anlagen müssen nicht nur die Einwirkungen, die im Eurocode beschrieben werden, in Betracht gezogen werden sondern darüber hinaus einige Einwirkungen, die für die Kernkraftwerke zu berücksichtigen sind (z. B. Tsunami oder Flugzeugabsturz, siehe Abschnitt 11.3). Diese Einwirkungen gehören zur Gruppe der außergewöhnlichen Einwirkungen, sie müssen entsprechend den Vorgehensweisen dafür (siehe Abschnitt 7.6) gehandhabt werden.

Jede Einwirkung verursacht relevante Versagensmechanismen. Wie bei konventionellen Bauwerken, führen auch hier fast alle Einwirkungen zu Biege- und Schubversagen. Darüber hinaus müssen spezifische Versagensmechanismen in Betracht gezogen werden. Deshalb sind für jede Einwirkung mögliche Versagensmechanismen zu identifizieren und zu beschreiben. Beispielsweise verursacht die Einwirkung 'Flugzeugabsturz, den Verlust von Lagesicherheit, lokales und globales Biegeversagen, Durchstanzen, Perforation usw. (Details dazu siehe Kap 11.4). Der Versagensmechanismus 'Perforation, z. B. wird normalerweise in der konventionellen Bauwerksauslegung nicht berücksichtigt. Demzufolge muss hier ein neues Versagenskriterium mathematisch formuliert werden (siehe Kap 7.6), welches danach den entsprechenden Grenzzustand widergeben wird (siehe unten). Parallel dazu müssen die Bemessungssituationen und entsprechenden Einwirkungskombinationen erfasst werden (siehe auch Abschnitt 7.8).

Für Grenzzustände der Tragfähigkeit sind folgende Bemessungssituationen zu betrachten:

- Ständige und vorübergehende Bemessungssituationen,
- außergewöhnliche Bemessungssituationen,
- Bemessungssituationen infolge von Erdbeben.

Für Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit sind folgende Bemessungssituationen zu betrachten:

- Seltene/charakteristische Bemessungssituationen,
- häufige Bemessungssituationen,
- quasi-ständige Bemessungssituationen.

Besondere Bedeutung für die Zuverlässigkeit kerntechnischer Bauwerke haben außergewöhnliche Einwirkungen sowie Erdbebeneinwirkungen.

Die Kombinationen von Einwirkungen bei außergewöhnlichen Bemessungssituationen werden durch Gleichung (7.14) beschrieben. Da die Eintrittswahrscheinlichkeit für die außergewöhnliche Einwirkung normalerweise klein ist, wird die Wahrscheinlichkeit eines gleichzeitigen Auftretens von zwei und mehr außergewöhnlichen Einwirkungen als vernachlässigbar klein angegeben. Demzufolge muss die Kombination, die mit Gleichung (7.14) beschrieben wird, für jede außergewöhnliche Einwirkung neu gebildet werden, da bei jeder Kombination nur eine außergewöhnliche Einwirkung berücksichtigt wird. Das ist nicht der Fall wenn zwei klimatische Einwirkungen als außergewöhnlichen Einwirkungen betrachtet werden und stochastisch abhängig sind (z. B. Wind und Hochwasser infolge eines Taifuns). In diesem Fall ist eine standortspezifische stochastische Untersuchung notwendig.

Die außergewöhnlichen Einwirkungen sollen zusammen mit den gleichzeitig wirkenden ständigen und veränderlichen Einwirkungen bei der Bemessung angesetzt werden. Dabei werden die ständigen Einwirkungen und Einwirkungen aus Vorspannen mit ihren charakteristischen Werten berücksichtigt. Die charakteristischen Werte der veränderlichen Einwirkungen werden noch mit den Abminderungsbeiwerten  $\psi_1$  bzw.  $\psi_2$  (siehe Kap 7 bis 8) multipliziert. Das bedeutet, dass die Teilsicherheitsbeiwerte für all diese Einwirkungen bei außergewöhnlichen Bemessungssituationen mit dem Wert 1 eingesetzt sind. Da die Eintrittswahrscheinlichkeit von außergewöhnlichen Einwirkungen sehr klein ist (siehe oben), wird die Wahrscheinlichkeit, dass gleichzeitig die Werte der anderen Einwirkungen von ihren charakteristischen Werten abweichen, als vernachlässigbar klein betrachtet.

Die außergewöhnliche Einwirkung muss in die entsprechende Einwirkungskombination direkt mit dem Bemessungswert eingegeben werden (siehe auch Formel (7.14)). Soweit dies möglich ist, müssen diese Bemessungswerte auf probabilistischer Basis ermittelt werden. Sofern dies nicht möglich ist, können sie z. B. mittels einer ingenieurtechnischen Abschätzung bestimmt werden (sogenannte Nennwerte).

In Kapitel 6 sind die Schadensfolgeklassen angegeben (siehe Tab. 6.1). Abhängig davon, zu welcher Schadensfolgeklasse ein Bauwerk gehört, werden in /DIN 10a/ unterschiedliche Strategien für außergewöhnliche Bemessungssituationen vorgestellt:

- *Schadensfolgeklasse CC1:*  
Eine spezielle Berücksichtigung außergewöhnlicher Einwirkungen über die Robustheit- und Stabilitätsregeln in EN 1992 bis EN 1999 (siehe Kapitel 6) hinaus ist nicht erforderlich.
- *Schadensfolgeklasse CC2:*  
Abhängig vom Einzelfall des Tragwerks darf eine vereinfachte Berechnung mit statisch äquivalenten Ersatzlasten durchgeführt werden, oder es dürfen Bemessungs- bzw. Konstruktionsregeln angewendet werden.
- *Schadensfolgeklasse CC3:*  
Der Einzelfall sollte besonders untersucht werden, um das erforderliche Zuverlässigkeitsniveau und die Tiefe der Tragwerksberechnung zu bestimmen. Dies kann eine Risikoanalyse erfordern, ebenso die Anwendung weitergehender Methoden, wie eine dynamische Berechnung, nicht lineare Modelle und die Berücksichtigung der Interaktion von Einwirkung und Tragwerk.

Da mindestens einige bauliche Anlagen eines Kernkraftwerks (u. a. sicherheitstechnisch wichtige Strukturen) zur Schadensfolgeklasse CC3 gehören, müssen für diese entsprechende Strategien angewendet werden. Als Beispiel kann hier die Einwirkung 'Flugzeugabsturz' genannt werden, welche in Abschnitt 7.6 beschrieben ist.

Danach müssen die relevanten Bemessungssituationen für alle Grenzzustände (basierend auf identifizierten Versagensmechanismen) dargestellt werden. Die Bemessungswerte  $S_d$  der entsprechenden Auswirkungen (z. B. ein Biegemoment) werden mittels der Gleichungen (7.11), (7.13) und (7.15) ermittelt. Diese Prozedur muss für jeden Grenzzustand wiederholt werden, um die Bemessungswerte für alle in Betracht kommende Grenzzustände zu bestimmen (siehe auch Kapitel 10).

### **Widerstandsseite**

Auf der Widerstandsseite werden die wichtigsten statistisch veränderlichen Kenngrößen (z. B. Betondruckfestigkeit und Spannkraft) identifiziert und beschrieben.

Bei diesen Kenngrößen werden zuerst statistische Eigenschaften (z. B. Streuung) abgeschätzt. Wenn die Messwerte von diesen Kenngrößen nicht zu Verfügung stehen, können statistische Eigenschaften z. B. durch Literaturrecherche gewonnen werden.

Danach sind für alle in Betracht kommenden Kenngrößen die Verteilungsfunktionen bzw. Bemessungswerte zu ermitteln.

Die Kenngrößen für die bautechnischen Berechnungen der Kernkraftwerke können sich von denjenigen in konventioneller Bauweise durch die spezifischen Anforderungen in ihrem stochastischen Hintergrund unterscheiden.

Aufgrund der großen Mengen Betons, welche für die massiven Bauwerke kerntechnischer Anlagen (wie das Reaktorgebäude) notwendig sind, wird Beton von verschiedenen „Transportbetonwerken“ hergestellt und geliefert. Dabei werden unterschiedliche Zemente, Gesteinskörnungen und Zusatzstoffen verwendet. Das wird zur zusätzlichen Streuung der Eigenschaften von Beton (z. B. Betondruckfestigkeit) und entsprechend niedrigerem Zielzuverlässigkeitsniveau des Bauwerks führen.

