

**Weiterentwicklung
und Erprobung von
Analysemethoden
zur Bestimmung des
strukturdynamischen
Verhaltens von
Containmentstrukturen**

Weiterentwicklung und Erprobung von Analysemethoden zur Bestimmung des strukturdynamischen Verhaltens von Containmentstrukturen

Abschlussbericht

Jürgen Sievers
Ludwig Bahr
Jens Arndt
Christian Heckötter
Hans Grebner

November 2014

Anmerkung:

Das diesem Bericht zugrunde liegende FE-Vorhaben wurde im Auftrag des Bundesministeriums für Wirtschaft und Energie (BMWi) unter dem Kennzeichen RS1197 durchgeführt.

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

Die Verantwortung für den Inhalt dieser Veröffentlichung liegt beim Auftragnehmer. Der Bericht gibt die Auffassung und Meinung des Auftragnehmers wieder und muss nicht mit der Meinung des Auftraggebers übereinstimmen.

GRS - 346
ISBN 978-3-944161-26-6

Deskriptoren:

Analysemodelle, Belastungen, Containmentstruktur, Einwirkungen von innen und außen, Grenztragfähigkeit, Sicherheitsmargen, Stahlbeton

Kurzfassung

Im Rahmen des Vorhabens RS1197 wurden Analysemethoden zur Bestimmung der strukturdynamischen Beanspruchungen und der Grenztragfähigkeit von Containmentstrukturen weiterentwickelt und erprobt. Dabei stand die Quantifizierung von Sicherheitsmargen gegenüber Versagen von Containmentstrukturen bei Belastungen infolge ausgewählter Einwirkungen von innen und von außen im Vordergrund. Untersucht wurden eine Modellcontainmentstruktur aus vorgespanntem Stahlbeton unter Innendruckbelastung bis zum Versagensdruck, eine äußere Containmentstruktur aus Stahlbeton unter lokalen Aufprallbelastungen, die beim gezielten Flugzeugabsturz auftreten können, und ein Stahlsicherheitsbehälter unter lokalen peakförmigen Innendruck- und Temperaturbelastungen infolge von Kernschmelzszenarien mit einer lokal begrenzten Wasserstoffverbrennung.

Die GRS hat darüber hinaus an dem international besetzten „Standard Problem Exercise #3“ zum Thema "Performance of Containment Vessel under Severe Accident Conditions" teilgenommen. Zusammen mit den Kooperationspartnern wurden Teilaspekte des globalen Containmentverhaltens am Beispiel des 1:4 skalierten Sandia-Modellcontainments aus vorgespanntem Stahlbeton, das durch steigenden Innendruck bis zum Versagen belastet wurde, untersucht. Komplexe Analysemodelle wurden entwickelt, wobei das Verhalten der Spannkabel unter Berücksichtigung der Reibkontakte mit den Hüllrohren berechnet wurde. Die Analyseergebnisse zeigen im Vergleich mit entsprechenden Messwerten, dass die Spannungen nahe der Spannvorrichtung und die Verformung der Innenoberfläche als Funktion des Innendrucks realistisch nachvollzogen werden können. Im Experiment wurde globales Strukturversagen des Modellcontainments beim etwa 3,64-fachen Auslegungsdruck durch Spannkabelbruch ausgelöst. Wenn die in der Regel lokalen rissartigen Schädigungen des Betons in den Simulationsmodellen auf die Betonelemente verschmiert angenommen werden, liegen die Spannkabeldehnungen beim Versagensdruck deutlich unter der im Labor bestimmten Bruchdehnung, d. h. sicherheitstechnische Bewertungen von vorgespannten Containmentstrukturen bezüglich der Grenztragfähigkeit bei Innendruckbelastung sollten mit um etwa den Faktor 2 reduzierten Bruchdehnungen für die Spannkabel durchgeführt werden. Unterstellt man jedoch im Sandia-Modellcontainment, dass sich z. B. ein wanddurchdringender Riss im Beton nahe eines Spannkabels bildet, dann plastifiziert das entsprechende Hüllrohr im Bereich des Risses und die Umfangsspannung aus dem Innendruck wird weitgehend über einen kleinen Bereich des im Riss liegenden

Spannkabels abgetragen. Dabei entstehen lokale Dehnungsüberhöhungen im Bereich der Bruchdehnung der Spannkabel.

Mit den entwickelten Analysemodellen einer generischen Struktur eines äußeren Stahlbetoncontainments wurden Simulationen zu verschiedenen Flugzeugabsturz-szenarien als Kontaktprobleme mit expliziter Stoßkörpersimulation durchgeführt. Eingesetzt wurden dabei vereinfachte Modelle für ein Militärflugzeug sowie ein mittelgroßes Passagierflugzeug. Parameterstudien zeigen, dass wie zu erwarten die Aufprallgeschwindigkeit sowie die Versagenskriterien für Beton und Stahl die Integrität der Containmentstruktur maßgeblich beeinflussen. Weiterhin unterstreichen die Untersuchungen die Bedeutung der Bügelbewehrung, welche den wesentlichen Widerstand gegen lokales Durchstanzversagen der Stahlbetonstruktur darstellt. Bei den numerischen Simulationen zum Flugzeugabsturz auf eine generische Containmentstruktur kann großflächiges Versagen im Kontaktbereich zwischen Rumpf und Barriere oder/ und lokales Versagen im Kontaktbereich zwischen Triebwerk und Barriere auftreten. Weiterhin sind mit der Analysemethodik basierend auf Stoßkörpermodellierung der Flugkörper quantitative Aussagen zur Schädigung im Bereich der Grenztragfähigkeit der Containmentstrukturen einschließlich Eintrag von Kerosin ins Innere möglich.

Mit einem dreidimensionalen Gesamtmodell eines Reaktorgebäudes vom Typ Konvoi wurden unter Verwendung eines generischen abdeckenden Spektrums basierend auf den Bodenantwortspektrern deutscher Kernkraftwerksstandorte die Etagenantwortspektrern berechnet und daraus Belastungen für eine Kühlkreislaufschleife abgeleitet. Für den aus Spannungsberechnungen mit einem Analysemodell einer Kühlkreislaufschleife bestimmten höchstbelasteten Bereich wurde eine Methodik zur Abschätzung der Materialermüdung, basierend auf der KTA-Regel 3201.2, erprobt. Die ausgewerteten Lastspiele liegen weit unterhalb der angenommenen Dauerfestigkeit für ferritische Stähle, d. h. die Zahl der ertragbaren Zyklen ist beliebig groß. Es ist also keinerlei Ermüdungsschädigung der Rohrleitung durch das Lastkollektiv des abdeckenden Erdbebenspektrums einschließlich einer Vielzahl von Nachbeben gleicher Stärke zu erwarten. Diese Bewertung gilt sogar für um den Faktor 10 größere Schwingbreiten, die im Rahmen entsprechend erhöhter Erdbebenbelastungen auftreten könnten, wobei in dieser Abschätzung der Einfluss möglicher Plastifizierungen nicht berücksichtigt wird.

Dreidimensionale Analysemodelle des kugelförmigen Stahlsicherheitsbehälters der DWR Baureihe Konvoi, wobei ein Modell alle Schleusen und Rohrleitungsdurchführungen enthält, wurden entwickelt und erprobt. Untersuchungen zu lokalen peakartigen

Druck- und Temperaturbelastungen, wie sie bei Kernschmelz Szenarien mit einer lokalen Wasserstoffverbrennung auftreten können, zeigen, dass bei Druckspitzen bis 0,4 MPa keine bleibenden plastischen Verformungen auftreten. Die druckbeaufschlagte Fläche zeigt Schwingungen, wobei die Frequenz mit der Peakdauer korreliert. Quasi-statisches Verhalten wird für Druckpeakdauern oberhalb 100 ms erreicht. Druckpeaks im Bereich 1 MPa zusammen mit Temperaturpeaks oberhalb von 700 °C können begrenzte Plastifizierung und lokales Versagen an der Innenoberfläche des Sicherheitsbehälters hervorrufen. Die Berücksichtigung des Dehnrateneffekts ergibt eine Erhöhung der Sicherheitsmargen gegenüber Versagen.

Insgesamt wurden im Sinne der Zielsetzung des Vorhabens Fortschritte bei der Weiterentwicklung und Erprobung von strukturdynamischen Analysemethoden zur Bestimmung der Grenztragfähigkeit von Stahlbetonstrukturen unter Einwirkungen von innen und von außen erreicht. Es bleiben jedoch offene Punkte, insbesondere bei der Bestimmung der Grenztragfähigkeit von Containmentstrukturen aus Stahlbeton bezüglich des Einflusses lokaler rissartiger Schäden im Beton und der Modellierung des Verbundes zwischen Beton und den Bewehrungsstäben sowie den Hüllrohren der Spannkabel.

Abstract

Within the framework of project RS1197, analysis methods have been further developed and tested for the determination of the structural dynamic loading and the maximum load-bearing capacity of containment structures with a focus on the quantification of safety margins against failures due to loads resulting from selected internal and external hazards. The analyses comprised a model containment structure of prestressed reinforced concrete under internal pressure loading until reaching failure pressure, an outer containment structure made of reinforced concrete under local impact loads that may occur during a targeted aircraft crash, and a steel containment under local peak loads from internal pressure and temperature loads due to core melt scenarios with a local hydrogen combustion.

GRS participated in the international "Standard Problem Exercise #3" on the issue "Performance of Containment Vessel under Severe Accident Conditions". Together with the cooperation partners, aspects of the global containment behaviour were considered based on the example of the Sandia 1:4 model containment of prestressed concrete, which was loaded by rising internal pressure until failure. Complex analysis models were developed, calculating the behaviour of the prestressing tendons under consideration of the frictional contact with the cladding tubes. Compared with corresponding measurement values, the analysis results show that the stresses near the tensioning device and the deformation of the inner surface can be realistically modelled as a function of the internal pressure. In the experiment, global structural failure of the containment model was caused by tendon rupture at about 3.64 times the design pressure. If in the simulation models local crack-like damage of the concrete is assumed to be smeared on the concrete elements, the tendon strains at failure pressure are significantly below the fracture strain determined in the laboratory, i.e. safety assessments on prestressed containment structures with respect to the maximum load-bearing capacity under internal pressure load should be carried out with fracture strains for the prestressing tendons reduced by a factor of about 2. If, however, postulating in the Sandia model containment the formation of a through-wall crack in the concrete near a prestressing tendon, then the cladding tube in the crack area plasticises and the circumferential stress from the internal pressure is largely beared via a small area of the prestressing tendon in the crack. This results in local strain peaks close to the fracture strain of the prestressing tendons.

With the developed analysis models of a generic structure of an outer reinforced concrete containment, simulations were carried out for various aircraft crash scenarios as contact problems with explicit impactor simulation. For this purpose, simplified models of a military aircraft and a medium-sized passenger aircraft were used. The parameter studies show that, as expected, the impact velocity as well as the failure criteria for concrete and steel have a significant influence on the integrity of the containment structure. Furthermore, the analyses underline the importance of the stirrup reinforcement, which constitutes the main resistance to local punching failure of the reinforced concrete structure. In the numerical simulations on aircraft crash on a generic containment structure, failure of a large area between fuselage and barrier or/and local failure in the contact area between engine and barrier can occur. In addition, with the analysis methodology based on impactor modelling, quantitative statements can be made on the damage in the area of the maximum load-bearing capacity of the containment structures, including entry of kerosene into the inside.

With a 3D global analysis model of a Konvoi-type reactor building, the floor response spectra were calculated using a generic enveloping spectrum based on the ground response spectra of German nuclear power plant sites to derive loads for a cooling loop. For the area with the highest loads, determined by stress calculations with an analysis model of a cooling loop, a methodology to estimate material fatigue based on nuclear safety standard KTA 3201.2 has been tested. The evaluated load cycles are far below the assumed fatigue strength for ferritic steels, i.e. the number of cycles that can be withstood is arbitrarily large. Accordingly, fatigue damage of the piping by the load collective of the enveloping earthquake spectrum, including a large number of aftershocks of the same magnitude, is not to be expected. This assessment even applies to stress ranges larger by a factor of 10 that would occur under correspondingly higher earthquake loads, not taking into account the influence of potential plastification.

3D analysis models of the spherical steel containment vessel of the Konvoi type have been developed and tested, one of them including all locks and pipe ducts. Studies on local peak-like pressure and temperature loads, as they can occur in core melt scenarios with a local hydrogen combustion, show that no permanent plastic deformation occurs at pressure peaks up to 0.4 MPa. The pressure-loaded surface shows oscillations where the frequency is correlated with the peak duration. Quasi-static behaviour is reached for pressure peaks with durations longer than 100 ms. Pressure peaks in the range of 1 MPa in combination with temperature peaks above 700° C may cause limited plastification and local failure at the inner surface of the containment. The consid-

eration of the strain rate effect results in an increase of the safety margins against failure.

Overall, progress has been made in terms of the project objectives with the further development and testing of structural dynamic analysis methods for determining the maximum load-bearing capacity of reinforced concrete structures under loads due to internal and external hazards. However, there remain unresolved issues, in particular in determining the maximum load-bearing capacity of containment structures made of reinforced concrete with regard to the influence of local crack-like damage in concrete and the modelling of the bond between concrete and the reinforcing bars as well as the cladding tubes of the prestressing tendons.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung.....	1
2	Zielsetzung und Arbeitsprogramm.....	3
2.1	Gesamtziel	3
2.2	Einzelziele	3
2.3	Arbeitsprogramm.....	4
3	Stand von Wissenschaft und Technik; bisherige Arbeiten.....	9
4	Modellgenerierungsmethode für Containmentstrukturen.....	15
4.1	Aufbau des Sandia 1:4 Modellcontainments	15
4.2	Modellierung der Bewehrung	18
4.3	Modellierung der Spannkabel	22
4.4	Fazit	32
5	Internationale Vergleichsanalysen zum Verhalten eines Modellcontainments aus Spannbeton bei Belastungen infolge schwerer Störfälle	33
5.1	Modell 1.....	34
5.1.1	Materialmodelle und -daten.....	36
5.1.2	Finite-Elemente-Modell	41
5.1.3	Vergleich der Simulationsergebnisse.....	46
5.1.4	Einfluss von postulierten Rissen im Beton auf die Dehnungsverteilungen in Spannkabeln	48
5.1.5	Globales strukturmechanisches Verhalten bei unterschiedlicher Spannkabelmodellierung.....	56
5.2	Model 2	59
5.2.1	Finite-Elemente-Modell	60
5.2.2	Vergleich der Simulationsergebnisse	62
5.3	Model 3	67
5.3.1	Finite-Elemente-Modell	67
5.3.2	Vergleich der Simulationsergebnisse	69

5.4	Zusammenfassung und Ausblick	73
6	Parameterstudie zur Widerstandsfähigkeit einer Containmentstruktur aus Stahlbeton bei Aufpralllasten.....	75
6.1	Modellierung von Zielstruktur und Belastung	75
6.2	Modalanalyse	79
6.3	Ausgewählte Rechenergebnisse von Parameterstudien zum Aufprall einer F-4 Phantom	80
6.4	Ausgewählte Rechenergebnisse von Parameterstudien zum Aufprall einer Boeing 767	87
6.5	Zusammenfassung und Ausblick	90
7	Komponenten- und Bauwerksverhalten bei auslegungsüberschreitenden Erdbebenbelastungen	93
7.1	Generisches Bodenantwortspektrum und daraus abgeleitete Belastungen für ein Reaktorgebäude.....	93
7.2	Finite-Element-Modelle	98
7.2.1	Analysemodell eines Reaktorgebäudes der Baureihe Konvoi	98
7.2.2	Kreislaufschleifenmodell	100
7.3	Berechnung von Eigenfrequenzen.....	101
7.4	Berechnungen mit dem Analysemodell eines Reaktorgebäudes.....	102
7.5	Berechnungen mit dem Analysemodell einer Kreislaufschleife.....	108
7.6	Rechnungen mit erhöhter Erdbebenbelastung	110
7.7	Abschätzung der Materialermüdung	113
7.8	Zusammenfassung und Ausblick	116
8	Untersuchungen zur Integrität eines Stahlsicherheitsbehälters unter Innendruck- und Temperaturbelastungen	119
8.1	Abmessungen des Sicherheitsbehälters.....	119
8.2	Materialdaten	123
8.3	Annahmen zur Belastung des Sicherheitsbehälters	126
8.4	Rotationssymmetrisches Finite-Elemente-Modell	127
8.5	Dreidimensionales Finite-Elemente-Modell.....	129
8.6	Ausgewählte Ergebnisse der Parameterstudie	132

8.6.1	Eigenfrequenzen	133
8.6.2	Ausgewählte Analyseergebnisse des Modells mit Durchdringungen.....	136
8.6.3	Ausgewählte Analyseergebnisse zu kombinierten peakartigen Druck- und Temperaturbelastungen	143
8.6.4	Abschätzung des Dehnrateneinflusses auf die Sicherheitsmargen	155
8.7	Ergänzende Untersuchungen zum Einfluss der Durchführungen	163
8.8	Zusammenfassung und Ausblick	167
9	Zusammenfassung und Ausblick.....	169
	Literatur.....	175
	Abkürzungen	183
	Abbildungsverzeichnis.....	185
	Tabellenverzeichnis	197

1 Einleitung

Vor dem Hintergrund der Ereignisse in Fukushima und dem dadurch ausgelösten Trend, auslegungsüberschreitende Ereignisse neu zu betrachten und zu bewerten, gewinnt die Frage nach der Ausnutzung von Sicherheitsmargen gegenüber Versagen von Komponenten und Strukturen zunehmend an Bedeutung. Dafür sind verfeinerte Analysemethoden zur Bestimmung der strukturdynamischen Beanspruchungen und der Grenztragfähigkeit von Containmentstrukturen zu erproben und bereitzustellen, weil vereinfachte Methoden, wie sie bei der Auslegung der in Betrieb befindlichen Komponenten und Strukturen eingesetzt wurden, zur Quantifizierung von Sicherheitsmargen nicht geeignet sind. In diesem Zusammenhang sind die im kerntechnischen Regelwerk (z. B. KTA 3201.2) vorhandenen Festlegungen zu Versagenskriterien, insbesondere zu Grenzdehnungen bzw. -spannungen unter Berücksichtigung der Spannungsmehrachsigkeit bezüglich des Abbaus von Konservativitäten zu untersuchen. Weiterhin sind mit verfeinerten Analysemethoden im Vergleich zu vereinfachten Methoden Simulationen zur Abschätzung der dynamischen Grenzbelastbarkeit von Komponenten und Strukturen unter Stör- und Unfallbedingungen durchzuführen, wobei geeignete Versuchsergebnisse berücksichtigt werden sollen.

2 Zielsetzung und Arbeitsprogramm

2.1 Gesamtziel

Gesamtziel der im Rahmen des Vorhabens RS1197 durchgeführten Arbeiten ist die Weiterentwicklung und Erprobung von Analysemethoden zur Beschreibung des strukturdynamischen Verhaltens von Containmentstrukturen. Dabei sollen Methoden zur Bestimmung der strukturdynamischen Beanspruchungen und Grenztragfähigkeit von Containmentstrukturen unter Berücksichtigung von Störstellen (z. B. Schleusen) zur Quantifizierung von Sicherheitsmargen gegenüber Versagen bei Belastungen infolge von Einwirkungen von innen sowie von außen im Vordergrund stehen. An zwei Anwendungsbereichen sollen die Methoden im Rahmen von Parameterstudien erprobt werden. Dabei sollen ein Stahlsicherheitsbehälter unter lokalen peakförmigen Innendruck- und Temperaturbelastungen, die bei Einwirkungen von innen auftreten können sowie eine Containmentstruktur aus Stahlbeton unter lokalen Aufprallbelastungen, die bei Einwirkungen von außen auftreten können, untersucht werden.

2.2 Einzelziele

Im Rahmen von zwei Anwendungsbeispielen sollen strukturmechanische Analysemodelle von Containmentstrukturen zur Bestimmung des Ortes, an dem die Containmentstruktur für ausgewählte Belastungsszenarien zuerst versagt, weiterentwickelt und erprobt werden. Dabei sollen relevante Einflussparameter auf die dynamische Grenztragfähigkeit bestimmt werden. Diese Analysemethoden sollen die Genauigkeit von Aussagen bezüglich Integrität von Containmentstrukturen aus Stahl sowie aus Stahlbeton erhöhen, insbesondere für Einschätzungen zu den Auswirkungen postulierter Einwirkungen von innen und von außen. Dabei ist zu erwarten, dass die bereitzustellende Analysetechnik auch für Untersuchungen im Rahmen des Neubaus von Kernkraftwerken in angrenzenden Ländern sowie in anderen technischen Bereichen, in denen die Integrität von Stahl bzw. Stahlbetonkonstruktionen für den Schutz der Umgebung von Bedeutung ist, genutzt werden kann.

In einem ersten Anwendungsbeispiel sollen verfeinerte Analysemethoden zur Integritätsbewertung von Stahlsicherheitsbehältern bei peakförmigen Innendruck- und Temperaturbelastungen, die infolge ausgewählter Kernschmelzszenarien mit einer lokalen Wasserstoffverbrennung auftreten können, erprobt werden.

In einem zweiten Anwendungsbeispiel sollen verfeinerte Analysemethoden zur Bestimmung der Widerstandsfähigkeit einer Containmentstruktur aus Stahlbeton bei Aufpralllasten, die beim Flugzeugabsturz (FLAB) auftreten können, erprobt werden.

Insgesamt wird als Ergebnis des Vorhabens die Bereitstellung erprobter Analysemethoden zur Beschreibung des Verformungsverhaltens von Containmentstrukturen bei Belastungen infolge von Einwirkungen von innen sowie von außen insbesondere im Bereich von Durchführungen (z. B. Schleusen) im Hinblick auf die Bestimmung der dynamischen Grenztragfähigkeit und zur Quantifizierung von Sicherheitsmargen gegenüber Versagen angestrebt.

Vor dem Hintergrund der Ereignisse in Fukushima und Fragestellungen bezüglich der Übertragbarkeit auf deutsche Anlagen sollen zusätzlich strukturmechanische Untersuchungen zum Komponenten- und Gebäudeverhalten bei auslegungsüberschreitenden Erdbebenbelastungen unter Berücksichtigung einer Vielzahl von Nachbeben durchgeführt werden. Dabei sollen phänomenologische und methodische Aspekte einschließlich Unsicherheiten in der Nachweiskette im Vordergrund stehen. Anlagenspezifische Aussagen sollen nicht erarbeitet werden.

2.3 Arbeitsprogramm

Zur Erfüllung der Zielsetzung wurden zu den folgenden Arbeitspaketen (AP) Arbeiten durchgeführt und entsprechende Ergebnisse erzielt. Vor dem Hintergrund der Ereignisse in Fukushima wurde das ursprüngliche Arbeitsprogramm um AP 7 erweitert:

AP 1: Modellgenerierungsmethode für Containmentstrukturen zur Berücksichtigung von Schleusen und Rohrleitungsdurchführungen

Bei der Bestimmung der strukturdynamischen Beanspruchung und der dynamischen Grenztragfähigkeit von Containmentstrukturen unter transienten Belastungen infolge von Stör- und Unfallszenarien im Rahmen von Finite-Elemente-Analysen sind die Schleusen und Rohrdurchführungen von besonderer Bedeutung. Daher wird eine Modellgenerierungsmethode für Strukturbereiche mit Schleusen und Rohrleitungsdurchführungen entwickelt. Bei dreidimensionalen Analysemodellen für Stahlsicherheitsbehälter sind Wanddickenveränderungen und Stützen und für Stahlbetonstrukturen sind zusätzlich Änderungen in der Bewehrung und des Liners (soweit vorhanden) sowie bei

vorgespannten Behälterstrukturen Änderungen im Verlauf der Spannkabel, die um die Schleusen und Rohrleitungsdurchführungen geführt werden, zu berücksichtigen.

AP 2: Parameterstudie zur Integrität eines Stahlsicherheitsbehälters unter peakförmigen Innendruck- und Temperaturbelastungen

Für eine Sicherheitsbehälterstruktur der Baureihe Konvoi werden mit dreidimensionalen Analysemodellen, die mit der im AP 1 entwickelten Methode generiert werden, zunächst Frequenzanalysen durchgeführt. Dabei wird untersucht, inwieweit die Eigenfrequenzen und Eigenformen der Sicherheitsbehälterstruktur von der Berücksichtigung der Schleusen und Rohrleitungsdurchführungen sowie Lagerungs- bzw. Einspannbedingungen abhängig sind. Im nächsten Schritt sollen für peakförmige Innendruck- und Temperaturbelastungen Untersuchungen zu relevanten Einflussgrößen auf die strukturdynamische Response und Grenztragfähigkeit der Struktur unter Berücksichtigung nichtlinearer temperatur- und dehnratenabhängiger Werkstoffdaten durchgeführt werden. Dabei sollen neben der Peakhöhe, der Peakbreite auch die Größen der druck- bzw. temperaturbeaufschlagten Flächen sowie deren Positionen variiert werden. Bei der Festlegung der Parameterbereiche werden Ergebnisse thermohydraulischer Berechnungen zu Kernschmelzszenarien mit Wasserstoffverbrennung sowie geeignete Versuchsergebnisse berücksichtigt.

AP 3: Parameterstudie zur Widerstandsfähigkeit einer Containmentstruktur aus Stahlbeton bei Aufpralllasten

Für eine äußere Containmentstruktur aus Stahlbeton ohne bzw. mit Vorspannung sollen mit dreidimensionalen Analysemodellen, die mit der im AP 1 entwickelten Methode generiert werden, zunächst Frequenzanalysen durchgeführt werden. Im nächsten Schritt sollen für ausgewählte Aufprallbelastungen in Form von Last-Zeit-Funktionen sowie mit entsprechenden Analysemodellen von Flugzeugen Untersuchungen zu relevanten Einflussgrößen auf die strukturdynamische Response und Grenztragfähigkeit der Struktur unter Berücksichtigung nichtlinearer dehnratenabhängiger Werkstoffdaten durchgeführt werden. Dabei sollen Parameter, die die Last-Zeit-Funktionen charakterisieren (z. B. Aufpralldauer, Lasthöhen und Zeitverlauf), sowie die druckbeaufschlagte Fläche und deren Position variiert werden.

AP 4: Entwicklung und Validierung vereinfachter Methoden zur Berücksichtigung von Schleusen und Rohrdurchführungen in Containmentstrukturen

Eine vereinfachte Methodik zur Berücksichtigung von Störstellen in Form von Schleusen bzw. Rohrleitungsdurchführungen bei der Integritätsbewertung von Containment-

strukturen basiert auf FE-Berechnungen mit Analysemodellen ohne Schleusen bzw. Rohrdurchführungen und geeigneten Dehnungsüberhöhungsfaktoren. Eine derartige Vorgehensweise wurde von EPRI für die Bewertung der Linerintegrität in Stahlbeton-containments bereitgestellt /DAM 89/. Eine analoge Methodik soll für die Integritätsbewertung von Stahlsicherheitsbehältern mit vereinfachter Berücksichtigung von Störstellen, basierend auf den in AP 1 generierten Analysemodellen, entwickelt werden.

AP 5: Internationale Vergleichsanalysen zum Verhalten eines Modellcontainments aus Spannbeton bei Belastungen infolge schwerer Störfälle

Zum Thema „Verhalten eines Modellcontainments aus Spannbeton bei Belastungen infolge schwerer Störfälle“ wird ein SPE (Standard Problem Exercise) mit internationalen Vergleichsanalysen durchgeführt. Organisator des SPE ist das auf diesem Gebiet erfahrene Sandia Nat. Lab. (USA). Sandia hat auch das erfolgreich abgeschlossene Internationale Standardproblem (ISP 48) zu einem Sandia Großversuch /HES 05/, an dem GRS im Rahmen des Vorhabens RS1154 /GRE 06/ teilgenommen hat, organisiert. Diese Aktivität wird von USNRC und AERB (Atomic Energy Regulatory Board of India) unterstützt.

Gemäß der Ankündigung stehen Untersuchungen zu lokalen Effekten in einem Modellcontainment aus Spannbeton insbesondere Stahl-Beton-Wechselwirkung im Bereich der Durchführungen, Leckraten bei transienten Druck- und Temperaturbelastungen, Versagensmechanismen des Liners sowie Reibung und Schlupf der Spannkabel bei Ausdehnung der Containmentstruktur im Vordergrund.

Im Rahmen dieses Arbeitspunktes werden entsprechende Berechnungen zu ausgewählten Aufgabenstellungen des SPE durchgeführt und die Ergebnisse mit denen anderer Organisationen verglichen. Diskrepanzen in den Ergebnissen der internationalen Vergleichsanalysen werden mit den Beteiligten diskutiert und bewertet.

AP 6: Projektleitung, Projektcontrolling, Ergebnisdokumentation

Durch eine fachliche Projektleitung wird sichergestellt, dass die Arbeiten an den einzelnen Schwerpunkten des Vorhabens so koordiniert werden, dass eine ganzheitliche Betrachtung der Aufgabenstellung erfolgt. Ein zusammenfassender Abschlussbericht zu dem gesamten Vorhaben wird erstellt. Dabei werden alle durchgeführten Arbeiten einschließlich der Rechenmodelle und der Analyseergebnisse zusammengefasst dargestellt.

AP 7: Komponenten- und Bauwerksverhalten bei auslegungsüberschreitenden Erdbebenlasten

Vor dem Hintergrund der Ereignisse in Fukushima und Fragestellungen bezüglich deren Übertragbarkeit auf deutsche Anlagen werden Untersuchungen zum Verhalten kerntechnischer Komponenten und Gebäude bei auslegungsüberschreitenden Erdbebenbelastungen unter Berücksichtigung einer Vielzahl von Nachbeben durchgeführt. Dabei werden ausgehend von den für deutsche Anlagen typischen Bodenantwortspektren generisch, d. h. standortunabhängig auslegungsüberschreitende Erdbebenbelastungen festgelegt und rechnerisch die am stärksten beanspruchten Bereiche der Komponenten einer Kühlkreislaufschleife der Baureihe Konvoi identifiziert.

3 Stand von Wissenschaft und Technik; bisherige Arbeiten

Die Containment-Struktur eines Kernkraftwerks stellt die äußere Barriere eines Reaktorgebäudes dar und muss sowohl den thermomechanischen Beanspruchungen eines Stör- bzw. Unfalls von innen als auch den Belastungen aus äußeren Einwirkungen (z. B. Flugzeugabsturz) widerstehen. Je nach Reaktortyp besteht die Containment-Struktur aus einschaligen oder doppelschaligen Stahlbetonstrukturen (teilweise mit Vorspannung) bzw. Stahl-Stahlbetonstrukturen.

Im Hinblick auf den hohen Stellenwert der Integrität und Dichtheit von Containmentstrukturen zum Schutz der Bevölkerung vor Austrag von radioaktiven Stoffen kommt der wissenschaftlichen Absicherung der für die Nachweise eingesetzten Methoden, Verfahren und Prüfungen eine besondere sicherheitstechnische Bedeutung zu.

Integritätsbewertungen bzw. Sicherheitsnachweise für Containmentstrukturen in deutschen Kernkraftwerken zeigen für die zu betrachtenden Belastungen infolge von Einwirkungen von innen und von außen in der Regel hohe Sicherheitsreserven gegenüber Versagen in Form eines rissartigen Lecks oder eines großflächigen Bruchs. Bei der Bewertung der Sicherheit von Containmentstrukturen kerntechnischer Anlagen stehen in Deutschland deterministische Vorgehensweisen im Vordergrund. Berechnungen für auslegungsüberschreitende Lastannahmen basieren auf verfeinerten Analysemethoden. Dabei werden den für spezifizierte Belastungsszenarien berechneten Beanspruchungen in der Komponentenstruktur Spannungs- bzw. Dehnkriterien sowie bruchmechanische Kriterien gegenübergestellt.

Im Rahmen des Vorhabens RS1154 /GRE 06/ wurde im Zusammenhang mit bereits durchgeführten Großversuchen die strukturmechanische Analysemethodik zur Bestimmung der Integrität von Behälterstrukturen aus vorgespanntem Stahlbeton unter quasi-statischen Belastungen validiert und weiterentwickelt. Dabei wurde durch Analysen zu Versuchen die Aussagegenauigkeit der Analysemethodik bezüglich der Simulation des Verformungsverhaltens von Betonstrukturen unter Berücksichtigung von Vorspannung und Bewehrung sowie die Voraussetzungen für eine Leckratenberechnung verbessert. Zu einem Großversuch des Sandia National Laboratory (USA) an einem vorgespannten DWR-Modellcontainment im Maßstab 1:4 wurden Simulationsberechnungen zum Strukturverhalten mit dem Finite-Elemente-Programm ADINA /ADI 14/ durchgeführt. Der Vergleich zwischen Messwerten und Rechenergebnissen in dem zylindrischen Bereich des Modellcontainments, in dem keine Durchdringungen vorhan-

den sind, zeigt, dass die globale Verformung der Struktur sowie das lokale Dehnungsverhalten im Beton, an den Bewehrungsstäben, an den Spannkabeln und in dem an der Innenoberfläche befestigten Stahlliner unter zunehmender Innendruckbelastung bis auf die Phase der Bildung von Mikrorissen im Beton zufriedenstellend simuliert werden können. Im Rahmen der Teilnahme an dem zum Sandia-Versuch definierten internationalen Standardproblem (ISP 48) wurden Analyseergebnisse verschiedener Organisationen verglichen und bewertet. Damit wird der derzeitige Entwicklungsstand der Berechnungsverfahren für vorgespannte Stahlbetonbehälter demonstriert, insbesondere im Hinblick auf das Versagensverhalten von Liner und Beton unter quasi-statischen Belastungen. Insgesamt zeigen die erzielten Ergebnisse, dass die entwickelten Analysemodelle und die eingesetzte Analysemethodik bis auf den Belastungsbereich, in dem die Mikrorissbildung im Beton beginnt, eine hohe Aussagesicherheit bezüglich der Simulation des Verformungsverhaltens von Betonstrukturen unter Berücksichtigung von Vorspannung und Bewehrung haben. Zu zwei Belastungsfällen mit überlagerter Innendruck- und Temperaturbelastung infolge einer simultanen Erhöhung von Temperatur und Druck im Inneren des Modellcontainments gemäß den Zustandsgrößen von gesättigtem Dampf sowie einem postulierten schweren Störfall (Ausfall der Stromversorgung mit Wasserstoffverbrennung) wurden Berechnungen im Rahmen des ISP 48 durchgeführt. Im Vergleich zum reinen Innendrucklastfall bewirkt der Temperaturgradient, dass z. B. die radialen Verschiebungen im zylindrischen Bereich bei gleichem Druck größer sind. Dehnungen im Liner sowie in Bewehrungsstäben und im Beton nahe der Innen- bzw. Außenoberflächen zeigen deutliche Unterschiede zum reinen Innendrucklastfall, während die Spannkabel nahe der Wandmitte keinen wesentlichen Unterschied zeigen. Demgegenüber hat der thermische Gradient starken Einfluss auf die Schädigung im Beton nahe der Innen- bzw. Außenoberfläche sowie im Liner.

Weiterhin wurden mit dem im Finite-Element-Programm ADINA /ADI 14/ enthaltenen Betonmodell Berechnungen zu Experimenten der Universität Karlsruhe mit plattenförmigen Probekörpern aus vorgespanntem Stahlbeton durchgeführt. Bei den Berechnungen standen die Simulation der Rissbildung und die Abschätzung von Rissweiten im Vordergrund. In diesem Zusammenhang wurde begonnen, Methoden zur Ermittlung von Rissweiten bzw. Leckflächen als strukturmechanische Randbedingung für Leckratenberechnungen bereitzustellen und zu erproben. Dabei wurde eine Methode zur Rissweitenbestimmung aus Resultaten der Finite-Elemente-Simulationen sowie ingenieurtechnische Abschätzungsverfahren an den betrachteten Modellcontainments und Probekörpern erprobt. Eine Validierung der Methoden durch Vergleich mit gemessenen Werten steht noch aus, weil in den meisten der hier betrachteten Versuche, die Riss-

weitenbestimmung nicht vorgesehen war. Es bleibt festzuhalten, dass es mit den eingesetzten Modellen nicht gelang, die Phase der Rissbildung zufriedenstellend zu simulieren. Modellverbesserungen sind für eine zuverlässige Abschätzung von Lecköffnungen und somit Leckraten und somit zur Bestimmung der Dichtheit von Containmentstrukturen aus vorgespanntem Stahlbeton erforderlich.

Im Rahmen des Vorhabens RS1171 /GRE 10/ wurden die Methoden für Sicherheitsnachweise zur Integrität und Dichtheit von Sicherheitsbehältern laufender Anlagen aus Spannbeton durch probabilistische Ansätze zur Bestimmung der Strukturzuverlässigkeit erweitert, damit die Auswirkungen bzw. die Beherrschbarkeit schwerer Störfälle im Rahmen der für probabilistische Sicherheitsanalysen (PSA) benötigten quantitativen Abschätzungen aufgezeigt werden können. Weiterhin wurden verschiedene Methoden zur Bestimmung der Leckraten in Stahlbeton bezüglich der Aussagegenauigkeit gegenübergestellt.

Für die Tragfähigkeit von Strukturen aus Stahlbeton ist der Verbund zwischen Bewehrungsstahl und umgebendem Beton von entscheidender Bedeutung. Daher beeinflussen die Verbundeigenschaften von Stahlbeton wesentlich die Betonschädigung und die Bauteilverformungen. In strukturmechanischen Simulationen können die mechanischen Eigenschaften von Beton und Bewehrungsstahl im Einzelnen bereits recht genau berücksichtigt werden, während im Hinblick auf das Verbundverhalten weiterer Forschungsbedarf besteht, um die komplexen Verbundmechanismen realistisch simulieren zu können. In diesem Zusammenhang ist die Entwicklung und Erprobung vereinfachter Verbundmodelle, die bei der Simulation komplexer Bauwerke eingesetzt werden können, erforderlich, wobei die Aussagesicherheiten dieser Modelle in Verbindung mit hochauflösenden, realitätsnahen Verbundmodellen eingeschätzt werden sollten. Effiziente Modelle beschränken sich auf wenige Modellparameter. Zu dieser Thematik wurde im Rahmen des Vorhabens RS1171 ein für zweidimensionale Problemstellungen verfügbarer Modellansatz von Akkermann /AKK 00/, der von Niklasch /NIK 07/ für Anwendungen mit ADINA bereitgestellt wurde, getestet. Dabei ergab sich, dass eine Weiterentwicklung für dreidimensionale Problemstellungen erheblichen Aufwand benötigt. Weiterhin gibt es zu der Problematik Modellvorstellungen an der Ruhr-Universität Bochum (Lehrstuhl für Allgemeine Mechanik), dass ein realitätsnahes praxistaugliches Verbundmodell für Stahlbeton auf der Basis existierender Modelle für Stahl und Beton sowie den Verbundmechanismen Haft-, Scher- und Reibungsverbund entwickelt werden kann, wobei mit Methoden der Homogenisierung und Modelladaptivität eine Mo-

dellreduktion auf nichtlineare, orthotrope Materialgesetze insbesondere für schalenförmige Bauteile aus Stahlbeton erzielt werden kann /DIM 08/, /MAK 06/, /STU 03/.

Spannbetonbehälter werden als innere Containmentstruktur in den laufenden deutschen Kernkraftwerken der SWR-Baulinie 72 eingesetzt. Dies sind zylindrische Stahlbetonbehälter mit Wanddicken im Bereich 1,1 bis 1,5 m, die konzentrisch zur etwa 1,5 m dicken Außenwand des Reaktorgebäudes angeordnet sind. Diese Behälter sind in Umfangsrichtung und in vertikaler Richtung vorgespannt. Weiterhin sind sie durch innenliegende, etwa 8 mm dicke metallische Liner ausgekleidet, die die erforderliche Dichtheit sicherstellen sollen. In Frankreich sowie in osteuropäischen Ländern ist eine Großzahl laufender Kernkraftwerke mit inneren Containmentstrukturen aus vorgespanntem Stahlbeton ausgerüstet. Im Rahmen des Neubaus von Kernkraftwerken in angrenzenden Ländern z. B. für den European Pressurized water Reactor (EPR) in Frankreich, Finnland und China sind Spannbetonbehälter mit Stahl liner als innere Containmentstruktur vorgesehen.