Im Rahmen der Stufe-I-Methode muss für jeden Grenzzustand der Bemessungswert des gesamten Widerstandes  $R_d$  bestimmt werden. Dabei ist  $R$  eine Funktion (nicht immer linear) von mehreren Parameter (z. B. Betonfestigkeit, Bewehrungsstahlfestigkeit, geometrische Abmessungen usw.). Anhängig von Grenzzustand und Baumaterial muss eine mathematische Formulierung der Funktion  $R$  mit Hilfe eines entsprechenden „konstruktiven“ Eurocodes gefunden werden. Für Stahlbetonkonstruktionen ist beispielsweise der DIN EN 1992 /DIN 11/ zu verwenden, für Stahlkonstruktionen z. B. ist der DIN EN 1993 /DIN 10b/ zu verwenden.

Es ist zu berücksichtigen, dass die Anforderungen an das Erreichen des entsprechenden Grenzzustands von denjenigen für konventionelle Bauwerke abweichen können, da die Schadensfolgeklasse höher sein kann (siehe Abschnitt 11.2). Gemäß /DIN 10/ gehören die Begrenzung der induzierten Erschütterungen oder die Rissbreitenbeschränkung der Stahlbetonkonstruktionen zu den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit (GZG). der entsprechende Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  für die Zuverlässigkeitsklasse RC 2 ist gleich 2,9 (siehe Tab. 6.4), was einer Versagenswahrscheinlichkeit von ca.  $1,87 \cdot 10^{-03}$  entspricht.

Bei kerntechnischen Bauwerken sind diese Anforderungen gleich denjenigen für die Grenzzustände der Tragfähigkeit (GZT). Obwohl bei Erreichen der Grenzzustände die Tragfähigkeit des Bauwerks noch nicht erschöpft ist, wird in diesem Fall durch spezifisch kerntechnische Versagensszenarien, wie z. B. das Versagen sicherheitstechnisch wichtiger Systeme und Komponenten infolge induzierter Erschütterungen oder Aus-

strahlung von radioaktiven Stoffen bei den entsprechenden Rissbreiten, die zugehörige Versagenswahrscheinlichkeit überschritten. Entsprechend wird der Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  gleich 4,7 (siehe Tab. 6.4), was einer Versagenswahrscheinlichkeit von ca.  $1,3 \cdot 10^{-6}$  entspricht. Dies bedeutet, dass die Zielzuverlässigkeit für diesen Grenzzustand gegenüber dem konventionellen Bauwesen deutlich erhöht wird.

In Rahmen des semi-probabilistischen Bemessungsverfahrens wird der Nachweis des zu betrachtenden Grundzustandes mit Hilfe einer Gleichung (6.1) durchgeführt. Dabei werden die oben beschriebenen Bemessungswerte der Auswirkung  $S_d$  und des Widerstandes  $R_d$  direkt in die Gleichung (6.1) eingeführt.

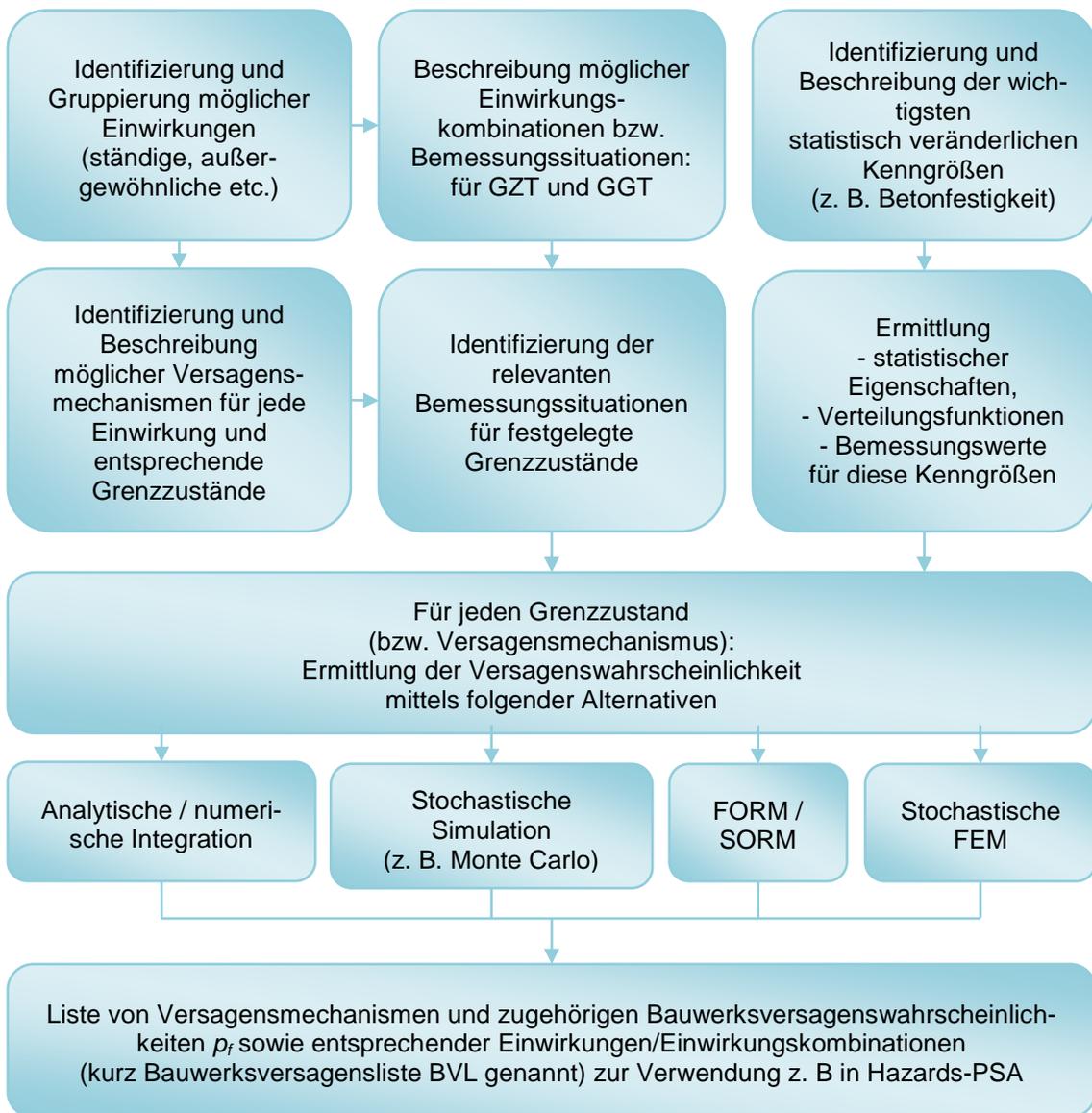
Wenn der Nachweis des entsprechenden Grenzzustandes probabilistisch geführt wird, müssen alle Kenngrößen auf Einwirkungs- und Widerstandsseite (wie z. B. Windlasten, Betonfestigkeit oder geometrische Größen) probabilistisch erfasst werden. Das bedeutet, dass nicht nur Mittelwert und Standardabweichung bekannt sein müssen, sondern auch die Verteilungsfunktion.

Danach muss die Versagenswahrscheinlichkeit (bzw. Zuverlässigkeitsindex  $\beta$ ) für jeden früher beschriebenen Grenzzustand (bzw. Versagensmechanismus) berechnet werden. Folgende alternative Methoden stehen hierbei zur Verfügung (siehe Kapitel 5):

- Analytische Integration der gewonnenen Verteilungsfunktionen für stochastische Variablen,
- Numerische Integration der gewonnenen Verteilungsfunktionen für stochastische Variablen,
- FORM ('First Order Reliability Method'),
- SORM ('Second Order Reliability Method'),
- Stochastische Simulation (z. B. Monte-Carlo-Methode, 'crude' oder 'advanced').

Bei der Bemessung neu zu errichtender Bauwerke in kerntechnischen Einrichtungen darf die derart ermittelte Versagenswahrscheinlichkeit nicht größer sein als die früher zugrunde gelegte Zielversagenswahrscheinlichkeit (s. o. und Abschnitt 11.1). Ist dies nicht der Fall, müssen ein oder mehrere Bemessungsparameter (wie z. B. der Querschnitt der Baukonstruktion, Bewehrungsmenge oder Betonklasse) geändert, die probabilistische Prozedur wiederholt und die neue Versagenswahrscheinlichkeit ermittelt werden. Dieser Iterationsprozess muss solange wiederholt werden, bis die vorhandene

Versagenswahrscheinlichkeit nicht größer als die Zielversagenswahrscheinlichkeit ist. Die Untersuchungsmethodik ist in der nachfolgenden Abb. 12.1 dargestellt:



**Abb. 12.1** Methodik für die probabilistische Untersuchung von Bauwerken

Im Verlauf der Untersuchungen hat sich herausgestellt, dass für jeden Versagensmechanismus bzw. für jedes Versagensszenario eine unterschiedliche Versagenswahrscheinlichkeit ermittelt werden kann. Dies bedeutet, dass nicht mit einem separaten Wert für die Versagenswahrscheinlichkeit von Bauwerken in der probabilistischen Sicherheitsanalyse für Kernkraftwerke weitergearbeitet werden soll. Deshalb wird eine Liste von Versagensmechanismen und zugehörigen Bauwerksversagenswahrscheinlichkeiten  $p_f$  sowie entsprechenden Einwirkungen/Einwirkungskombinationen vorgeschlagen, die vereinfacht als 'Bauwerksversagensliste' (BVL) bezeichnet wird und an

der Schnittstelle zwischen probabilistischer Bauwerksanalyse und probabilistischer Sicherheitsanalyse für Kernkraftwerke übergeben wird.