Die deutschen DWR-Anlagen haben als Sicherheitsbehälter eine kugelförmige Stahl schale, die einen Radius von 28 m und eine Wanddicke im ungestörten Bereich von 38 mm (Baureihe Konvoi) hat. Die bereits stillgelegten SWR-Anlagen der Baulinie 69 haben als Sicherheitsbehälter einen kugelförmigen Stahlbehälter (Radius etwa 13,5 m) mit unten angesetztem Zylinder und einem klöpperbodenförmigen Abschluss, wobei die Wanddicke der Druckschale im Bereich 16 – 30 mm liegt.

Im Rahmen von Sicherheitsstudien wurden für deutsche Anlagen Abschätzungen zum Tragverhalten verschiedener Sicherheitsbehälterkonstruktionen durchgeführt, um Schwachstellen zu identifizieren (/GRS 90/, /HOE 01/, /HOE 97/).

Zur Bewertung, ob unter unfallbedingten Belastungen durch Innendruck- und Temperaturerhöhung die Integrität des Sicherheitsbehälters als leckdichte Barriere gefährdet ist, sind strukturmechanische Berechnungen erforderlich. Bei den Belastungen wird aus strukturmechanischer Sicht zwischen quasi-statischen Belastungen (z. B. Kühlmittelverluststörfall) und dynamischen Belastungen (z. B. schnelle, turbulente Wasserstoffverbrennung) unterschieden. Bei den strukturmechanischen Untersuchungen steht die Bestimmung von Sicherheitsmargen gegenüber dem Integritätsverlust für Belastungstransienten bzw. die Grenztragfähigkeit des Sicherheitsbehälters im Vordergrund. Die Methoden zur Bestimmung der Grenzbelastbarkeit des Sicherheitsbehälters bei quasi-statischen sowie bei dynamischen Belastungen infolge Innendruck- und Temperaturer-

höhung sind weitgehend entwickelt und erprobt. In Verbindung mit den heute zur Verfügung stehenden Rechenkapazitäten sind dreidimensionale dynamische Berechnungen unter Berücksichtigung von Störstellen und asymmetrischen Belastungen mit vertretbarem Aufwand möglich, die vor wenigen Jahren noch sehr viel aufwändiger waren.

In der Vergangenheit sind exemplarische Untersuchungen zur Auswirkung möglicher Belastungen aus Wasserstoffverbrennungen als Folge schwerer Unfälle mit Kernschmelzen auf die Integrität des Sicherheitsbehälters durchgeführt worden. Im Rahmen von Sicherheitsstudien wurden in der Bundesrepublik überwiegend mit vereinfachten Verfahren und insbesondere aus Gründen der Rechenkapazität stark vereinfachten Analysemodellen sowie Lastannahmen Abschätzungen zum Tragverhalten verschiedener Sicherheitsbehälterkonstruktionen durchgeführt, um Schwachstellen zu identifizieren. Die Untersuchungen zum Sicherheitsbehälter vom Typ Biblis B /GRS 90/ stützen sich auf rotationssymmetrische, quasi-statische und dynamische Finite-Elemente-Berechnungen ab. Die Einschätzungen zum Grenztragverhalten des Sicherheitsbehälters einer Konvoi-Anlage /HOE 01/ beruhen ausschließlich auf quasi-statischen Untersuchungen auf Basis einer Δ -Studie zwischen der detaillierter untersuchten DWR-Anlage Biblis B und einer DWR Konvoi-Referenzanlage. Sie geben Hinweise auf Unterschiede im Grenztragverhalten der beiden Sicherheitsbehälter bedingt durch Unterschiede in Wanddicke und Material. Im Bereich von Störstellen (z. B. "Einspannung im Beton", Kontakt mit "umlaufender Betonkonsole", "Verstärkungsronde Frischdampfleitung") können Unterschiede in der Konstruktion sowie in der freien Ausdehnungsmöglichkeit des Sicherheitsbehälters wesentlichen Einfluss auf die Grenzbelastbarkeit des Sicherheitsbehälters haben.

Als Ergebnis der Beratungen in verschiedenen Sitzungen des RSK-Ausschusses „Anlagen- und Systemtechnik“ in den Jahren 2006 – 2008 wurde festgestellt, dass Kenntnislücken hinsichtlich der für die Integrität des Sicherheitsbehälters ungünstigsten Wechselwirkung zwischen der aufgebrachten Last (charakterisiert durch global sowie lokal wirkende kurzzeitige Spitzendruckbelastungen und länger andauernde Druckbelastungen mit niedrigerem Druckniveau) und der strukturdynamischen Reaktion des Sicherheitsbehälters auf diese Lasten bestehen. Zu peakartigen Druckbelastungen infolge von schnellen H₂-Verbrennungen wurden exemplarische Berechnungen am ehemaligen Forschungszentrum Karlsruhe /KRI 02/ durchgeführt.

Bei der Untersuchung peakartiger Druck- und Temperaturbelastungen sind komplexe strukturdynamische Gesetzmäßigkeiten zu berücksichtigen, denn die dynamische

Grenztragfähigkeit des Sicherheitsbehälters ist eine Funktion von der Peak-Höhe, der Peak-Breite, der Peak-Form sowie den Annahmen bezüglich der druckbeaufschlagten Oberfläche des Sicherheitsbehälters. Hierbei ist insbesondere von Bedeutung, ob durch die Lastfunktionen maßgebende Eigenfrequenzen des Sicherheitsbehälters angeregt werden können. Erste Ergebnisse zu der angesprochenen Problematik sind in /BAC 11/ enthalten.

Am 11. März 2011 ereignete sich vor der Küste Japans, nordwestlich der Hauptinsel Honshu ein schweres Erdbeben (Magnitude 9) sowie nach bisherigem Kenntnisstand etwa 260 Nachbeben mit Magnituden oberhalb 5. Das Erdbeben führte am KKW-Standort Fukushima zu auslegungsüberschreitenden Bodenbeschleunigungen. In der Vergangenheit wurden für sicherheitstechnisch relevante Gebäude in deutschen kern-technischen Anlagen auf Basis von elastischen Finite-Elemente-Berechnungen mit entsprechenden Gebäudemodellen einschließlich angekoppelter Bodenmodelle Etagenantwortspektren als Reaktionen auf Erdbebenanregungen berechnet. Mit Hilfe dieser Etagenantwortspektren wurden sowohl die Komponenten als auch deren Verbindungen mit entsprechenden Gebäudestrukturen standortspezifisch gegen Erbebenbelastungen ausgelegt. Die an den Gebäudefundamenten wirkenden Erdbebenanregungen wurden aus den für die jeweiligen Standorte von Seismologen entwickelten Bodenantwortspektren gewonnen, die frequenzabhängige Bodenbeschleunigungen wiedergeben. Auf Basis der Bodenantwortspektren wurden Anregungszeitverläufe unter Berücksichtigung der von den Seismologen für den jeweiligen Standort vorgegebenen Zeiträume für die „Strong-Motion“-Phase (Starkbebedauer) generiert und mit denen die gesuchten Etagenantwortspektren generiert wurden. Im Rahmen des Vorhabens RS1197 wurde begonnen, Untersuchungen zu den Auswirkungen auslegungsüberschreitender Erdbebenanregungen durchzuführen.

4 Modellgenerierungsmethode für Containmentstrukturen

Containmentgebäude sind meist heterogene Strukturen. Im Folgenden steht die Modellierung von Spannbeton-Containments im Vordergrund. Tragende Komponenten bestehen hier meist aus Beton, sowie Bewehrung und auch teilweise Spannkabel, mit deren Hilfe die Betonstruktur in Kompression versetzt wird. Zusätzlich enthält das Gebäude mehrere Durchführungen, um Material ins Gebäude zu bringen als auch Personal den Zugang zu gewähren. Wasserdampf wird aus dem Gebäude zur Turbine geleitet, Speisewasser wird aus dem Kondensator ins Gebäude zum Reaktor geführt.

Typischerweise ist im Bereich der Gebäudedurchführungen die Wanddicke erhöht und die Bewehrung verstärkt. Im Falle von Gebäuden aus Spannbeton sind die Spannkabel um die Durchführungen herumgeführt. Dies hat großen Einfluss auf die lokale Lastabtragung als auch die globale Tragfähigkeit.

Im Folgenden werden am Beispiel eines Spannbeton-Containments neue Entwicklungen bei der Erstellung von Analysemodellen vorgestellt, insbesondere bezüglich Modellierung der Bewehrung und der Spannkabel. Dabei wurden Analysewerkzeuge der ANSYS Workbench Umgebung, insbesondere ANSYS Design Modeler und ANSYS Mechanical /ANS 14/ eingesetzt.

4.1 Aufbau des Sandia 1:4 Modellcontainments

Von Juli 1991 bis Dezember 2001 wurde an den Sandia National Laboratories (SNL) ein Spannbeton-Containment (Prestressed Concrete Containment Vessel, PCCV) aufgebaut und in mehreren Versuchen schließlich bis zum Strukturversagen im sogenannten „Structural Failure Mode Test (SFMT)“ belastet. Die Versuche wurden von der Nuclear Power Engineering Corporation (NUPEC) in Japan und der United States Nuclear Regulatory Commission (U.S.NRC) finanziert. Der Bau als auch die Experimente sind im Bericht /HES 03/ dokumentiert.

Das Modellcontainment ist ein Nachbau des Containment-Gebäudes des japanischen Kernkraftwerks Ohi (Unit 3) im Maßstab 1:4. Alle großen Durchführungen der Gebäudestruktur, wie die Materialschleuse (Equipment Hatch, E/H), die Luftschleuse (Air Lock, A/L) und die Rohrdurchführungen sind im Bau berücksichtigt. Abb. 4.1 zeigt die äußeren Abmessungen.

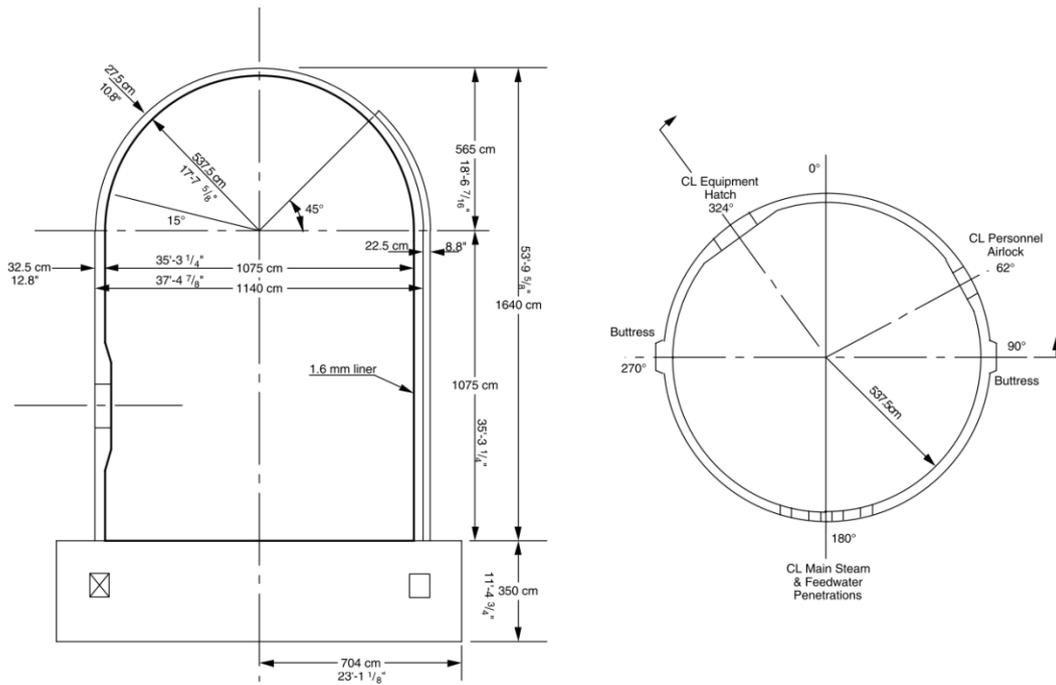


Abb. 4.1 Abmessungen des Sandia 1:4 Modellcontainments (nach /HES 03/)

Die Gebäudestruktur kann in Fundament, zylindrische Wand und hemisphärische Kuppel unterteilt werden. Die Wandstärke beträgt im zylindrischen Teil nominell 0,325 m. Um die Durchführungen ist die Wand dicker ausgeführt.

Abb. 4.2 zeigt die Lage der Spannkabel und der Bewehrung. 108 Spannkabel verlaufen in Umfangsrichtung, 90 Spannkabel in meridionaler Richtung. Die Umfangsspannkabel laufen einmal um den ganzen Umfang und sind abwechselnd in den Stützpfelern bei 90° und 270° Azimut verankert (Koordinatensystem siehe Abb. 4.1). Vertikale und horizontale Bewehrung verläuft in zwei Lagen nahe der Innen- und Außenoberfläche der Wand. Beide Lagen sind durch Bügelbewehrung verbunden. Die Spannkabel haben einen Durchmesser von 13,7 mm und bestehen aus drei Sieben-Draht-Litzen. Sie verlaufen in unverfüllten metallenen Hüllrohren mit einem Durchmesser von 35 mm. Das Spannen der Kabel erfolgt simultan an beiden Enden mit Hilfe von Hydraulikzylindern bis zum Erreichen des Nennspannungswerts. Die Litzen des Kabels werden daraufhin einzeln im Ankerkopf (Anchor Head) verklemt. Zum Verteilen der Spannlast liegt der Ankerkopf auf einer Lagerplatte (Bearing Plate) auf. Während des Verankerungsprozesses rutschen die Litzen eine kurze Strecke durch bis die Verankerungskeile packen, wodurch sich die Vorspannung nahe der Verankerung reduziert. Zur Ausführung der Verankerung werden Produkte der Firma VSL (Vorspann System Losinger) eingesetzt. Abb. 4.3 zeigt den prinzipiellen Aufbau der Verankerung.

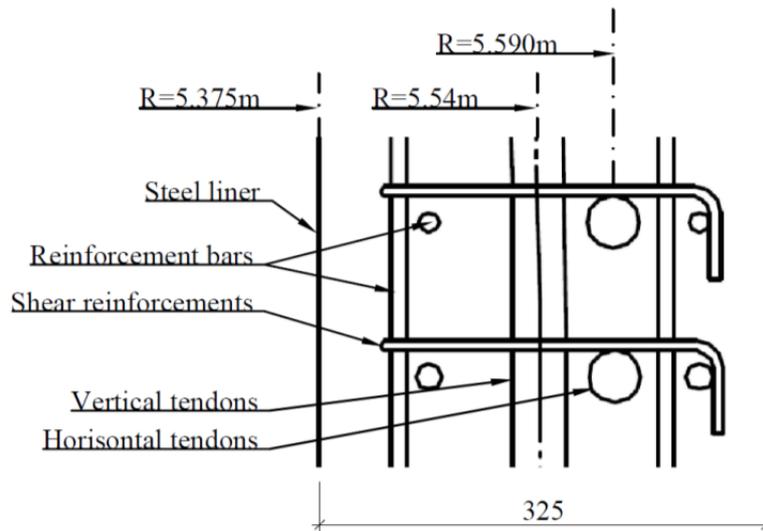


Abb. 4.2 Lage der Bewehrung und Spannkabel in der Containmentwand (nach /HEI 14/)

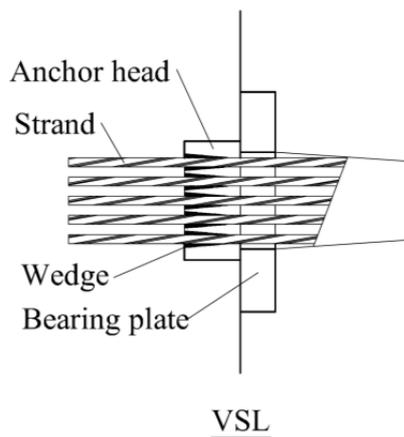


Abb. 4.3 Spannkabelverankerung nach VSL - Vorspann System Losinger (nach /HEI 14/)

Der Liner ist aus duktilem Stahlblech mit 1,6 mm nomineller Dicke hergestellt. An der Wand ist er durch vertikal verlaufende T-Anker befestigt (siehe Abb. 4.4), die im ungestörten Bereich einen Abstand von 0,45 m haben. Nahe den Durchführungen reduziert sich der Abstand auf bis zu 0,15 m. Die horizontal verlaufenden Versteifungsbleche (Stiffener) verhindern eine vertikale Bewegung relativ zum Beton.

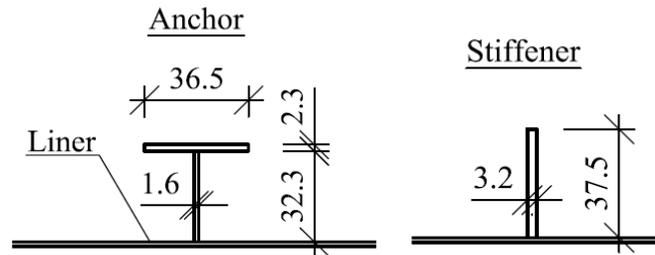


Abb. 4.4 Verankerung (Anchor) und Versteifungsblech (Stiffener) des Liners, Abmessungen in mm (nach /HEI 14/)

Vor, während und nach den Versuchen zur Druckbeaufschlagung wurde das Strukturverhalten mit Hilfe von Sensoren aufgenommen. Daten liegen zu Verschiebungen der Betonstruktur, Dehnungen von Liner, Bewehrung und Spannkabel sowie Spannungen der Spannkabel vor.

4.2 Modellierung der Bewehrung

Sollten die vielen Tausend Bewehrungsstäbe, die im Containment verbaut sind, einzeln diskretisiert werden, wäre die resultierende Modellgröße mit den aktuell verfügbaren Rechenressourcen nicht handhabbar. Um die Modellgröße im sinnvollen Rahmen zu halten, müssen deswegen geeignete Vereinfachungen für die Modellierung der Bewehrung getroffen werden, die das globale strukturmechanische Verhalten der Bewehrung korrekt wiedergeben. Drei Ansätze werden im Folgenden untersucht.

Erstens kann in die Materialbeschreibungen der multiPlas Bibliothek als auch der des SOLID65 Elements der Einfluss der Bewehrung durch Einbringen von zusätzlicher Steifigkeit in das Beton-Volumenelement berücksichtigt werden. Der zusätzliche Steifigkeitsbeitrag kann auf bestimmte Richtungen des Element-Koordinatensystems beschränkt werden. Damit wird allerdings der Steifigkeitsbeitrag der Bewehrungslage auf die gesamte Elementdicke verschmiert. In der Gittererzeugung muss deswegen darauf geachtet werden, dass die geänderten Beton-Volumenelemente symmetrisch zur Schwerpunktlage der Bewehrung erzeugt werden.

Zweitens besteht die Möglichkeit, die Bewehrungslage durch Schalenelemente abzubilden. Der Bewehrungsgrad kann als Dicke des Schalenelements angenommen werden. Ein Problem stellt allerdings die Biegesteifigkeit des Schalenelements dar, die eine Bewehrungslage in Realität so nicht aufweist. Bei unverändertem Einsatz von

Schalenelementen würde sich die resultierende Struktur wegen der zusätzlichen Biegesteifigkeit demzufolge als zu steif verhalten. Wenn sich die horizontale und die vertikale Bewehrungsdichte deutlich unterscheiden kann der Ansatz einer Serien- und Parallelschaltung von Schalenelementen verfolgt werden. Abb. 4.5 stellt die prinzipielle Anordnung der Schalenelemente dar.

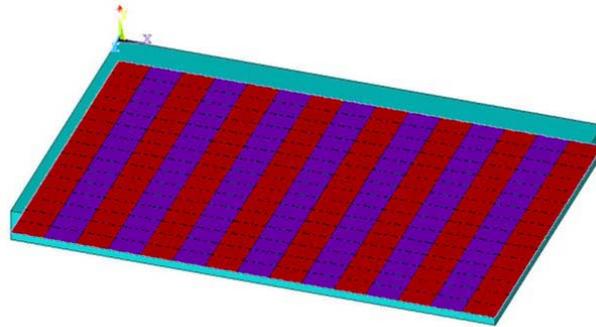


Abb. 4.5 Schematische Darstellung der Bewehrungsmodellierung mit Serien- und Parallelschaltung von Schalenelementen

Eine weitere Möglichkeit besteht darin, in den Elementbeschreibungen der Schalenelemente nur Membranspannungen zuzulassen. Für die horizontale und die vertikale Lage der Bewehrungsstäbe wird je eine Schale eingesetzt, die nur einen Steifigkeitsbeitrag in Bewehrungsrichtung aufweist. Damit wird die Kopplung der horizontalen Bewehrung zur vertikalen und umgekehrt minimiert, die so in der Realität nicht auftritt.

Die dritte und aufwändigste Methode basiert auf der Zusammenfassung mehrerer Bewehrungsstäbe zu einem Balkenelement.

Die vorgestellten Modellierungsansätze für Bewehrung wurden in fünf Varianten eines Analysemodells für den zylindrischen Bereich des Sandia Modellcontainers untersucht (siehe Abb. 4.6). Diese waren:

M01: Integration des Steifigkeitsbeitrages der Bewehrung in die Materialbeschreibung der Beton-Volumenelemente

M02: Serien- und Parallelschaltung von Schalenelementen

M03: Balkenelemente

M04: Schalenelemente ohne Biegesteifigkeit (also nur Membranspannungen), zwei übereinanderliegende Schalen mit jeweils nur einem Steifigkeitsbeitrag in horizontaler bzw. vertikaler Bewehrungsrichtung

M05: Ein mehrlagiges Schalenelement mit zwei Lagen, wobei jede Lage nur einen Steifigkeitsbeitrag in horizontaler bzw. vertikaler Bewehrungsrichtung hat.

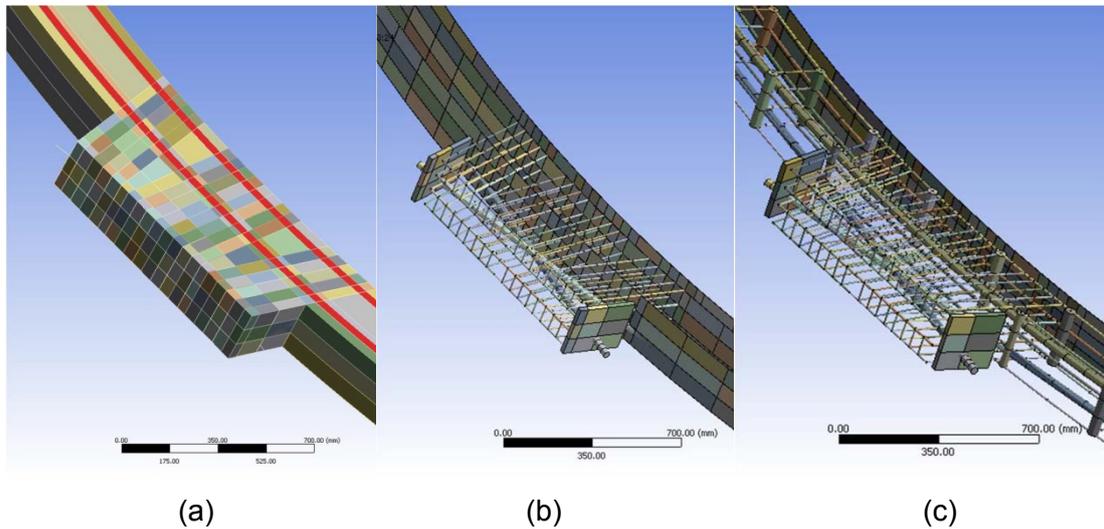


Abb. 4.6 Modellierungsansätze für die Bewehrung im zylindrischen Teil des Sandia Modellcontainments:

- (a) Bewehrungsbeschreibung in Volumenelementen integriert
(Bewehrungslage rot markiert)
- (b) Schalenelemente
- (c) Balkenelemente

Für den Vergleich der Varianten wird die radiale Verschiebung der Containment-Wand bei einem Azimut von 0° , 135° und 270° herangezogen (siehe Abb. 4.7, Abb. 4.8 und Abb. 4.9).

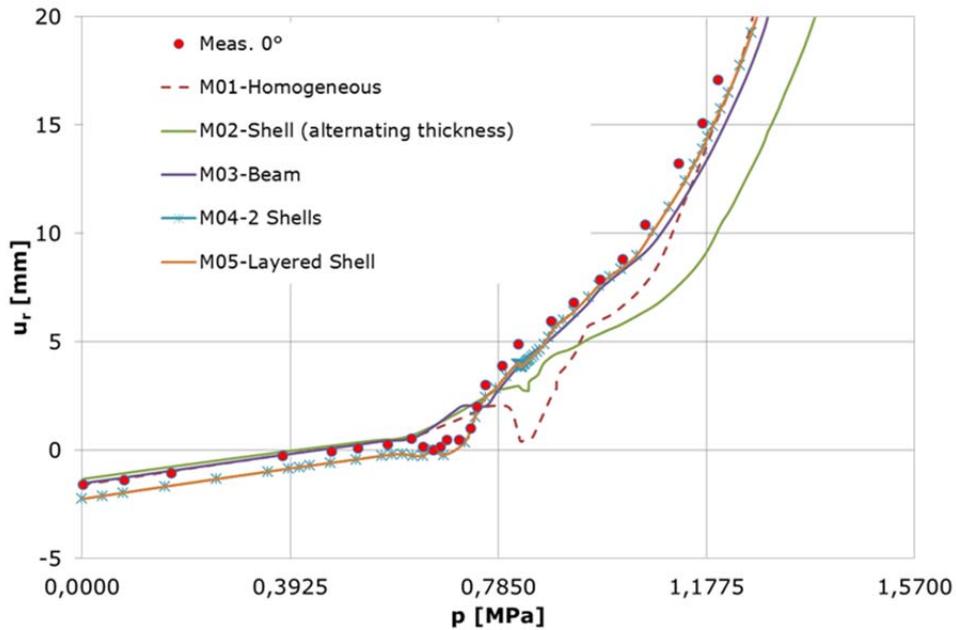


Abb. 4.7 Radiale Verschiebung u_r der fünf Simulationsvarianten verglichen mit den gemessenen Werten bei 0°

Besonderes Augenmerk verdient der Verlauf der Verschiebungen im Bereich des zweifachen Auslegungsdrucks $2P_d = 0,78$ MPa. Die Betonschädigung nimmt hier stark zu und es findet eine Lastumlagerung vom Beton auf die Bewehrung statt, die sich bei weiterer Druckerhöhung plastisch verformt.

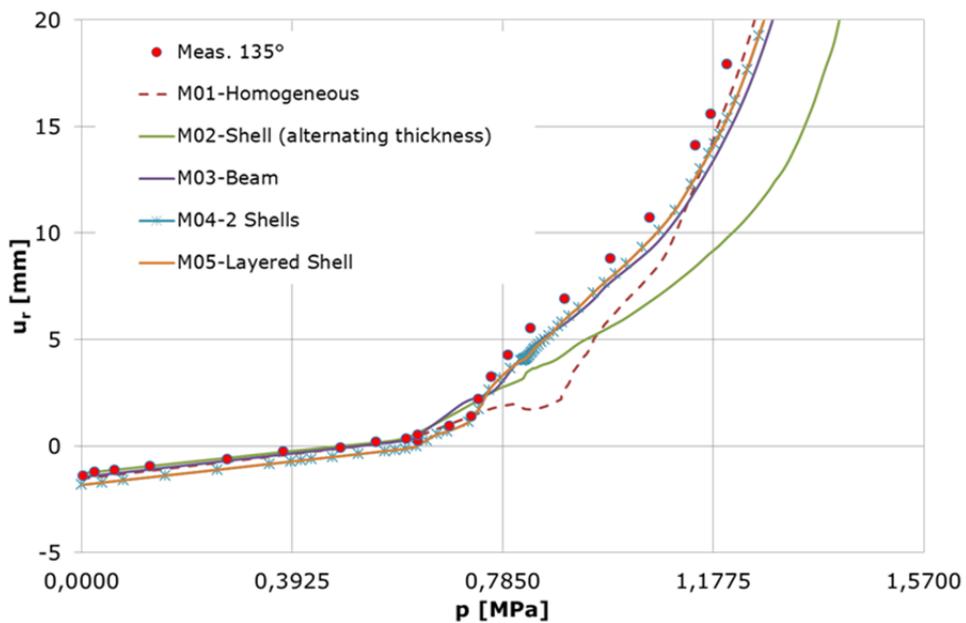


Abb. 4.8 Radiale Verschiebung u_r der fünf Simulationsvarianten verglichen mit den gemessenen Werten bei 135°

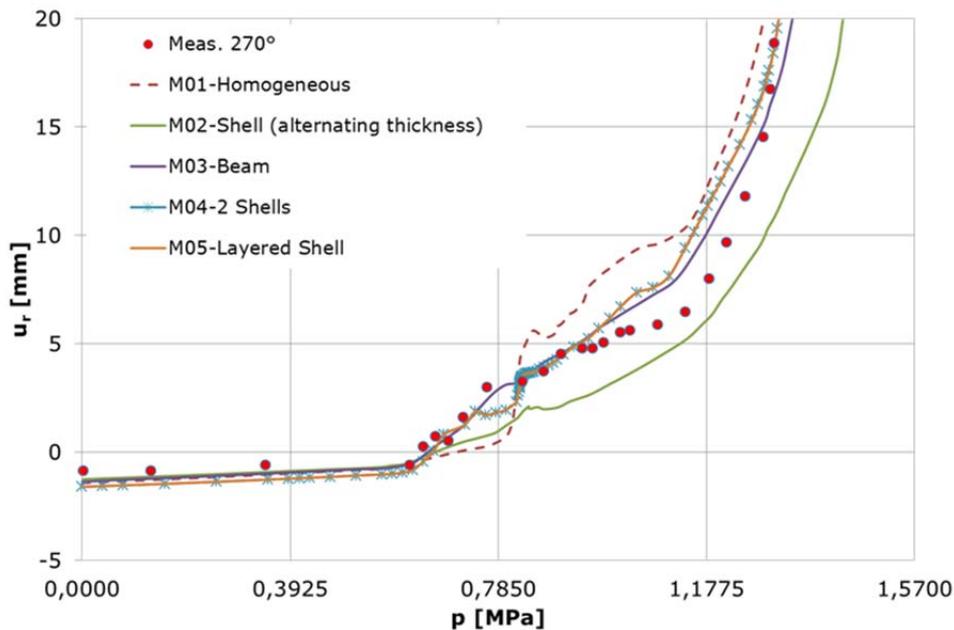


Abb. 4.9 Radiale Verschiebung u_r der fünf Simulationsvarianten verglichen mit den gemessenen Werten bei 270°

Zusammenfassend lässt sich sagen, dass die Varianten M01 und M02 unbefriedigende Ergebnisse zeigen, da sie ab dem Einsetzen einer größeren Betonschädigung deutliche Abweichungen zu den Messdaten zeigen. Die Varianten M03, M04 und M05 stimmen insbesondere an den Positionen 0° und 135° sehr gut mit den Messdaten überein. Die Modellvariante, bei der die Bewehrung mit Balkenelementen (M03) ausgeführt wurde, liefert hierbei die besten Ergebnisse. Die Varianten M04 und M05 liefern im Rahmen der numerischen Genauigkeit identische Ergebnisse. Dabei ist zu beachten, dass die Ergebnisse an der Position 270° von der Genauigkeit, mit der die Spannvorrichtungen modelliert werden, abhängen.

4.3 Modellierung der Spannkabel

Die Spannkabel bestimmen maßgeblich das strukturmechanische Verhalten vorgespannter Containmentgebäude. Sie versetzen die umgebende Betonstruktur in Kompression und verzögern damit das Strukturversagen bei Zugbeanspruchungen, die beispielsweise bei steigender Innendruckbelastung des Containments im Rahmen postulierter Störfall- bzw. Unfallszenarien auftreten können.

Die Spannkabel werden nach dem Vergießen und Aushärten der Betonstruktur gespannt und verankert. Durch die Reibung der Kabel in den Hüllrohren während des

Spannvorgangs stellt sich ein ungleiches Zugspannungsprofil ein, welches durch Messung der Spannkabeldehnungen bestätigt wird. Abb. 4.10 zeigt exemplarisch den Kraftverlauf im horizontalen Spannkabel H53 nach dem Spannen (Tension) und nach dem Verankern (Seating). Dieses Spannkabel liegt oberhalb des Einflussbereichs der Materialschleuse.

Im Bereich der Durchführungen werden die Kabel durch entsprechend gekrümmte Verläufe um die Durchführungen herumgeführt werden. Abb. 4.11 zeigt einen Blick auf die metallenen Hüllrohre der Spannkabel während der Bauphase des Containments. Die horizontalen Hüllrohre liegen über den vertikalen Hüllrohren und sind im Bereich der Materialschleuse so dicht gedrängt, dass sie paarweise übereinander geführt werden.

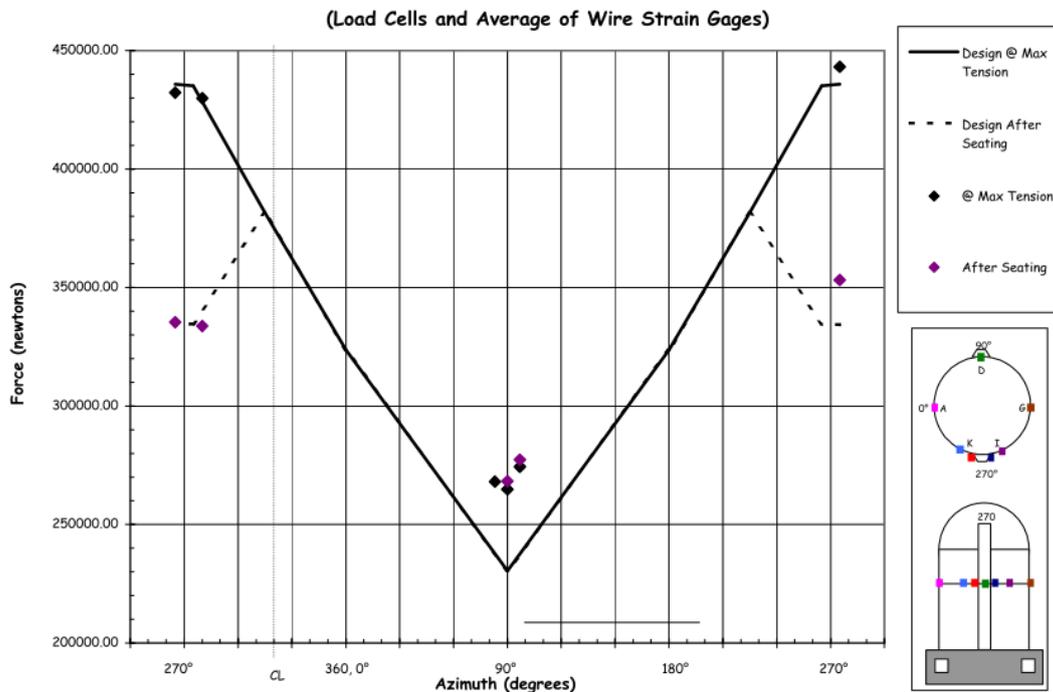


Abb. 4.10 Kraftverteilung des horizontalen Spannkabels H53 in Höhe 6,579 m (nach /HES 03/)



Abb. 4.11 Blick auf die Hüllrohre der Spannkabel im Bereich der Materialschleuse während der Bauphase (nach /HES 03/)

Zur Simulation der teilweise ungleichen Spannungsverteilungen in den Kabeln müssen diese einzeln diskretisiert werden, da Spannkabel mit vielfach gewundenem, individuellem Verlauf gerade um die Durchführungen nicht geeignet zusammengefasst werden können. Exemplarisch soll dies an dem Verlauf der Spannkabel um die Materialschleuse im Sandia 1:4 Modellcontainment veranschaulicht werden.

Im Rahmen der Dokumentation der Containmentkonstruktion sind für den Verlauf der Spannkabel um die Durchführungen Koordinaten von Stützstellen tabellarisch gelistet /HES 03/, die für die geometrische Modellierung herangezogen wurden. Abb. 4.12 zeigen die Lage der vertikalen und der horizontalen Spannkabel im Bereich der Materialschleuse.

Im geometrischen Modell des Containments werden die Spannkabel durch Geradenstücke, Kreisbögen und Splines beschrieben. Insbesondere wurde der Verlauf um die Durchführungen mit Hilfe von kubischen Splines entlang der Stützstellen modelliert. Die Darstellung von Kurvenverläufen mit Splines steht sowohl im ANSYS Design Modeler als auch in ANSYS Mechanical /ANS 14/ zur Verfügung.

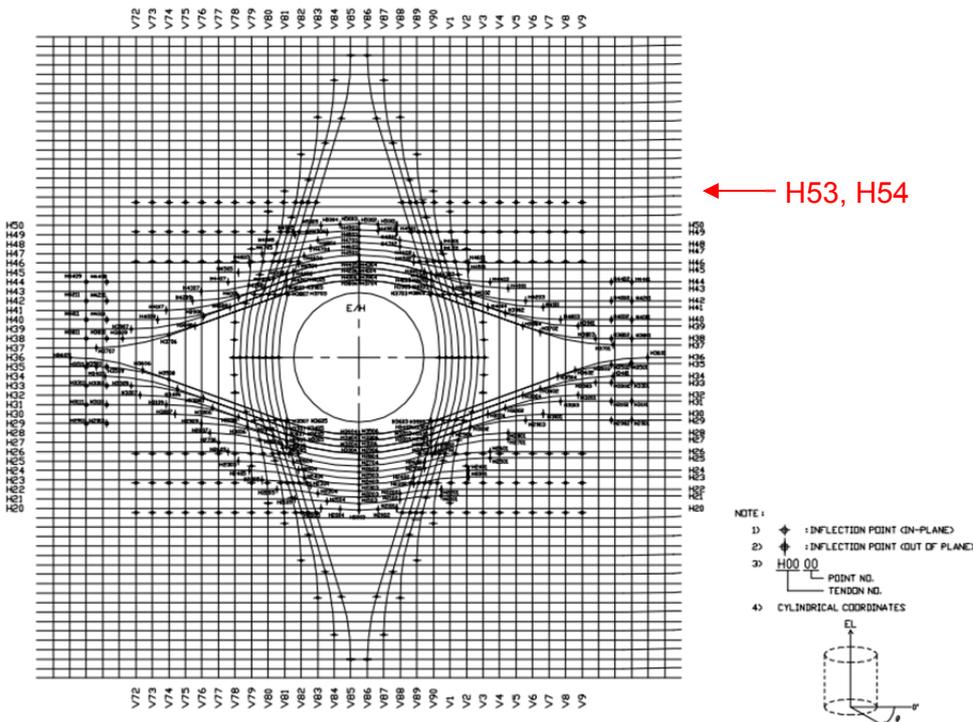
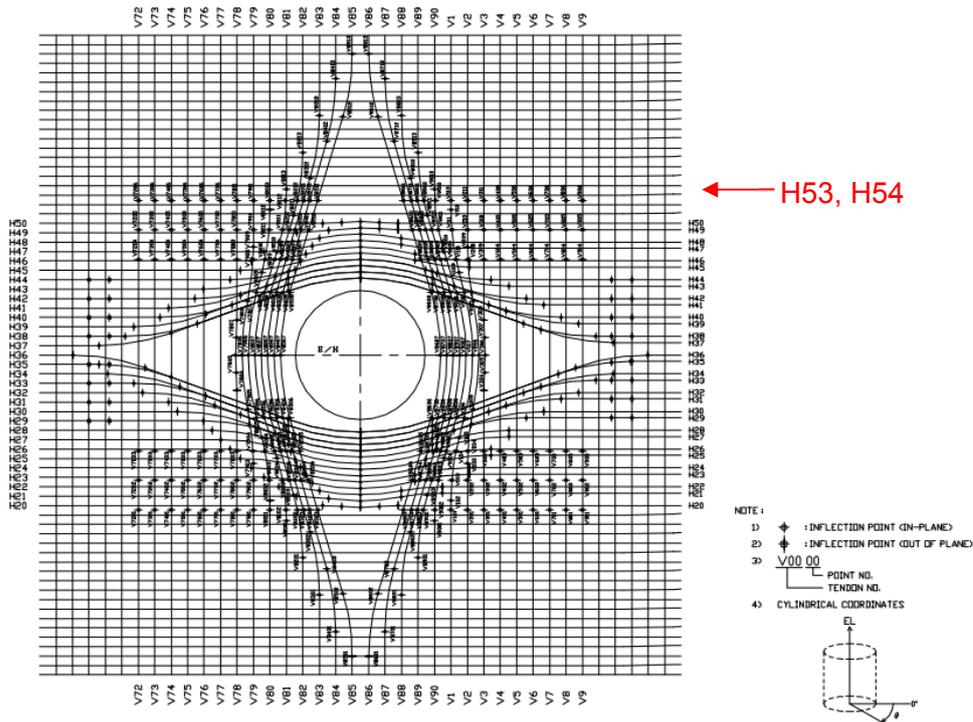


Abb. 4.12 Stützstellen der Spannkabel im Bereich der Materialschleuse (nach /HES 03/), vertikale / horizontale Spannkabel (oberes / unteres Bild)

Für die Modellierung eines, in einem Hüllrohr geführten, Spannkabels wurde zunächst der Ansatz des reibungsbehafteten Kontakts von Balkenelement zu Balkenelement

(Line-to-Line Contact/ Beam-to-Beam Contact) verfolgt. Balkenelementen können in der Simulation beliebige Querschnitte zugewiesen werden. So kann das Hüllrohr durch ein Balkenelement mit rundem Rohrquerschnitt und das Spannkabel mit Kreisquerschnitt modelliert werden. Der Kontakt besteht dann von der Außenoberfläche des Spannkabel-Elements zur Innenoberfläche des Hüllrohr-Elements. Abb. 4.13 verdeutlicht die geometrischen Zusammenhänge. Wenn der Außenradius r_c des Spannkabelelements kleiner dem Innenradius r_t des Hüllrohr-Elements ist, haben die Mittelachsen beider Elemente bei Kontakt einen Abstand d .

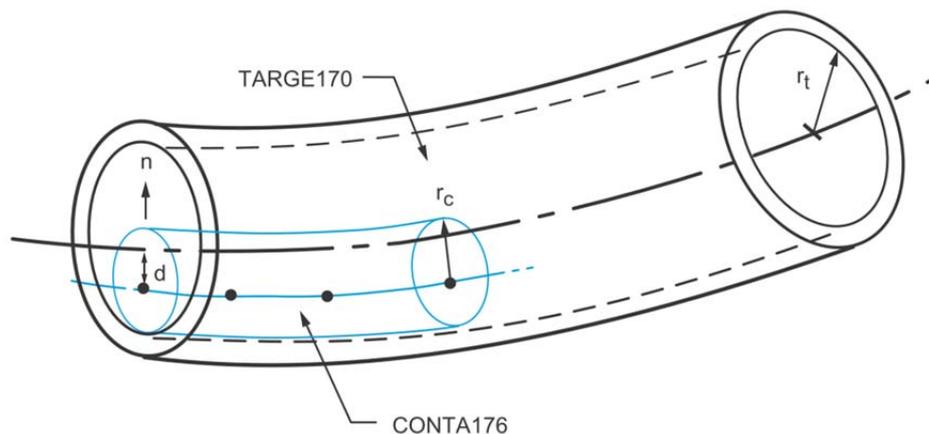


Abb. 4.13 Kontakt von Balkenelement mit Kreisquerschnitt (blau) zu Balkenelement mit Rohrquerschnitt (schwarz)

Zur Berechnung des Kontakts benötigt das Simulationsprogramm ANSYS Mechanical /ANS 14/ die Zuweisung von Kontakt- und Zielkörper, um beide geometrisch in Beziehung zu setzen. Im Falle des Kontakts von Balkenelement zu Balkenelement entsteht so das Kontaktpaar CONTA176 (Kontaktkörper) – TARGE170 (Zielkörper).

Testrechnungen zeigten für diese Kontaktvariante schlechte Konvergenzeigenschaften. Je gewundener die Spannkabel verlaufen, desto schwieriger sind Kontaktkörper und Zielkörper in Bezug zu setzen. Bei größerer Betonschädigung konnte schließlich keine Konvergenz mehr erzielt werden, so dass von diesem Ansatz Abstand genommen wurde.

Im zylindrischen Containmentbereich abseits der Durchführungen verlaufen die Spannkabel entlang von Kreisbahnen und es finden keine Bewegungen normal zu der durch die Kreisbahn aufgespannten Ebene statt. In diesem Fall kann der Kontakt von Spannkabel und Hüllrohr über einen Kontakt Linie zu Fläche (Line-to-Surface Contact) dargestellt werden. Die durch die Kontaktfläche der Hüllrohre aufgespannte Zylinder-

fläche bildet den Zielkörper, auf dem die Spannkabel als Kontaktkörper abrutschen können. Im Programm ANSYS Mechanical /ANS 14/ wird hierfür das Kontaktpaar CONTA177 (Kontaktkörper, Balkenelemente) – TARGE170 (Zielkörper, Oberflächenelemente) gebildet. Abb. 4.14 zeigt die Umsetzung im ANSYS Finite-Elemente-Modell.

Darüber hinaus zeigt die Abbildung den Spann- und Verankerungsmechanismus des Simulationsmodells. Im Experiment wurden die Spannkabel an beiden Enden mit Hydraulikpressen gespannt, bis eine vorher festgelegte Spannkraft erreicht wurde, und dann mit Keilen verankert. Im Simulationsmodell wird dieser Vorgang mit PRETS179 Vorspannelementen (Pretension Elements) nachvollzogen. Nahe dem Spannkabelende wird die Verkettung von BEAM188 Balkenelementen aufgetrennt und ein PRETS179 Vorspannelement eingefügt. Dem Vorspannelement können sowohl Kräfte als auch Verschiebungen vorgegeben werden.

Abb. 4.14 zeigt auch, dass der Knoten am Spannkabelende über eine Kontaktbedingung fest mit der Ankerplatte verbunden ist. Die Ankerplatte hat die Funktion, die durch die Vorspannung eingebrachte Reaktionskraft auf der Stützpfilerseite zu verteilen, so dass keine Spannungssingularitäten entstehen. Für die Kontaktdefinition wird das Kontaktpaar CONTA175 (Kontaktkörper, Spannkabelendknoten) – TARGE170 (Zielkörper, Ankerplatte) gebildet. Da hier der Spannkabelendknoten gegenüber den Knoten der Ankerplatte fixiert wird, spricht man auch von Multi-Point Constraint (MPC).

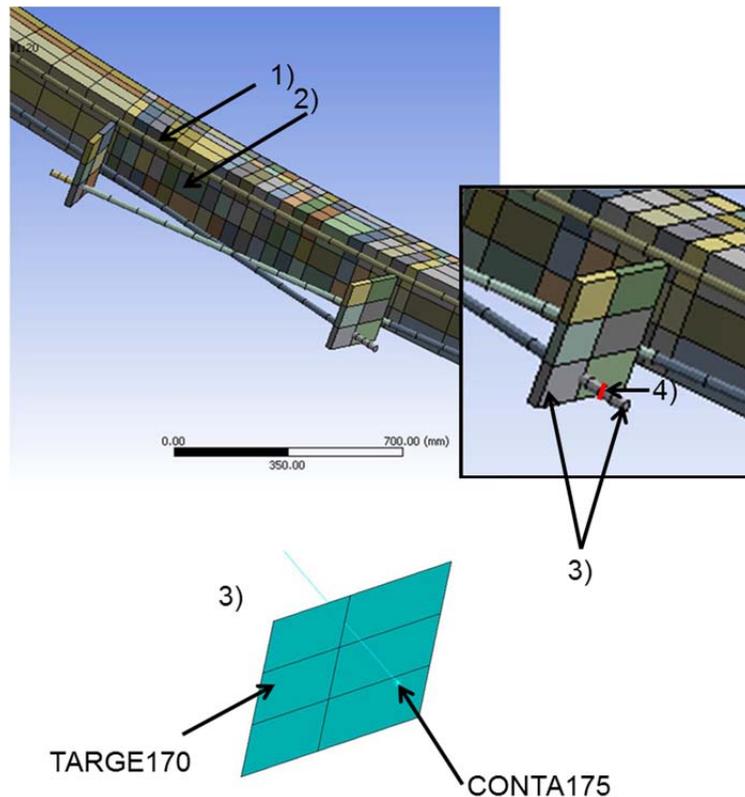


Abb. 4.14 Modellausschnitt mit Spannkabeln (1), die auf einer Kontaktfläche (2) rutschen können. Die Spannkabelenden (3) sind über das Kontaktpaar CONTA175 - TARGE170 mit der Ankerplatte gekoppelt. Das Spannen und Verankern der Spannkabel geschieht über Vorspannelemente (Pre-tension Elements) (4).

Der Modellierungsansatz für die Führung der Spannkabel über einen Kontakt von Linie zu Fläche zeigt zufriedenstellende Konvergenz. Da die Spannkabel im Bereich der großen Durchführungen auf teilweise stark gekrümmten Bahnen verlaufen, kann der vorgestellte Ansatz nicht für die Modellierung im gesamten Containment verfolgt werden.

Eine weitere Möglichkeit besteht in der Modellierung des geführten Spannkabels mit spezialisierten Elementen, welche die Funktionalität von Gelenken und Führungen mittels constraint equations nachbilden. ANSYS Mechanical /ANS 14/ stellt hierfür das für unsere Belange passende MPC184 Slot Joint Element zur Verfügung. In Abb. 4.15 wird der Aufbau des Elements symbolisch dargestellt.

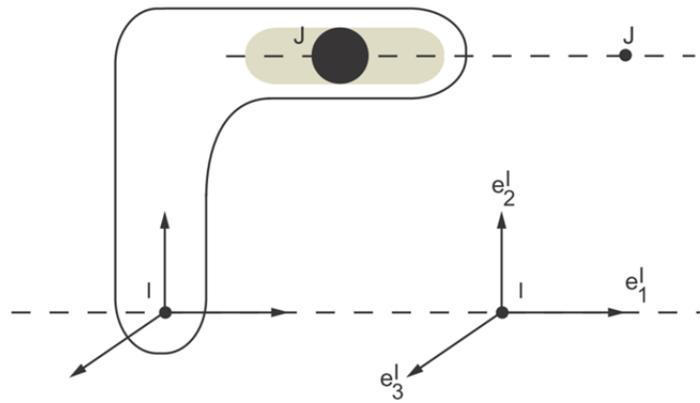


Abb. 4.15 ANSYS MPC184 Slot Joint Element

Es ist aus zwei Knoten I und J aufgebaut, der Knoten J besitzt nur einen relativen Freiheitsgrad. Dem Knoten I ist ein lokales Koordinatensystem zugeordnet; der Knoten J kann sich nur in e_1 -Richtung dieses lokalen Koordinatensystems bewegen. Aus der Kraft, die in der durch e_2 und e_3 aufgespannten Ebene am Knoten J angreift, wird die Reibungskraft F berechnet. Sie wirkt der Bewegung in e_1 -Richtung entgegen.

Im Falle von idealer Coulomb Reibung haften zunächst beide Körper, beziehungsweise beide Knoten, bei ansteigender Reibungskraft aneinander. Überschreitet die Reibungskraft F den kritischen Wert, dann gleiten die beiden Körper aneinander ab, wobei immer noch die Reibungskraft der Bewegung entgegenwirkt.

$$F = \mu N,$$

Hierbei bezeichnet N die Normalkraft, μ den Reibungskoeffizienten. Den Zusammenhang zwischen relativer Verschiebung der aneinander reibenden Körper und der Reibungskraft bei idealer Coulomb Reibung zeigt Abb. 4.16 (a).

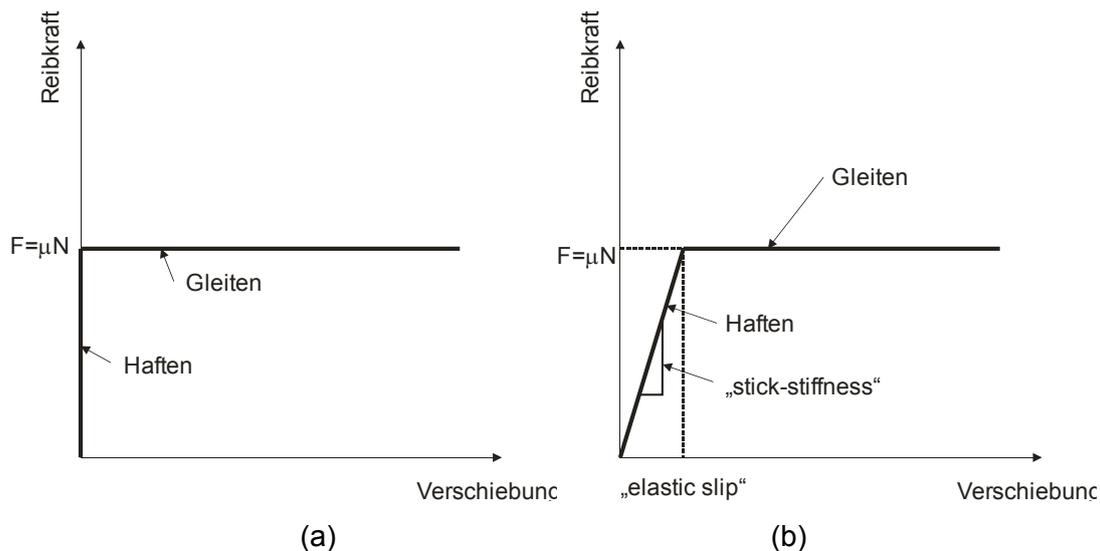


Abb. 4.16 Ideale Coulomb Reibung (a) und Reibung nach Penalty Formulierung (b)

Beim MPC184 Slot Element wurde allerdings ein sogenannter Penalty Ansatz gewählt. Überschreitet die Reibkraft den kritischen Wert F , verhält sich das Slot Element gemäß dem Ansatz der idealen Coulomb Reibung. Bei geringeren Reibkräften verhalten sich die Knoten des Elements allerdings elastisch, wobei die „stick-stiffness“ die Steifigkeit zwischen den Knoten angibt. Dem Element kann alternativ ein Wert für die maximale elastische Verschiebung („elastic slip“) vorgegeben werden. Abb. 4.16 (b) zeigt den Zusammenhang zwischen Verschiebung und Reibkraft bei einem Penalty Ansatz. Auf physikalischer Ebene kann der in der numerischen Beschreibung auftretende „elastic slip“ als elastische Verschiebung der rauen Körperoberflächen interpretiert werden.

In den Simulationen wurde ein Wert von 10^{-5} m als maximale elastische Verschiebung („elastic slip“) gewählt. Damit war die elastische Verschiebung immer noch vernachlässigbar gegenüber dem Gleitweg von einigen 10^{-3} m der Spannkabel. Bei deutlich niedrigeren Werten des „elastic slip“ als 10^{-5} m traten hingegen Konvergenzprobleme auf.

Ein weiterer zu beachtender Aspekt des MPC184 Slot Elements stellt die Anbindung des Elements an das Netz der Volumenelemente, sprich die Betonstruktur, dar. MPC184 Elemente besitzen sechs Freiheitsgrade je Knoten, wo hingegen die auf einen Verschiebungsansatz beruhenden Volumenelemente wie das SOLID185 Element nur drei Freiheitsgrade je Knoten besitzen. Damit können beide Elemente nicht direkt gekoppelt werden. Eine mögliche Anbindung kann durch Balkenelemente erfolgen, des Weiteren können Zwangsbedingungen (constraint equations) eingesetzt werden.

Im Falle von Balkenelementen für die Anbindung muss jedes MPC184 Element in alle drei Raumrichtungen mit Balkenelementen gegenüber dem Netz der Volumenelemente abgestützt werden. Hierfür werden mindestens drei Balkenelemente benötigt. Parameterstudien ergaben eine stabile und noch recheneffiziente Anbindung bei fünf bis sechs Balkenelementen je MPC184 Element. Die Steifigkeit der Balkenelemente wird der umgebenden Betonstruktur angepasst. Beim Querschnitt der Balkenelemente muss abgewogen werden. Wird der Querschnitt zu klein gewählt, kann eine axiale Spannkabelast die Einbettung der Spannkabel im Beton lösen, der so in Wirklichkeit nicht auftreten würde. Wird hingegen der Querschnitt zu groß gewählt, wird eine zusätzliche Steifigkeit ins Gesamtsystem eingebracht, die die Tragfähigkeit erhöht und damit verfälscht. Abb. 4.17 zeigt eine mögliche Realisierung der Spannkabelanbindung.

ANSYS Mechanical /ANS 14/ stellt verschiedene Formulierungen von Zwangsbedingungen zur Verfügung. Zur Anbindung der Spannkabel wurde das RBE3 genannte Kommando genutzt, bei dem Kräfte und Momente, die am zu spezifizierenden Master Knoten angreifen, gemäß der geometrischen Lage auf die Slave Knoten verteilt werden. Damit werden die Spannkabel ideal in die Volumenelemente der Betonstruktur eingebettet. Einziger Nachteil ist, dass eine hohe Anzahl von RBE3-Kommandos in der nichtlinearen Berechnung zu Instabilitäten führen und eine konvergente Lösung schwieriger erzielt werden kann.

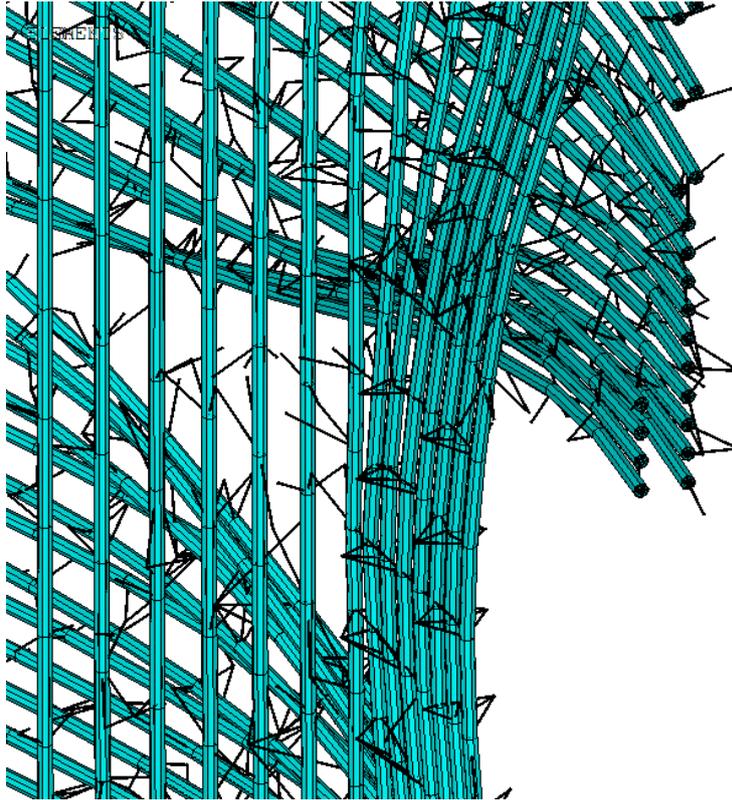


Abb. 4.17 Spannkabelelemente (Balkenelemente) und Verbindungselemente zum Netz der Volumenelemente (ebenfalls Balkenelemente) im Bereich der Materialschleuse (Hinweis: Die MPC184 Slot Elemente sind in dieser Darstellung nicht sichtbar.)

4.4 Fazit

Die mit der hier beschriebenen Modellgenerierungsmethode entwickelten Analysemodelle wurden im Rahmen der internationalen Vergleichsanalysen zum Sandia Modellcontainment (siehe Kapitel 5) eingesetzt. Weiterhin wurden damit auch Analysemodelle für die Simulation des Verhaltens einer äußeren Containmentstruktur eines KKW vom Typ WWER-1000/466 B bei Aufprallbelastungen (siehe Kapitel 6) generiert. Die entwickelte Modellgenerierungsmethodik für Containmentstrukturen aus vorgespanntem Stahlbeton kann mit relativ geringem Aufwand auch für andere doppelschalige Containmentstrukturen neuer Reaktorkonzepte (z. B. EPR) bei Vorliegen entsprechender Detailinformationen zur Biegebewehrung, zur Schubbewehrung sowie zum Verlauf der Spannkabel angepasst werden.

5 Internationale Vergleichsanalysen zum Verhalten eines Modellcontainments aus Spannbeton bei Belastungen infolge schwerer Störfälle

Angestoßen wurde die im Folgenden vorgestellte internationale Vergleichsanalyse durch das Indo-U.S. Civilian Nuclear Agreement, in der die U.S. Nuclear Regulatory Commission (U.S. NRC) eine verstärkte Zusammenarbeit mit der indischen Aufsichtsbehörde Atomic Energy Regulatory Board (AERB) verabredete. Die beiden Organisationen verständigten sich auf Vergleichsanalysen (Round Robin Analysis) im Rahmen des „Standard Problem Exercise #3“ (SPE-3), wobei weitere internationale Partner wie auch die GRS bezüglich Teilnahme angesprochen wurden. Ziel war es, strukturmechanische Simulationsmethoden nach aktuellem Stand von Wissenschaft und Technik auf die sehr gut dokumentierten Experimente der Sandia National Laboratories (SNL) an einem Modellcontainment aus Spannbeton im Maßstab 1:4 anzuwenden. Vor allem im Bereich des lokalen strukturmechanischen Verhaltens des Containments bei auslegungüberschreitenden Störfallbedingungen sollte der Wissensstand erweitert werden.

In der ersten Programmphase der internationalen Vergleichsanalysen konzentrierten sich die Untersuchungen auf:

- das Verhalten der lokalen Spannkabelspannung in Folge des Spannvorgangs und einer Innendruckbelastung in Folge eines postulierten Störfalls,
- die Berücksichtigung der Reibung und dem Gleiten der Spannkabel in den Hüllrohren im Simulationsmodell,
- die Wechselwirkung bzw. das Ablösen des Liners von der Betonstruktur,
- die Versagenskriterien für Liner und Spannkabel,
- den Einsatz von Materialnennwerten im Gegensatz zu in-situ Materialparametern in den Berechnungen.

Zu Beginn fand in Mumbai (Indien) ein Kick-Off Workshop zur Konkretisierung der Aufgabenstellung statt. Als thematischer Schwerpunkt wurde festgelegt, Berechnungen mit drei im Folgenden vorgestellten Modellen durchzuführen. Dabei stellt Modell 1 einen Ausschnitt aus dem zylindrischen Containmentteil mit zwei horizontalen Spannkabeln ohne Berücksichtigung von Schleusen dar. Modell 2 ist ein Ausschnitt um die Materialschleuse (E/H, equipment hatch). Basierend auf den mit Modell 1 und Modell 2

gewonnenen Erkenntnissen stellt Modell 3 das gesamte Modellcontainment dar. Erzielte Teilergebnisse wurden in einem Beitrag zur 22. SMiRT-Konferenz /BAH 13/ zusammengefasst und internationalen Experten zur Diskussion gestellt. Nachfolgend sind die Ergebnisse der Analysen zusammengefasst.

5.1 Modell 1

Modell 1 ist ein 360°-Ausschnitt des zylindrischen Wandteils und beinhaltet zwei horizontale Spannkabel, die ungestört von Durchführungen über den gesamten Umfang verlaufen (siehe Abb. 5.1). Spannkabel „A“ ist bei einem Azimut von 90° verankert, Spannkabel „B“, welches 0,11 m über Spannkabel „A“ liegt, ist im Stützpfeiler bei 270° Azimut verankert.

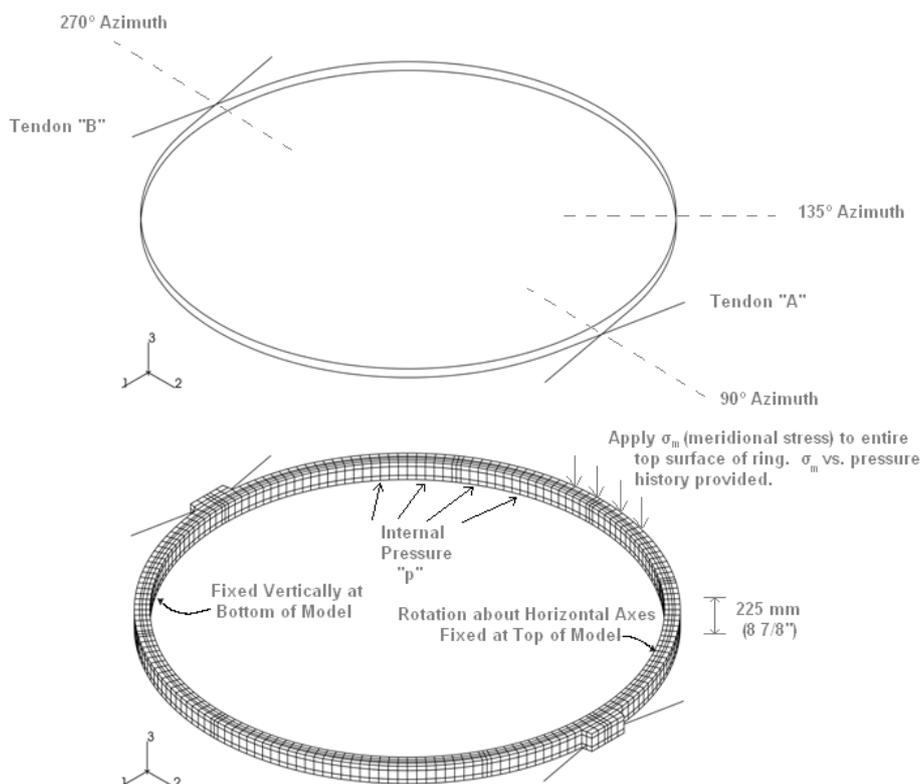


Abb. 5.1 Modell 1 – Ringausschnitt aus dem Sandia Modellcontainment in 6,579 m Höhe mit den horizontalen Spannkabeln „A“ und „B“ /HEI 14/

Da die vertikalen bzw. meridionalen Spannkabel im Modell 1 nicht explizit enthalten sind, wurde der Einfluss der Vorspannung durch die vertikalen Spannkabel als auch die Wirkung durch das Eigengewicht der Struktur mit Hilfe einer Druckrandbedingung auf der Oberseite des Ringausschnitts im Modell berücksichtigt (siehe Abb. 5.1). Es

sind 90 vertikale Spannkabel gleichmäßig über den Umfang verteilt. Damit erzeugt ein einzelnes Spannkabel Vorspannung auf einem Kreisringsegment, dessen Umfang etwa dem Abstand zweier benachbarter Spannkabel entspricht. Mit der gemessenen Spannung der Spannkabel von 435 kN berechnet sich der Druck zu 6,86 MPa. Die Wirkung des Eigengewichts der über dem Ringausschnitt befindlichen Betonstruktur wurde abgeschätzt und als Druckbelastung auf die entsprechende Querschnittsfläche in Höhe von 0,16 MPa berücksichtigt. Mit der Kesselformel wurde die Wirkung des Innendrucks abgeschätzt. Die resultierende meridionale Spannung σ_m ist eine Funktion des im Containment herrschenden Innendrucks p und berechnet sich zu

$$\sigma_m = -7,02 \text{ MPa} + 8,27 \cdot p \quad \text{mit } p \text{ in [MPa]}$$

Hierbei kennzeichnet ein positives Vorzeichen (+) eine Zugspannung und ein negatives Vorzeichen (-) eine Druckspannung.

Die Bewehrungsgrade der Biege- und Schubbewehrung im zylindrischen Teil der Wand in der repräsentativen Höhe von 6,579 m sind in Tab. 5.1 enthalten.

Die GRS hat mit Hilfe der Software ANSYS Mechanical /ANS 14/ ein entsprechendes Simulationsmodell erstellt und an den Vergleichsanalysen teilgenommen. Im Folgenden werden zunächst die in der Simulation verwendeten Materialmodelle und -daten beschrieben, danach wird auf die Finite-Elemente-Modelle und die damit erzielten Ergebnisse eingegangen.

Tab. 5.1 Bewehrungsgrad in Abhängigkeit von Lage und Orientierung sowie die Querschnittsfläche A und die Abstände der Bewehrungsstäbe

Bewehrungslage	Stabdurchmesser	A [mm²]	E [mm]	A/e [mm²/mm]
Außen horizontal	D13-h	133	147	0,90
	D16-h	201	440	0,46
	gesamt			1,36
Außen vertikal	D10-v	79	147	0,53
	D13-v	133	294	0,45
	gesamt			0,99
Innen horizontal	D13-h	133	220	0,60
	D16-h	201	220	0,91
	gesamt			1,52
Innen vertikal	D10-v	79	143	0,55
	D13-v	133	285	0,47
	gesamt			1,02
Bügel	D6	28	190	0,15

5.1.1 Materialmodelle und -daten

Für die einzelnen Komponenten Beton, Liner, Bewehrung und Spannkabel wurden spezialisierte, materialspezifische Materialmodelle eingesetzt. Die Parameter der Materialmodelle wurden auf Basis der von SNL gemessenen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen festgelegt. Alle Materialprüfungen wurden unter Normalbedingung gemäß ASTM Standard (American Society for Testing and Materials) durchgeführt und sind in Appendix 1 des Berichts /HES 03/ tabelliert.

Beton

Zur Modellierung der Betonstrukturen werden Volumenelemente mit unterschiedlichen Materialmodellen eingesetzt, wobei insbesondere auch die multiPlas Materialbibliothek /MUL 11/ verwendet wird.

Das verwendete Betonmodell der multiPlas Materialbibliothek basiert auf einem von Hintze /HIN 86/ vorgeschlagenen Versagenskriterium. Es beinhaltet eine spezielle Drucker-Prager Fließregel mit einer mehrflächigen Fließbedingung und benötigt nur drei

Eingabeparameter, die einachsige Zugfestigkeit R_z , die einachsige Druckfestigkeit R_U und die zweiachsige Druckfestigkeit R_D . Dieses Betonmodell enthält alle Vorgaben der DIN 1045-1 bzw. der europäischen Norm DIN EN 1992-1-1 (Eurocode 2). Temperaturabhängiges Materialverhalten wurde gemäß der europäischen Norm DIN EN 1992-1-2 umgesetzt.

Zur nichtlinearen Modellierung spröder Materialien, insbesondere Beton, enthält ANSYS Mechanical das SOLID65 Volumenelement. Plastische Verformung, Kriechen, Rissbildung (Cracking) bei Zugbeanspruchung und Brechen bzw. Zermahlen (Crushing) bei Druckbeanspruchung kann mit dem Element nachvollzogen werden. Als Versagenskriterium wird eine mehrachsige Beschreibung nach Willam und Warnke /WILL 75/ berücksichtigt. Abb. 5.2 zeigt die Fließfläche im Hauptspannungsraum, wobei positive Spannungen Zugspannungen und negative Spannungen Druckspannungen darstellen.

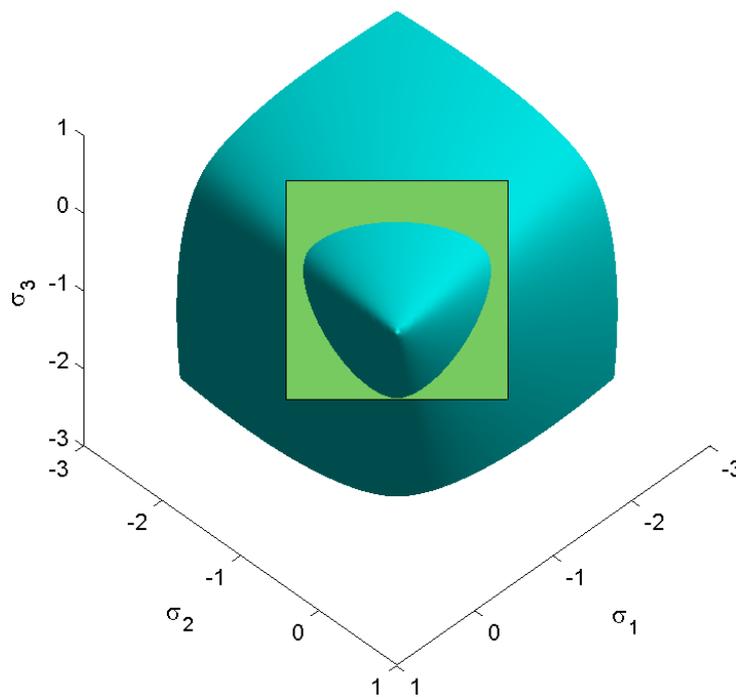


Abb. 5.2 Betonmodell-Fließfläche nach Willam-Warnke

Abb. 5.3 und Abb. 5.4 stellen die einachsigen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen des Betons getrennt in Druck- und Zugbereich dar. Die Druckfestigkeit des im Sandia-Modellcontainment verwendeten Beton beträgt bei Normalbedingungen 54 MPa, die Zugfestigkeit 2,4 MPa.

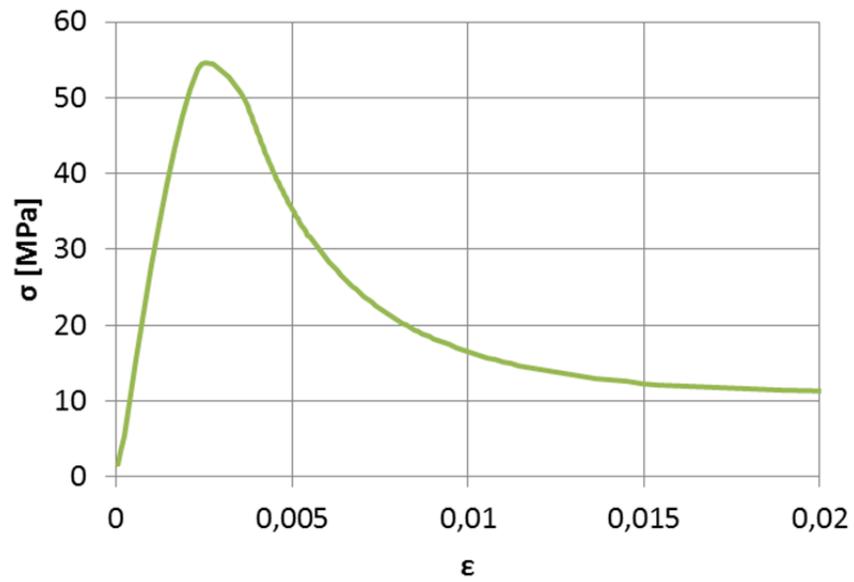


Abb. 5.3 Spannungs-Dehnungs-Kurve im Druckbereich des Betons

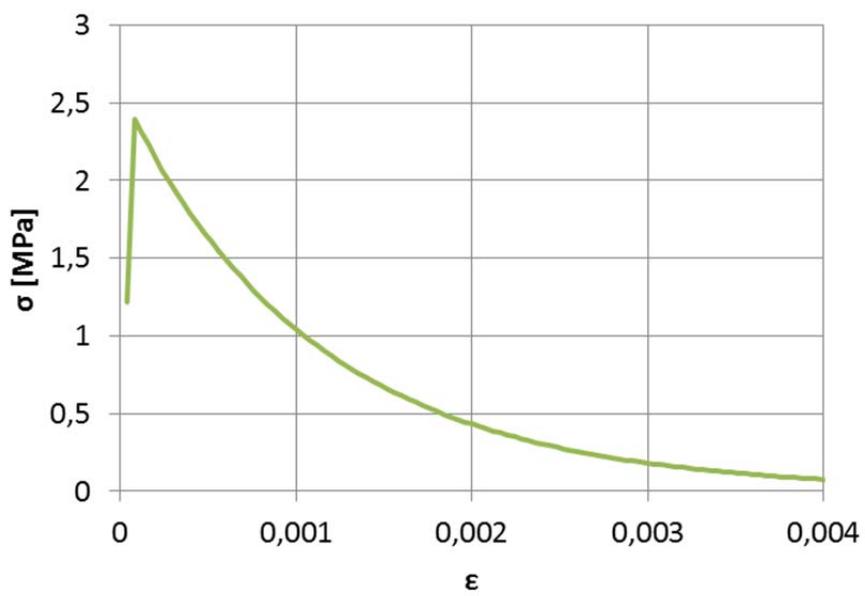


Abb. 5.4 Spannungs-Dehnungs-Kurve im Zugbereich des Betons

Liner

Der Liner des Sandia Modellcontainments ist aus Stahlblech mit 1,6 mm nomineller Dicke gefertigt. Es wurde ein duktiles Material mit einer Streckgrenze von 375 MPa bei Normalbedingungen verwendet. In einachsigen Materialversuchen wurden Bruchdehnungen von 20 % gemessen. Unter Berücksichtigung mehrachsiger Spannungszustände im Liner werden Versagensdehnungen erwartet, die deutlich geringer sind. Abb. 5.5 zeigt die in den Simulationen verwendete Spannungs-Dehnungs-Kurve.

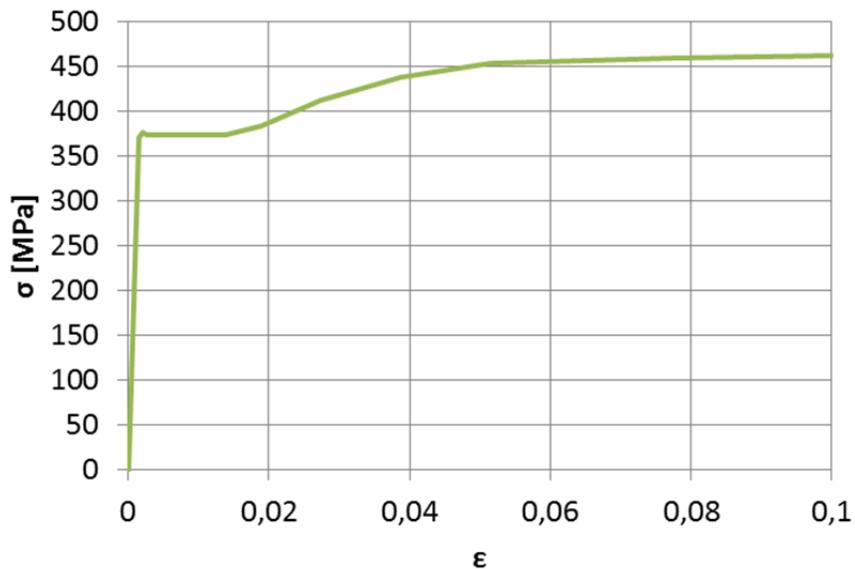


Abb. 5.5 Spannungs-Dehnungs-Kurve des Linerstahls bei Normalbedingungen

Im Simulationsmodell wird der Liner durch SHELL181 Schalenelemente mit unterdrückter Biegesteifigkeit abgebildet, d. h. es wirken nur Membranspannungen. Die Liner-Elemente und die darunterliegenden Beton-Elemente haben gemeinsame Knoten, so dass Liner und Beton fest miteinander verbunden sind.

Bewehrung

Für die Bewehrung wurden Stäbe in einem Durchmesserbereich von 6 mm bis 22 mm und aus drei unterschiedlichen Bewehrungsstählen eingesetzt. Für die Bügelbewehrung wurde ein duktiler Stahl (SD345) und Stäbe mit 6 mm Durchmesser verbaut. Bei der Biegebewehrung (SD390) liegen die Durchmesser der Stäbe zwischen 10 mm und 22 mm. Abb. 5.6 zeigt Spannungs-Dehnungs-Kurven für die beiden Bewehrungsstähle bei Normalbedingungen.

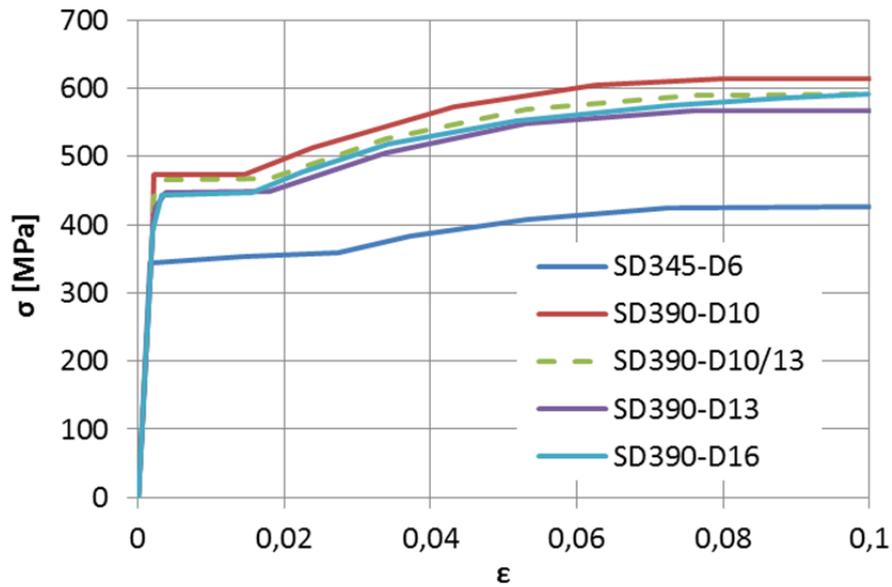


Abb. 5.6 Spannungs-Dehnungs-Kurve der Bewehrungsstähle

Für die Modellierung der Bewehrung wurden unterschiedliche Ansätze verfolgt. Wegen der hohen Anzahl an Bewehrungsstäben können nicht alle Stäbe einzeln mit Balkenelementen modelliert werden. Ein Ansatz besteht darin, mehrere Bewehrungsstäbe zu einem BEAM188-Balkenelement zusammenzufassen.