## **12.2 Einbindung in probabilistische Sicherheitsanalysen (PSA) für Kernkraftwerke**

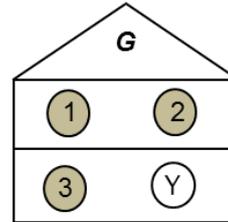
Die im Abschnitt 12.1 in Abb. 12.1 aufgeführte Liste von Versagensmechanismen mit den zugehörigen Versagenswahrscheinlichkeiten  $p_f$  von Bauwerken ist das Ergebnis der probabilistischen Bauwerksanalyse. Diese Werte können bei der probabilistischen Analyse übergreifender Einwirkungen eingesetzt werden. Dazu ist das Anlagenmodell (Ereignis- und Fehlerbäume) um Basisereignisse zu erweitern, die das Versagen von Bauwerken durch Angabe von Bauwerksversagenswahrscheinlichkeiten beschreiben.

Eine Möglichkeit der Nutzung von Bauwerksversagenswahrscheinlichkeiten ist die so genannte 'Hazards-PSA'. Dieser Begriff wurde in /TUE 14/ eingeführt. Die Hazards-PSA ist eine standortbezogene PSA der Stufe 1 unter Berücksichtigung aller übergreifenden Einwirkungen von innen (EVI) und außen (EVA) sowie deren Kombinationen. Je nach Relevanz am Standort kann in einer solchen Hazards-PSA auch eine seismische PSA enthalten sein. Für maßgebliche Einwirkungen und Einwirkungskombinationen wird jeweils eine vollständige PSA (z. B. Erdbeben-PSA) durchgeführt, in welche die Bauwerksversagenswahrscheinlichkeiten Eingang finden können. Hinsichtlich näherer Erläuterungen zur Hazards-PSA sei auf /TUE 14/ verwiesen, da dies nicht Inhalt des gegenwärtigen Vorhabens ist und im Rahmen des vorliegenden Berichts nicht vollständig abgehandelt werden kann. Das Einbinden von Bauwerksversagenswahrscheinlichkeiten wird nachstehend an einem Beispiel erklärt. In Abb. 12.2 findet sich die Darstellung der räumlichen Anordnung von drei Komponenten eines Parallelsystems. Das System ist in einem Gebäude  $G$  untergebracht. Die Komponenten 1 und 2 des Parallelsystems befinden sich in einem Raum, die Komponente 3 des Parallelsystems und eine weitere Komponente  $Y$  in einem anderen Raum (siehe Abb. 12.2).

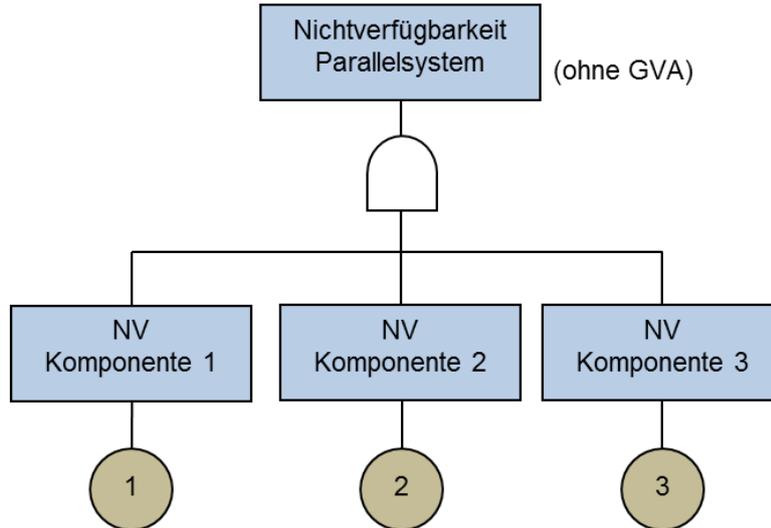
In Abb. 12.2 ist der Fehlerbaum (ohne Berücksichtigung gemeinsam verursachter Ausfälle (GVA), weiteren Abhängigkeiten oder Gebäudeversagen) zur Berechnung der Nichtverfügbarkeit (NV) des Parallelsystems dargestellt. Ein Parallelsystem ist nicht verfügbar, wenn alle Systemkomponenten ausgefallen sind.

### 3-Komponenten-System:

Mit Systemkomponenten 1 bis 3  
und Komponente Y  
im Gebäude G in 2 Räumen

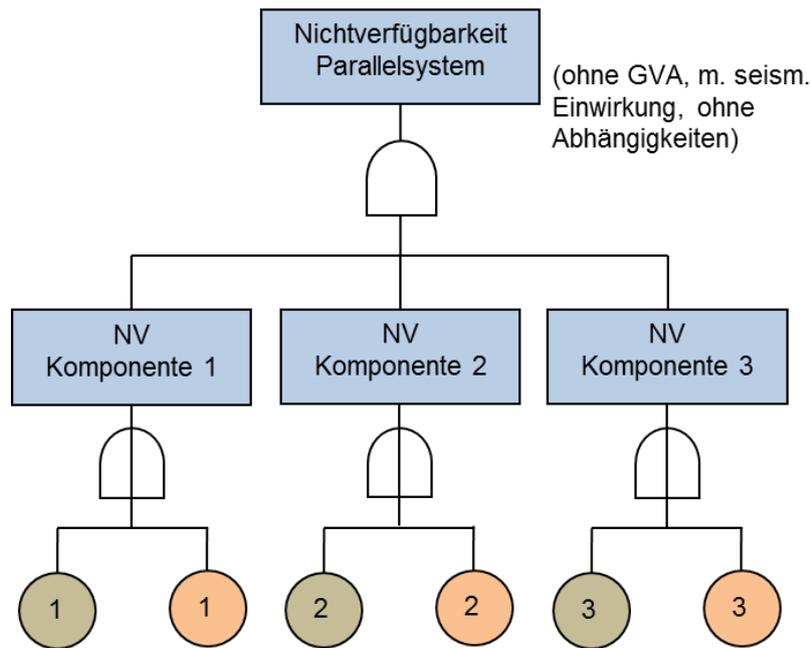


### Fehlerbaum des 3-Komponenten-Parallelsystems:



**Abb. 12.2** Gebäudedarstellung und Fehlerbaum zur Berechnung der Nichtverfügbarkeit eines 3-Komponenten-Parallelsystems

In Abb. 12.3 wird beispielhaft für die Einwirkung Erdbeben erläutert, wie der Fehlerbaum, zunächst nur einwirkungsbedingt für das betrachtete Parallelsystem, zu ergänzen wäre. Jede Komponente kann zufällig ausfallen (grün dargestellte Basisereignisse), dazu kommt die Möglichkeit seismischer Ausfälle (orangefarbige Basisereignisse).