Spannkabel

Jedes Spannkabel wird in den Simulationsmodellen einzeln mit BEAM188 Balkenelementen modelliert. In Abb. 5.7 ist die Spannungs-Dehnungs-Kurve des Spannkabelstahls bei Normalbedingungen dargestellt. Die Bruchspannung liegt bei einer Bruchdehnung von 3,8 % bei 1850 MPa.

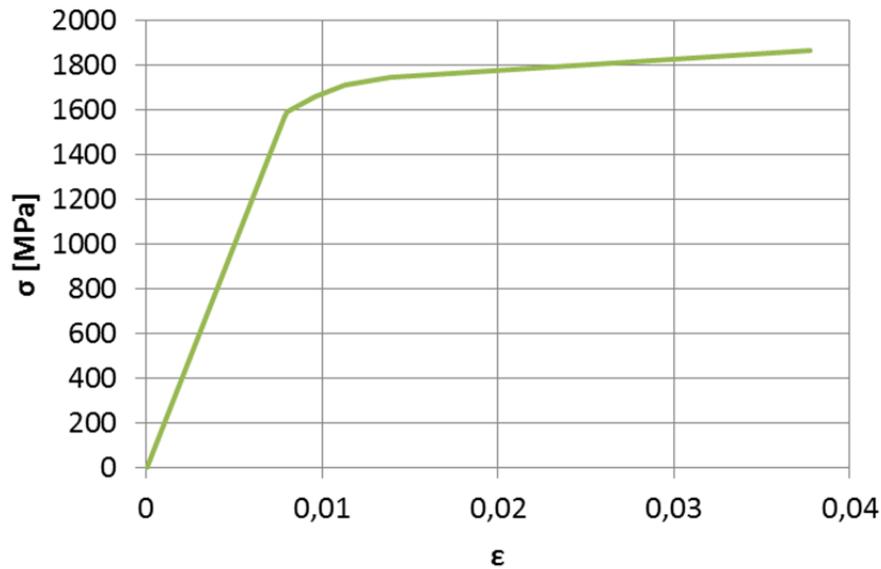


Abb. 5.7 Spannungs-Dehnungs-Kurve des Spannkabelstahls

5.1.2 Finite-Elemente-Modell

Abb. 5.8 zeigt das Finite-Elemente-Modell. Die Betonstruktur wurde mit 8-Knoten-Volumenelementen (SOLID185) diskretisiert. Zur Diskretisierung der Bewehrung wurden Balkenelemente (BEAM188) eingesetzt. Dabei wurden mehrere Bewehrungsstäbe zu einem Balkenelement zusammengefasst. Abb. 5.9 zeigt das Netz der Bewehrungselemente.

In der Bauphase wurden die Spannkabel des Containmentmodells in Gruppen über eine Dauer von Stunden bzw. Tage gespannt. Die Versuchsreihen, bei denen der Innendruck erhöht wurde liefen ebenfalls über Stunden bzw. Tage, so dass sich die auftretenden Lasten stets verteilen konnten und keine dynamischen Lastumlagerungen erfolgten. Dynamische Effekte müssen in der Simulation demzufolge nicht berücksichtigt werden, eine quasi-statische Simulation ist ausreichend.

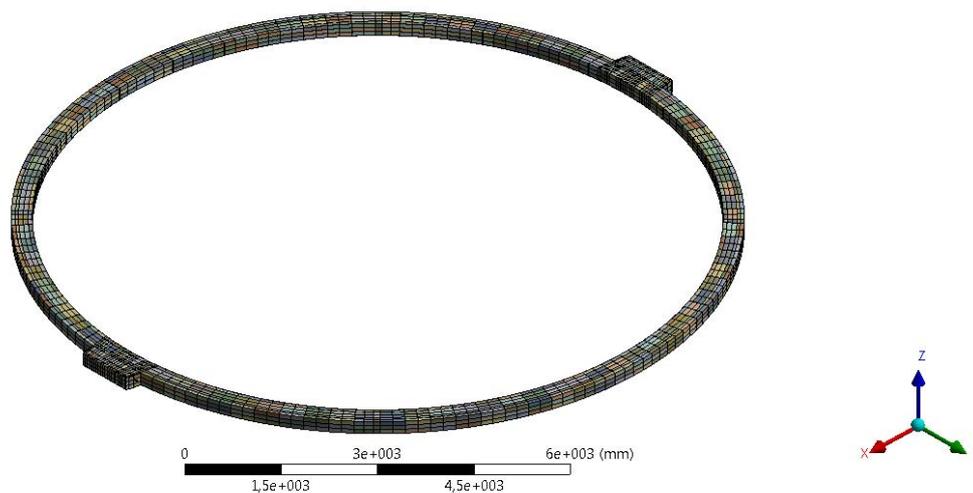


Abb. 5.8 Finite-Elemente-Modell des Containment-Ringausschnitts

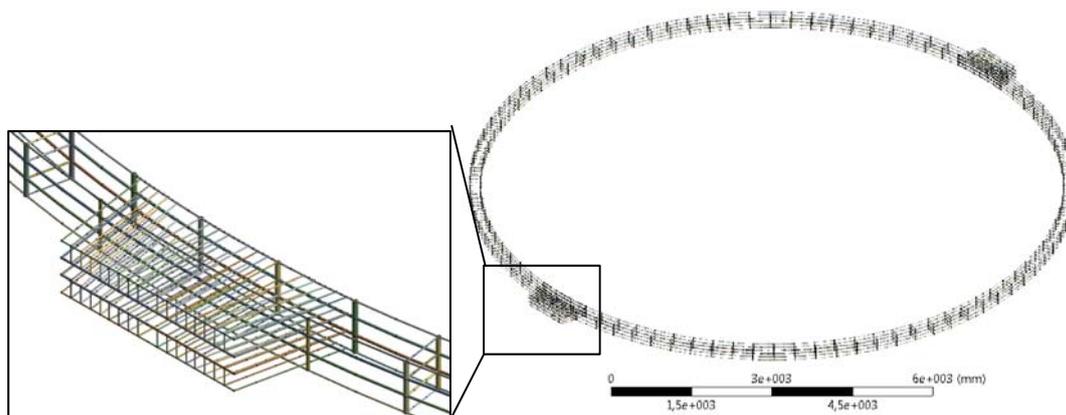


Abb. 5.9 Bewehrungselemente des Containment-Ringausschnitts

Im Finite-Elemente-Modell wird das Spannen und Verankern der Spannkabel mittels spezialisierten Vorspannelementen (PRETS179) durchgeführt. In einem ersten Lastschritt wird eine der Vorspannkraft von 424 kN entsprechende Verschiebung aufgebracht. Im Verankerungsprozess rutschen die Spannkabel gemäß Messungen 4 mm durch, bis die Verankerungskeile durch Reibschluss packen. Von Lastschritt 3 an wird die Verschiebung der Vorspannelemente fixiert und die Innendruckbelastung in Vielfachen des Auslegungsdrucks P_d erhöht. Tab. 5.2 zeigt die Werte der Innendruckbelastung auf die Lineroberfläche, der meridionalen Spannung auf der Ringoberseite sowie die Spannkabelverschiebung zu den einzelnen Lastschritten. Die Lösung erfolgte in ANSYS Mechanical /ANS 14/ mit einem adaptiven Lastschrittalgorithmus, der jeden Schritt adaptiv in Teilschritte unterteilt, um eine bestmögliche Konvergenz zu erzielen.

Tab. 5.2 Randbedingungen zu den Lastschritten (P_d : Auslegungsdruck)

Lastschritt	Innendruck [MPa]	Innendruck [x P_d]	Meridionale Spannung *) [MPa]	Spannkabel- verschiebung [mm]
1			-7,02	93.0
2			-7,02	89.0
3	0,390	1,0	-3,795	fixiert
4	0,585	1,5	-2,182	fixiert
5	0,780	2,0	-0,569	fixiert
6	0,975	2,5	+1,043	fixiert
7	1,170	3,0	+2,656	fixiert
8	1,287	3,3	+3,623	fixiert
9	1,326	3,4	+3,946	fixiert
10	1,431	3,67	+4,817	fixiert
11	1,560	4,0	+5,881	fixiert

*) Ein positives/negatives Vorzeichen (+/-) bedeutet Zug- / Druckspannung

Von den Teilnehmern des SPE-3 wurde zu jedem der definierten Modelle eine Reihe von Ergebnissen abgefragt. Bei Modell 1 hatte die Auswertung der Spannungs- und Dehnungsverteilung der Spannkabel eine zentrale Bedeutung. Abb. 5.10 zeigt die berechneten Spannungsverteilungen im Spannkabel „A“ und die im Experiment bei 265° und 275° Azimut gemessene Spannkabel-Spannung. Nach dem Spannen stellt sich zunächst eine über den Umfang ungleiche Spannungsverteilung ein. Ab dem dreifachen Auslegungsdruck P_d gleicht sich die Spannkabelspannung durch lokales Rutschen der Spannkabel immer mehr aus.

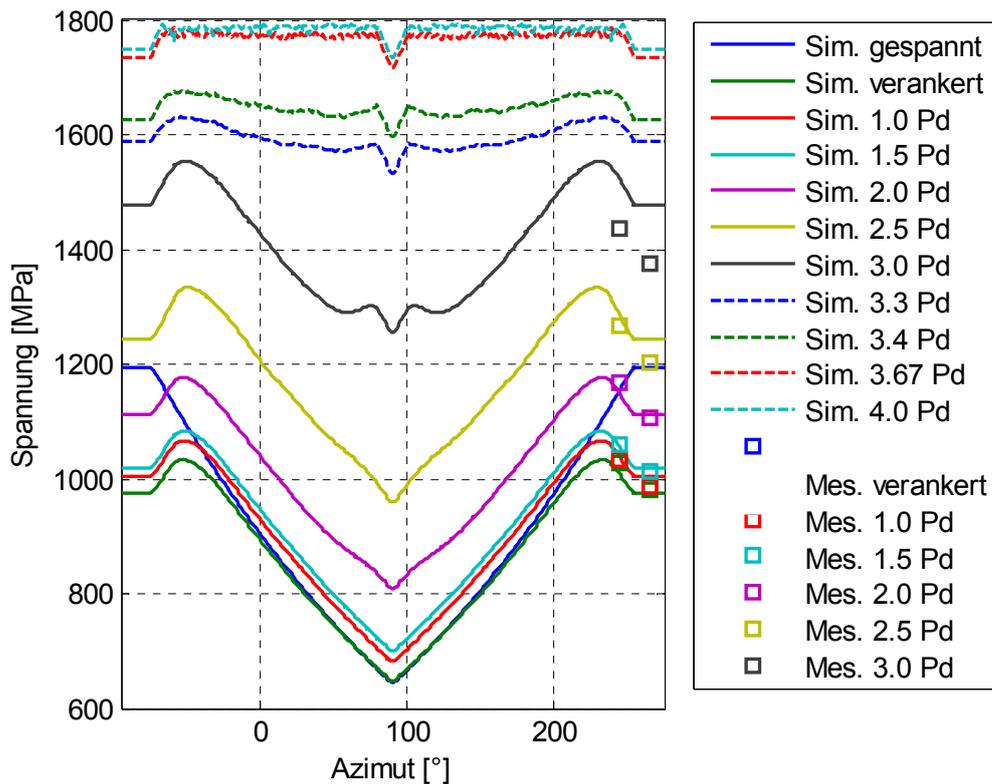


Abb. 5.10 Spannungsverteilungen im Spannkabel „A“ nach dem Spannen und Verankern sowie bei steigendem Innendruck (P_d : Auslegungsdruck)

Abb. 5.11 (a) zeigt die Verschiebung von Spannkabelpunkten in Tangentialrichtung, deren Lage durch den Azimut bestimmt ist. Tangentialrichtung heißt hier in Richtung des Hüllrohrs. Die Spannkabel werden gleichzeitig an beiden Enden mit einer Kraft von 428 kN gespannt, was in einer maximalen Verschiebung von 92 mm resultiert. Es stellt sich eine S-förmige Verschiebungsverteilung ein, da benachbarte Spannkabel in gegenüberliegenden Stützpfeilern verankert sind und gleichzeitig gespannt werden. Das Spannen eines Kabels und die dadurch hervorgerufenen Verformungen im Bereich des Stützpfeilers kehren die Gleitrichtung des benachbarten Kabels um. Es stellt sich eine Verschiebungsverteilung ein, die symmetrisch zum Punkt gegenüber der Verankerung ist. Im Verankerungsprozess rutschen die Spannkabel etwas durch, bis die Verankerungskeile greifen, so dass die Verschiebungswerte nahe der Einspannung etwas reduziert werden, wie in der vergrößerten Darstellung der Verschiebungswerte bei 270° Azimut zu sehen ist. Bei Auslegungsdruck ($1,0 P_d$) ist die Verschiebungsverteilung noch nahezu deckungsgleich mit der Verteilung nach dem Verankern. Erst wenn sich die Spannkabel plastisch verformen, ändern sich die Verschiebungswerte deutlich, wie der Verteilung bei $3,4 P_d$ entnommen werden kann.

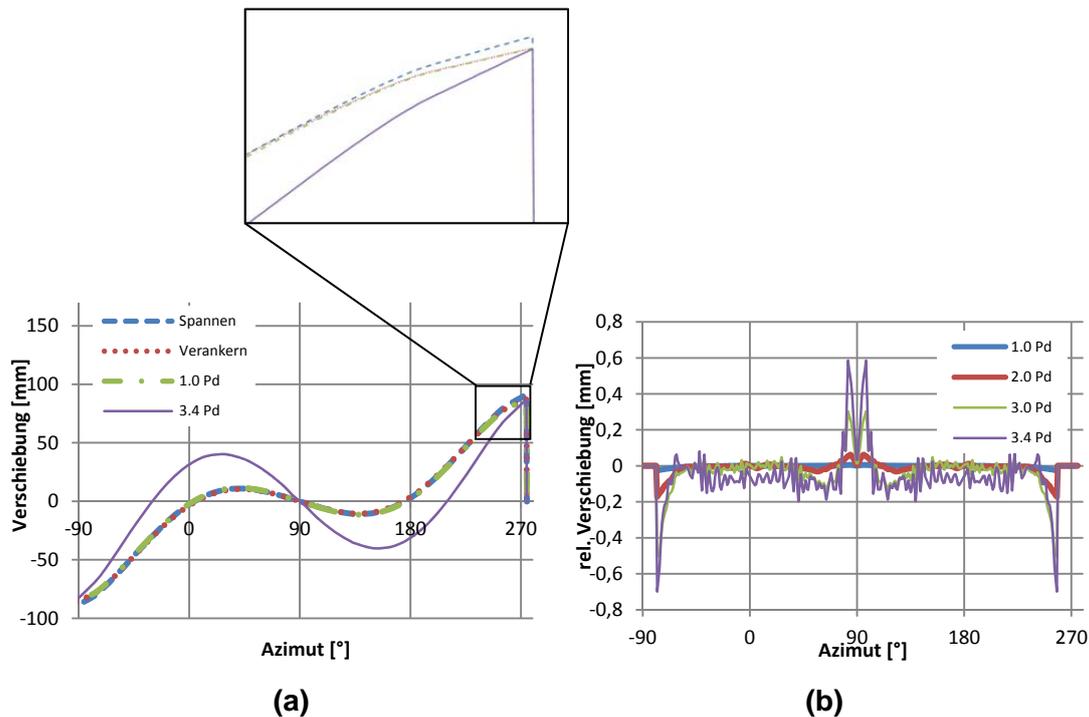


Abb. 5.11 Tangentialverschiebung des Spannkabels (a) und Spannkabelgleiten relativ zum Verschiebungswert bei Verankerung (b) bei verschiedenen Innendruckwerten (P_d : Auslegungsdruck)

Abb. 5.11 (b) zeigt die relative Verschiebung vom jeweiligen Wert nach der Verankerung, d. h. das Spannkabelrutschen, das infolge der Innendruckbelastung auftritt. Wenn sich die Spannkabel plastisch verformen, rutschen sie über die gesamte Kabellänge. Die Maximalwerte treten am Punkt und gegenüber der Verankerung auf. Der gezackte Verlauf der Verteilungen bei $3,0 P_d$ und $3,4 P_d$ ist auf numerisches Rauschen zurückzuführen.

Des Weiteren sollten von den Teilnehmern des SPE-3 die Werte des Innendrucks bestimmt werden, bei dem charakteristische Merkmale im Verlauf des strukturellen Versagens auftraten, wie beispielsweise das Einsetzen der Rissbildung im Beton. Tab. 5.3 enthält wesentliche Merkmale im Modell 1 bei steigendem Innendruck. Der Innendruckwert von 1,4 MPa bei einer Spannkabeldehnung von 2 % liegt dabei sehr nahe an dem Innendruckwert von 1,42 MPa, bei dem im Experiment das strukturelle Versagen der Gesamtstruktur auftrat.

Tab. 5.3 Modell 1: Merkmale (Meilensteine) bei steigendem Innendruck
(P_d : Auslegungsdruck).

Merkmale / Meilensteine	Innendruck [MPa]	Innendruck [$\times P_d$]
M1: Beton-Umfangsspannung bei 135° Azimut wird erstmals Null	0,55	1,41
M2: Beton-Umfangsrisse bei 135° Azimut treten erstmals auf	0,66	1,70
M3: Spannkabel A erreicht 1 % Dehnung bei 135° Azimut	1,32	3,38
M4: Spannkabel B erreicht 1 % Dehnung bei 135° Azimut	1,31	3,36
M5: Spannkabel A erreicht 2 % Dehnung bei 135° Azimut	1,4	3,58
M6: Spannkabel B erreicht 2 % Dehnung bei 135° Azimut	1,4	3,58

5.1.3 Vergleich der Simulationsergebnisse

Im Rahmen des SPE-3 wurden Simulationsergebnisse zu Modell 1 von EDF/NECS (Frankreich), FORTUM (Finnland), GRS (Deutschland), NRC (USA) und SCANSCOT (Schweden) bereitgestellt. Von den Teilnehmern wurden leicht unterschiedliche Modellierungsansätze gewählt, hauptsächlich bei der Bewehrung und den Spannkabeln. Die NRC, sowie SCANSCOT und FORTUM setzten in Betonelemente eingebettete Bewehrungsschichten (embedded rebar layers) ein, EDF/NECS verwendete uniaxiale Schalelemente zur Modellierung der Bewehrung. Im GRS-Modell kamen hierfür Balkenelemente zum Einsatz. Zur Diskretisierung der Spannkabel setzten EDF/NECS, FORTUM und SCANSCOT Tragwerkelemente (truss elements) und NRC und GRS Balkenelemente ein. Weitere geringfügige Unterschiede finden sich in den Materialmodellen und Materialparametern.

Abb. 5.12 zeigt einen Vergleich der Innendruck-Meilensteine, bei dem sich eine gute Übereinstimmung offenbart. In den Analysen von SCANSCOT wird das Einsetzen der Rissbildung im Beton bei einem leicht geringeren Innendruckwert erreicht.

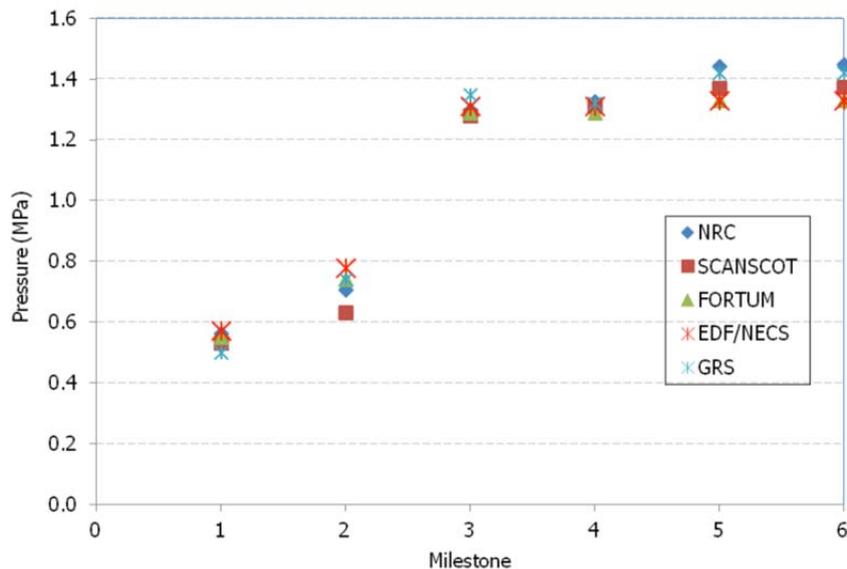


Abb. 5.12 Vergleich der als Meilensteine definierten Innendruckwerte, Ergebnisse der am SPE-3 beteiligten Organisationen (aus /HEI 14/)

Der Verlauf der Spannkabeldehnung als Funktion des Innendrucks wird in Abb. 5.13 dargestellt. Bis zu einem Innendruckwert von 1,3 MPa, was ungefähr dem 3,3-fachen Auslegungsdruck entspricht, stimmen die berechneten Verläufe der Teilnehmer gut überein. Bei höheren Werten des Innendrucks treten infolge der großflächigen Schädigung im Beton und verstärktem nichtlinearem Verhalten der Bewehrung, der Spannkabel und des Liners größere Diskrepanzen auf. Teilweise berichteten die Teilnehmer am SPE-3 auch von Instabilitäten in den Analysemodellen.

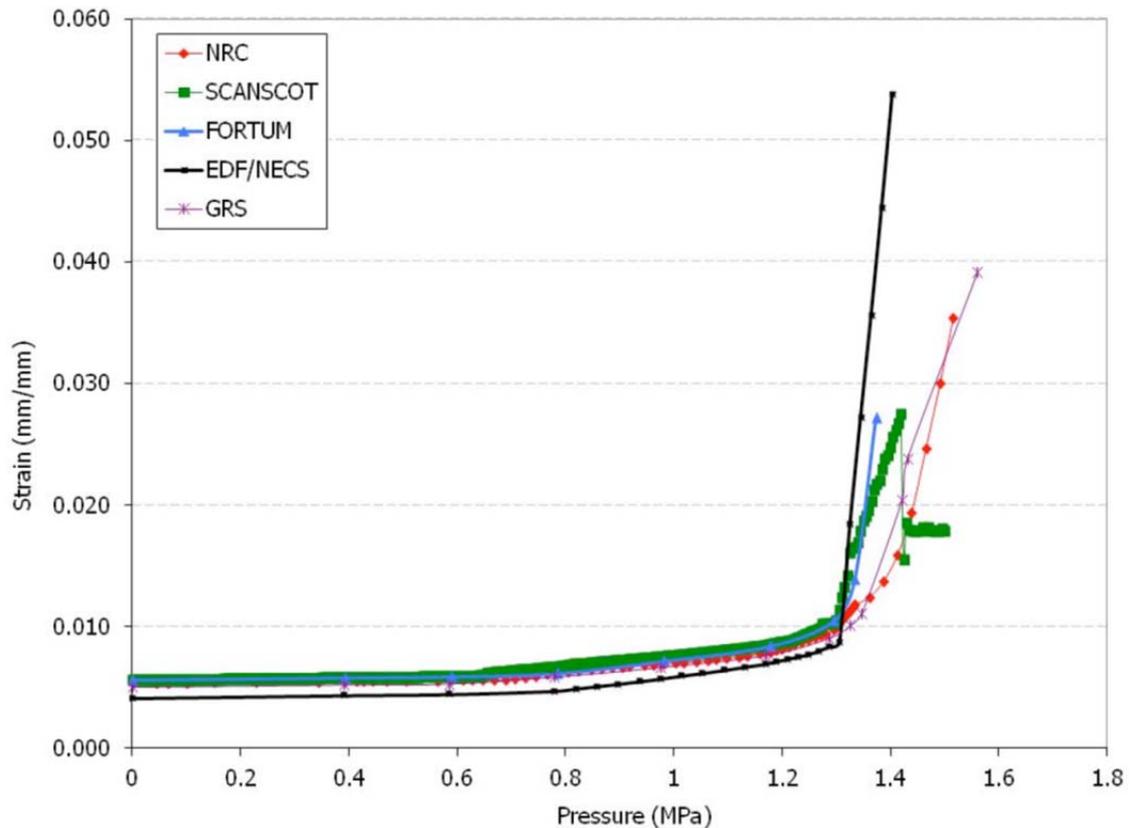


Abb. 5.13 Lokale Dehnung des Spannkabels „A“ als Funktion des Innendrucks bei 135° Azimut. Ergebnisse der am SPE-3 beteiligten Organisationen (aus /HEI 14/)

Weitere Berechnungsergebnisse und deren Gegenüberstellung sind im Abschlussbericht zum SPE-3 /HEI 14/ enthalten.

5.1.4 Einfluss von postulierten Rissen im Beton auf die Dehnungsverteilungen in Spannkabeln

Das globale Strukturversagen des Modellcontainments wurde bei einer Innendruckbelastung von 1,42 MPa, d. h. beim etwa 3,64-fachen Auslegungsdruck durch einen Spannkabelbruch ausgelöst. Im Experiment konnte allerdings nicht der lastabhängige Dehnungsverlauf des betroffenen horizontalen Spannkabels am Ort des Versagens messtechnisch bestimmt werden. Nach /HES 03/ wurde auf Basis von Messungen geschätzt, dass die Dehnung des Spannkabels in der Umgebung des Versagens im Bereich von 1,4 % bis 1,5 % gelegen haben muss. Dies liegt deutlich unter der im Labor bestimmten mittleren Bruchdehnung der Spannkabel von 3,8 % und weit unterhalb der Bruchdehnung einer Einzellitze (tendon strand) von mindestens 8 %. Es wurden drei

Spannkabelstücke bis zum Versagen getestet. Die Bruchdehnungen lagen bei 3,94 %, 3,87 % und 3,67 %. Bei sechs getesteten Einzellitzen lag die Bruchdehnung im Bereich von 8,0 % bis 8,4 %.

Das globale Strukturversagen verlief nach /HES 03/ wie folgt. Der sogenannte „Structural Failure Mode Test“ (SFMT) wurde am 14.11.2001 beginnend um 10:00 Uhr durchgeführt. Der Innendruck des mit Wasser weitgehend gefüllten Modellcontainments wurde mit einer konstanten Geschwindigkeit von 0,035 MPa/min erhöht. Um 10:39 Uhr wurde bei einem Innendruck von $3,4 P_d = 1,33 \text{ MPa}$ von den Mikrofonen des akustischen Leckdetektionssystems ein sehr lautes Geräusch aufgenommen, das als Bruch einer Einzellitze eines Spannkabels interpretiert wurde. Kurz darauf wurde eine kleine Leckage mit Wasseraustritt bei ungefähr 0° Azimut in mittlerer Höhe beobachtet. Bei weiter ansteigendem Druck wurden von den Mikrofonen weitere Litzenbrüche detektiert, die mit immer höherer Frequenz auftraten. Um 10:46:12 trat bei weiter stetig steigendem Innendruck, allerdings mit geringerer Geschwindigkeit, ein größerer Wasseraustritt auf (siehe Abb. 5.14). Daraufhin versagten schlagartig eine größere Anzahl von Spannkabeln und es bildete sich im Modellcontainment großflächig bei ca. 6° Azimut ein wanddurchdringender Axialriss, der sich ausgehend von einer Position in mittlerer Höhe in vertikaler Richtung nach oben und unten über die gesamte Höhe der verbauten horizontalen Spannkabel ausbreitete. Eine Analyse der Videoaufzeichnungen ergab, dass das horizontale Spannkabel H40, welches knapp oberhalb der beiden großen Durchführungen verläuft, als erstes versagte. Da an diesem Spannkabel keine Dehnungsmessung stattfand, konnte die Versagensdehnung nicht experimentell bestimmt werden. Aus den sicheren und genauen Verschiebungsmessungen konnte eine maximale mittlere Umfangsdehnung von 1,65 % abgeschätzt werden. Dies schließt nicht aus, dass während der Versuchsdurchführung lokal höhere Spannkabeldehnungen auftraten. Zum Zeitpunkt des Versagens betrug der Innendruck $3,64 P_d = 1,42 \text{ MPa}$.



(a) 0 degrees Azimuth



(b) 90 degrees Azimuth



(a) 180 degrees Azimuth



(b) 270 degrees Azimuth

Abb. 5.14 Versagen des SANDIA-Modellcontainments (aus /HES 03/)

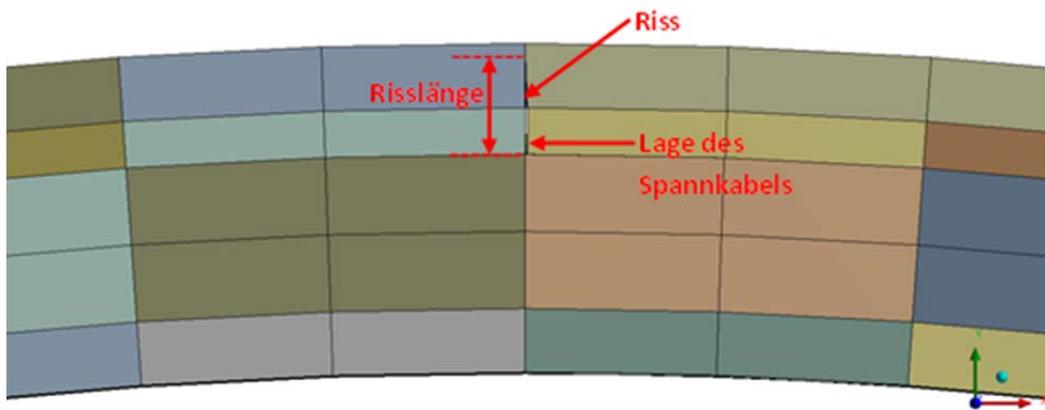
Unterschiedliche Schlussfolgerungen können aus der Diskrepanz der im Labor und im Experiment gemessenen Bruchdehnungen der Spannkabel gezogen werden:

- Dameron et al. /HEI 14/ schlägt die Verwendung einer Versagensdehnung von 2 % vor, da der Hersteller gemäß Spezifikation nur einen Grenzwert von 2 % garantiert (limit-by-specification).
- Bisher wurde noch nicht untersucht, inwieweit der gekrümmte Verlauf eines Spannkabels und die Wechselwirkung mit dem Hüllrohr zu einer reduzierten Tragfähigkeit führen können.
- Weiterhin kann man unterstellen, dass im Experiment lokale Dehnungsüberhöhungen im Bereich rissartiger Betonschädigungen auftraten. Ein größerer Riss im Beton mit lokal starker Plastifizierung des Hüllrohrs bewirkt, dass die Umfangsspannung aus dem Innendruck weitgehend über einen kleinen Bereich des im Riss liegenden Spannkabels abgetragen wird. Dadurch könnten lokale Dehnungen im Bereich der im Labor bestimmten Bruchdehnung von 3,8 % erreicht werden.

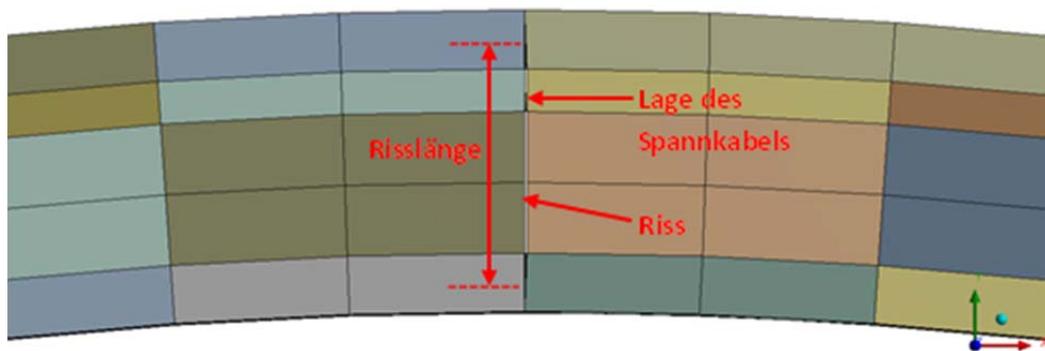
Zum dritten Punkt wurden beispielhafte Simulationen durchgeführt. Ausgangspunkt war das Finite-Elemente-Modell des Containment-Ringausschnitts, bei dem die komplette Bewehrung mit Balkenelementen diskretisiert wurde. Der unterstellte Axialriss wurde durch ein Auftrennen des Netzes der Volumenelemente bei 0° Azimut eingebracht. Das Netz der Bewehrung, das über gemeinsame Knoten mit dem Netz der Volumenelemente verbunden ist, wurde ungestört belassen. Die Interaktion der Spannkabel mit den Hüllrohren wurde durch einen Line-to-Surface-Kontakt modelliert. Damit wird in der Berechnung ein Haften beziehungsweise Gleiten der Spannkabel auch im Bereich des unterstellten Risses unterstellt. Drei Modellvarianten mit unterschiedlicher Rissgröße wurden untersucht. Abb. 5.15 zeigt den Ausschnitt des Finite-Elemente-Netzes der drei Modellvarianten. Mit dem Modell mit einem komplett durchgängigen radialen Riss, welches an der Rissstelle nur durch Bewehrung und Spannkabel zusammengehalten wird, konnte keine Konvergenz erzielt werden.

Analog zu dem in Abschnitt 4.3 beschriebenen Simulationsablauf wurden zunächst die Spannkabel gespannt und verankert und danach die Innenoberfläche des Modells mit einem stetig steigenden Druck beaufschlagt. Die Berechnungen wurden in der ANSYS Workbench Umgebung mit ANSYS Mechanical /ANS 14/ durchgeführt.

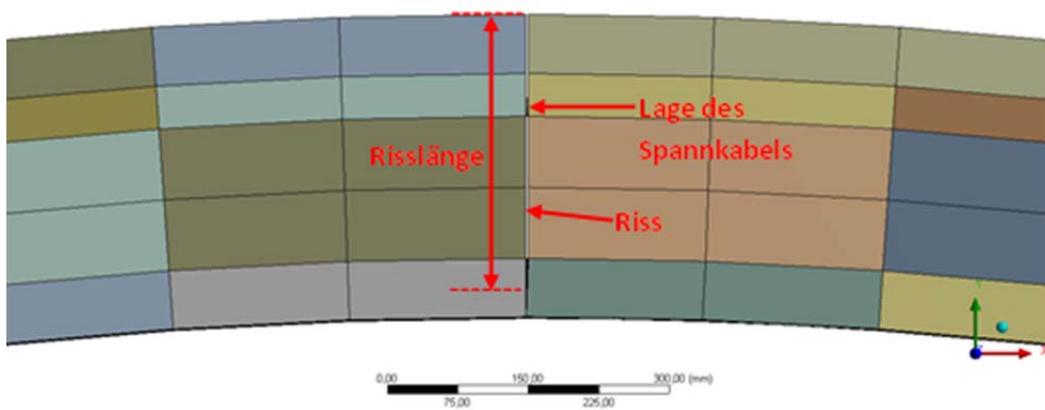
Abb. 5.16 zeigt die axiale Spannungsverteilung in den Spannkabelelementen für die drei Modellvarianten. In allen drei Varianten wurde der Innendruck solange erhöht, bis in der nichtlinearen Berechnung keine Konvergenz mehr erzielt werden konnte. Die letzte konvergente Lösung, die auch in die Darstellung aufgenommen wurde, unterscheidet sich für alle drei Modellvarianten.