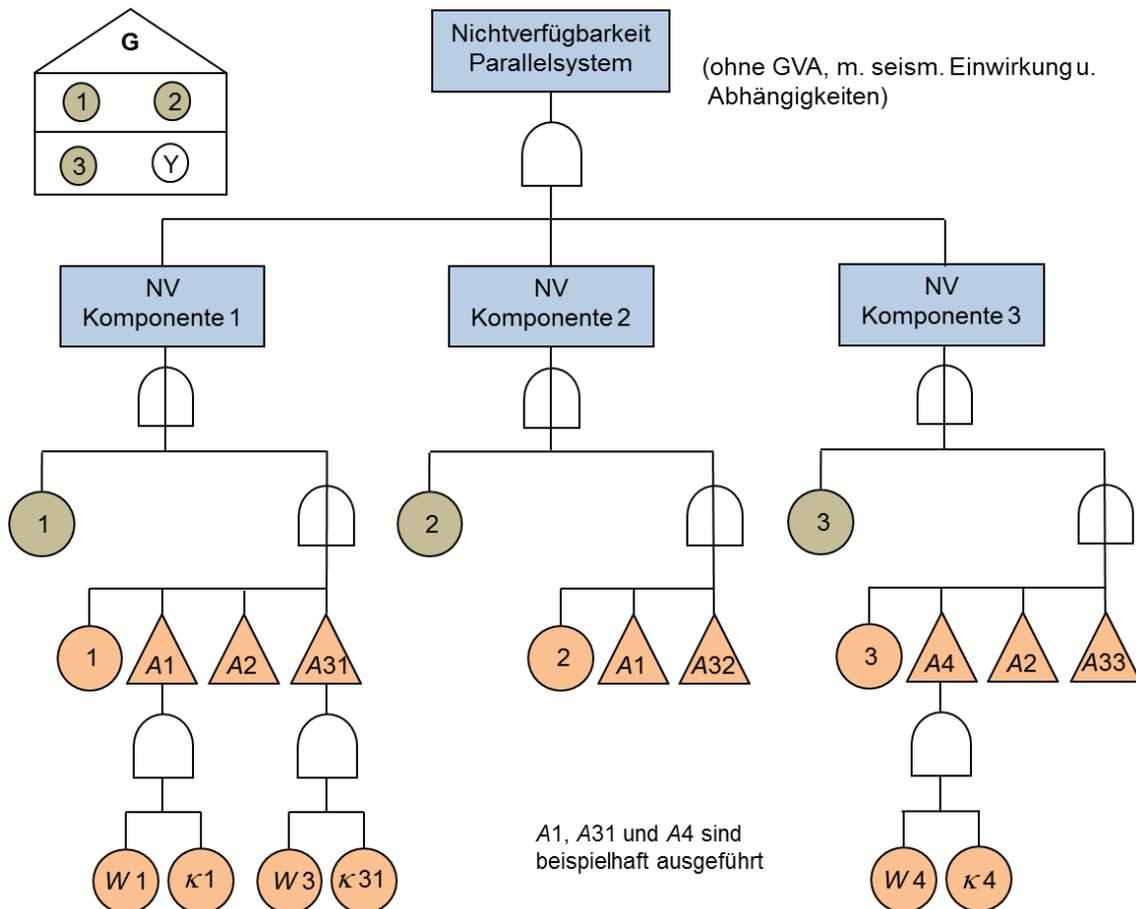


**Abb. 12.3** Fortsetzung des Beispiels - Fehlerbaum für Parallelsystem unter Berücksichtigung seismischer Einwirkung

Ein Gebäudeversagen kann zum Ausfall der Komponenten im Gebäude führen. Es besteht eine Abhängigkeit  $A$  zwischen dem Bauwerksversagen und dem Ausfall der Komponenten.

Zur Beschreibung dieser Abhängigkeit  $A$  im Fehlerbaum wird ein Abhängigkeitsmodell verwendet, welches in /TUE 10/ und /TUE 10a/ eingeführt wurde. Nachstehend wird dieses Modell kurz dargestellt. Es wird angenommen, dass eine beliebige Abhängigkeit  $A$  des Ausfallverhaltens einer Menge von Bauteilen, Systemen und Komponenten (englisch: structures, systems and components, SSC) mittels eines Tripels  $\{E, M, \kappa\}$  beschrieben werden kann. Dabei ist  $E$  eine ursächliche, zum Ausfall führende gemeinsame Eigenschaft der SSC der Menge  $M$ . Im Falle des Parallelsystems ist z. B. eine gemeinsame Eigenschaft  $E$  durch die örtliche Anordnung aller Systemkomponenten in einem Gebäude gegeben. Das Versagen des Gebäudes  $G$  kann zum Ausfall aller SSC aus  $M = \{1,2,3,Y\}$  führen. Weiterhin wird für das Abhängigkeitsmodell eine Wirksamkeitsfunktion  $W$  zur Beschreibung der Wahrscheinlichkeit des Wirksamwerdens der Abhängigkeit aufgrund der gemeinsamen Eigenschaft  $E$  benötigt; das wäre hier die Versagenswahrscheinlichkeit  $p_f$  (bei einer angenommenen Intensität des Erdbebens) des Gebäudes, sowie ein Kopplungsfaktor  $\kappa$ . Letzterer wird wie die Wirksamkeitsfunktion  $W$  ebenfalls als Basisereignis in den Fehlerbaum eingefügt (siehe Abb. 12.4) und drückt aus, mit welcher bedingten Wahrscheinlichkeit das Wirksamwer-

den der Abhängigkeit aufgrund der der Eigenschaft  $E$  zum Ausfall von SSC der Menge  $M$  führt. Mit  $\kappa$  kann z. B. ein Teilversagen des Gebäudes in Fehlerbäumen abgebildet werden. Konservativ kann man  $\kappa$  zu 1 setzen, was bedeutet, dass alle SSC der zugehörigen Menge gemeinsam ausfallen (z. B. Gesamteinbruch des Bauwerks und Ausfall aller darin befindlichen Komponenten). Gegenteilig drückt der Wert Null aus, dass kein gemeinsamer Ausfall stattfindet. Letzterer Fall wäre für einen gebunkerten Raum innerhalb eines Bauwerks vorstellbar, in dem sich eine wichtige Komponente befindet.



**Abb. 12.4** Fortsetzung des Beispiels - Fehlerbaum für Parallelsystem unter Berücksichtigung seismischer Einwirkung und Abhängigkeiten (einschließlich Gebäudeversagen in Form der Abhängigkeiten A3)

Folgende Arten seismischer Abhängigkeiten sind bei diesem Beispiel im Fehlerbaum enthalten. Die Abhängigkeit  $A1 = \{E1, M1, \kappa 1\}$  bezieht sich auf die Eigenschaft  $E1$ . Diese Eigenschaft drückt aus, dass Komponenten im gleichen Gebäude und auf derselben Ebene bei Erdbeben eine Belastungsabhängigkeit aufweisen (gleiche Etagenbeschleunigung), was mithilfe der Wirksamkeitsfunktion  $W1$  für die Menge  $M1 = \{1, 2\}$

ausgedrückt wird.  $A_1$  sowie zugehörige Basisereignisse müssen also für die Komponenten 1 und 2 mittels eines ODER-Gates berücksichtigt werden, da sich diese beiden Komponenten auf derselben Etage befinden.

In Abb. 12.4 sind die Basisereignisse nicht für alle Abhängigkeiten eingetragen, da dies äquivalent zu eingezeichneten Unterfehlerbäumen selbsterklärend ist. Der Unterfehlerbaum besagt jeweils, dass für die betreffende Abhängigkeit eine Wirksamkeitsfunktion  $W$  und ein Kopplungsfaktor  $\kappa$ , welche durch ein UND-Gate verbunden sind, miteinander multipliziert werden müssen.

Die Abhängigkeit  $A_2$ , beschrieben durch  $\{E_2, M_2, \kappa_2\}$ , bezieht sich auf die Eigenschaft  $E_2$ . Diese Eigenschaft beschreibt eine Belastbarkeitsabhängigkeit aufgrund typgleicher Komponenten, was mit der Wirksamkeitsfunktion  $W_2$  und  $\kappa_2$  für die Menge  $M_2 = \{1, 3\}$  beschrieben wird. Die Komponenten 1 und 3 sind also baugleich.

Von besonderem Interesse sind hier die Abhängigkeiten  $A_3 = \{E_3, M_3, \kappa_3\}$  ( $A_{31}$ ,  $A_{32}$  und  $A_{33}$ ), die sich auf die Eigenschaft  $E_3$ , nämlich das Gebäudeversagen des Gebäudes  $G$  beziehen. Für die Menge  $M_3 = \{1, 2, 3\}$  wird durch die Wirksamkeitsfunktion  $W_3$ , hier gleich der Versagenswahrscheinlichkeit des Gebäudes  $G$ , und  $\kappa_{33}$  der Folgeausfall der Komponente 3 bei Eintreten von  $E_3$  (Gebäudeversagen) beschrieben. Für diese Abhängigkeiten  $A_3$  wurden unterschiedliche Werte für die jeweiligen  $\kappa$  angenommen, um hervorzuheben, dass bei Teileinstürzen auf diese Weise eine gewichtete Berücksichtigung erfolgen könnte. So ist beispielweise denkbar, dass bei Einsturz eines Raumes der Nachbarraum mit einer gewissen Wahrscheinlichkeit stabil bleiben könne und die darin enthaltene Komponente 3 verfügbar bliebe. Mit  $\kappa_{31}$  und  $\kappa_{32}$  wird ausgedrückt, dass  $E_3$  zum Ausfall von Komponente 1 bzw. 2 führt.

Die Abhängigkeit  $A_4$  bestehend aus  $\{E_4, M_4, \kappa_4\}$  bezieht sich auf die Eigenschaft  $E_4$ . Mit ihr soll für die Menge  $M_4 = \{3\}$  berücksichtigt werden, dass bei einem Schaden der Komponente  $Y$  – welche nicht zum Parallelsystem gehört (z. B. Tank für betrieblich bedingtes Wasser) sich aber im selben Raum wie Komponente 3 befindet – eine Nichtverfügbarkeit von Komponente 3 resultiert, bspw. durch resultierende Überflutung des Raumes. Dieser Ausfall von Komponente 3 aufgrund  $E_4$  wird mittels  $W_4$  und  $\kappa_4$  modelliert.

In Ergänzung zum vorstehenden Beispiel sei im Folgenden verallgemeinert beschrieben, wie die Berücksichtigung verschiedener Versagensmechanismen und der zugehö-

rigen Versagenswahrscheinlichkeiten in einer PSA mittels der so genannten Hazard Equipment Lists (HEL) und ggf. auch der Hazard Dependency Lists (HDL erfolgen kann /TUE 14/. Die HEL enthält alle SSC, die bei der entsprechenden Einwirkung bzw. Einwirkungskombination im PSA-Modell berücksichtigt werden müssen, da diese SSC zu Gefährdungszuständen beitragen. Die HDL enthält alle Abhängigkeiten zur jeweils behandelten Einwirkung. Soll Bauwerksversagen in der PSA Berücksichtigung finden, wenn es also zum Risiko beiträgt (d. h. nicht vernachlässigbar ist, wie beispielsweise beim Flugzeugabsturz oder bei starken Erdbeben und schwacher Bauwerksauslegung), können mittels der oben eingeführten Bauwerksversagensliste (BVL) (siehe Abb. 12.1), welche für die jeweilige Einwirkung bzw. Einwirkungskombination die entsprechenden Versagensmechanismen und zugehörigen Bauwerksversagenswahrscheinlichkeiten  $p_f$  enthält, mit der HEL abgeglichen werden. Für alle Systeme und Komponente der HEL ist zu überprüfen, ob ein Bauwerksversagen zu deren Ausfall führen kann. Weiterhin muss die HEL ggf. um Systeme und Komponente ergänzt werden, die aufgrund eines Bauwerksversagens nicht mehr verfügbar wären, ansonsten aber nicht direkt durch die Einwirkung ausfallen würden (und somit noch nicht in der ursprünglichen HEL enthalten wären. Ebenso wäre die HDL mit Abhängigkeiten zu erweitern, die aus Gebäudeversagen resultieren würden. Die aufgrund der BVL in der HEL hinzugekommenen Systeme und Komponenten bzw. Abhängigkeiten in der HDL werden dann zum PSA-Modell hinzugefügt, ebenso wie die zugehörigen Basisereignisse in Form der Wirksamkeitsfunktion  $W$  und des Kopplungsfaktor  $\kappa$  (äquivalent zum Beispiel in Abb. 12.4). Solche Ergänzungen einschließlich dieser zugehörigen Basisereignisse sind auch für solche SSC vorzunehmen, die bereits in der HEL enthalten sind, für die jedoch zuvor noch kein Gebäudeversagen unterstellt wurde. Mit einem derartigen systematischen Vorgehen sollte es möglich sein, betroffene SSC vollständig zu erfassen und sie im PSA-Modell zu berücksichtigen.

Darüber hinaus kann die Berücksichtigung von Bauwerksversagen in PSA-Ereignis- und Fehlerbäumen auf weitere unterschiedliche Weisen erfolgen. Die oben vorgeschlagene Vorgehensweise und die Nutzung von HEL und HDL zur systematischen Erweiterung des Anlagenmodells sind für die Modellierung des Ausfallverhaltens von komplexen Systemen gut geeignet. Durch diese Vorgehensweise wird insbesondere bei umfangreichen Fehlerbaumanalysen die Möglichkeit fehlerhafter Eingaben minimiert.

## 13 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

Die Bedeutung der Bauwerkszuverlässigkeit hat im konventionellen Bauwesen während der letzten Jahrzehnte stark zugenommen. Probabilistische und semi-probabilistische Bemessungsverfahren wurden entwickelt und in das neue europäische bautechnische Regelwerk Eurocode integriert.

Die probabilistischen Methoden zur Bemessung von baulichen Anlagen im konventionellen Industriebauwesen wurden kritisch betrachtet, und es stellte sich heraus, dass die Methoden zur Untersuchung der Bauwerkszuverlässigkeit grundsätzlich auch auf kerntechnische Anlagen anwendbar sind. Dabei ist zu beachten, dass die Besonderheiten kerntechnischer Anlagen eine wichtige Rolle bei der Bauwerksbemessung spielen. Dabei handelt es sich u. a. um die besonderen Anforderungen an die Bauwerksgrenzzustände (z. B. die Begrenzung induzierter Erschütterungen) wie auch die besonderen Einwirkungen (z. B. Flugzeugabsturz), die normalerweise bei der Bauwerksbemessung nicht berücksichtigt werden. Diese Anforderungen fordern eine spezielle Betrachtung bei der Implementierung in das Bemessungskonzept, welches auf einer festgelegten Zuverlässigkeit basiert. Dabei wird diese Zielzuverlässigkeit höher angesetzt als die für konventionelle Bauwerke, da einige der baulichen Anlagen eines Kernkraftwerkes sicherheitstechnisch wichtige Strukturen beinhalten. Demzufolge kann das Ziel, ein kerntechnisches Bauwerk mit einer festgelegten Zuverlässigkeit zu bauen, deutlich besser unter Verwendung probabilistischer Bemessungsmethoden erreicht werden.

Die übergeordnete Zielsetzung der Forschungs- und Entwicklungsarbeiten bestand darin, Vorschläge für die Anwendung probabilistischer Verfahren zur Bewertung der Zuverlässigkeit baulicher Anlagen in Kernkraftwerken zu entwickeln, die im Rahmen einer probabilistischen Sicherheitsanalyse (PSA) zum Einsatz kommen können. Dieses Ziel wurde erreicht. Eine Methodik für die Bewertung der Zuverlässigkeit und probabilistische Bemessung von Bauwerken in kerntechnischen Einrichtungen wurde entwickelt und dargestellt. Im Einzelnen ergaben die Arbeiten die folgenden Resultate:

Die im konventionellen Bauwesen etablierten probabilistischen Methoden wurden dargestellt und im Detail erläutert. Die Anwendbarkeit dieser Methoden (mit Modifikationen) für kerntechnische bauliche Anlagen wurde aufgezeigt. Die Modifikationen sind notwendig, weil, wie bereits erwähnt, kerntechnische Anlagen einige Besonderheiten aufweisen, die in dem Zuverlässigkeitskonzept eine wichtige Rolle spielen (z. B. be-

sondere Anforderungen an die Bauwerksgrenzzustände, besondere Einwirkungen usw.).

Recherchen zur Berücksichtigung der Zuverlässigkeit baulicher Anlagen in ausländischen Kernkraftwerken haben gezeigt, dass - abgesehen von einzelnen probabilistischen Untersuchungen (z: B. in Schweiz) - die Bauwerkszuverlässigkeit kerntechnischer Anlagen im Ausland nicht systematisch untersucht wird.

Alle in Betracht kommenden Versagensmechanismen baulicher Anlagenteile in Kernkraftwerken wurden systematisch aufgelistet und sofern erforderlich erläutert. Auf Grund der Tatsache, dass bei Bauwerken in kerntechnischen Einrichtungen die besonderen Einwirkungen berücksichtigt werden sollen, welche über die konventionelle Bauwerksauslegung hinausgehen, werden auch spezifischen Versagensmechanismen aufgezeigt, die in bautechnischen Normen nicht betrachtet werden. Die im Detail dargestellten Beispiele solcher Einwirkungen, wie Erdbeben und Flugzeugabsturz, zeigen unter anderem auf, dass bestimmte Versagensmechanismen, wie Perforation, Penetration, Spalling oder Scabbing, dabei zu betrachten sind. Alle in Betracht kommenden Grenzzustände der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit wurden dementsprechend beschrieben und erklärt.

Die ursprünglich beabsichtigte Klärung der für die bautechnischen Berechnungen als statistisch zu betrachtenden Kenngrößen (z. B. Betondruckfestigkeit) und des Einflusses ihrer statistischen Eigenschaften auf die Zuverlässigkeit der baulichen Anlagen sowie die zugehörige Sammlung und statistische Darstellung von Daten für diese Kenngrößen war im Rahmen dieses Vorhabens nicht möglich, weil die Betreiber der Kernkraftwerke, die im Besitz der erforderlichen Daten, u. a. zur Betonfestigkeit, der Festigkeit der Bewehrungsstähle und zur Spannkraft, sind, diese nicht für diese Forschungs- und Entwicklungsarbeiten zur Verfügung gestellt haben. Es wurde aber methodisch aufgezeigt, wie es möglich ist, diese Kenngrößen statistisch darzustellen und für die Untersuchung der Bauwerkszuverlässigkeit zu verwenden.