(a)

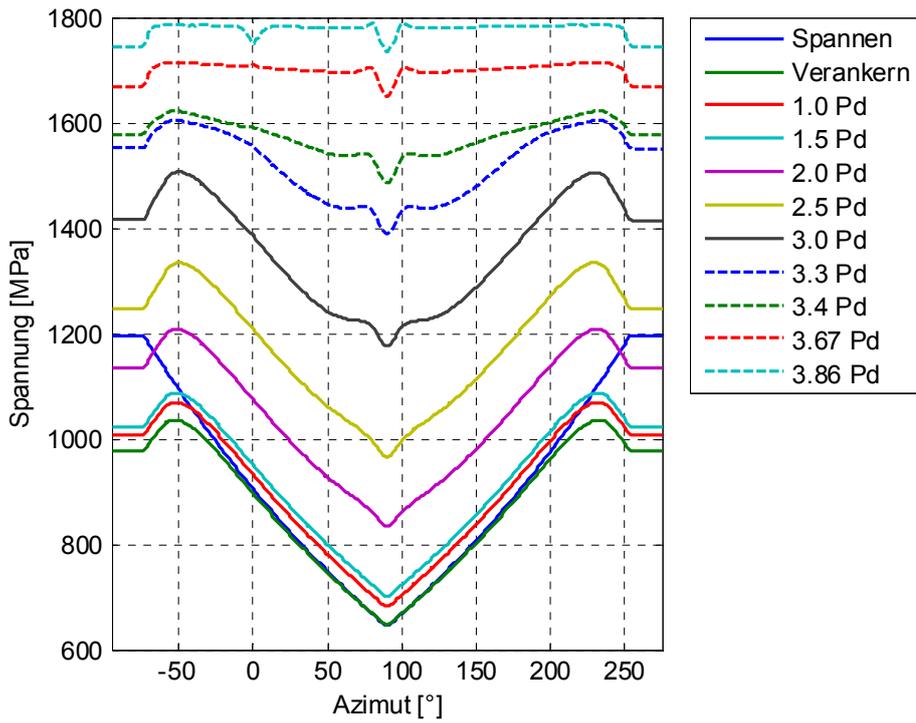


(b)

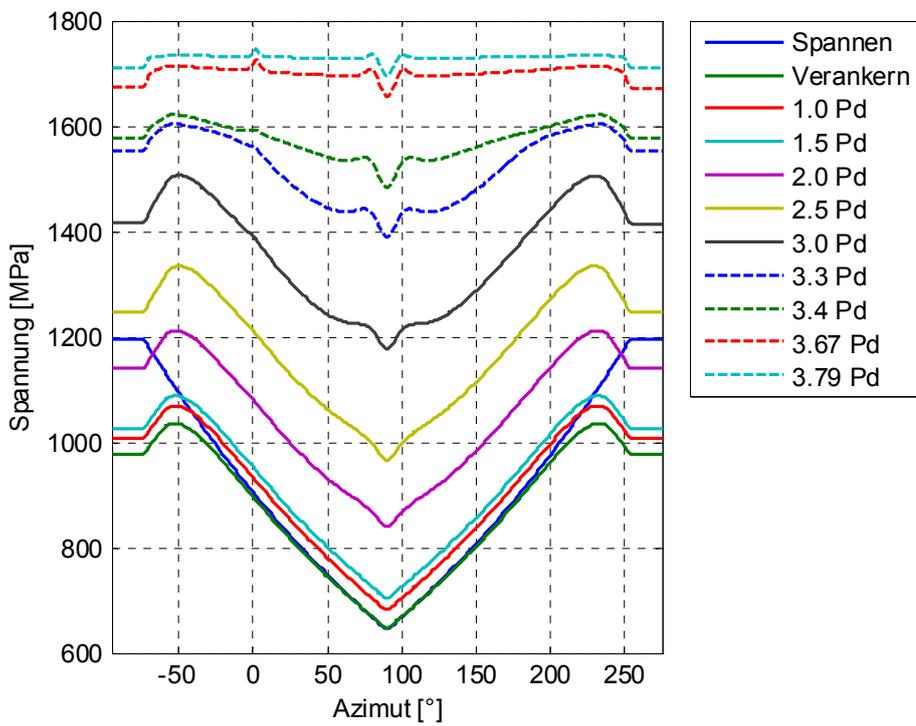


(c)

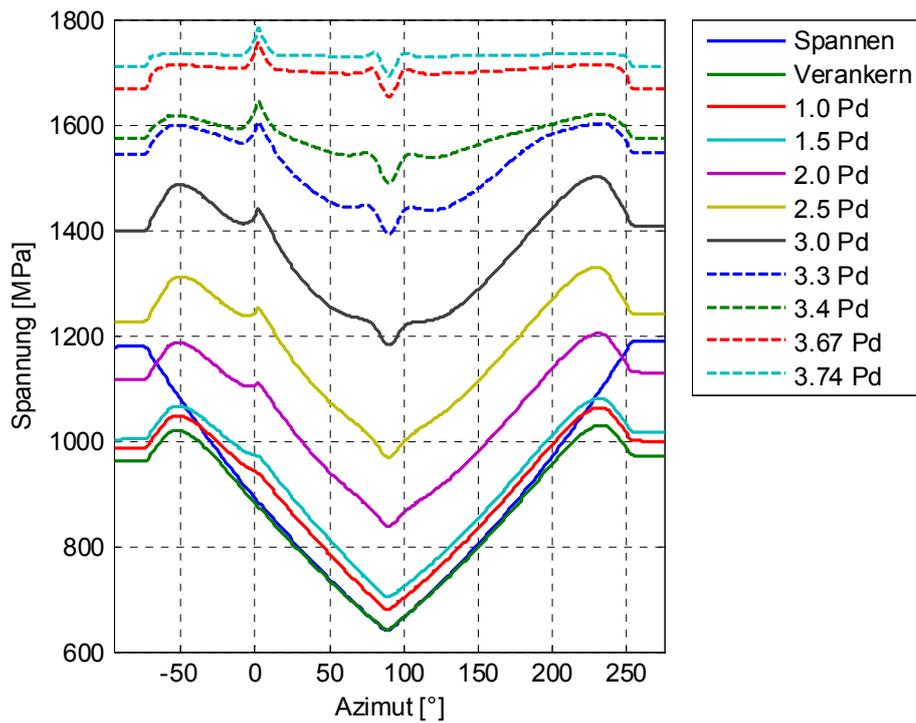
Abb. 5.15 Finite-Elemente-Modell mit eingebrachtem Riss
 (a) in der Nähe des Spannkabels,
 (b) von der inneren zur äußeren Bewehrung,
 (c) von der inneren Bewehrung bis zur Außenoberfläche



(a)



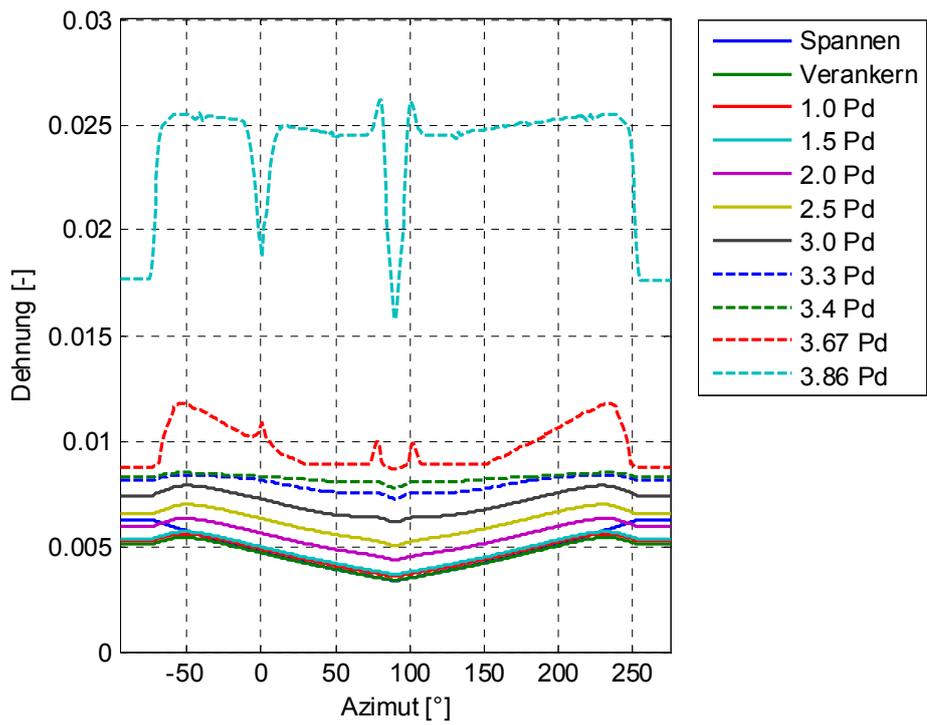
(b)



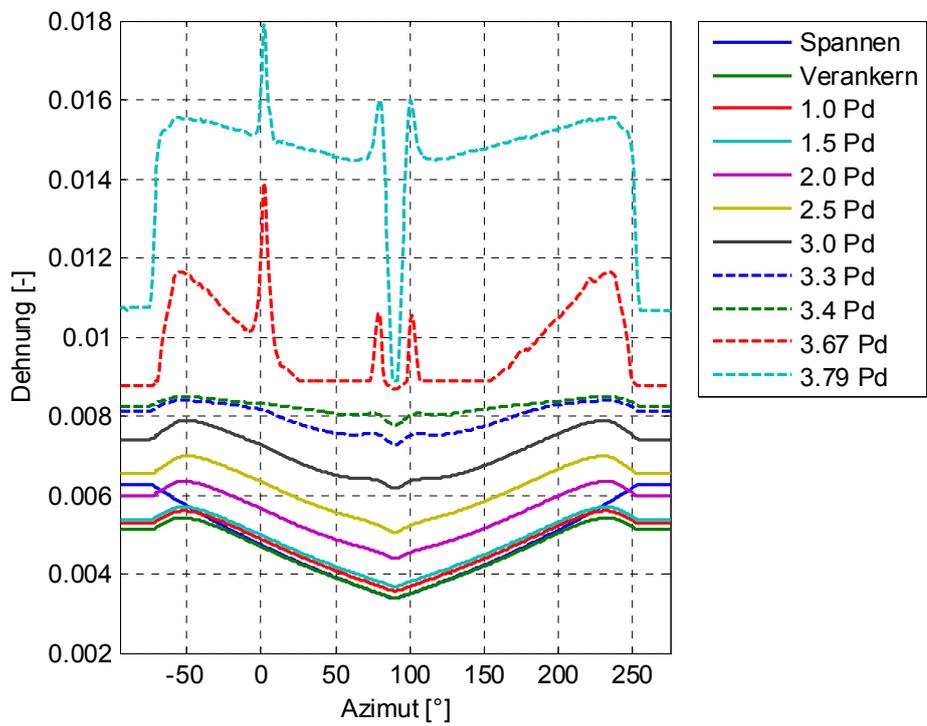
(c)

Abb. 5.16 Spannkabelspannung bei einem Riss
 (a) in der Nähe des Spannkabels,
 (b) von der inneren zur äußeren Bewehrung,
 (c) von der inneren Bewehrung bis zur Außenoberfläche

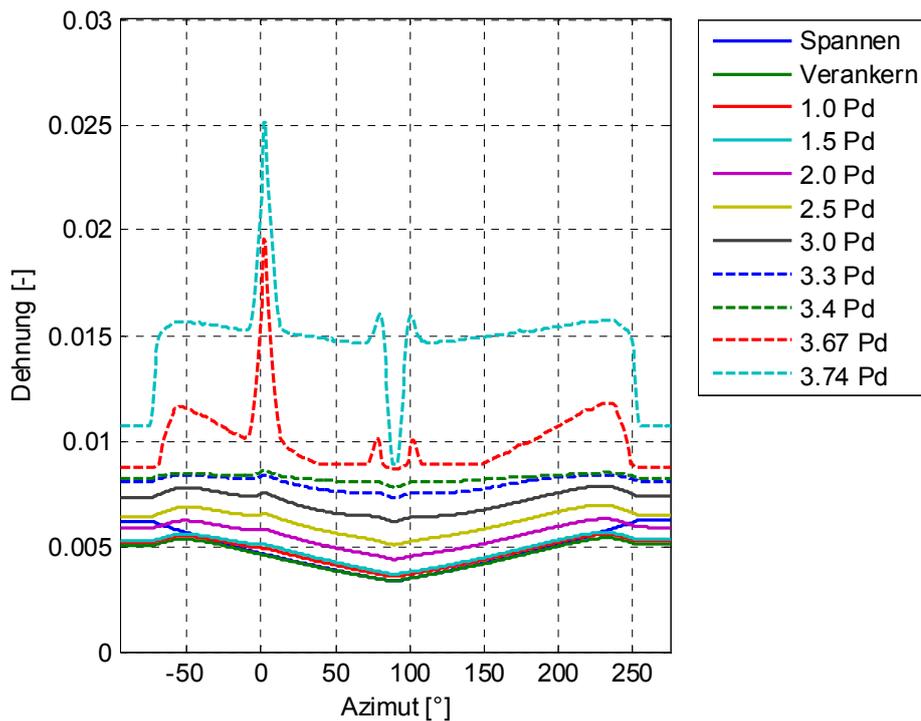
Basierend auf dem in Abb. 5.7 dargestellten Spannungs-Dehnungs-Zusammenhangs des Spannkabelstahls ergeben sich für die drei Modellvarianten die in Abb. 5.17 gezeigten Spannkabeldehnungen. Zu beachten ist, dass die letzte konvergente Lösung bei unterschiedlichen Innendruckwerten erzielt wurde.



(a)



(b)



(c)

Abb. 5.17 Spannkabeldehnung bei einem Riss
 (a) in der Nähe des Spannkabels,
 (b) von der inneren zur äußeren Bewehrung,
 (c) von der inneren Bewehrung bis zur Außenoberfläche

Vor allem in der Modellvariante (c) ergibt sich eine deutliche Dehnungsüberhöhung am Ort des unterstellten Risses. Für den letzten konvergenten Wert bei 3,74 Pd = 1,46 MPa beträgt die Überhöhung etwa 70 % ($0,026 / 0,015 = 0,7$). Eine noch größere Dehnungsüberhöhung würde sich ergeben, wenn in der Betonstruktur ein wanddurchdringender Riss angenommen wird.

5.1.5 Globales strukturmechanisches Verhalten bei unterschiedlicher Spannkabelmodellierung

Mit Hilfe von Modell 1 wurde das unterschiedliche strukturmechanische Verhalten bei einer vereinfachten im Gegensatz zu einer detaillierten Modellierung der Spannkabel untersucht. Vereinfacht bedeutet hier eine feste Kopplung der Spannkabelelemente an die Betonelemente, so dass die Führung der Spannkabel durch die Hüllrohre keine Berücksichtigung findet. Als detailliertes Modell gilt das in Kapitel 5.1.2 vorgestellte Mo-

dell, bei dem die Spannkabel-Hüllrohr-Wechselwirkung durch Kontaktelemente modelliert wurde. In diesem Fall stellt sich eine Vorspannungsverteilung wie in Abb. 5.10 gezeigt ein.

Bei einem ideal zylindrischen Verlauf eines Umfangsspannkabels berechnet sich die Spannkabelspannung P nach /HES 03/ zu

$$\begin{aligned} P &= P_0 e^{-\mu\alpha - kx} \\ &= P_0 e^{-(\mu - kr_h)\alpha} \end{aligned}$$

mit dem Reibungskoeffizienten $\mu = 0,2$, dem Umfangswinkel α , über dem das Spannkabel am Hüllrohr anliegt, der inneren Kabelreibung (wobble friction) $k = 0,001/\text{m}$ und der Kabellänge x . Die Kabellänge x kann mit Hilfe des Radius der horizontalen Spannkabel $r_h = 5,59 \text{ m}$ durch $x = r_h \alpha$ ausgedrückt werden. Die Kraft P_0 , mit der die horizontalen Spannkabel gespannt werden, beträgt 428 kN.

Die über den Umfang gemittelte Vorspannung der Spannkabel beträgt

$$\begin{aligned} P_{\text{m}} &= \frac{1}{\alpha} \int_{\alpha'=0}^{\alpha'=\alpha} P_0 e^{-(\mu + kr_h)\alpha'} d\alpha' \\ &= 320,9 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dieser Wert wurde den Spannkabelelementen des vereinfachten Modells als Anfangsbedingung vorgegeben. In Abb. 5.18 und Abb. 5.19 wird die radiale Verschiebung der Modellvariationen in Abhängigkeit des im Inneren herrschenden Überdrucks an zwei Positionen im Umfang dargestellt. Insgesamt wurden vier Modellvarianten betrachtet. In zwei Modellen (blau, cyan) wurde das multiPlas-Betonmaterialmodell eingesetzt, bei den beiden anderen (grün, magenta) kam das ANSYS-Betonmodell (SOLID65) zum Einsatz.

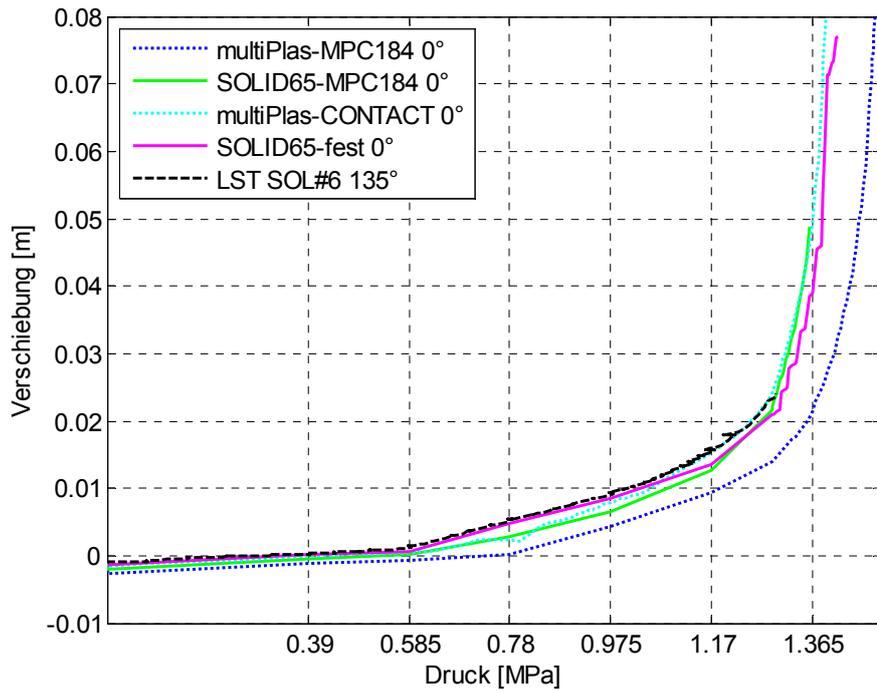


Abb. 5.18 Radiale Verschiebung bei 0° Azimut

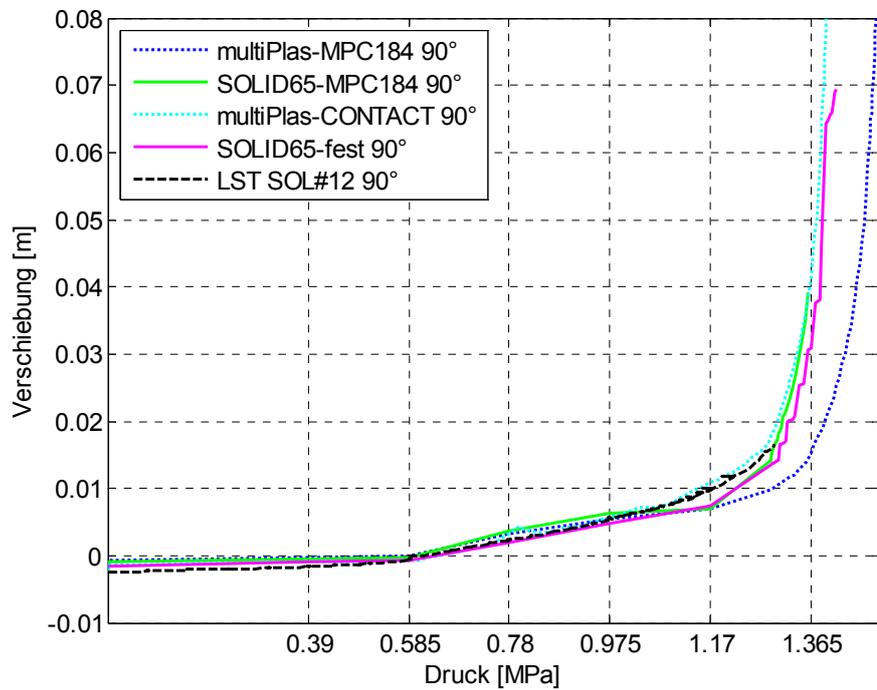


Abb. 5.19 Radiale Verschiebung bei 90° Azimut

Die spezialisierten Führungselemente (MPC184 slot joint) wurden in den ersten beiden Modellvarianten (blau, grün) eingesetzt, im dritten Modell (cyan) wurde die Spannka-

bel-Hüllrohr-Wechselwirkung durch Kontaktflächen modelliert und im vierten Modell (magenta) waren die Spannkabel fest an den Beton angebunden.

Zusätzlich zu den berechneten Werten sind Messergebnisse vom Limit State Test (LST) dargestellt. Dabei wurde der Innendruck bis zum 3,3-fachen Auslegungsdruck erhöht und wieder entlastet.

Mit allen Modellvarianten, insbesondere auch mit der festen Anbindung der Spannkabel an den Beton, kann das experimentelle Verhalten gut wiedergegeben werden. Die besten Berechnungsergebnisse werden mit dem Kontaktflächen-Modell in Verbindung mit dem multiplas-Betonmodell (cyan) erzielt. In den Modellen mit den spezialisierten Führungselementen (MPC184) hat die Wahl des Betonmodells einen starken Einfluss, wobei die Ergebnisse mit dem ANSYS-Betonmodell näher an den Experimenten liegen. Diese Erkenntnisse lassen sich nicht auf Wandbereiche mit Durchführungen, in denen die Spannkabel einen mehrfach gekrümmten Verlauf haben, übertragen.

5.2 Model 2

Während der Versuche am Sandia Spannbeton-Containment wurden Ablösungen des Liners von der Betonstruktur beobachtet. Viele der höchsten gemessenen Dehnungen traten während des Limit State Tests (LST) nahe den Frischdampf- und Speisewasser-Durchführungen als auch nahe der Wandverdickung (embossment) im Bereich der Materialschleuse auf. Die Spannungskonzentrationen führten schließlich zum Versagen des Liners und der Bildung potentieller Leckagen.

Eine Schwierigkeit besteht in der Modellierung realistischer lokaler Vorspannwerte durch die Spannkabel. Diese sind gekrümmt um die Schleuse geführt, wobei durch Reibung im gekrümmten Verlauf lokale Vorspannverluste auftreten. Eine Lösungsmöglichkeit bietet das „substructuring“, was kommerzielle Programme wie ABAQUS /ABA 14/ und ANSYS Mechanical /ANS 14/ anbieten. Aus einem globalen Modell wird ein Teilbereich ausgeschnitten, der detailliert modelliert wird. Die an den Schnittflächen im globalen Modell anliegenden Spannungen und Dehnungen werden als Randbedingung in das Detailmodell übertragen.

Abb. 5.20 zeigt die nach dem „Limit State Test (LST)“ dokumentierten Risse und die lokalen Reparaturen bezüglich Abdichtung für den „Structural Failure Mode Test

(SFMT)“. Im Hinblick auf die Analysen zu Modell 2 sind insbesondere die Risse #7, 12, 13, 15 und 18 von besonderem Interesse. Sie liegen am Übergang der Wandverdickung im Bereich der Materialschleuse, wo ein Sprung in der Bewehrungsdichte vorliegt.

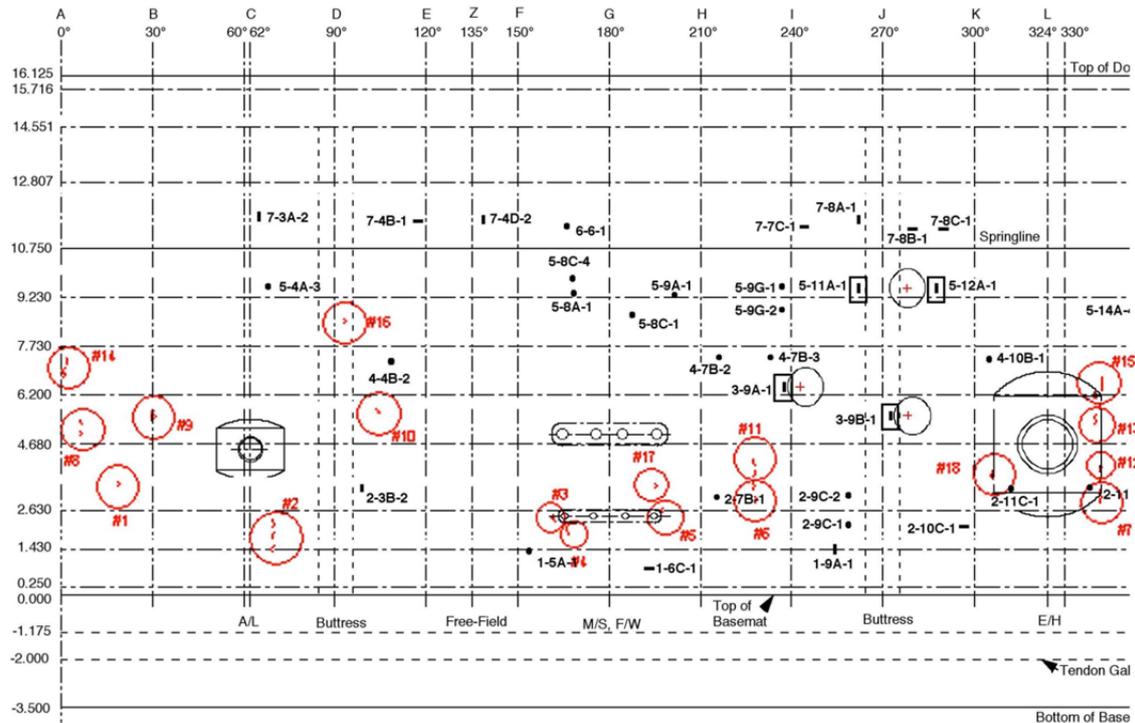


Abb. 5.20 Risse im Liner (rot markiert) sowie die zur Abdichtung reparierten Stellen des Liners (schwarz markiert)

5.2.1 Finite-Elemente-Modell

Zu Model 2 wurden Berechnungen mit einem bereits vorhandenen, im Rahmen des Vorhabens RS1171 /GRE 10/ entwickelten Analysemodells und der Simulationssoftware ADINA /ADI 14/ durchgeführt. Festigkeit und E-Modul der Stahlkomponenten, also Bewehrung, Spannkabel und Liner, wurden analog zu Kapitel 5.1.1 gewählt. Für die Bewehrung und die Spannkabel wurde eine bilineare, elastisch-plastische Spannungs-Dehnungs-Beziehung, für den duktilen Liner eine multilineare Spannungs-Dehnungs-Beziehung mit dehnungsbasiertem Versagenskriterium gewählt. Für die Betonstruktur kam das ADINA Beton-Modell zum Einsatz. Im Zugbereich verhält es sich bis zum Versagen linear, darauf setzt eine lineare Entfestigung ein. Dem Modell liegt ein Ansatz mit verschmierten Rissen (smeared crack) zugrunde. Nach Bildung einer Rissebene wird das Materialverhalten orthotrop. Im Druckbereich steigt die Spannung nichtlinear

mit der Dehnung bis zum Versagen (crushing) an. Abb. 5.21 zeigt die einachsige Spannungs-Dehnungs-Beziehung.

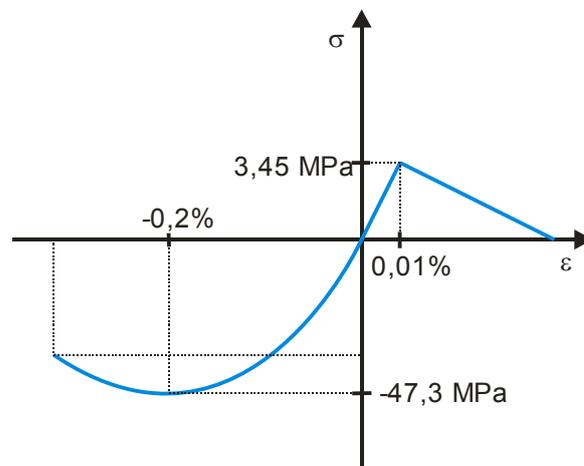


Abb. 5.21 Einachsige Spannungs-Dehnungs-Beziehung des ADINA Beton-Materialmodells

Es wurde das im Rahmen des Vorhabens RS1171 /GRE 10/ entwickelte Analysemodell eines 90° -Ausschnitts des Gesamt-Containments mit der Hälfte der Materialschleuse verwendet. Abb. 5.22 zeigt separat das Finite-Elemente-Netz der Betonstruktur, der Spannkabel und der Bewehrung. Die Betonstruktur wurde mit 8-Knoten-Hexaederelementen und die Spannkabel und die Bewehrung mit 2-Knoten-Tragwerkselementen diskretisiert. Spannkabel und Bewehrung waren direkt über gemeinsame Elementknoten mit den Betonelementen verbunden. Die Vorspannung der Spannkabel wurde den Elementen als mittlere Dehnung Element für Element vorgeschrieben.

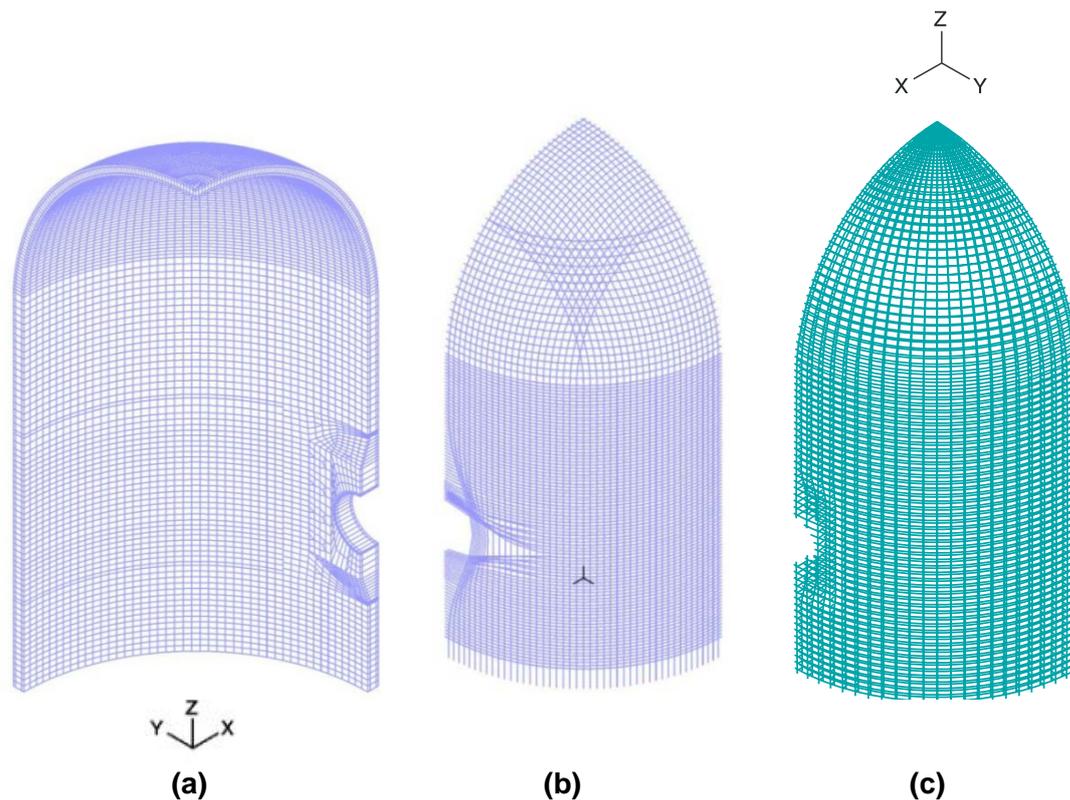


Abb. 5.22 Finite-Elemente-Modell des Containments mit Materialschleuse
 (a) Betonstruktur (von innen)
 (b) Spannkabel (von außen)
 (c) Bewehrung (von außen)

5.2.2 Vergleich der Simulationsergebnisse

Simulationsergebnisse zu Model 2 wurden im Rahmen des SPE-3 von AERB (Indien), GRS (Deutschland), NRC (USA) und SCANSOT (Schweden) bereitgestellt. Unter anderem wurden analog zu Model 1 sogenannte „Innendruckmeilensteine“ abgefragt. Abb. 5.23 zeigt einen Vergleich der von den Organisationen abgegebenen Werte. Umfangrissbildung (Meilenstein 1), welche lokal über und unter der Materialschleuse einsetzt, wurde von allen Teilnehmern bei einem Innendruckwert von ungefähr 0,6 MPa erreicht. Als Meilenstein 2 wurde derjenige Innendruck abgefragt, bei dem das horizontale Spannkabel H37 bei 324° Azimut und das vertikale Spannkabel V47 in einer Höhe von $z = 2,4$ m eine Dehnung von 1 % erreicht. Die Ergebnisse der Teilnehmer lagen im Bereich von 1,3 bis 1,4 MPa.

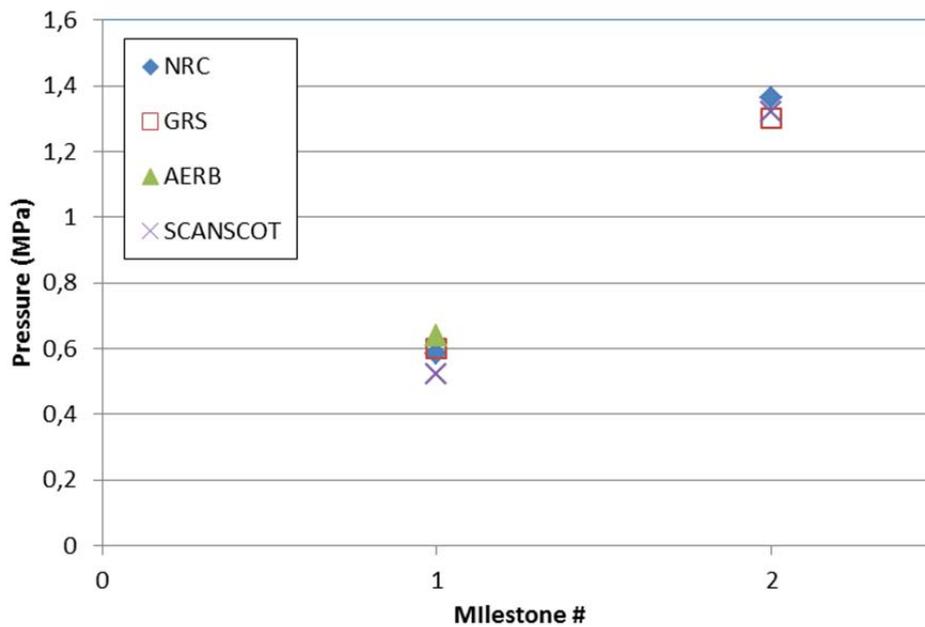


Abb. 5.23 Vergleich der als Meilensteine definierten Innendruckwerte. Ergebnisse der am SPE-3 beteiligten Organisationen /HEI 14/

Dehnungswerte des Liners sollten an 10 dezidierten Orten ausgewertet werden. Abb. 5.24 zeigt deren Lage. Der jeweilige Dehnungswert sollte dabei über die in der Konstruktionszeichnung markierte Länge gemittelt werden, um Unterschiede in der Feinheit der Finite-Elemente-Netze der Teilnehmer ausgleichen zu können. Anfangs- und Endpunkt der Dehnungsauswertung befinden sich an Verankerungspunkten des Liners.

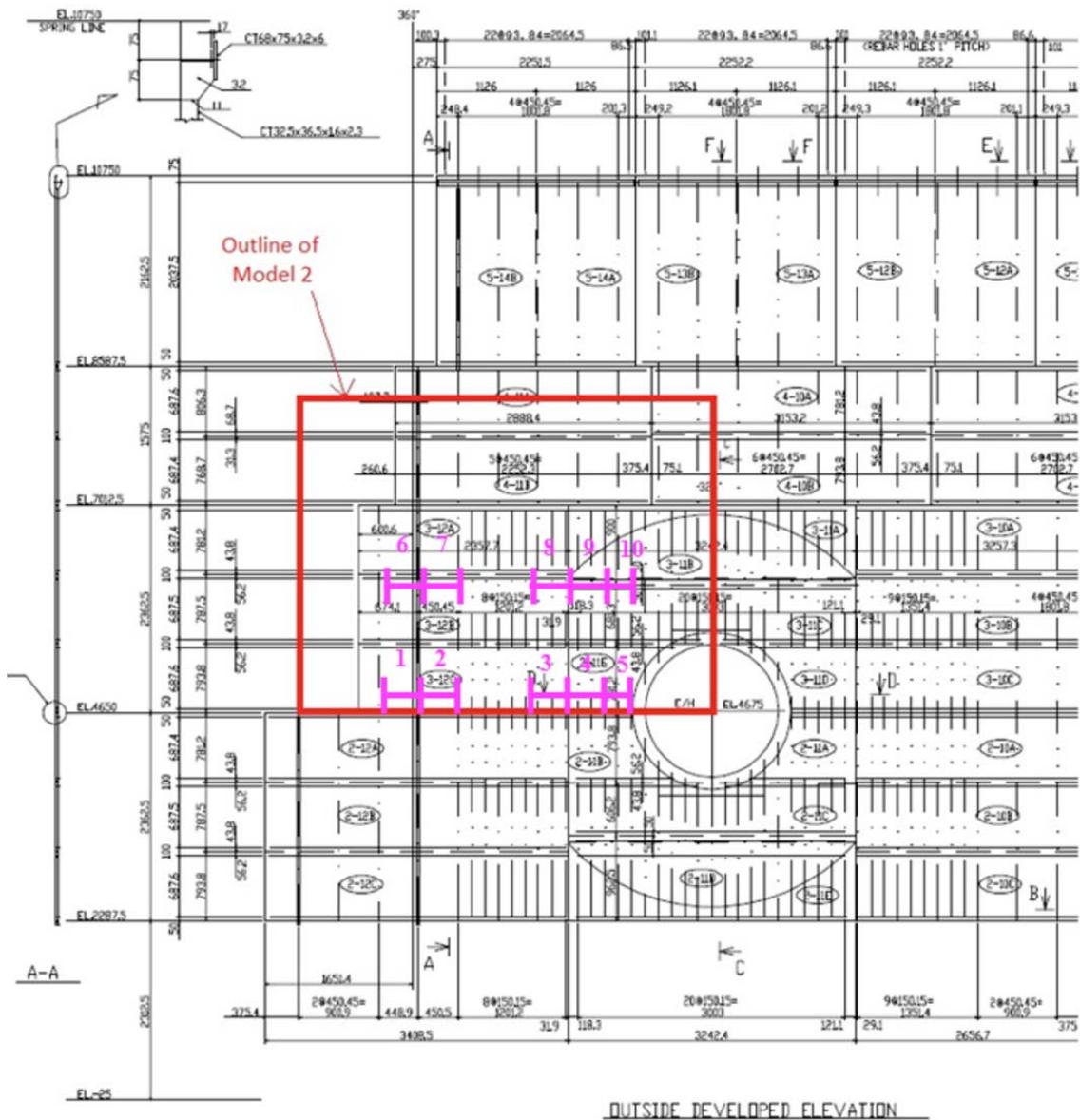


Abb. 5.24 Ausschnitt aus der Konstruktionszeichnung zum Liner /HES 03/ mit Markierung der Lage der 10 Dehnungsauswertepunkte (magenta)

Exemplarisch sind in Abb. 5.25 bis Abb. 5.28 die druckabhängigen Umfangsdehnungen an den Auswertepunkten 8, 9, 10 und 3 dargestellt, die in der GRS-Simulation die betragsmäßig größten Dehnungswerte lieferten. Weitere Berechnungsergebnisse und deren Gegenüberstellung finden sich im Abschlussbericht zum SPE-3 /HEI 14/.

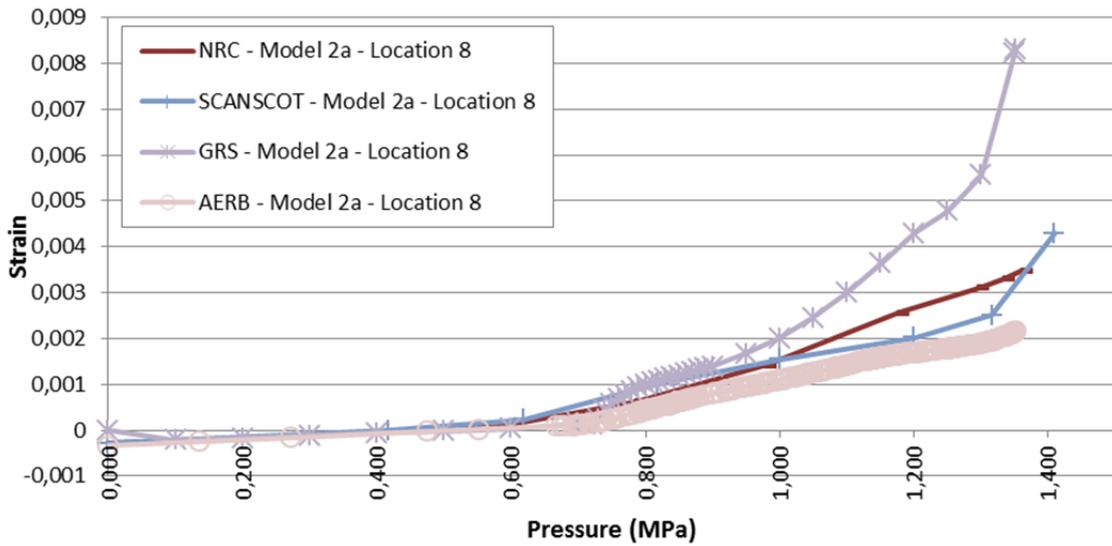


Abb. 5.25 Vergleich der Umfangsdehnung im Liner am Auswertepunkt 8 /HEI 14/

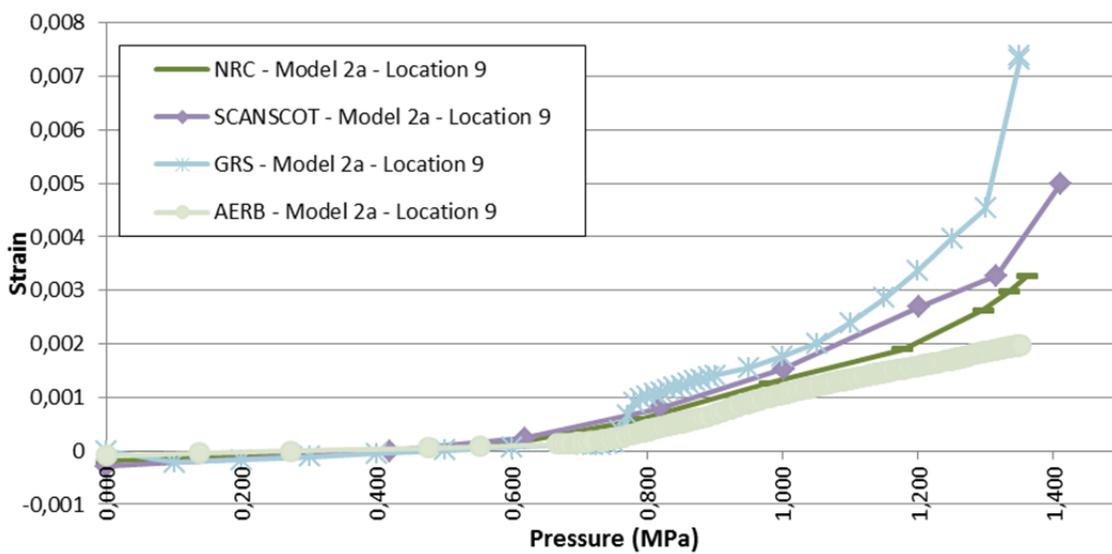


Abb. 5.26 Vergleich der Umfangsdehnung im Liner am Auswertepunkt 9 /HEI 14/

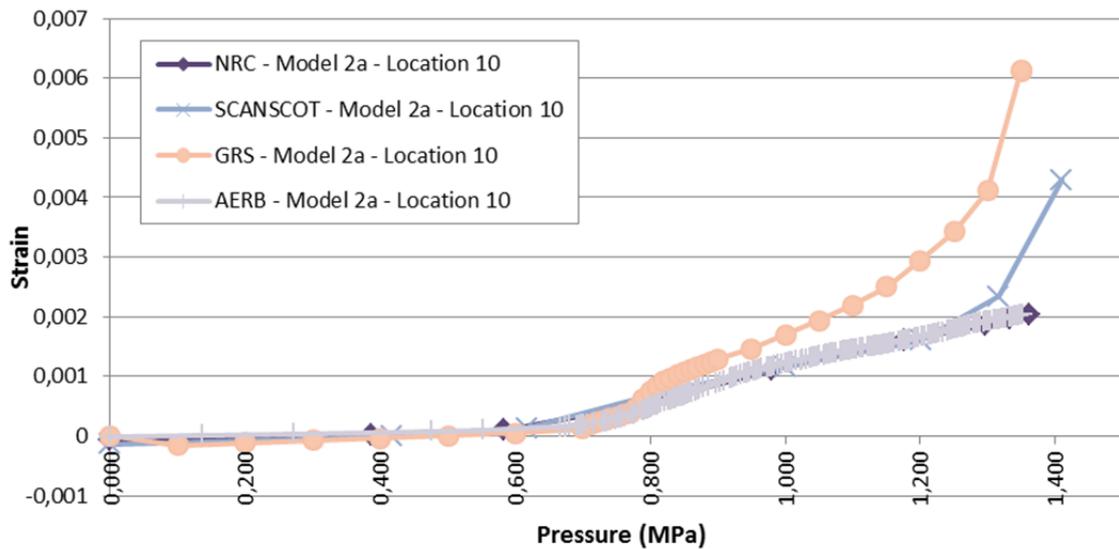


Abb. 5.27 Vergleich der Umfangsdehnung im Liner am Auswertepunkt 10 /HEI 14/

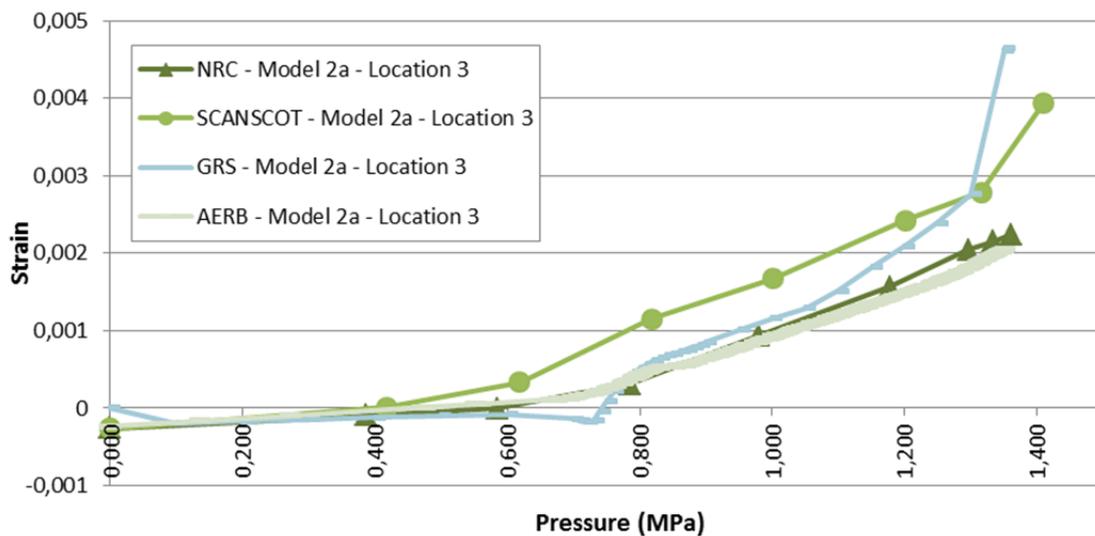


Abb. 5.28 Vergleich der Umfangsdehnung im Liner am Auswertepunkt 3 /HEI 14/

Die in der Simulation gefundenen Spitzenwerte der Linerdehnung konnten allerdings nicht eindeutig allen im Experiment gefundenen Rissen im Liner zugeordnet werden. In der Übergangskante der Wandverdickung um die Materialschleuse zur Zylinderwand stimmten Spitzenwerte der Linerdehnung mit im Experiment gefundenen Rissen gut überein. Risse, die im Bereich der ungestörten Zylinderwand auftraten, konnten mit Hilfe der Simulation nicht vollständig erklärt werden.