Bei der vorgeschlagenen Untersuchungsmethodik wurde dargestellt, wie die Bauwerkszuverlässigkeit für die in Betracht kommenden Versagensmechanismen und Grenzzuständen bewertet bzw. bei einer probabilistischen Bemessung der Bauwerke berücksichtigt werden kann.

Der im Forschungs- und Entwicklungsvorhabens RS1198 entwickelte Bewertungsansatz zur Zuverlässigkeit baulicher Anlagen lässt sich bei der Bemessung neu zu errichtender baulicher Anlagen anwenden. Es ist jedoch nicht möglich, diese Methodik bei einer Bewertung bestehender Bauwerke ohne eine Anpassung zur Abschätzung des aktuellen Zustands dieser baulichen Anlagen anzuwenden.

Der Eurocode/DIN 10/ stellt die Grundlage für die Bemessung von Bauwerken dar. Mit seinem Zuverlässigkeitskonzept werden bei Neubauten die normgemäße Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit sichergestellt. Der Eurocode ist jedoch nicht uneingeschränkt geeignet, die tatsächliche Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit bestehender Bauwerke zu beurteilen. Bauwerke im kerntechnischen Bereich können anderen Anforderungen und Randbedingungen hinsichtlich Alterung und Veränderung unterliegen. Aus diesem Grund wird die Übertragbarkeit der Ansätze des konventionellen Bauwesens schwieriger.

Nach einer gewissen Nutzungszeit befindet sich ein Bauwerk normalerweise in einem anderen Zustand als in der Zeit direkt nach der Bauausführung. Die bestehenden Bauwerke haben in der Regel eine geringere verbleibende Nutzungsdauer als Neubauten. Das heißt, für eine effektive Nachrechnung bestehender Bauwerke („Bestandsbauwerke“) ist das für Neubauten entwickelte Sicherheitskonzept zu modifizieren, um eine realistische Beurteilung deren Zuverlässigkeit, auch für die Nutzung in einer PSA für bestehende Kernkraftwerke, zu gewährleisten.

Die Materialparameter von Bauwerken können sich während der Nutzungsdauer verändern. Da bei Bauwerken in kerntechnischen Einrichtungen zusätzliche Versagensmechanismen in Betracht kommen (z. B. Perforation), erweitert sich der Untersuchungsbedarf. Für eine realistische Beurteilung der Widerstandsfähigkeit des Bestandsbauwerks ist demzufolge ein Konzept zur probabilistischen Bewertung der Materialparameter zu entwickeln.

Um ältere Bauwerke auf der Grundlage heutiger Nachweiskonzepte nachberechnen zu können, werden charakteristische Werte der Materialeigenschaften benötigt. Die Materialdefinitionen und die Konformitätsnachweise haben sich jedoch in der Vergangenheit mehrfach geändert (z. B. für Beton). Deshalb ist es zusätzlich erforderlich, Ansätze für die Anwendung probabilistischer Verfahren zur Bewertung der Zuverlässigkeit auch von Bestandsbauwerken in kerntechnischen Einrichtungen zu entwickeln, die im Rahmen der PSA zum Einsatz kommen können. Dabei müssen Zielzuverlässigkeit bzw.

Zielzuverlässigkeitsindex, die im Eurocode /DIN 10/ für Neubauten angegeben sind, für die Bestandsbauwerke modifiziert werden, da die verbliebene Lebensdauer geringer als für Neubauten ist.

## Literatur

- /AUG 84/ Augusti, G., A. Baratta, F. Casciati: Probabilistic Methods in Structural Engineering, Chapman and Hall, London, 1984.
- /BAK 96/ Baker, M.: Structural Reliability and its Application in Structural Codes, Background Notes on Probability and Statistics, IABSE Colloquium on Basis of Design and Actions on Structures, Delft, 1996.
- /BEN 68/ Benjamin, J. R.: Probabilistic Models for Seismic Force Design, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, New York, 94 (ST5), Mai 1968.
- /BEN 70/ Benjamin, J. R., C. A. Cornell: Probability, Statistics, and Decision for Civil Engineers, McGraw-Hill Book Company, New York, 1970.
- /BIS 91/ Bischoff, P., H. Bachmann, J. Eibl: Microcrack Development During High Strain Rate Loading of Concrete in Compression, in: W. B. Krätzig, et al. (eds.): Proceedings of the European Conference on Structural Dynamics; EURODYN'90, Balkema, Bochum, Rotterdam, 1991.
- /BMU 12/ Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit (BMU): Bekanntmachung der „Sicherheitsanforderungen an Kernkraftwerke“ vom 22. November 2012, BAnz AT 24.01.2013 B3, veröffentlicht am Donnerstag, 24. Januar 2013,  
[http://www.bfs.de/de/bfs/recht/rsh/volltext/3\\_BMU/3\\_0\\_1\\_1112.pdf](http://www.bfs.de/de/bfs/recht/rsh/volltext/3_BMU/3_0_1_1112.pdf).
- /BRA 85/ Brandes, K., E. Limberger: Zur Beeinflussung der Festigkeitskennwerte von Betonstahl durch die Dehngeschwindigkeit, Beton und Stahlbetonbau, Heft 4, 1985.
- /CEB 63/ Comité Européen du Béton (CEB): Recommendations for an International Code of Practice for Reinforced Concrete, ACI and CCA, London, 1963.
- /CEB 76/ Comité Européen du Béton (CEB): Joint Committee on Structural Safety (CEB-CECM-CIB-FIP-IABSE): First Order Reliability Concepts for Design Codes, Bulletin d'Information Nr. 112, 1976.

- /CEB 82/ Comité Européen du Béton (CEB): Conceptional Preparation of Future Codes, Progress Report, Bulletin d'Information Nr. 147, Lissabon, 1982.
- /CEB 93/ Comité Européen du Béton (CEB): CEB-FIP Model Code 1990, Thomas Telford Services Ltd, London, 1993.
- /CIR 77/ Construction Industry Research and Information Association (CIRIA): Rationalization of Safety and Serviceability Factors in Structural Codes, Report Nr. 63, London, Juli 1977.
- /COR 64/ Cornell, C. A.: Stochastic Process Models in Structural Engineering, Technical Report Nr. 34, Department of Civil Engineering, Stanford University, Stanford, CA, Mai 1964.
- /COR 67/ Cornell, C. A.: Bounds on the Reliability of Structural Systems, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, New York, 93 (ST5), Februar 1967.
- /COR 69/ Cornell, C. A.: A Probability-based Structural Code, ACI Journal, Vol. 66, 1969, S. 974-985-
- /DIN 81/ Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN): Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen (GruSiBau), Beuth Verlag GmbH, Berlin, Köln, 1981.
- /DIN 05/ Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN): DIN 4149: Bauten in deutschen Erdbebengebieten- Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten, 2005 (zurückgezogen, aber baurechtlich anzuwenden).
- /DIN 09/ Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN): DIN EN 1999: 2010-05: Eurocode 9: Bemessung und Konstruktion von Aluminiumtragwerken, 2009.
- /DIN 10/ Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN): DIN EN 1990: 2010-12, Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung, 2010.
- /DIN 10a/ Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN): DIN EN 1991-1-7: Eurocode1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-7: Allgemeine Einwirkungen – Außergewöhnliche Einwirkungen, 2010.

- /DIN 10b/ Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN): DIN EN 1993-1-1: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, 2010.
- /DIN 10c/ Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN): DIN EN 1998-1: Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben, Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten, 2010.
- /DIN 11/ Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN): DIN EN 1992-1-1: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, 2011.
- /DIN 11a/ Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN): DIN EN 1998-1/NA: Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbau, 2011.
- /DIT 96/ Ditlevsen, O., H. O. Madsen: Structural Reliability Methods, Wiley & Sons, Chichester, 1996.
- /DRI 73/ Drittler, K., P. Gruner, L. Sütterlin: Zur Auslegung kerntechnischer Anlagen gegen Einwirkungen von außen, Teilaspekt: Flugzeugabsturz, Institut für Reaktorsicherheit (IRS), Köln, 1973.
- /DRI 75/ Drittler, K., P. Gruner, L. Sütterlin: Zur Auslegung kerntechnischer Anlagen gegen Einwirkungen von außen, Teilaspekt: Berechnung von Kraft-Zeit-Verläufen beim Aufprall deformier-barer Flugkörper auf eine starre Wand, Institut für Reaktorsicherheit (IRS), Köln, 1975.
- /EMP 08/ Empelman, M., V. Henke: Tension-Stiffening bei Zugstäben mit Kombibehringung, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB) der TU Braunschweig, Materialprüfanstalt (MPA) für das Bauwesen, Braunschweig, 2008.

- /FER 52/ Ferry Borges, J.: Critical View of the Methods for the Probabilistic Calculation of Safety, Final Report, 4<sup>th</sup> Congress, International Association for Bridges and Structural Engineering, Cambridge, 1952.
- /FER 64/ Ferry-Borges, J.: Structural Behaviour and Safety Criteria, 7<sup>th</sup> Congress, International Association for Bridges and Structural Engineering, Rio de Janeiro, Preliminary Publication, 1964.
- /FER 71/ Ferry-Borges, J., M.: Castanheta: Structural Safety, Laboratorio determinacion de coeficiente de seguridad en las distintas obras, Instituto Technico de la Construccions y del cemento, 1 and Structural Engineering, Rio de Janeiro, 1971.
- /FRE 45/ Freudental, A. M.: The Safety of Structures, in: Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 71, Nr. 8, Oktober, 1945.
- /FRE 54/ Freudental, A. M.: Safety and the Probability of Structural Failure, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 80, August, 1954.
- /HAN 98/ Han, B. K., A. Ang: Serviceability Design Load Factors and Reliability Assessment for Reinforced Concrete Containment Structures, Nuclear Engineering and Design 179, 1998, S. 201-208.
- /HAS 74/ Hasofer, A. M., N. C. Lind: An Exact and Invariant First-Order Reliability Format, Proc. ASCE, J. Eng. Mech. Div., Vol. 100, 1974, S. 111-121.
- /HEN 09/ Henkel, F.-O., M. Schal: Auslegung der Anlagenteile von Kernkraftwerken gegen Erdbeben – Stand und Tendenzen, atw – Int. Journ. for Nuclear Power, 54. Jg., Heft 12, 2009.
- /HOS 78/ Hosser, D.: Tragfähigkeit und Zuverlässigkeit von Stahlbetondruckgliedern, Mitteilungen aus dem Institut für Massivbau der Technischen Hochschule Darmstadt, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, München, Düsseldorf, 1978.

- /ISO 67/ Organisation Internationale de Marmalisation (I.S.O.): Principes de détermination de sécurité des ouvrages, deuxième Avant-Projet de Recommandation, Comité Technique 98, Sous-Comité 2, GT1, Varsovie, Dezember 1967.
- /JCS 96/ Joint Committee on Structural Safety (JCSS): Project Team Eurocode 1.1: Background Documentation, Eurocode 1 (ENV 1991), Part 1: Basis of Design, 1996.
- /JCS 01/ Joint Committee on Structural Safety (JCSS): Probabilistic Model Code, IBSN 978-3-90386-79-6, 2001.
- /KOE 72/ König, G., M. Heunisch: Zur statistischen Sicherheitstheorie im Stahlbetonbau, Mitteilungen aus dem Institut für Massivbau der Technischen Hochschule Darmstadt, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, München, Düsseldorf, 1972.
- /KTA 11/ Kerntechnischer Ausschuss (KTA): Sicherheitstechnische Regel des KTA: KTA 2201.1: Auslegung von Kernkraftwerken gegen seismische Einwirkungen, Teil 1: Grundsätze, Fassung 2011-11, November 2011, [http://www.kta-gs.de/d/regeln/2200/2201\\_1\\_r\\_2011\\_11.pdf](http://www.kta-gs.de/d/regeln/2200/2201_1_r_2011_11.pdf).
- /LEY 08/ Leydecker, G., et al.: Seismo-engineering parameters for sites of interim storages for spent nuclear fuel at German nuclear power plants, Soil Dynamics and Earthquake Engineering 28, 2008.
- /MAD 86/ Madsen, H. O., S. Krenk und N. C. Lind: Methods of Structural Safety, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, 1986.
- /MAH 04/ Mahran, E.: Finite-Infinite-Elemente-Modellierung zur Simulation der Boden-Bauwerk-Flüssigkeit-Interaktion unter dynamischer Anregung, Dissertation, Bergische Universität Wuppertal, 2004.
- /MEL 99/ Melchers, R. E.: Structural Reliability Analysis and Prediction, John Wiley & Sons Ltd., Chichester, Second Edition, 1999.
- /MES 03/ Meskouris, K.; K. G. Hinzen: Bauwerke und Erdbeben, Vieweg & Sohn Verlag, Wiesbaden, 2003.

- /MEY 26/ Meyer, M.: Die Sicherheit der Bauwerke, Springer Verlag, Berlin, 1926.
- /PLA 93/ Plate, E. J.: Statistik und angewandte Wahrscheinlichkeitslehre für Bauingenieure, Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, Berlin, 1993.
- /PRO 49/ Prot, M.: La sécurité, Annales des Ponts et Chaussées, Nr. 2, Paris, 1949.
- /RAC 78/ Rackwitz, R., B. Fiessler: Structural Reliability under Combined Random Load Sequences, Computers and Structures, Vol. 9, 1978, S. 489-494.
- /RAC 06/ Rackwitz, R.: Zuverlässigkeit und Lasten im konstruktiven Ingenieurbau, Technische Universität München, 2006.
- /REG 67/ Regulamento de Estruturas de Betão Armado: Decreto Nr. 47723 de 20 Maio de 1967, Imprensa Nacional de Lisboa, 1967.
- /REI 90/ Reiter, L.: Earthquake hazard analysis - Issues und insights, Columbia University Press, New York, 1990.
- /RIE 68/ Riera, J. D.: On The Stress Analysis of Structures Subjected to Aircraft Impact Forces, Nuclear Engineering and Design, 8, Amsterdam, 1968.
- /RIE 89/ von Riesenmann, W. A, K. Muto, et.al.: Full-Scale Aircraft Impact Test for Evaluation of Impact Forces, Part 1: Test Plan, Test Method, and Test Results, Part 2: Analysis of the Results, Transactions of SMiRT 10, Los Angeles, CA, 1989.
- /RSK 96/ Reaktorsicherheitskommission (RSK): RSK-Leitlinien für Druckwasserreaktoren, Fassung 11-96, Ursprungsfassung (3. Ausgabe vom 14. Oktober 1981) mit Änderungen vom 15.11.1996, 1996;  
[www.rskonline.de/downloads/8110dwr.pdf](http://www.rskonline.de/downloads/8110dwr.pdf).
- /SAD 09/ Sadegh-Azar, H., A. Garg: Bautechnische Auslegung von Kernkraftwerken für Erdbeben, atw – Int. Journal. for Nuclear Power, 54. Jg., Heft 12, 2009.
- /SCH 96/ Schneider, J.: Sicherheit und Zuverlässigkeit im Bauwesen, ETH Zürich, Teubner, Stuttgart, 1996.

- /SCH 97/ Schneider, J.: Introduction to Safety and Reliability of Structures, Structural Engineering Documents, IABSE – AIPC – IVBH, ETH, Zürich, 1997.
- /SDA 11/ SDA-engineering GmbH: Zur Ermittlung der seismischen Gefährdung an Standorten deutscher Kernkraftwerke - Auftrag im Rahmen der Untersuchung zur deterministischen und Probabilistischen Bewertung von Einwirkungen von außen, März 2011.
- /SPA 92/ Spaethe, G.: Die Sicherheit tragender Baukonstruktionen, VEN Verlag für Bauwesen, Springer-Verlag, Wien, 1992.
- /SPE 09/ Sperbeck, S. T.: Seismic Risk Assessment of Masonry Walls and Risk Reduction by Means of Prestressing, Dissertation, Technische Universität Braunschweig, Braunschweig/Florenz, ISBN 978-3-89288-192-6, 2009.
- /STE 97/ Stewart, M., R. Melchers: Probabilistic Risk Assessment of Engineering Systems, 1997.
- /STE 98/ Stewart, J. P., R. B. Seed und G. L. Fenves: Empirical Evaluation of Inertial Soil-Structure Interaction Effects: Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Report No. PEER-1998/07, Berkeley, CA, 1998.
- /SUC 11/ Suchard, D., S. Sperbeck, J. Sievers: Establishing Reliability Methods in Structural Analysis of Building Structures of Nuclear Power Plants, in Budelmann, H., Holst, A., Proske, D. (Eds.): Proceedings of the 9<sup>th</sup> International Probabilistic Workshop, 17-18 November 2011, Technische Universität Braunschweig, ISBN: 978-3-89288-201-5", Braunschweig 2011.
- /TOR 49/ Torroja, E., A. Paez: La determinación de coeficiente de seguridad en las distintas obras, Instituto Technico de la Construcción y del cemento, 1949.
- /TUR 70/ Turkstram, C. J.: Theory of Structural Design Decisions, Solid Mechanics Study, Nr. 2, University of Waterloo, Waterloo, ONT, 1970.
- /THO 82/ Thoft-Christensen, P., M. J. Baker: Structural reliability theory and its applications, Springer-Verlag, Berlin, New York, 1982.