Von den Teilnehmern wurde vermutet, dass die schwierige Verarbeitung des nur 1,6 mm dicken Linerblechs Ursache für einen Teil der aufgetretenen Rissbildungen war. So wurde von den Experimentatoren beschrieben, dass beim Bau der Contain-

mentstruktur die einzelnen Linerblechstücke verschweißt wurden. Daraufhin wurden die Schweißnähte überschleift. Nachträgliche Inspektionen ergaben, dass durch übermäßiges Abschleifen teilweise das Blech geschwächt und lokal die Dicke von 1,6 mm unterschritten wurde, was die lokale Rissbildung begünstigt.

In realen Containmentbauten mit Stahl liner beträgt die Blechdicke meist 6 bis 8 mm, was die Verarbeitung der Bleche durch Schweißen und Schleifen verglichen mit dem Sandia-Modellcontainment vereinfacht. Aufgrund der höheren Verarbeitungsgüte kann erwartet werden, dass die Simulation bezüglich Linerversagen in realen Containmentstrukturen zu aussagekräftigeren Ergebnissen gelangt.

5.3 Model 3

Model 3 enthält die gesamte Containmentstruktur basierend auf den Erfahrungen aus Model 1 und Model 2. Damit können sowohl das globale wie auch das lokale strukturelle Verhalten bestimmt werden. Dies sind nicht nur die mechanischen Verformungen, sondern insbesondere auch Dehnungen und Spannungen der Spannkabel, Dehnungen der Bewehrung und Dehnungen des Stahl liners.

5.3.1 Finite-Elemente-Modell

Die Modellerstellung und die Simulationen zu Modell 3 wurden mit ANSYS Mechanical /ANS 14/ durchgeführt. Die Geometrie wurde mit ANSYS DesignModeler erstellt und in ANSYS Mechanical importiert. Abb. 5.29 zeigt eine perspektivische Darstellung des erstellten Finite-Elemente-Modells, das die beiden großen Durchführungen für Personenschleuse (A/L, air lock) und Materialschleuse (E/H, equipment hatch) enthält. Die Spannkabel sind in gekrümmten Bahnen um diese Durchführungen geführt. Alle 108 horizontalen und alle 90 vertikalen Spannkabel sind im Modell einzeln diskretisiert. Den Verlauf der Spannkabel zeigt Abb. 5.30. Von der Bodenplatte wurde nur ein Teil modelliert, um die Elementanzahl bei gegebener Diskretisierungsfineinheit möglichst niedrig zu halten.

Die Betonstruktur wurde mit 8-Knoten-Hexaeder und in den frei vernetzten Bereichen zusätzlich vereinzelt mit 6-Knoten-Prismen-Elementen (SOLID185) vernetzt. Größtenteils wurde geordnet vernetzt (mapped mesh), nur die Bereiche um die Durchführungen wurden frei vernetzt (free mesh). Die Elementgröße beträgt durchschnittlich

0,11 m. Der stählerne Liner wurde mit Schalenelementen (SHELL181) diskretisiert und ist über gemeinsame Knoten fest mit den Volumenelementen der Betonstruktur verbunden. Die Biegebewehrung wurde durch in die Beton-Volumenelemente eingebettete Bewehrungselemente (REINF265) modelliert. Die Schubbewehrung wurde im Modell vernachlässigt. Bei der angesetzten Innendruckbelastung liefert diese nur einen vernachlässigbaren Beitrag zur Gesamtsteifigkeit der Struktur.

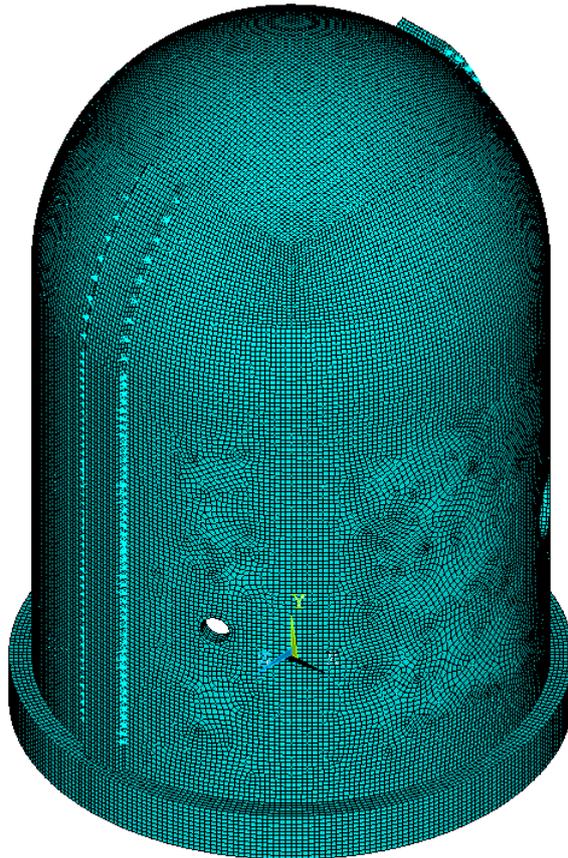


Abb. 5.29 Finite-Elemente-Modell zu Modell 3

Alle Spannkabel wurden mit Balkenelementen (BEAM188) diskretisiert. Die Führung der Spannkabel in den Hüllrohren wurde mit spezialisierten Führungselementen (MPC185 slot joint) realisiert, bei denen sich der geführte Knoten nur in eine vorab spezifizierte Richtung bewegen kann. Die beiden anderen lokalen Koordinatenrichtungen, in die sich der geführte Knoten bewegen könnte, sind gesperrt. Details zur umgesetzten Modellierungsstrategie sind in Kapitel 4.3 beschrieben.

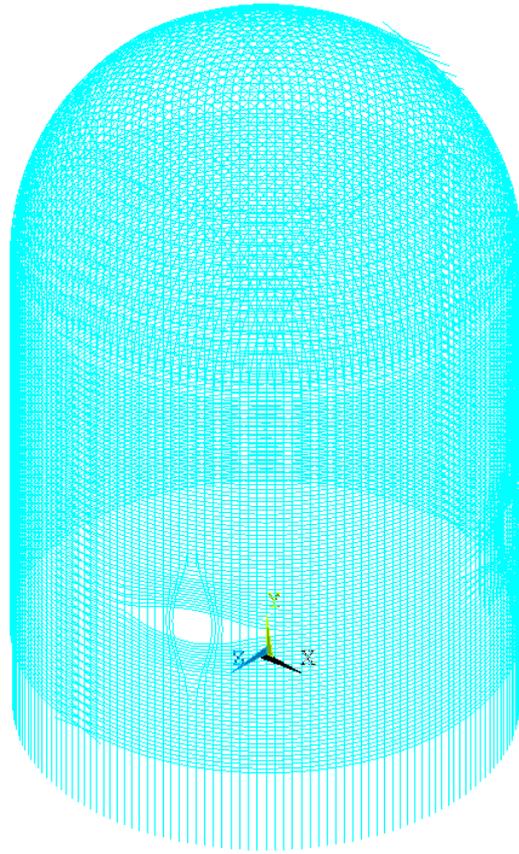


Abb. 5.30 Horizontale und vertikale Spannkabel zu Modell 3

Insgesamt umfasst das Finite-Elemente-Modell 550 000 Elemente. Die Betonstruktur setzt sich aus 145 000 Volumenelementen zusammen, die Bewehrung umfasst 105 000 in die Volumenelemente eingebettete Bewehrungselemente. Der Liner wurde mit 58 000 Schalenelementen diskretisiert, die Spannkabel mit 23 000 Balkenelementen. Die restlichen 219 000 Elemente umfassen die spezialisierten Führungselemente zur Modellierung der Hüllrohre, Vorspannelemente zum Aufbringen der Spannkabelvorspannung, Verbindungselemente (rigid links) zur Befestigung der Spannkabelenden an der Betonstruktur sowie weitere Verbindungselemente um die Führungselemente in die Betonstruktur einzubetten.

5.3.2 Vergleich der Simulationsergebnisse

Neben einer Reihe von Gemeinsamkeiten in der Modellierung verfolgten die Teilnehmer teilweise unterschiedliche Strategien insbesondere in der Modellierung der Betonstruktur. NRC und FORTUM setzten für die Diskretisierung des Betons Schalenelemente ein, AERB, SCANSCOT und GRS Volumenelemente. Mit Hilfe von

Schalenelementen fällt die Gesamtzahl der Elemente niedriger aus, im Gegensatz zu Volumenelementen lassen Schalenelemente allerdings keine detaillierte strukturelle Analyse in Dickenrichtung zu. AERB, FORTUM und SCANSCOT diskretisierten die Spannkabel mit Tragwerkselementen (truss elements), NRC und GRS nutzten Balkenelemente. Die Wechselwirkung der Spannkabel in den Hüllrohren, also Haftreibung und Rutschen, wurde von SCANSCOT durch in die Betonelemente eingebettete Kontaktflächen mit Reibungsbeiwert gelöst. Für jedes Spannkabel waren mehrere Kontaktflächen nötig, um bei dem gekrümmten Verlauf die Führung der Kabel sicherzustellen. Die übrigen Teilnehmer setzten spezialisierte Führungselemente ein (siehe auch Kapitel 4.3).

Alle Teilnehmer diskretisierten den Liner mit Schalenelementen, die über gemeinsame Knoten fest mit der Betonstruktur verbunden waren. Für die Bewehrung wurden von allen in Volumen- bzw. Schalenelemente eingebettete Bewehrungselemente verwendet. Die Schubbewehrung wurde von allen wegen dem bei dem unterstellten Lastfall geringen Einfluss auf die Gesamtsteifigkeit vernachlässigt. SCANSCOT setzte bei der unterstellten geometrischen Nichtlinearität und den Materialnichtlinearitäten eine explizite Zeitintegration ein. Alle anderen Teilnehmer verwendeten einen impliziten Integrationsalgorithmus. Das Spannkabelversagen wurde gemäß der experimentellen Bestimmung der Materialparameter von den Teilnehmern für eine Dehnung von 3,7 % bis 4,1 % angesetzt.

Von den Teilnehmern wurden in unterschiedlichem Umfang Ergebnisse vorgestellt. Darunter waren globale Darstellungen der Verformung zu den Meilensteinwerten des Innendrucks (Vielfache des Auslegungsdrucks P_d), globale Darstellungen der Dehnungen von Liner und Beton, Dehnungen und Spannungen der Spannkabel und graphische Darstellungen der im Experiment definierten 55 Standard Output Locations. Eine umfangreiche Darstellung der Ergebnisse findet sich im Bericht /HEI 14/.

Die GRS verfolgte einen quasi-statischen Simulationsansatz, bei dem die Last schrittweise aufgebracht wird. In den ersten beiden Lastschritten werden die Spannkabel gespannt und verankert. Abb. 5.31 (a) und (b) zeigen die axiale Spannung der Spannkabel nach dem Spannen und dem Verankern. Das Spannungsmaximum von 1 390 MPa, was etwa 88 % der Streckgrenze entspricht, wird in den vertikalen Spannkabeln durch die höhere Spannkraft von 471 kN verglichen mit 428 kN für die horizontalen Spannkabeln erreicht. Durch die höhere Reibung im Bereich des gekrümmten Spannkabelverlaufs um die Durchführungen sind die Spannungswerte dort lokal reduziert.

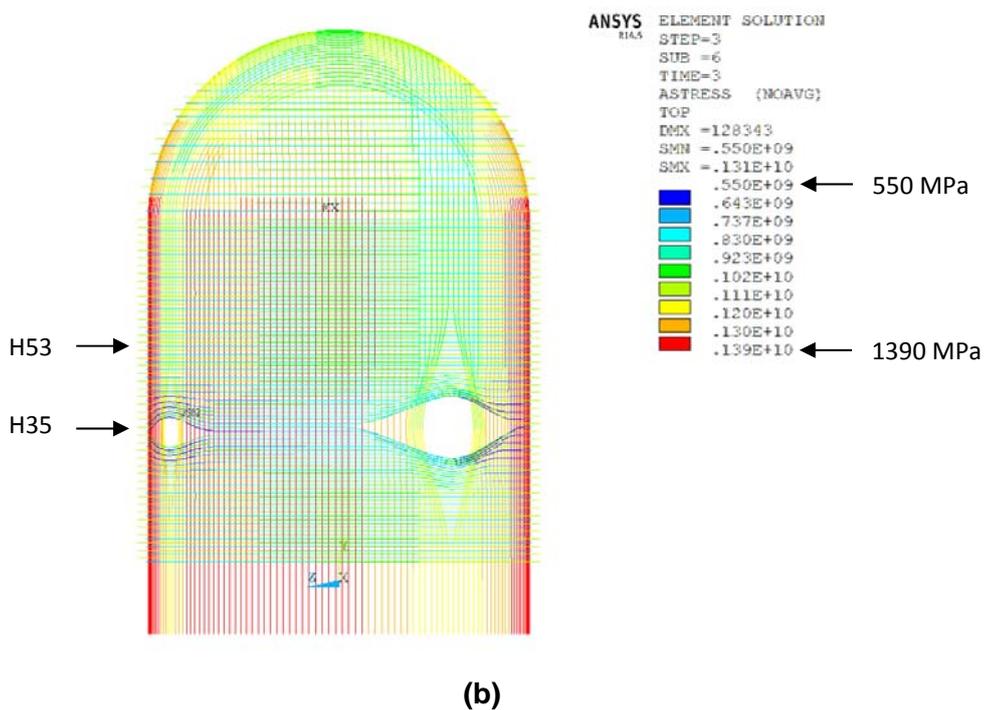
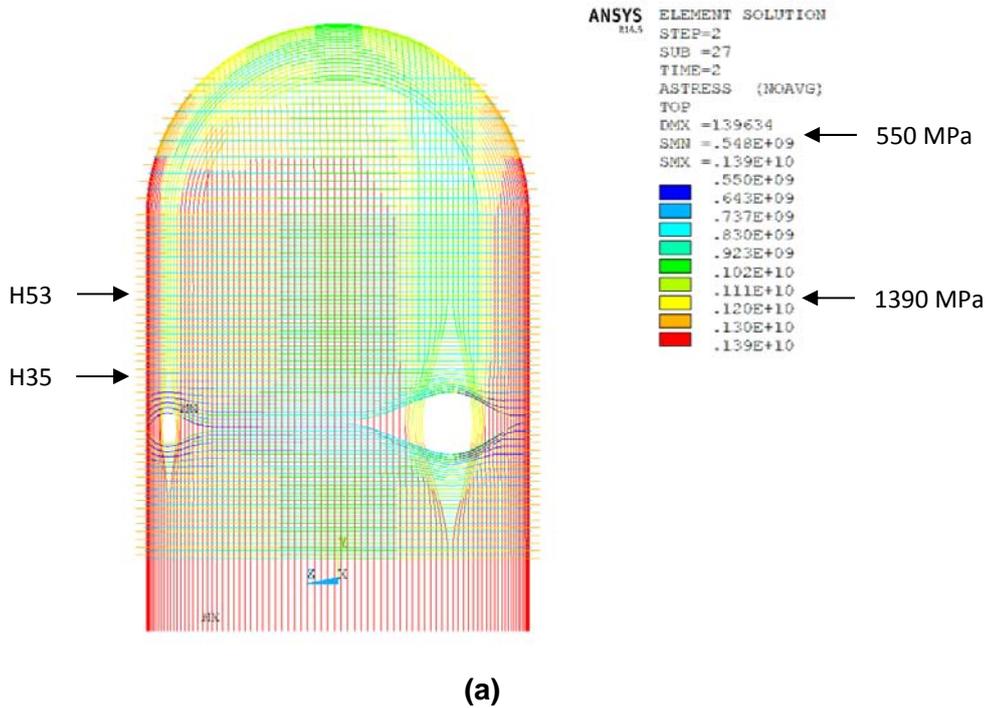


Abb. 5.31 Axiale Spannungen in den Spannkabeln nach dem Spannen (a) und nach dem Verankern (b)

Eine detaillierte Darstellung der berechneten Dehnungsverteilungen in den beiden horizontalen Spannkabeln H35 und H53 (Positionen siehe Abb. 4.13), die beide im Stützpfiler bei 270° Azimut verankert sind, zeigt Abb. 5.32.

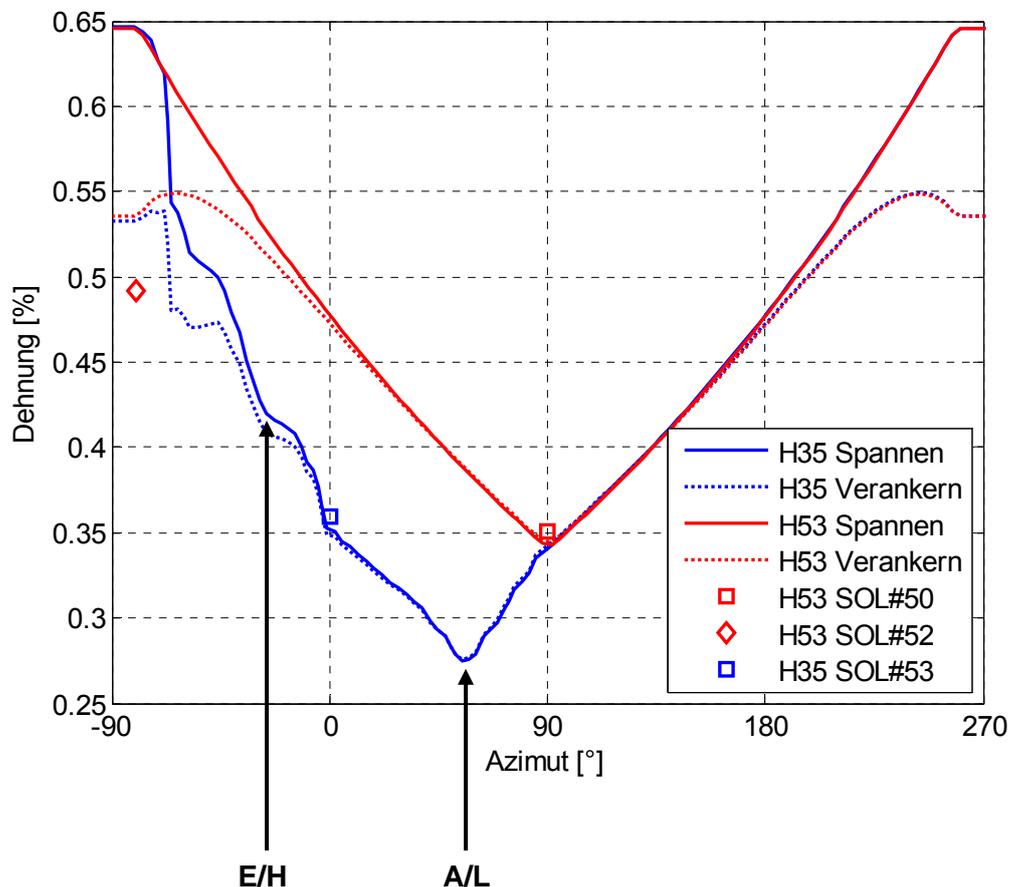


Abb. 5.32 Dehnungsverteilung der horizontalen Spannkabel H35 und H53 nach dem Spannen und dem Verankern. Die Lage von Materialschleuse (E/H - equipment hatch) und Luftschleuse (A/L - air lock) sind markiert.

Das Spannkabel H53 befindet sich 6,59 m über der Bodenplatte, d. h. in mittlerer Höhe. Es verläuft deutlich über den Durchführungen, daher stellt sich eine symmetrische Dehnungsverteilung ein. Das Spannkabel H35 ist in 4,56 m Höhe verankert und verläuft dicht über der Luftschleuse (bei 62° Azimut) und dicht unter der Materialschleuse (bei -36° Azimut). Wegen der höheren Reibung im gekrümmten Verlauf um die Durchführungen stellt sich das Minimum der Dehnungsverteilung im Spannkabel H35 an der Position der Luftschleuse und nicht wie im Spannkabel H53 bei 90° Azimut, d. h. gegenüber der Verankerungsposition, ein. Das Minimum im Spannkabel H35 liegt auch deutlich niedriger als bei einem ungestörten Verlauf der Spannkabel. Die simulierten Dehnungsverteilungen stimmen dabei gut mit den wenigen im Experiment gemessenen

nen Spannkabeldehnungen überein. Im Bereich der Verankerungsposition wird die gemessene Dehnung jedoch um etwa 10 % überschätzt.

Aus den Simulationsergebnissen in Kapitel 5.1.4 lässt sich folgern, dass sich das globale Versagen der Containmentstruktur durch einen Spannkabelbruch bereits in der lokalen Schädigung des Betons am Ort des Kabelversagens ankündigen sollte. Aus diesem Grund soll die Dehnungsverteilung im Beton bei fortgeschrittener Innendrucklast untersucht werden, insbesondere auch in Bereichen, in denen sich die Bewehrungsdichte sprunghaft ändert. Die entsprechenden Rechnungen sind sehr zeitaufwendig und konnten bis zum Zeitpunkt der Berichtslegung noch nicht abgeschlossen werden.

5.4 Zusammenfassung und Ausblick

Die GRS hat als aktiver Partner im Rahmen des Vorhabens RS1197 an dem international besetzten „Standard Problem Exercise #3“ (SPE-3) zum Thema "Performance of Containment Vessel under Severe Accident Conditions" teilgenommen. Zusammen mit den Kooperationspartnern wurden Teilaspekte des globalen Containmentverhaltens am Beispiel des 1:4 skalierten Sandia-Modellcontainments, das durch steigenden Innendruck bis zum Versagen belastet wurde, untersucht. Komplexe Analysemodelle des Sandia-Modellcontainments aus vorgespanntem Stahlbeton wurden entwickelt, wobei das Verhalten der Spannkabel unter Berücksichtigung der Reibkontakte mit den Hüllrohren detailliert untersucht wurde. Nach dem Spannen der Spannkabel stellt sich zunächst eine über den Umfang ungleiche Spannungsverteilung ein, die ab dem dreifachen Auslegungsdruck durch lokales Rutschen der Spannkabel weitgehend ausgeglichen ist. Die Analyseergebnisse zur Wirkungsweise der Spannkabelmodellierung zeigen im Vergleich mit entsprechenden Messwerten im Großversuch, dass die Spannungen nahe der Spannvorrichtung und die Verformung der Innenoberfläche als Funktion des Innendrucks realistisch nachvollzogen werden können. Ein Vergleich mit den Simulationsergebnissen der anderen Kooperationspartner ergibt eine zufriedenstellende Übereinstimmung.

Im Experiment wurde globales Strukturversagen des Modellcontainments bei einer Innendruckbelastung von 1,42 MPa, d. h. beim etwa 3,64-fachen Auslegungsdruck durch Spannkabelbruch ausgelöst. Wenn die in der Regel lokalen rissartigen Schädigungen des Betons in den Simulationsmodellen auf die Betonelemente verschmiert angenommen werden, liegen die Spannkabeldehnungen beim Versagensdruck deutlich unter der im Labor bestimmten Bruchdehnung von ca. 3,8 %, d. h. sicherheitstechnische

Bewertungen von vorgespannten Containmentstrukturen bezüglich der Grenztragfähigkeit bei Innendruckbelastung sollten mit um etwa den Faktor 2 reduzierten Bruchdehnungen für die Spannkabel durchgeführt werden.

Unterstellt man jedoch im Sandia-Modellcontainment, dass sich z. B. ein wanddurchdringender Riss im Beton nahe eines Spannkabels bildet, dann plastifiziert das entsprechende Hüllrohr im Bereich des Risses und die Umfangsspannung aus dem Innendruck wird weitgehend über einen kleinen Bereich des im Riss liegenden Spannkabels abgetragen. Dabei entstehen lokale Dehnungsüberhöhungen im Bereich der Bruchdehnung der Spannkabel.

Insgesamt bleiben bei der Bestimmung der Grenztragfähigkeit von innendruckbelasteten Containmentstrukturen aus Stahlbeton Unsicherheiten bezüglich der Berücksichtigung lokaler rissartiger Schäden im Beton. Weiterhin ist der Einfluss der Modellierung des Verbundes zwischen Beton und den Bewehrungsstäben sowie den Hüllrohren auf die Bestimmung der Grenztragfähigkeit eine noch offene Fragestellung.

6 Parameterstudie zur Widerstandsfähigkeit einer Containmentstruktur aus Stahlbeton bei Aufpralllasten

Für eine generische äußere Containmentstruktur aus Stahlbeton wurden Untersuchungen bezüglich ihrer Widerstandsfähigkeit gegenüber Aufprallbelastungen durchgeführt, wie sie beispielsweise infolge von Flugzeugabsturzscenarien (FLAB) auftreten können. Konkret wurde jeweils der Aufprall eines Militärflugzeugs vom Typ McDonnell F-4 Phantom sowie eines Passagierflugzeugs vom Typ Boeing 767 untersucht. Hierzu wurden Simulationsrechnungen mit expliziter Zeitintegration mit dem Rechenprogramm ANSYS AUTODYN /AUT 14/ durchgeführt. Im Rahmen der Vorhaben RS1182 /HEC 12/ sowie im laufenden Vorhaben RS1509 wurde bzw. wird ANSYS AUTODYN auf Basis von Aufprallversuchen mit Stahlbetonstrukturen validiert. Aspekte der Modellierung von großen Zielstrukturen und komplexerer Belastung behandelt Abschnitt 6.1. Eine Modalanalyse des Containmentmodells wird in Abschnitt 6.2 vorgestellt. Abschnitt 6.3 und Abschnitt 6.4 enthalten eine Diskussion ausgewählter Ergebnisse von Parameterstudien zu Aufprallsimulationen mit einer F-4 Phantom und einer Boeing 767.

6.1 Modellierung von Zielstruktur und Belastung

Die Simulationen wurden als Kontaktproblem durchgeführt, d. h. die Wechselwirkung von Stoßkörper und Zielstruktur wurde explizit simuliert. Als Zielstruktur diente ein generisches Modell einer äußeren Containmentstruktur aus Stahlbeton, dessen wesentlichen geometrischen Parameter in Tab. 6.1 aufgeführt sind. Das Gebäude besteht im Wesentlichen aus einem Hohlzylinder und einer halbkugelförmigen Kuppel, wobei jeweils eine Wandstärke von 1,5 m angenommen wurde. Zusätzlich ist noch eine Struktur einer Bodenplatte modelliert, auf welche die Randbedingung aufgebracht wurde. Bezüglich der Werte für Wandstärke und Bewehrungsgrad wurden Annahmen getroffen, welche für ein Reaktorgebäude des Reaktortyps WWER 1000/466B typisch sind. Die angeführten Bewehrungsgrade beziehen sich hierbei auf den postulierten Aufprallbereich. Abb. 6.1 zeigt Details einer typischen Vernetzung der Containmentstruktur. Dabei betragen die Abmessungen des verfeinerten Bereiches etwa 40 m in Umfangsrichtung und etwa 11 m in Längsrichtung. Durchschnittliche Elementkantenlängen und Zahlen zu den jeweiligen Vernetzungseinheiten sind in Tab. 6.2 enthalten.

Tab. 6.1 Abmessungen und Bewehrung der Containmentstruktur

Abmessungen	
Wanddicke	1,5 m
Innenhöhe ab Bodenplatte	64 m
Ansatz Kuppel ab Bodenplatte	38,5 m
Innenradius	25,5 m
Ø Bügel	16 mm
Dichte Schubbewehrung (Bügel)	50 cm ² /m ²
Ø äußere Stäbe	28 mm
Bewehrungsdichte (außen)	31 cm ² /m
Ø innere Stäbe	36 mm
Bewehrungsdichte (innen)	52 cm ² /m

Tab. 6.2 Elementgrößen und -anzahl von drei Containment-Modellen mit unterschiedlichen Vernetzungseinheiten

Modell- Feinheit	Elementgröße im Aufprall- bereich	Anzahl der Hexaeder- Elemente [·10³]	Anzahl der Schalen- Elemente [·10³]	Anzahl der Balken- Elemente [·10³]
Grob	40 cm	87,3	23,1	17,6
Mittel	20 cm	659,2	112,0	93,0
Fein	15 cm	1411,3	162,8	204,3

Der Verbund von Beton und Bewehrung ist in den Simulationen durch ideale kinematische Kopplung erfasst, d. h. jeder Knoten des Bewehrungsnetzes muss jeweils mit einem Knoten des Betonnetzes zusammenfallen. Zur Erfüllung dieser Nebenbedingung ergeben sich gewisse Beschränkungen bei der Generation des Rechenetzes. Versuchsweise wurde daher die in AUTODYN verfügbare Option zur getrennten Berücksichtigung von Bewehrungsstäben erprobt (sogenannte „discrete volume reinforce-

ment“). Es zeigt sich jedoch, dass diese Option lediglich in Verbindung mit dem sogenannten Penalty Kontakt verfügbar ist. In der vornehmlich benutzten Version 13.0 weisen jedoch die Penalty-Kontakte vermehrt Instabilitäten auf.

Weiterhin steht hier nicht die Option des parallelen Rechnens zur Verfügung. Außerdem ist eine Kontaktkopplung mit SPH (Smoothed Particle Hydrodynamics) auch in aktuelleren Programmversionen nicht möglich, was eine verfeinerte Kerosinmodellierung erschwert. Ferner konnte die „discrete volume reinforcement“ - Option bei der Simulation von stoßbeanspruchten Stahlbetonplatten in Aufprallversuchen im Rahmen von RS1509 noch nicht erfolgreich validiert werden. Aus den genannten Gründen wurde daher diese Modellierung nicht weiter verfolgt.

Im Bereich des Aufpralls ist die Netzgröße verfeinert und die Bewehrung über Balkenelemente (sog. „Belytschko-Schwer-Balken“ mit reduzierter Integration) dargestellt. Bei Bedarf werden in Rechenmodellen mit gröberer Vernetzungsfeinheit mehrere Bewehrungsstäbe der realen Struktur zu einem Stab zusammengefasst. In der feinsten Vernetzung ist jeder einzelne Bewehrungsstab explizit dargestellt. Außerhalb des Aufprallbereichs werden die Stäbe der Biegebewehrung vereinfacht über Schalenelemente (sog. „Belytschko-Tsay-Schalen“ mit reduzierter Integration) dargestellt. Schubbewehrung wird in diesem Bereich vernachlässigt. Betonbereiche werden über lineare, hexaedrische Volumenelemente mit reduzierter Integration dargestellt. Zur Materialbeschreibung wird für den Beton auf einen bestehenden Parametersatz des von Riedel, Hiermaier und Thoma entwickelten RHT-Betonmodells /RIE 00/ zurückgegriffen. Die Bewehrung wird über das Johnson-Cook-Modell /JOH 83/ charakterisiert.

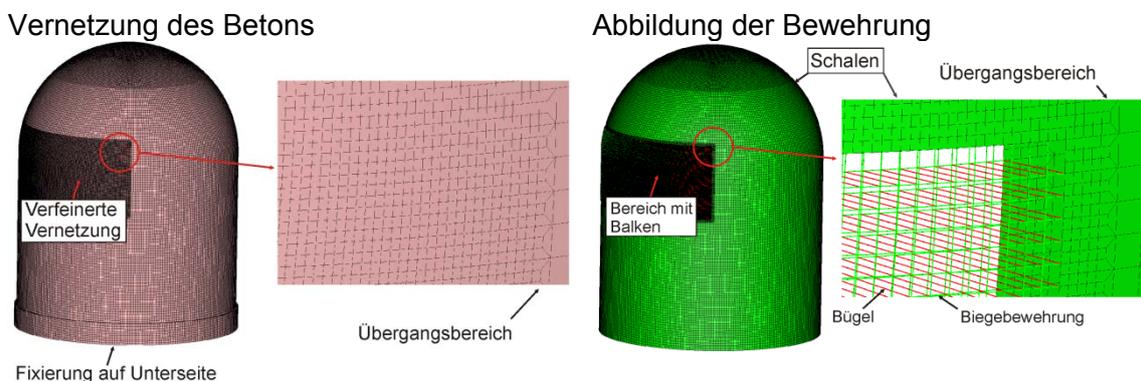


Abb. 6.1 Modellierung einer Containmentstruktur zur Untersuchung von äußeren Aufprallbelastungen

Die Stoßkörpermodelle wurden im Rahmen des Vorhabens RS1509 erstellt. Bezüglich der Massenverteilungen orientieren sich die Stoßkörpermodelle an verfügbaren Daten für ein Militärflugzeug vom Typ F-4 Phantom /SUG 93/ sowie ein Passagierflugzeug vom Typ Boeing 767 /BRA 08/. Es wird hierbei davon ausgegangen, dass der Einfluss der Steifigkeit bzw. der Berstlast (vgl. /RIE 68/) des Stoßkörpers auf die Last-Zeit-Funktionen (LZF) insgesamt gering ist und eine Modellierung mit realistischer Massenverteilung bereits eine sehr realistische Darstellung der Stoßkräfte gewährleistet. Daher konnte mit einem vereinfachten F-4 Phantom Stoßkörpermodell der „Sandia Phantom Crash“ Versuch /SUG 93/ erfolgreich nachgerechnet werden /HEC 13/. In diesem Versuch lag die Aufprallgeschwindigkeit bei 215 m/s, was auch den RSK-Lastannahmen /RSK 96/ zugrunde liegt. Im Wesentlichen werden die Stoßkörper durch Schalenelemente dargestellt. Weniger verformbare Teile wie Triebwerke und Fahrwerke werden durch Volumenelemente abgebildet. Die Modelle berücksichtigen Kerosin durch die SPH-Methode, um eine möglichst realistische Freisetzung der Flüssigkeit während des Aufpralls zu gewährleisten. Es wurde angenommen, dass der Aufprall der Stoßkörper senkrecht auf das Gebäude im Bereich des Übergangs von der Zylinderwand zur Kuppel (sog. Kämpferlinie) erfolgt. Abb. 6.2 zeigt Details der Stoßkörpermodelle und deren Anordnung relativ zur Zielstruktur.

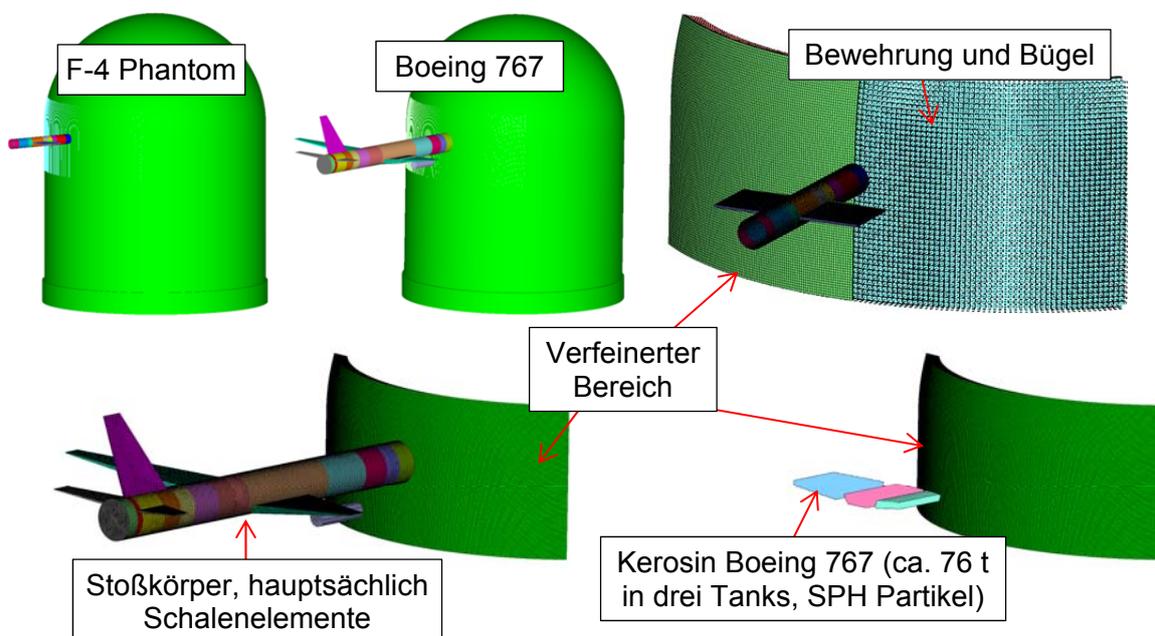


Abb. 6.2 Modelle für Aufprallsimulationen mit verschiedenen Stoßkörpern

6.2 Modalanalyse

Eine Modalanalyse wurde mit dem Programmpaket ANSYS Mechanical /ANS 14/ durchgeführt, um das Schwingverhalten der Containmentstruktur nach Anregung durch einen impulsartigen Stoß bewerten zu können. Als Randbedingung wurden die Knoten auf der Unterseite der Bodenplatte entsprechend der im Folgenden dargestellten dynamischen Berechnungen in allen Freiheitsgraden gesperrt. Tab. 6.3 stellt die ersten fünf berechneten Eigenfrequenzen dar.