- /TUE 10/ Türschmann, M., et al.: Verfahren zur Klassifizierung von Bauwerken, Systemen und Komponenten im Hinblick auf ihre sicherheitstechnische Bedeutung bei seismischen Einwirkungen, GRS-A-3472, Gesellschaft für Anlagen- und Reaktorsicherheit (GRS) mbH, Köln/Berlin, Juni 2010.
- /TUE 10a/ Türschmann M., et al.: Modellierung und Quantifizierung erdbebenbedingter Ereignisabläufe, GRS-A-3549, Gesellschaft für Anlagen- und Reaktorsicherheit (GRS) mbH, Köln/Berlin, 2010.
- /TUE 14/ Türschmann, M., S. T. Sperbeck, G. Thuma: Recent Research on Natural Hazards PSA in Germany and Future Needs, in: Organisation for Economic Co-operation and Development (OECD) Nuclear Energy Agency (NEA), Committee on the Safety of Nuclear Installations (CSNI), Working Group on Risk Assessment (WGRISK): Probabilistic Safety Assessment (PSA) of Natural External Hazards Including Earthquakes, Workshop Proceedings, 17-20 June 2014, Prague, Czech Republic, NEA/CSNI/R(2014)9, Paris, 2014,  
<https://www.oecd-nea.org/nsd/docs/2014/csni-r2014-9.pdf>.
- /USG 99/ United States Geological Survey (USGS):  
<http://pubs.usgs.gov/publications/text/Vigil.html>, last update: 05.05.99, letzter Zugriff: 12.12.2013.
- /WIE 49/ Wierbicki, M. W.: La sécurité des constructions comme un problème de probabilité, Annales de l'Académie Polonaise de Sciences Techniques, Tome VII, 1939-45 (Spanish translation: on Informes de la Construction, Nr. 7, Madrid, 1949).
- /ZIN 02/ Zinn, R.: Untersuchungen zum Flugzeugabsturz auf Reaktorgebäude neuerer Bauart, 5. Sitzung der AG Flugzeugabsturz der RSK, Stangenberg und Partner, Bochum, Dezember 2002.

## Abbildungsverzeichnis

Abb. 4.1	Überblick über die Methoden der Zuverlässigkeitstheorie für Bauwerke ..	10
Abb. 4.2	Darstellung zur zweidimensionalen Zuverlässigkeitsanalyse in wahren und transformierten Koordinaten.....	13
Abb. 5.1	Nichtlineare und linearisierte Grenzzustandsfunktion im Standardnormalraum .....	17
Abb. 5.2	Rackwitz-Fiessler-Algorithmus (FORM) .....	18
Abb. 6.1	Semi-probabilistisches Sicherheitskonzept .....	26
Abb. 6.2	Methoden zur Berücksichtigung der Bauwerkszuverlässigkeit in den europäischen Baunormen.....	30
Abb. 6.3	Bemessungspunkt und Zuverlässigkeitsindex $\beta$ nach der Zuverlässigkeitsmethode erster Ordnung (FORM) für normalverteilte nicht korrelierter Variablen .....	33
Abb. 7.1	Last-Zeit-Funktion für ein Militärflugzeug (aus /RSK 96/)	45
Abb. 7.2	Flugzeug der Klasse K1 (schematische Skizze) .....	47
Abb. 7.3	Last-Zeit-Funktion eines Flugzeugs der Klasse K1 (Flugzeug ohne Triebwerke).....	51
Abb. 7.4	Versagensmechanismen bei der Einwirkung 'Flugzeugabsturz' /ZIN 02/.....	54
Abb. 7.5	Wahrscheinlichkeit einer Nichtperforation der Wand mit gegebener Dicke für ein fiktives hartes Projektil HT .....	58
Abb. 7.6	Nacherhärtung des Betons nach Model Code 1990 /CEB 93/.....	60
Abb. 7.7	Dynamische Verfestigung des Betons (nach /BIS 91/)	60
Abb. 7.8	Dynamische Verfestigung des Stahls (nach /BRA 85/)	62

Abb. 7.9	Spannungs-Dehnungsbezeichnungen im Rissbereich einer ungerissenen und gerissenen Stahlbetonkonstruktion mit und ohne 'Tension-Stiffening, (nach /EMP 08/)	62
Abb. 7.10	Plattenrandmechanismen /USG 99/	63
Abb. 7.11	Karte der Epizentren der Erdbeben zwischen 800 und 2004 sowie seismotektonische Regionen ( $I_0$ ist die Epizentralintensität) /LEY 08/	65
Abb. 7.12	Die vier grundlegenden Schritte einer deterministischen seismischen Gefährdungsanalyse /REI 90/	67
Abb. 7.13	Die grundlegenden Schritte einer probabilistischen seismischen Gefährdungsanalyse /REI 90/	70
Abb. 7.14	Übertragungs- und Nachweiskette hinsichtlich Erdbeben /HEN 09/	74
Abb. 7.15	Direktes Verfahren mit Finite Elemente-Infinite Elemente-Struktur /MAH 04/	75
Abb. 7.16	Teilprobleme der Boden-Bauwerk-Interaktion – Substrukturmethode /STE 98/	76
Abb. 7.17	Grundlagen der Ermittlung der Erdbebenkräfte beim Antwortspektrenverfahren /SAD 09/	78
Abb. 7.18	Vorgehensweise zur Ermittlung der Bauwerksantwortspektren (Etagenantwortspektren) /SAD 09/	79
Abb. 7.19	3D-Schalenmodell eines Reaktorgebäudes für numerische Berechnungen /SAD 09/	80
Abb. 9.1	Beziehung zwischen den einzelnen Teilsicherheitsbeiwerten	92
Abb. 12.1	Methodik für die probabilistische Untersuchung von Bauwerken	112
Abb. 12.2	Gebäudedarstellung und Fehlerbaum zur Berechnung der Nichtverfügbarkeit eines 3-Komponenten-Parallelsystems	114
Abb. 12.3	Fortsetzung des Beispiels - Fehlerbaum für Parallelsystem unter Berücksichtigung seismischer Einwirkung	115

Abb. 12.4 Fortsetzung des Beispiels - Fehlerbaum für Parallelsystem unter Berücksichtigung seismischer Einwirkung und Abhängigkeiten (einschließlich Gebäudeversagen in Form der Abhängigkeiten A3) ..... 116



## Tabellenverzeichnis

Tab. 6.1	Klassen für Schadensfolgen .....	28
Tab. 6.2	Mindestwerte des Zuverlässigkeitsindex $\beta$ .....	29
Tab. 6.3	Beziehung zwischen dem Zuverlässigkeitsindex $\beta$ und der Versagenswahrscheinlichkeit $P_f$ .....	31
Tab. 6.4	Zielwert des Zuverlässigkeitsindex $\beta$ für Bauteile mit RC 2- Anforderungen.....	32
Tab. 6.5	Bemessungswerte für verschiedene Verteilungsfunktionen .....	34
Tab. 7.1	Teile der kerntechnischen Regel KTA 2201 „Auslegung von Kernkraft- werken gegen seismische Einwirkungen“ und deren Überarbeitungsstand .....	71
Tab. 7.2	Berechnungsverfahren und die zugehörigen Modelleigenschaften /SAD 09/ .....	77
Tab. 9.1	Probabilistische Modelle für Modelunsicherheiten (nach /JCS 01/) .....	93



## Abkürzungen

BVL	Bauwerksversagensliste
DSHA	Deterministic Seismic Hazard Analysis
DWR	Druckwasserreaktor
EVA	Einwirkung von außen
EVI	Einwirkung von innen
FE	Finite Elemente
IFE	Infinite Elemente
FIM	Foundation Input Motions (Fundamentbewegung)
GVA	Gemeinsam verursachter Ausfall
KTA	Kerntechnischer Ausschuss
HEL	Hazard Equipment List
HDL	Hazard Dependency List
PSA	Probabilistische Sicherheitsanalyse
PSHA	Probabilistic Seismic Hazard Analysis
SSC	Structures, Systems and Components

**Gesellschaft für Anlagen-  
und Reaktorsicherheit  
(GRS) gGmbH**

Schwertnergasse 1  
**50667 Köln**

Telefon +49 221 2068-0

Telefax +49 221 2068-888

Forschungszentrum

**85748 Garching b. München**

Telefon +49 89 32004-0

Telefax +49 89 32004-300

Kurfürstendamm 200

**10719 Berlin**

Telefon +49 30 88589-0

Telefax +49 30 88589-111

Theodor-Heuss-Straße 4

**38122 Braunschweig**

Telefon +49 531 8012-0

Telefax +49 531 8012-200

[www.grs.de](http://www.grs.de)

**ISBN 978-3-944161-09-9**