Tab. 6.3 Eigenfrequenzen und entsprechende Periodendauer des Modells der äußeren Containmentschale

Mode	Frequenz [Hz]	Periodendauer [s]
1	5,8	0,17
2	8,7	0,11
3	10,0	0,10
4	12,0	0,084
5	13,6	0,073

Der Schwingmode der niedrigsten Eigenfrequenz von 5,8 Hz besteht in einer „Nickbewegung“, die bei einer hoch auftreffenden Stoßbelastung angeregt werden könnte. In den Schwingmoden zwei bis fünf verformt sich in erster Linie der zylindrische Teil des Containments, die Kuppel erfährt nahezu keine Verschiebung. Es treten verschiedene Beulmuster und Torsionsbewegungen auf. Diese Moden sind durch einen lokalen Stoß praktisch nicht anzuregen. In diesem Zusammenhang zeigen Untersuchungen mit AUTODYN, bei denen verschiedene peakförmige LZF auf das Analysemodell aufgebracht wurden, die Ausbreitung von Wellen und keine ausgeprägte Anregung einzelner Eigenformen. Dabei ist zu beachten, dass starke lokale Belastungen infolge des Aufpralls die Materialeigenschaften in Teilen der Gebäudestruktur ändern, was auch Veränderungen von Eigenfrequenzen und -formen zur Folge haben kann. So wurde beispielsweise bei experimentellen Modalanalysen zu Versuchen des internationalen VTT IMPACT Projekts, an dem die GRS derzeit im Rahmen des Vorhabens RS1509, zuvor RS1182 /HEC 12/, teilnimmt, festgestellt, dass die Eigenfrequenzen von Versuchsplatten aus Stahlbeton nach erfolgter Stoßbelastung deutlich geringer sind. Bei numerischen Simulationen entsprechender VTT-Versuche zeigte sich, dass die Berücksichtigung der Struktur des Einspannrahmens in Rechenmodellen auf die Ergebnisse bezüglich der Frequenz der Auslenkungen der Platten infolge des Aufpralls einen geringen Einfluss aufweist. Für die Ergebnisse von numerischen Modalanalysen ist die

Struktur des Einspannrahmens allerdings maßgebend. Übertragen auf eine Containmentstruktur bedeutet dies, dass für eine Modalanalyse die innenliegenden Strukturen, die umliegenden Gebäude und das Erdreich sowie die jeweiligen Kopplungen im Modell erfasst werden sollten.

Insgesamt wird damit bestätigt, dass die Modalanalyse bestenfalls für Belastungen, bei denen die Strukturen im elastischen Spannungszustand bleiben, geeignet ist, aber nicht für Belastungen, die starke lokale Schädigungen zur Folge haben, d. h. nicht für Untersuchungen zur Grenztragfähigkeit von Strukturen.

6.3 Ausgewählte Rechenergebnisse von Parameterstudien zum Aufprall einer F-4 Phantom

In diesem Abschnitt werden zunächst Ergebnisse von Parameterstudien zum Aufprall des F-4 Phantom Stoßkörpermodells vorgestellt. Das RHT-Betonmodell berechnet einen Schädigungsparameter, welcher ein Maß für den Schädigungsgrad des Betons darstellt. Ein Schädigungsparameter von 1 entspricht dabei vollständig geschädigtem Material, welches Zugkräfte lediglich über Schub übertragen kann. Abb. 6.3 zeigt Konturen des Schädigungsparameters auf der Innenseite des Containments zu verschiedenen Vernetzungsfeinheiten. Prinzipiell ist die Ausdehnung der geschädigten Bereiche für sämtliche Feinheiten ähnlich. Mit feineren Netzen kann ein höherer Detaillierungsgrad in den Analyseergebnissen erreicht werden, insbesondere die Bildung rissartiger Schädigungsbereiche. Die Ergebnisse werden derart interpretiert, dass es zu rückseitigen Abplatzungen (sog. Scabbing) des Betons kommen wird.

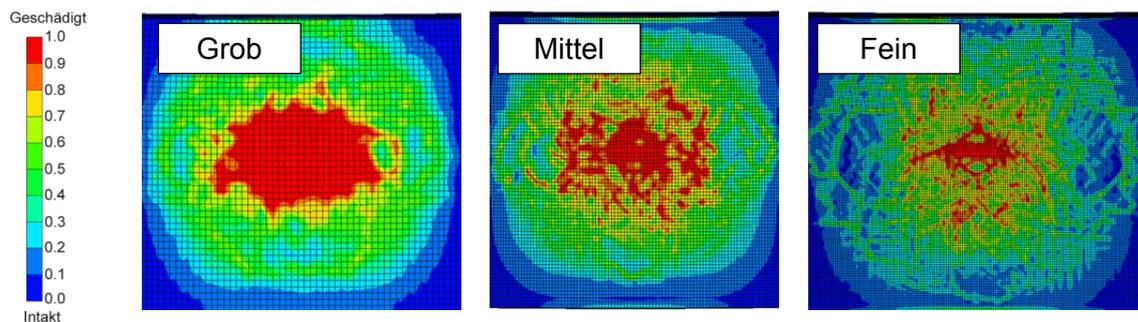


Abb. 6.3 Berechnete Betonschädigungen auf der Innenseite der Containmentstruktur infolge eines unterstellten F-4 Phantom Aufpralls nach 200 ms für drei verschiedene Vernetzungsfeinheiten

Die Auswirkungen der von Riedel /RIE 00/ beschriebenen Abhängigkeit des Schädigungsverhaltens unbewehrten Betons unter Zugbelastung von der Vernetzungsfeinheit bei Verwendung der Standardformulierung des RHT-Betonmodells wurden für die hier betrachteten Aufprallbelastungen untersucht. Das Materialverhalten bei niedrigen hydrostatischen Drücken im Schub- und Zugbereich wird zur Beschreibung des Verhaltens von Stanzkegeln (vgl. Abb. 6.8 und Abb. 6.9) als wichtig angesehen. Eine gewisse Regularisierung der Ergebnisse stellt sich durch das Vorhandensein von Bewehrungsstäben ein. Daher konnten mit der Standardformulierung viele Aufprallversuche zufriedenstellend simuliert werden /HEC 12/.

Prinzipiell kann die Netzabhängigkeit für Zugversagen durch das Rankine-Kriterium /RAN 58/ (oft auch Hauptspannungskriterium) und Einführung einer Bruchenergie überwunden werden. In Abb. 6.4 werden Ergebnisse bei Verwendung der RHT-Standardformulierung mit denen einer Rechnung, bei der das Rankine-Kriterium unter gleichzeitiger Verwendung einer nicht-assoziierten Fließregel benutzt wird, verglichen. Diese Erweiterung des Versagensmodells zur netzunabhängigen (regularisierten) Beschreibung der Rissentfestigung unter Zugbelastung wird unter anderem in /LEP 06/ beschrieben. Bei Verwendung des Rankine-Kriteriums ändert sich das Schädigungsbild erheblich und die Containmentstruktur wird perforiert. Im Rahmen von RS1182 /HEC 12/ wurde festgestellt, dass mit dem Rankine-Kriterium bei Verwendung einer nicht assoziierten Fließregel der Widerstand von Stahlbetonplatten gegenüber Durchstanzversagen unterschätzt werden kann. Weiterhin hängen die Ergebnisse auch entscheidend von der Art der Fließregel ab. Mit einer assoziierten Fließregel kommt es zu keinerlei Stanzkegelverschiebung. Das Rankine-Kriterium wurde an dieser Stelle nicht weiter verwendet, da mit der Standardformulierung des RHT Modells bei Versuchsnachrechnungen insgesamt die besten Ergebnisse erzielt wurden.

Es wurden einige Rechnungen mit einer konstanten Bruchdehnung von 14 % durchgeführt. Dieser Wert liegt im Bereich der Ergebnisse von einachsigen, quasi-statischen Zugversuchen. In /ARR 07/ findet sich der Hinweis, dass Dehnungen von Balkenelementen bezogen auf die Elementlänge berechnet werden. Stark lokalisierte Bewehrungsdehnungen in Bereichen mit gerissenem Beton könnten nur dann zuverlässig erfasst werden, wenn die Elementlängen der Balkenelemente im Bereich typischer Rissweiten im Beton liegen, d. h. kleiner als 0,5 mm. Dies ist insbesondere in Gebäudestrukturen rechentechnisch auch heute noch nicht realisierbar. Zielführend ist daher, im Materialmodell eine geringere Bruchdehnung als die im einachsigen Zugversuch ermittelte Bruchdehnung anzunehmen. Daher wurden für Vergleichszwecke auch Si-

mulationen mit einer Versagensdehnung von 5 % durchgeführt. Zusätzlich wurde das Kriterium zur Entfernung eines Bewehrungselementes aus der Simulation (Erosionskriterium) mit der Versagensdehnung gleichgesetzt. Die Unterschiede im Schädigungsbild werden exemplarisch in Abb. 6.5 dargestellt. In beiden Fällen wurde das Versagenskriterium erreicht.

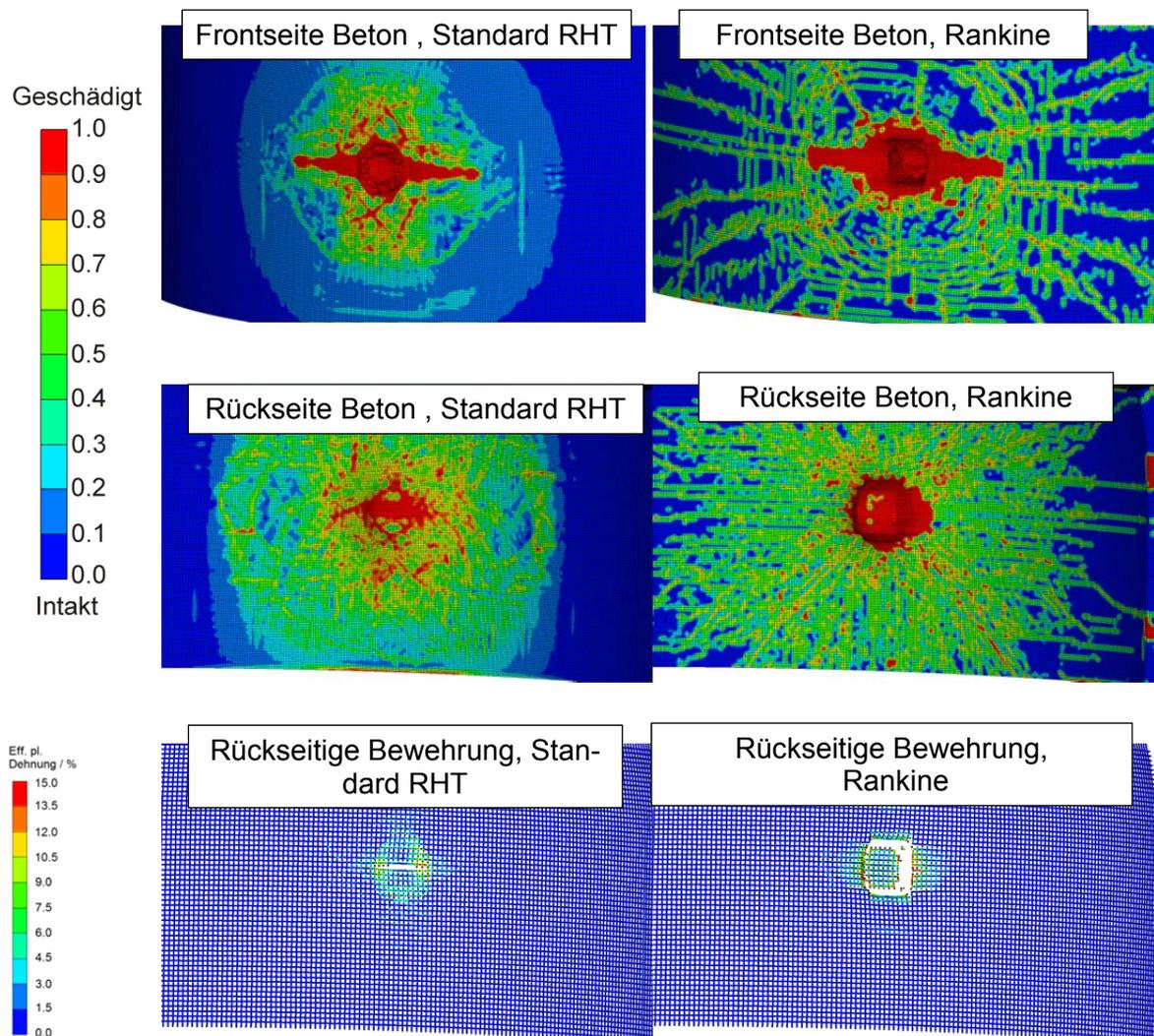


Abb. 6.4 Einfluss des Kriteriums für Zugversagen des Betons im Aufprallbereich bei unterstelltem F-4 Phantom Aufprall (Zustand nach 100 ms)

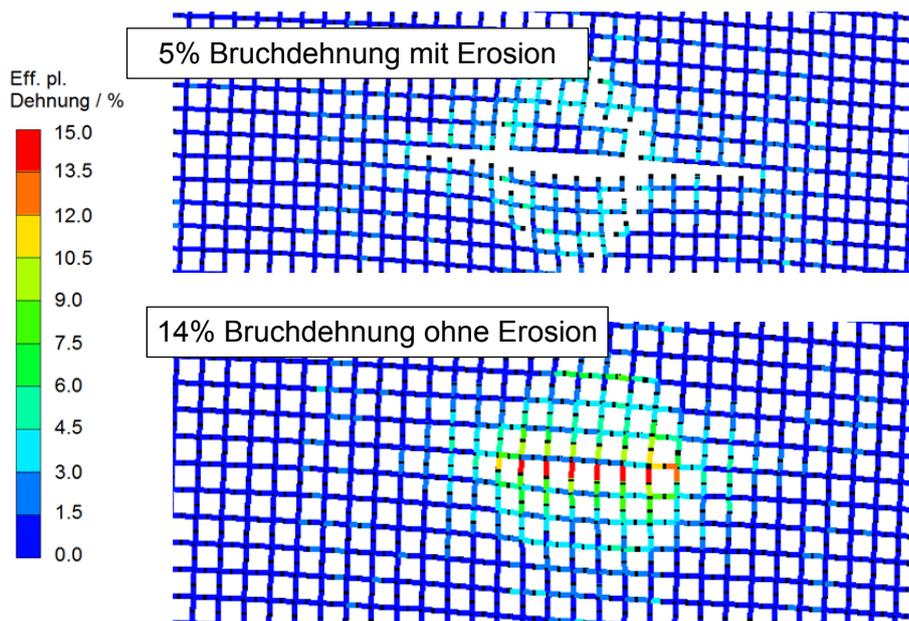


Abb. 6.5 Plastische Dehnungen des rückseitigen Bewehrungsstahls nach 200 ms für verschiedene Versagenskriterien beim Aufprall einer F-4 Phantom

Zu den numerischen Kontrollparametern, welche Rechenergebnisse ggf. stark beeinflussen können, zählt die Wahl der Dämpfungsmethode für Nullenergie-Verformungen (sog. Hourglassverformungen). Abb. 6.6 zeigt Schädigungen des Betons nach 55 ms für einen F-4 Phantom Aufprall mit mittlerer Vernetzungsfeinheit bei zwei verschiedenen Dämpfungsmethoden. Viskose Dämpfung verlangsamt lediglich die Ausbildung von Hourglassverformungen, wohingegen Steifigkeitsdämpfung derartige Verformungen vollkommen unterbinden kann. Bezüglich der Betonschädigung ergeben sich jedoch zum Teil erhebliche Unterschiede, wobei die Ergebnisse mit viskoser Dämpfung, insbesondere bezüglich der Ausbildung eines Stanzkegels, als realistischer anzusehen sind. Aus diesem Grund kann für Aufprallsimulationen mit Stahlbetonstrukturen lediglich viskose Hourglassdämpfung empfohlen werden. Sollte es zu einer nicht akzeptablen Ausbildung von Hourglassverformungen kommen, wird eine verfeinerte Vernetzung anstelle einer Variation der Methode zur Hourglassdämpfung empfohlen.

Abb. 6.7 zeigt plastische Dehnungen der rückseitigen Biegebewehrung zu verschiedenen Aufprallgeschwindigkeiten. Abhängig von der unterstellten Aufprallgeschwindigkeit kann es zur Perforation der Containmentwand kommen mit anschließendem Eintrag von Trümmerteilen und Kerosin in das Innere der Struktur.

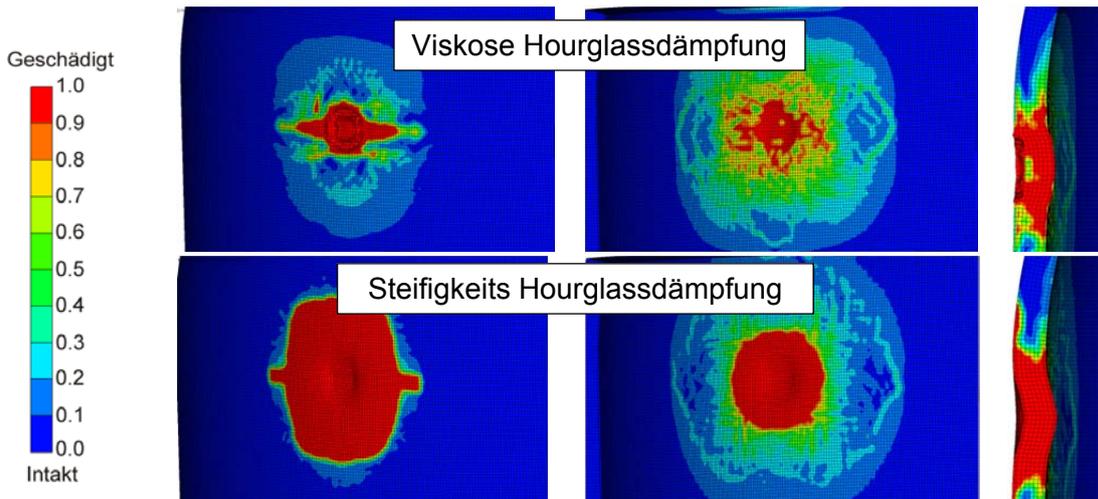


Abb. 6.6 Einfluss der Wahl der Hourglassdämpfung auf Betonschädigungen nach 55 ms auf Frontseite, Rückseite und Querschnitt

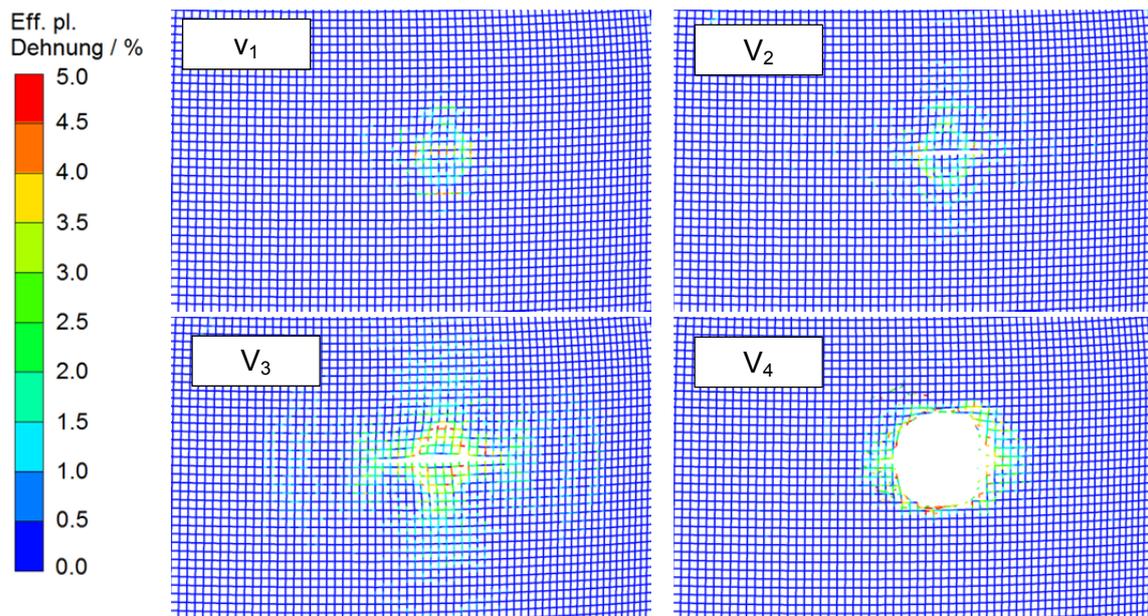


Abb. 6.7 Plastische Dehnungen der rückseitigen Biegebewehrung nach 200 ms für verschiedene Aufprallgeschwindigkeiten des F-4 Phantom Modells ($V_1 < V_2 < V_3 < V_4$)

In der Vergangenheit wurden zahlreiche Untersuchungen zur Bewertung von stoßbeanspruchten Stahlbetonstrukturen mit vereinfachten Ingenieurmodellen durchgeführt. Hierzu zählen beispielsweise Massenschwingermodelle, wie das sog. CEB-Modell (/SCH 87/ und /CEB 88/). Derartige Massenschwingermodelle können gemäß technischer Standards wie /EPR 99/ auch für die Integritätsbewertung realer Bauwerke unter Aufprallbelastungen benutzt werden. Daher wird an dieser Stelle ein Vergleich mit Er-

gebissen der komplexen Analysemethodik diskutiert. Dabei wird aufgezeigt, dass die vereinfachten Verfahren zum Teil erhebliche Abhängigkeiten von Modellierungsparametern aufweisen können.

Die Analysen unter Annahme einer 1,5 m dicken drehbar gelagerten Kreisscheibe (Durchmesser der mit LZF belasteten Fläche: 3 m) zeigen (vgl. Abb. 6.8), dass die Ergebnisse des CEB-Modells in Form der maximalen Verschiebungen der Massen M_1 und M_2 entscheidend von der Wahl des Stanzwinkels α abhängig sind. Das Modell geht davon aus, dass die den Stanzkegel umgebende Masse M_1 unter Dehnung und Stauchung der nichtlinearen Feder R_1 eine Biegeschwingung vollzieht. M_2 ist die Masse des Stanzkegels, welcher über eine nichtlineare Feder R_2 mit M_1 verbunden ist. Energieaufnahme der Struktur infolge von Betonschädigung wird durch die Dämpfungselemente C_1 und C_2 beschrieben. Die Drehachse der Scheibe ist orthogonal zum Mittelpunkt der belasteten Fläche. Bezüglich der Berechnung von M_1 , M_2 , R_1 , R_2 , C_1 und C_2 in Abhängigkeit von Bewehrungsdichte und Materialeigenschaften von Beton und Stahl sei auf Kapitel 4.2 in /SCH 87/ verwiesen. Für die Wahl des Stanzwinkels liegt keine explizite Berechnungsvorschrift vor, es wird lediglich ein möglicher Wertebereich von 25° bis 70° angegeben /SCH 87/, wobei für den Lastfall FLAB häufig für die zu erwartenden Winkel der Wert 45° verwendet wird. In der hier dokumentierten beispielhaften Untersuchung besteht für Winkel bis 42° eine monolithische Verbindung der beiden Massen M_1 und M_2 , d. h. es hat sich noch kein Stanzkegel gebildet. Im Bereich zwischen 43° und 51° bricht der Beton und die Bügelbewehrung verformt sich plastisch, d. h. der Stanzkegel beginnt sich von der umgebenden Struktur zu lösen. Ab 52° bricht die Bügelbewehrung und die Membranwirkungen der Biegebewehrung werden aktiviert, so dass der Zustand der Beinahe-Perforation erreicht ist. Geringe Variationen des Stanzwinkels können somit die Aussage bezüglich des Versagensmodus ändern. Es existieren darüber hinaus weitere Unsicherheiten, z. B. hinsichtlich der Dämpfungsparameter, der LZF und auch der Materialparameter. In Anbetracht dieser Unsicherheiten kann die numerische Simulation mit komplexen Programmsystemen zur Validierung der vereinfachten Analysemethodik beitragen, wenngleich auch hier gewisse Unsicherheiten bezüglich der Eingabeparameter bestehen.

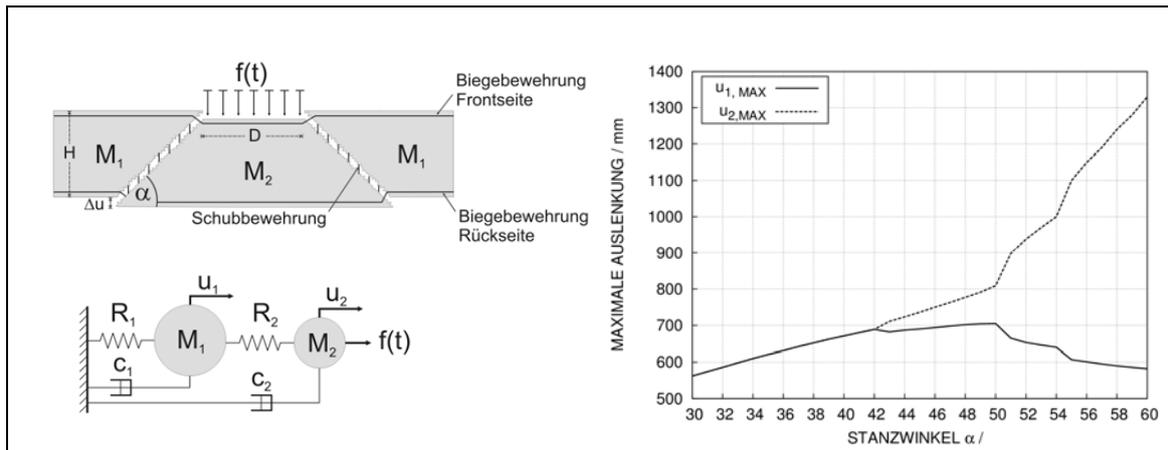


Abb. 6.8 Maximale Verschiebungen der Massen M_1 und M_2 als Funktion des Stanzwinkels berechnet mit dem Massenschwingermodell nach /SCH 87/ bzw. /CEB 88/

Für den direkten Vergleich zwischen den hier angesprochenen vereinfachten und komplexen Analysemethoden ist zu beachten, dass im Massenschwingermodell die Krümmung nicht berücksichtigt wird. Die Ergebnisse des Massenschwingermodells (vgl. Abb. 6.8) für den empfohlenen Wert des Stanzwinkels von 45° ergeben eine maximale Stanzkegelverschiebung von ca. 0,75 m. Die entsprechende AUTODYN-Rechnung mit dem Stoßkörpermodell der F-4 Phantom (siehe Abb. 6.9) zeigt, dass die maximalen bleibenden Verschiebungen im Bereich des Stanzkegels 0,8 m bis 0,9 m betragen. Der frontseitige Durchmesser des Stanzkegels ist teilweise größer als 3 m. Es ist auch davon auszugehen, dass die Annahme einer drehbar gelagerten Kreisscheibe die tatsächliche Wandstruktur lediglich näherungsweise beschreibt. Weiterhin sollte beachtet werden, dass aus der mit AUTODYN berechneten Betonschädigung im vertikalen und horizontalen Querschnitt (siehe Abb. 6.9) verschiedene Werte für den Stanzwinkel abgeleitet werden können, welche abhängig von der Interpretation zwischen 20° und 50° liegen können. Weiterhin wird lokal sowohl das Versagenskriterium der frontseitigen als auch der rückseitigen Biegebewehrung überschritten. Solche Detailaussagen lassen sich aus dem CEB-Modell nicht ableiten. Insgesamt kann man feststellen, dass die hier betrachteten Stanzkegelverschiebungen aus dem Massenschwingermodell trotz der aufgeführten Unsicherheiten durchaus in der Größenordnung der Ergebnisse der Simulation mit AUTODYN liegen.

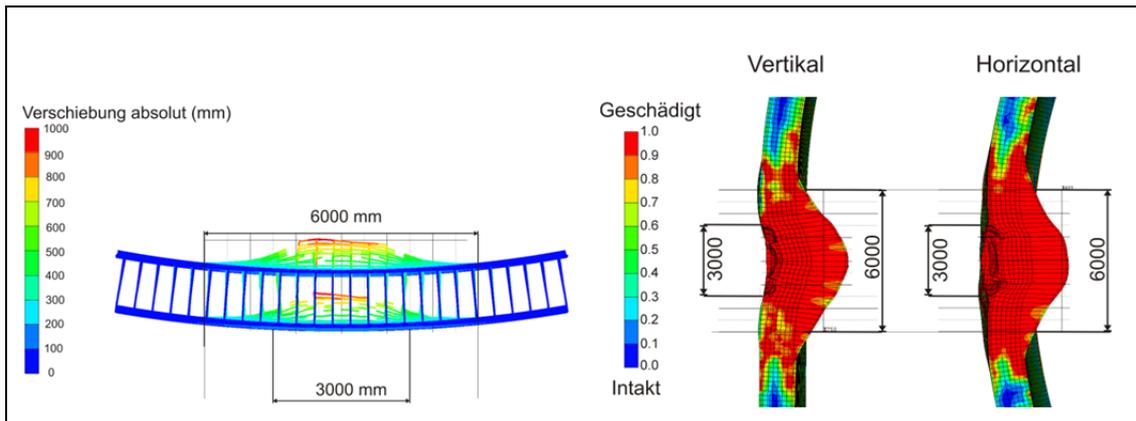


Abb. 6.9 Ausgewählte Ergebnisse zu Verschiebungen der Bewehrung und Betonschädigung im Querschnitt nach 200 ms

6.4 Ausgewählte Rechenergebnisse von Parameterstudien zum Aufprall einer Boeing 767

In diesem Abschnitt sind ausgewählte Simulationsergebnisse zum Aufprall des in Abschnitt 6.1 beschriebenen Stoßkörpermodells einer Boeing 767 auf die ebenfalls in Abschnitt 6.1 beschriebene generische äußere Containmentstruktur zusammengefasst. Dabei wurden zwei Simulationen mit einer im Folgenden als geringer und einer als höher bezeichneten Aufprallgeschwindigkeit durchgeführt. Abb. 6.10 zeigt die Zerlegungszustände des Stoßkörpers zu ausgewählten Zeitpunkten der beiden Simulationen. In beiden Fällen sind die Flügelbereiche vollständig geborsten, d. h. das Maximum der LZF wurde zuvor erreicht. Es zeigt sich, dass der unzerstörte hintere Flugzeugbereich im Fall der geringeren Geschwindigkeit nach 500 ms keine Restgeschwindigkeit mehr hat. Demgegenüber bewegt sich der hintere Flugzeugbereich bei der hohen Aufprallgeschwindigkeit nach 205 ms weiterhin in Richtung der Containmentstruktur. Die vergleichsweise großen Restlängen können durch eine Überschätzung der Steifigkeit des Stoßkörpers zustande kommen. In der Realität wird eine stärkere Fragmentierung des Flugzeugs mit geringerer Restlänge erwartet. Studien mit dem Riera-Modell /RIE 68/ zeigten, dass die Restlänge maßgeblich durch Variationen der axialen Projektilsteifigkeit bzw. Berstlast beeinflusst wird. Auf den eigentlichen Verlauf der LZF, insbesondere auf Höhe und Lage der Maxima hat die Berstlast jedoch praktisch keinen Einfluss. Insbesondere im Hinblick auf andere Unsicherheiten bei der Modellierung darf die hier benutzte Darstellung der verformbaren Flugzeugstrukturen als ausreichend genau angesehen werden.

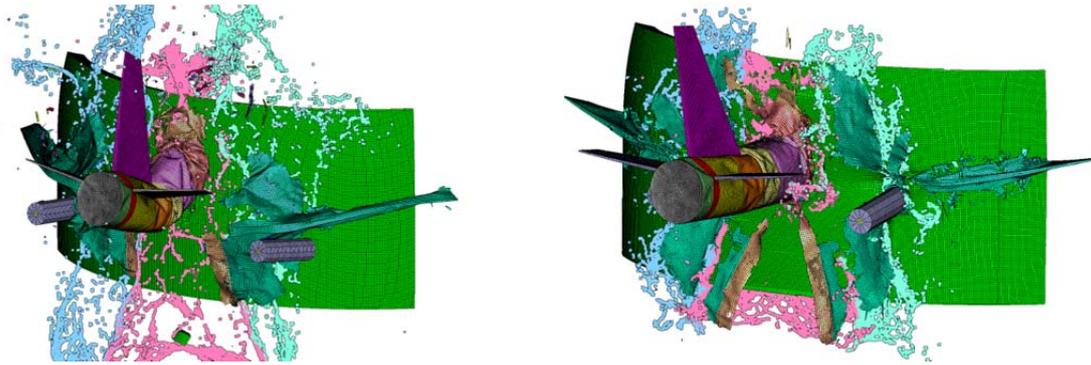


Abb. 6.10 Zerlegung des Boeing 767 Stoßkörpermodells bei geringer Aufprallgeschwindigkeit nach 500 ms (links) bzw. hoher Aufprallgeschwindigkeit nach 205 ms (rechts)

Beim Aufprall einer Boeing 767 verteilt sich die Belastung im Vergleich zur Phantom-F4 auf eine bedeutend größere Fläche. Aus diesem Grund ist der in Abb. 6.11 gezeigte Bereich mit ausgeprägter Betonschädigung jeweils deutlich größer als in Abb. 6.4. Die Kontaktstellen von Rumpf, Flügel und der Triebwerke sind deutlich erkennbar. Bei der hohen Aufprallgeschwindigkeit sind nach 205 ms starke Verformungen im Bereich des Rumpfes und der Flügel erkennbar.

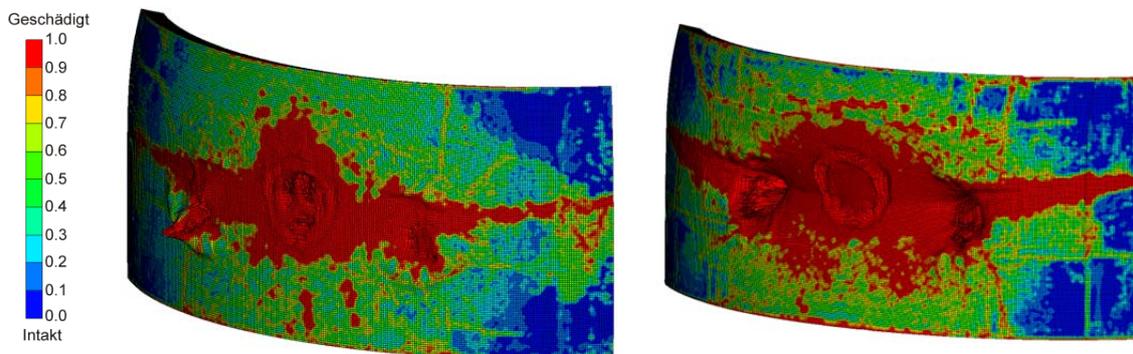


Abb. 6.11 Betonschädigung auf der Außenseite der Containmentstruktur bei geringer Aufprallgeschwindigkeit nach 500 ms (links) bzw. hoher Aufprallgeschwindigkeit nach 205 ms (rechts)

Es muss darauf hingewiesen werden, dass die zunächst vereinfachte Modellierung der Turbinen als massive Körper als unzureichend angesehen wird. Die Stoßkörpermodelle sollten diesbezüglich verbessert werden. Daher werden die lokalen Schädigungseffekte des Triebwerksaufpralls hier überschätzt.

Die entsprechenden Betonschädigungen auf der Rückseite der Containmenstruktur sind in Abb. 6.12 für die beiden Aufprallgeschwindigkeiten gezeigt. Bereits bei der geringen Aufprallgeschwindigkeit deutet sich an, dass der Aufprall von Turbinen und Fahrwerk die Containmentstruktur stark schädigen kann, wobei wie bereits erwähnt insbesondere die Effekte der Turbinen überschätzt werden.

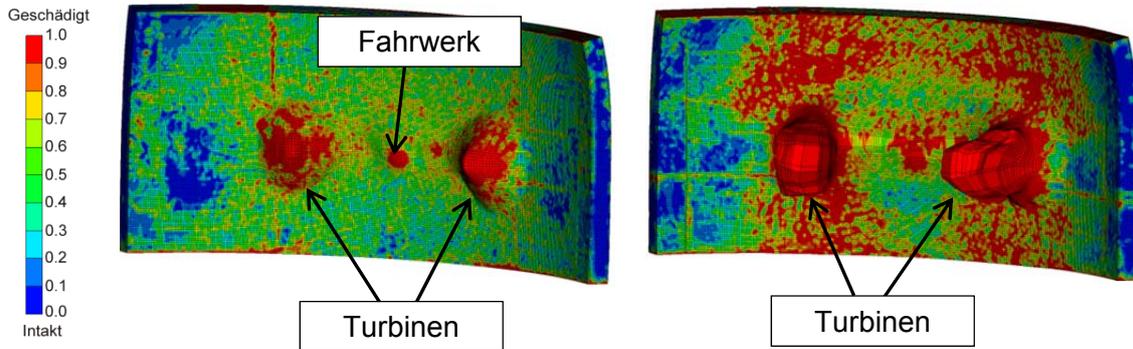


Abb. 6.12 Betonschädigung auf der Innenseite der Containmentstruktur bei geringer Aufprallgeschwindigkeit nach 500 ms (links) bzw. hoher Aufprallgeschwindigkeit nach 205 ms (rechts)

Plastische Dehnungen der rückseitigen Biegebewehrung sind in Abb. 6.13 dargestellt. Im Bereich der Turbinen ist bereits für die geringere Aufprallgeschwindigkeit lokal im Bereich der Turbinen das Versagenskriterium von 5 % effektive plastische Dehnung erreicht. Im Falle der höheren Aufprallgeschwindigkeit kommt es offensichtlich zu einem großflächigen Versagen der rückseitigen Biegebewehrung entlang der Flügel und des Rumpfes. Dieses Simulationsergebnis wird derart interpretiert, dass die Containmentstruktur durchschlagen wird und es zu einem Eintrag von Trümmerteilen sowie von Kerosin kommt.

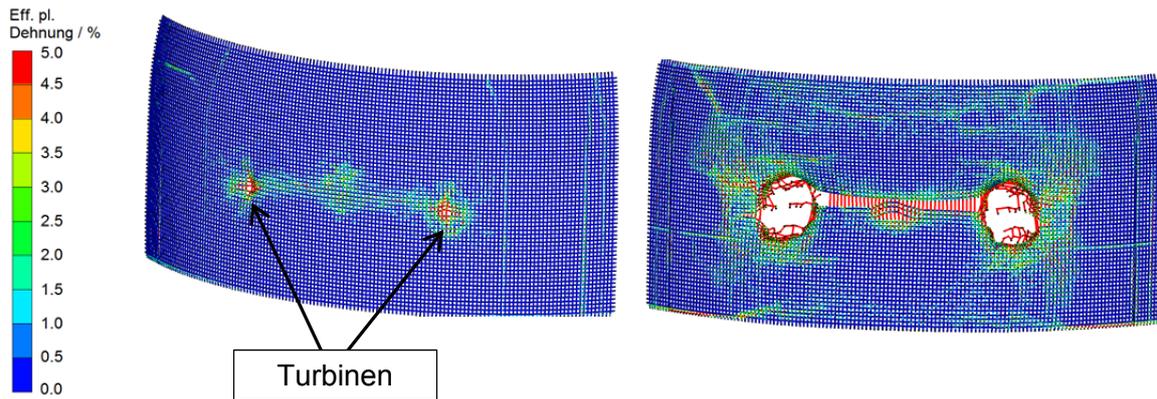


Abb. 6.13 Zustand der rückseitigen Biegebewehrung in der Containmentstruktur bei geringer Aufprallgeschwindigkeit nach 500 ms (links) bzw. bei hoher Aufprallgeschwindigkeit nach 205 ms (rechts)

6.5 Zusammenfassung und Ausblick

Mit den im Rahmen des Vorhabens entwickelten Analysemodellen einer generischen Struktur eines äußeren Stahlbetoncontainments wurden Simulationen zu verschiedenen Flugzeugabsturzzenarien als Kontaktprobleme mit expliziter Stoßkörpersimulation durchgeführt. Eingesetzt wurden dabei die im Rahmen des Vorhabens RS1509 entwickelten vereinfachten Modelle für ein Militärflugzeug vom Typ F-4 Phantom sowie eines mittelgroßen Passagierflugzeugs vom Typ Boeing 767. Parameterstudien mit dem Rechenprogramm ANSYS AUTODYN zeigen, dass wie zu erwarten die Aufprallgeschwindigkeit sowie die Versagenskriterien für Beton und Stahl die Integrität der Containmentstruktur maßgeblich beeinflussen. Weiterhin unterstreichen die Untersuchungen die Bedeutung der Bügelbewehrung, welche den wesentlichen Widerstand gegen lokales Durchstanzversagen der Stahlbetonstruktur darstellt. Bei den numerischen Simulationen zum Flugzeugabsturz auf eine generische Containmentstruktur kann großflächiges Versagen im Kontaktbereich zwischen Rumpf und Barriere oder/und lokales Versagen im Kontaktbereich zwischen Triebwerk und Barriere auftreten. Die beispielhafte Simulation des Aufpralls einer Boeing 767 zeigt, dass in den Strukturbereichen, in denen die Triebwerke aufprallen, abhängig von der Aufprallgeschwindigkeit, kritische plastische Dehnungen in der Bewehrung erreicht werden können, wobei der Grad der Plastifizierung abhängig vom Detaillierungsgrad des Triebwerkmodells ist.

Insgesamt zeigen die Aufprallsimulationen zum Thema gezielter Flugzeugabsturz auf Containmentstrukturen, dass mit der komplexen Analysemethodik basierend auf Stoß-

körpermodellierung der Flugkörper quantitative Aussagen zur Schädigung im Bereich der Grenztragfähigkeit der Containmentstrukturen einschließlich Eintrag von Kerosin ins Innere möglich sind. Die Validierung der Methodik bezüglich Flüssigkeitseintrags ist jedoch noch sehr begrenzt. Fortschritte diesbezüglich werden im Rahmen der Phase III des IMPACT Projekts, an dem GRS im Rahmen RS1509 teilnimmt, erwartet. Weiterhin ist der Einfluss der Modellierung des Verbundes zwischen Beton und den Bewehrungsstäben auf die Bestimmung der Grenztragfähigkeit von Containmentstrukturen unter Aufprallbelastungen eine noch offene Fragestellung.

7 Komponenten- und Bauwerksverhalten bei auslegungs- überschreitenden Erdbebenbelastungen

In der Vergangenheit wurden für sicherheitstechnisch relevante Gebäude in deutschen kerntechnischen Anlagen auf Basis von elastischen Finite-Elemente-Berechnungen mit entsprechenden Gebäudemodellen einschließlich angekoppelter Bodenmodelle Etagenantwortspektren als Reaktionen auf standortbezogene Erdbebenanregungen berechnet. Mit Hilfe dieser Etagenantwortspektren wurden sowohl die Komponenten als auch deren Verbindungen mit entsprechenden Gebäudestrukturen standortspezifisch gegen Erdbebenbelastungen ausgelegt. Im Folgenden sind die im Rahmen des Vorhabens RS1197 durchgeführten generischen Untersuchungen zu auslegungsüberschreitenden Erdbebenbelastungen und den dazu notwendigen Erweiterungen der Berechnungsverfahren zusammengefasst.

7.1 Generisches Bodenantwortspektrum und daraus abgeleitete Belastungen für ein Reaktorgebäude

Für die Untersuchungen zu auslegungsüberschreitenden Erdbebenbelastungen wurde zunächst ein generisches, standortunabhängiges Bodenantwortspektrum für den Lastfall Erdbeben abgeleitet. Es orientiert sich an der Charakteristik von ausgewählten standortabhängigen Bodenantwortspektren, die der Auslegung deutscher Kernkraftwerke zugrunde gelegt wurden (siehe Abb. 7.1). Weiterhin wurde für alle Spektren gemäß KTA 2201.1 5 % der kritischen Dämpfung angenommen. Zur Ableitung eines generischen Bodenantwortspektrums wurden die Beschleunigungswerte bei hohen Frequenzen (Starrkörperbeschleunigung) auf 1 normiert und die anderen Werte mit dem jeweils gleichen Faktor multipliziert. Abb. 7.2 enthält die normierten Spektren und außerdem das für die folgenden Untersuchungen abgeleitete generische Spektrum. Die anlagenspezifischen Details zur Ableitung des generischen Bodenantwortspektrums sind in /EIS 11/ zusammengefasst.

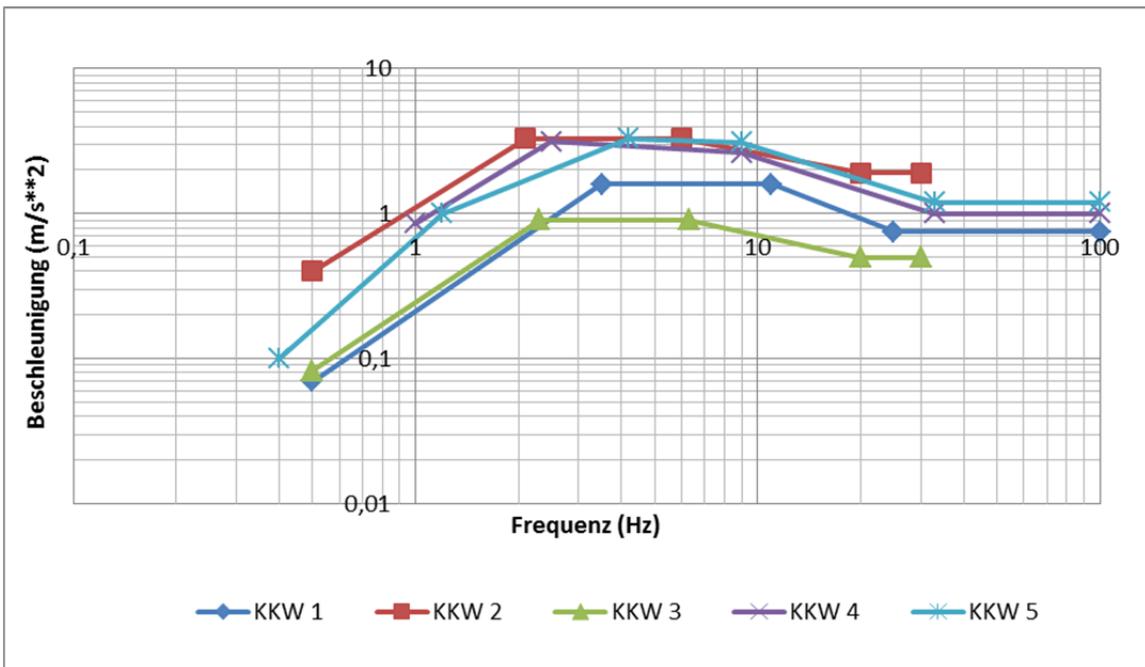


Abb. 7.1 Ausgewählte standortabhängige Bodenantwortspektren für 5 % der kritischen Dämpfung

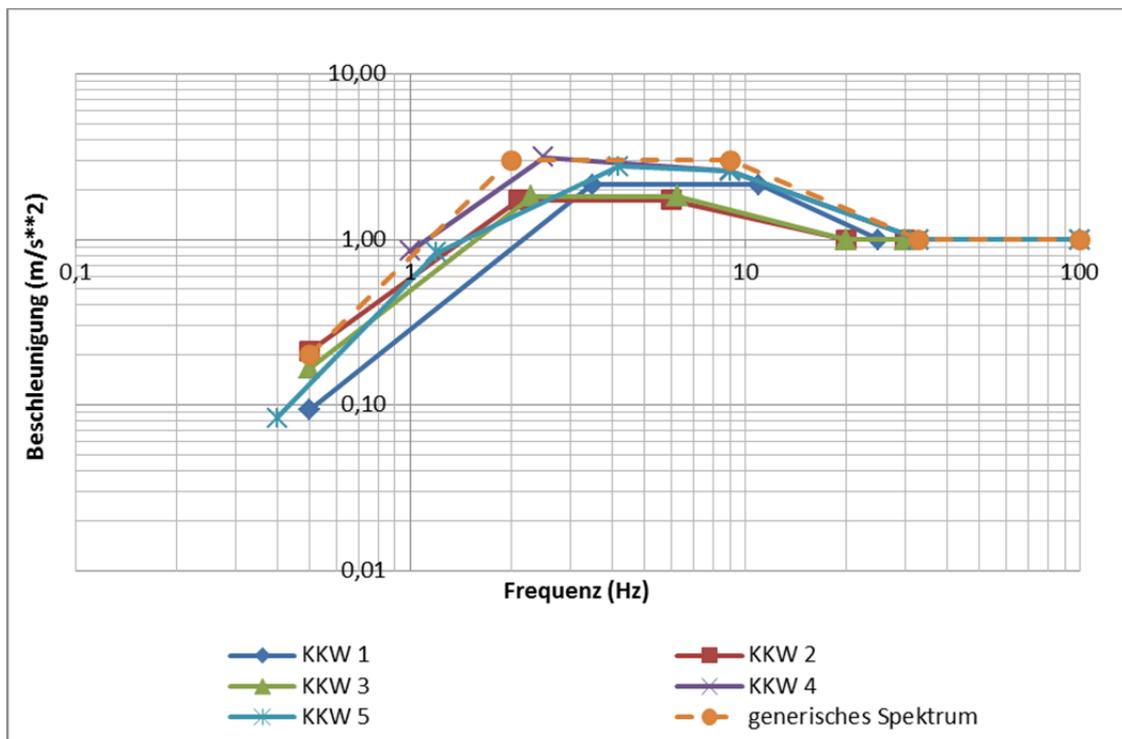


Abb. 7.2 Normierte Bodenantwortspektren und generisches Spektrum für 5 % der kritischen Dämpfung

Zunächst wird aus dem normierten abdeckenden Spektrum von Abb. 7.2 wieder ein realistisches abdeckendes Spektrum erzeugt, indem die Beschleunigungseckwerte jeweils mit dem Faktor 2,1 multipliziert werden (siehe Abb. 7.3). Dieser Faktor ergibt sich aus der maximalen Starrkörperbeschleunigung der in Abb. 7.1 dargestellten standortabhängigen Spektren.

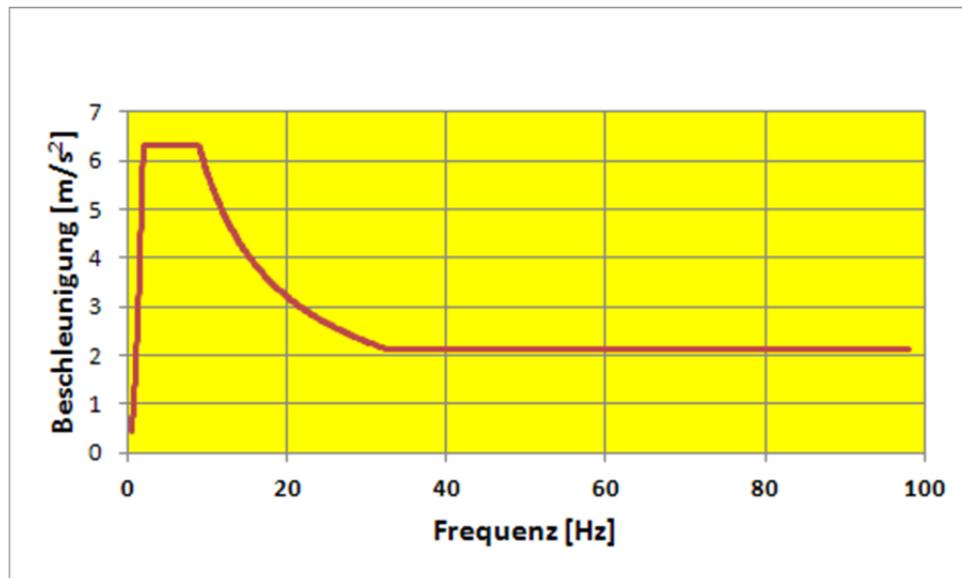


Abb. 7.3 Abdeckendes generisches Bodenantwortspektrum

Ein Bodenantwortspektrum kann nicht direkt als Belastungseingabe für FE-Rechnungen mit ADINA verwendet werden, sondern es muss in einen Beschleunigungszeitverlauf umgerechnet werden, wobei diese Umrechnung nicht eindeutig ist. Dazu wurde ein Hilfsprogramm basierend auf /KOS 78/, das von der BAM zur Verfügung gestellt wurde, eingesetzt. Die Berechnung ergibt den in Abb. 7.4 dargestellten Beschleunigungszeitverlauf (oberes Bild: Zeitraum 40 s, unteres Bild: Ausschnitt Zeitraum 15 s).

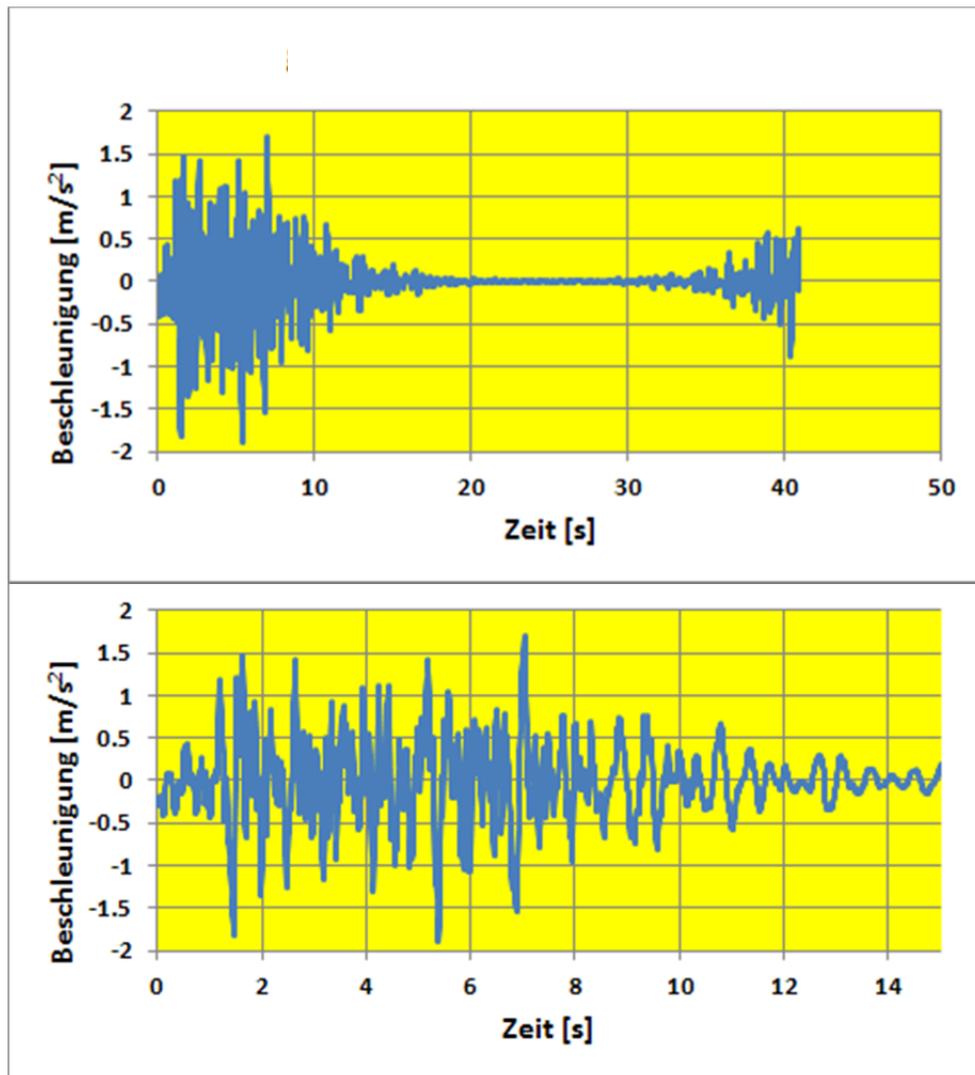


Abb. 7.4 Berechneter Zeitverlauf der Beschleunigung zum Spektrum in Abb. 7.3

Zur Überprüfung, wie genau der generierte Zeitverlauf das zugrundeliegende Spektrum abbildet, kann aus dem Zeitverlauf rückwärts wieder ein Spektrum berechnet werden. Ergebnisse dieser Rückrechnung sind in Abb. 7.5 dargestellt.

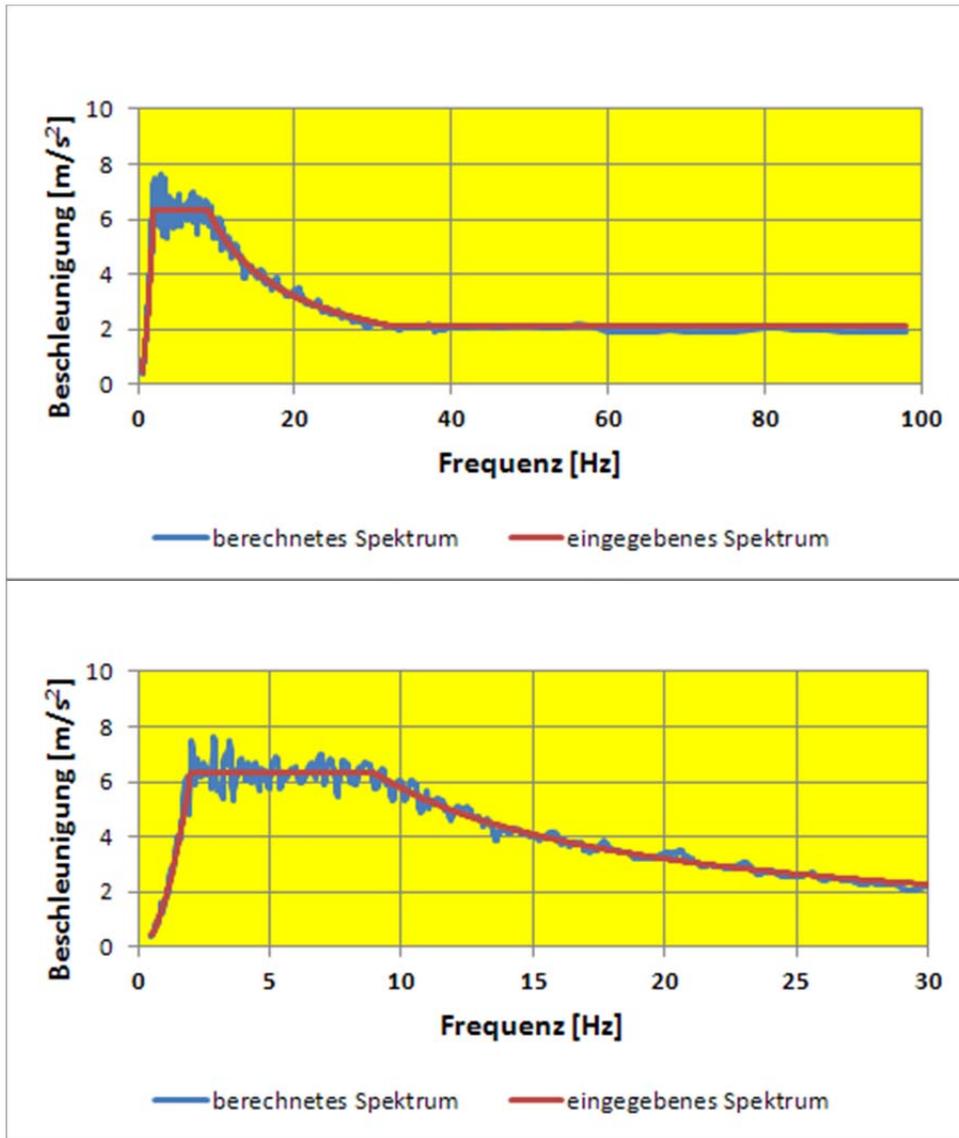


Abb. 7.5 Aus dem Zeitverlauf der Beschleunigung rückgerechnetes Spektrum im Vergleich mit Originalspektrum

7.2 Finite-Element-Modelle

Wegen der Komplexität von Reaktorgebäude und darin enthaltenen Komponenten werden die Analysen mit einem Finite-Elemente-Modell des Reaktorgebäudes der Baureihe Konvoi und einem Modell einer entsprechenden Kühlkreislaufschleife durchgeführt. Dabei werden an den Verbindungsstellen in Form von Auflagern bzw. Hängern Verschiebungsergebnisse des Gebäude-Modells auf das Komponentenmodell übertragen.

7.2.1 Analysemodell eines Reaktorgebäudes der Baureihe Konvoi

Geometriemodell

Das verwendete Modell eines Reaktorgebäudes der DWR Baureihe Konvoi einschließlich Bodensimulation (siehe Abb. 7.6, Abb. 7.7 und Abb. 7.8) wurde von der BAM Berlin bereits in den 90iger Jahren entwickelt, für zahlreiche Fragestellungen angewendet und der GRS für generische Untersuchungen zur Verfügung gestellt.

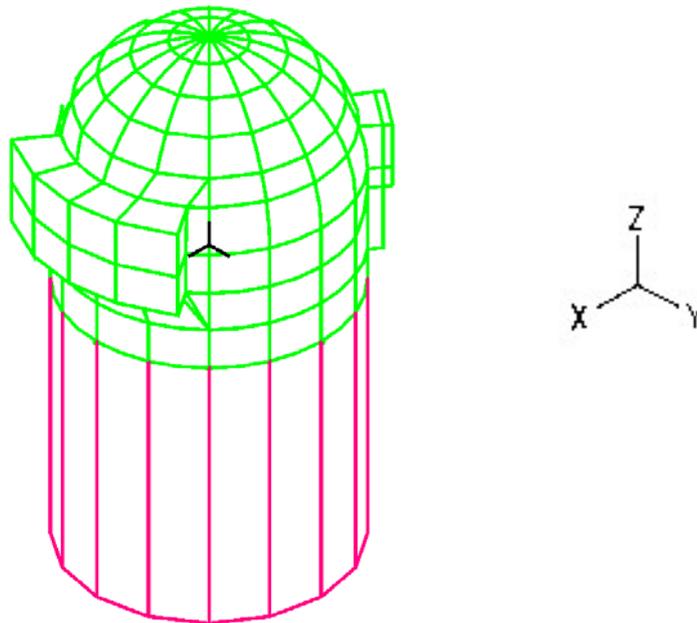


Abb. 7.6 Außenansicht des FE-Modells eines Reaktorgebäudes der DWR Baureihe Konvoi (rot: Boden)

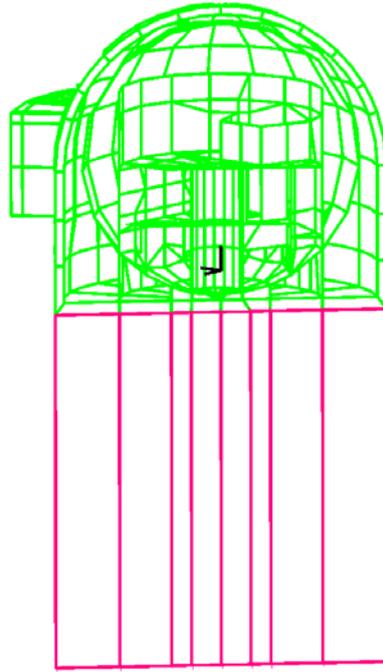


Abb. 7.7 Schnitt durch das FE-Modell eines Reaktorgebäudes der DWR Baureihe Konvoi mit Blick auf die inneren Strukturen (rot: Boden)

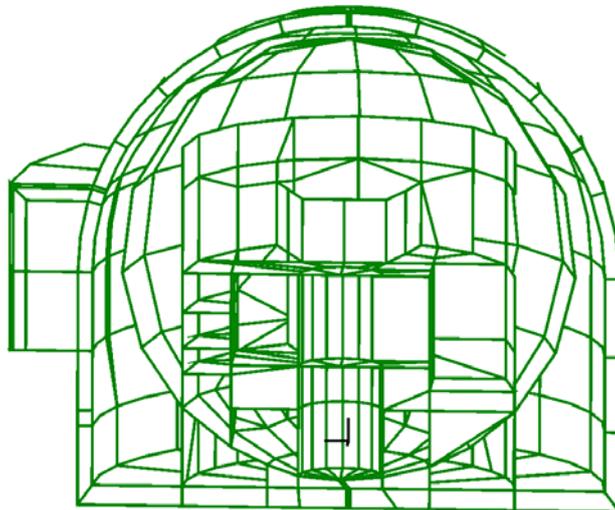


Abb. 7.8 Schnitt durch das das FE-Modell eines Reaktorgebäudes der DWR Baureihe Konvoi mit Blick auf die inneren Strukturen (ohne Boden)

Das Gebäudemodell besteht aus 3D-Kontinuumselementen für die Außenwände und aus Schalenelementen für die inneren Gebäudeteile (Wände und Sicherheitsbehälter). Der Boden ist auch mit 3D-Kontinuumselementen modelliert, für die Boden-/Bauwerk-

Kopplung werden außerdem Stab- und Balkenelemente verwendet. Weitere Details des Modells sind in /BUC 07/ beschrieben.

Verwendete Materialdaten

In Tab. 7.1 sind die für die Berechnungen relevanten Materialdaten zusammengefasst. Bei der FE-Berechnung wird zunächst für alle Materialien ein linear-elastisches Materialverhalten angenommen, daher sind die Angaben von E-Modul, Querkontraktion und Dichte zur Beschreibung des Materialverhaltes ausreichend.

Tab. 7.1 Materialdaten des KONVOI-Reaktorgebäudes

Bezeichnung	Erläuterung	E-Modul [N/m ²]	Querkontraktion	Dichte [kg/m ³]
Biegebewehrung	Stahl BSt 1100	210 * 10 ⁹	0,2	7800
Bügelbewehrung	Stahl BSt 420	210 * 10 ⁹	0,2	7800
Beton		30 * 10 ⁹	0,2	2800
Boden		4,139 * 10 ⁹	0,05	0,19

7.2.2 Kreislaufschleifenmodell

Geometriedaten

Das im Rahmen des Vorhabens RS1039 entwickelte und im Rahmen zahlreicher Vorhaben angewendete Kreislaufschleifenmodell ist in Abb. 7.9 dargestellt. Das Modell besteht überwiegend aus 3D-Kontinuumselementen mit jeweils 20 Knoten. Für die Simulation der Lagerungen wurden auch Schalen-, Stab- und Balkenelemente verwendet. Für die Simulation des strukturmechanischen Verhaltens der ferritischen und austenitischen Komponenten wurden multilineare elastisch-plastische temperaturabhängige Materialdaten verwendet (siehe /GRE 01/).

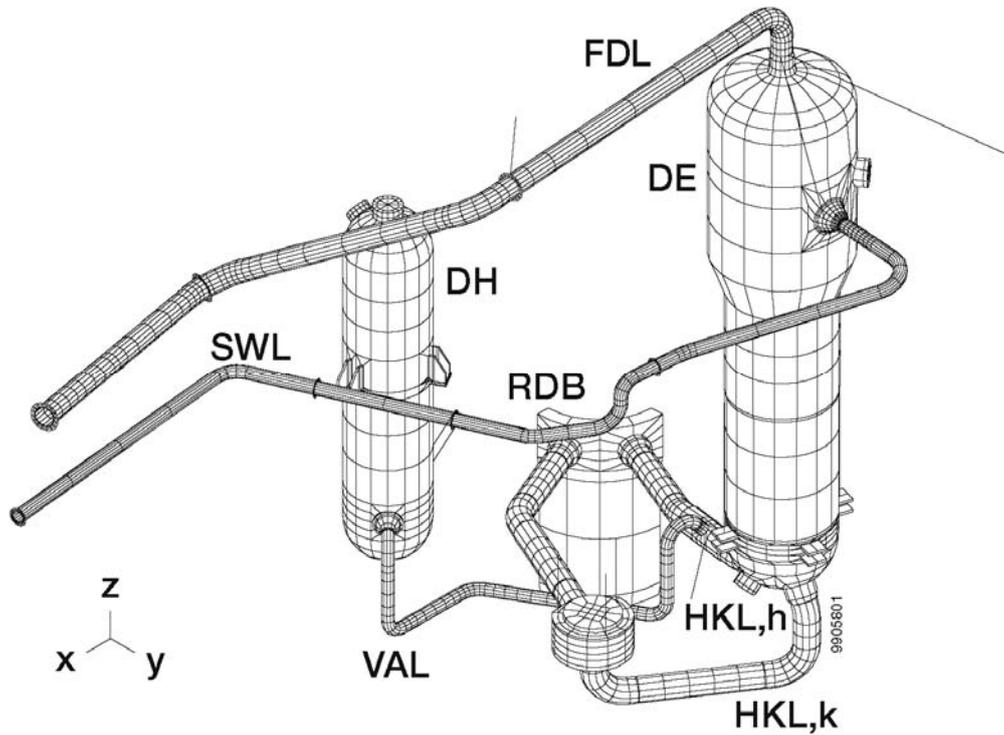


Abb. 7.9 Finite-Elemente-Modell einer Kühlkreislaufschleife eines DWR

7.3 Berechnung von Eigenfrequenzen

Mit dem in Abschnitt 7.2.1 beschriebenen Finite-Elemente-Modell des Reaktor- gebäudes eines DWR der Baureihe Konvoi wurden Eigenfrequenzen berechnet, die in Tab. 7.2 enthalten sind. Die erste Eigenform ist in Abb. 7.10 dargestellt.

Tab. 7.2 Eigenfrequenzen

Nummer	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Frequenz [Hz]	4.86	5.03	5.59	9.02	9.23	9.40	10.18	12.52	12.79	13.25
Nummer	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Frequenz [Hz]	14.97	15.59	15.62	16.38	16.74	17.4	17.83	17.93	18.04	18.26

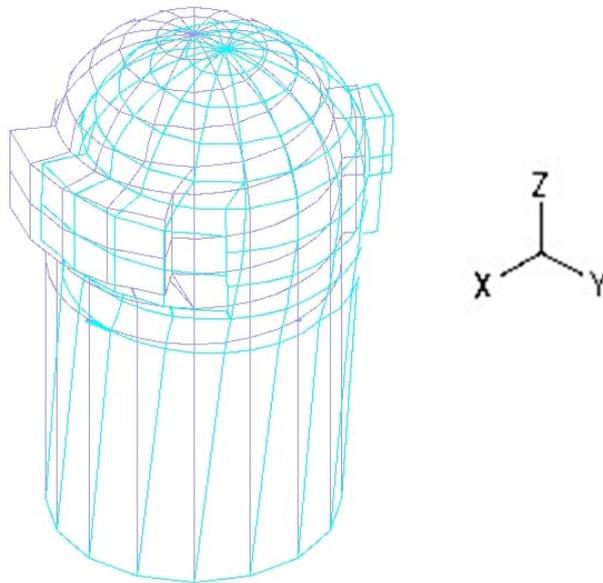


Abb. 7.10 Eigenform zur niedrigsten Eigenfrequenz (ca. 5 Hz) des Analysemodells eines Reaktorgebäudes der Baureihe Konvoi

7.4 Berechnungen mit dem Analysemodell eines Reaktorgebäudes

Der aus dem abdeckenden generischen Bodenantwortspektrum (siehe Abb. 7.3) ermittelte Beschleunigungszeitverlauf (siehe Abb. 7.4) wurde als Volumenkraftbelastung auf das in Abschnitt 7.2.1 beschriebene Analysemodell eines Reaktorgebäudes aufgebracht. Es wurden mit dem Rechenprogramm ADINA /ADI 14/ dynamische Rechnungen für einen Zeitabschnitt von 40 s durchgeführt, wobei 40.000 Zeitschritte mit Inkrement 1 ms gerechnet wurden. Die Materialeigenschaften wurden zunächst als linear-elastisch angenommen. Für die im Folgenden dargestellten Resultate wurde eine horizontale in x-Richtung wirkende Beschleunigung angenommen. Im Folgenden werden ausgewählte Ergebnisse zur Verformung des Reaktorgebäudes dargestellt, insbesondere berechnete Verschiebungszeitverläufe an Knoten, die für die Ermittlung der Beanspruchungen des Kreislaufschleifenmodells verwendet werden (siehe Abb. 7.11). Die gelb markierten Knoten werden z. B. als Verbindungsknoten zu Tragpratzen am Reaktordruckbehälter (1332) und am Druckhalter (1405) sowie zu den Pendelstützen am Dampferzeuger (1458) verwendet. Durch die relativ grobe Vernetzung im Analysemodell des Reaktorgebäudes stimmen die entsprechenden Positionen nicht exakt überein.

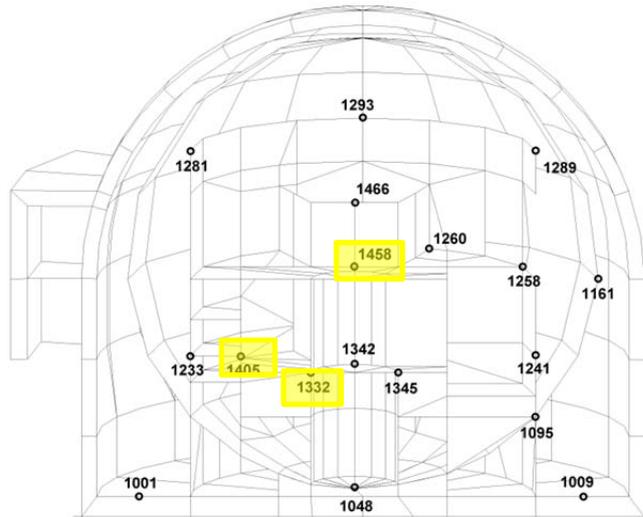


Abb. 7.11 Schnitt durch das Analysemodell eines Reaktorgebäudes der Baureihe Konvoi mit ausgewählten Knoten (gelb markiert) für Lastübertragung auf das Kreislaufschleifenmodell

Abb. 7.12 zeigt als Beispiel für die Art der Gesamtverformung einen Isoflächenplot der x-Verschiebung zum Zeitpunkt 2,101 s. Zeitverläufe der Verschiebungen des Knoten 1332 im oberen Bereich des Reaktordruckbehälters (Höhenkoordinate 9,4 m) und des Knoten 1458 im unteren Bereich des Dampferzeugers (Höhenkoordinate 21 m) werden in Abb. 7.13 bis Abb. 7.18 gezeigt.

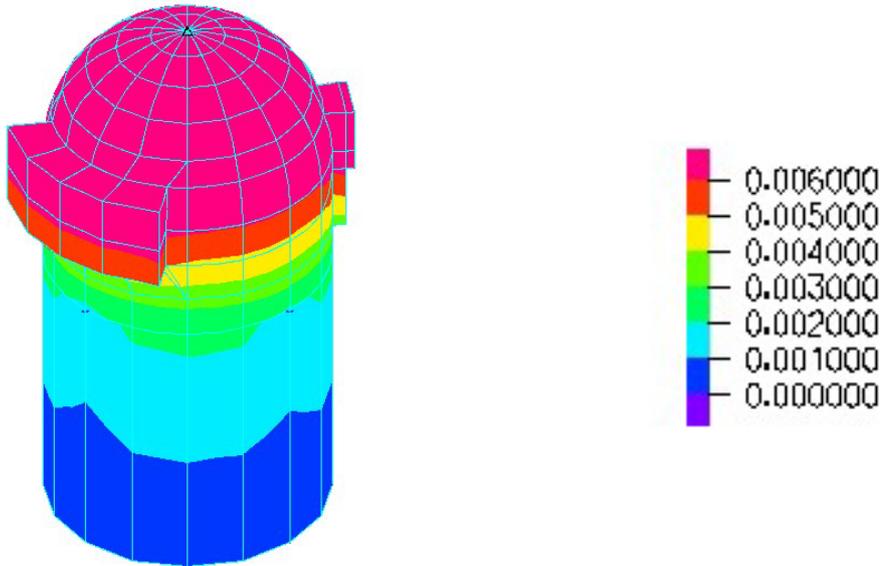


Abb. 7.12 x-Verschiebung [m] des Analysemodells eines Reaktorgebäudes der Baureihe Konvoi zum Transientenzeitpunkt 2,101 s

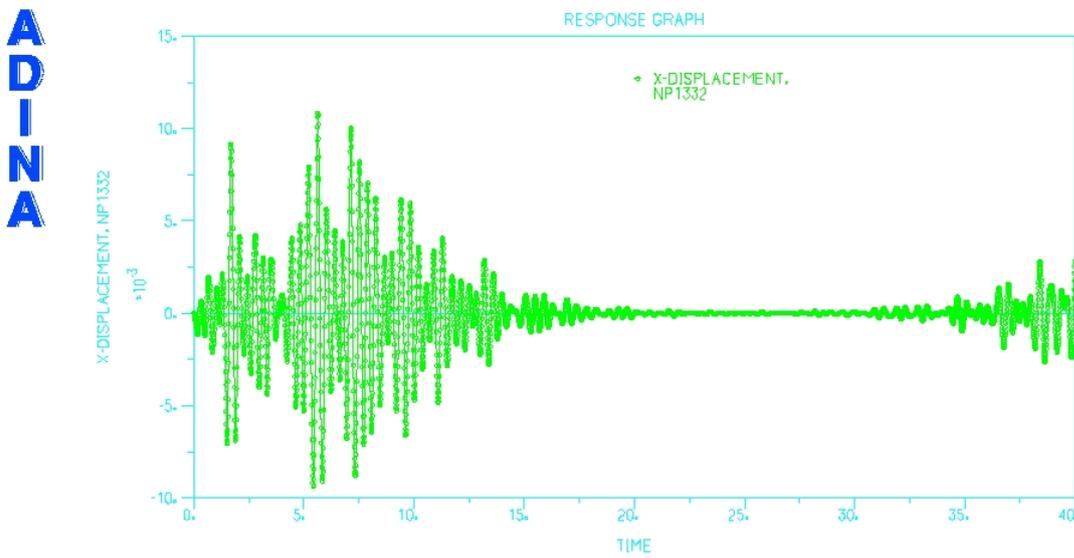


Abb. 7.13 x-Verschiebung des Knotens 1332 im oberen Bereich des Reaktor-druckbehälters (Verschiebung in [m], Zeit in [s])

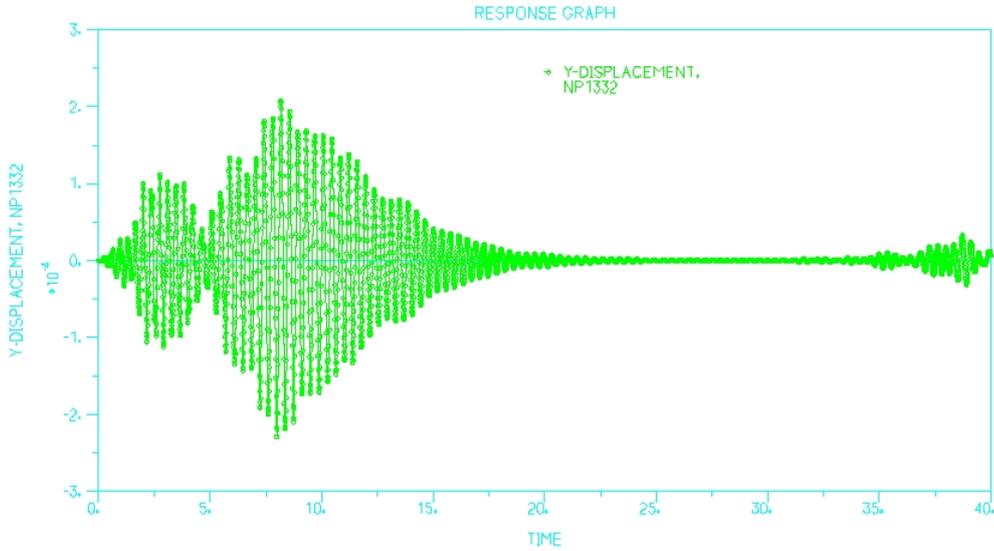


Abb. 7.14 y-Verschiebung des Knotens 1332 im oberen Bereich des Reaktor-druckbehälters (Verschiebung in [m], Zeit in [s])

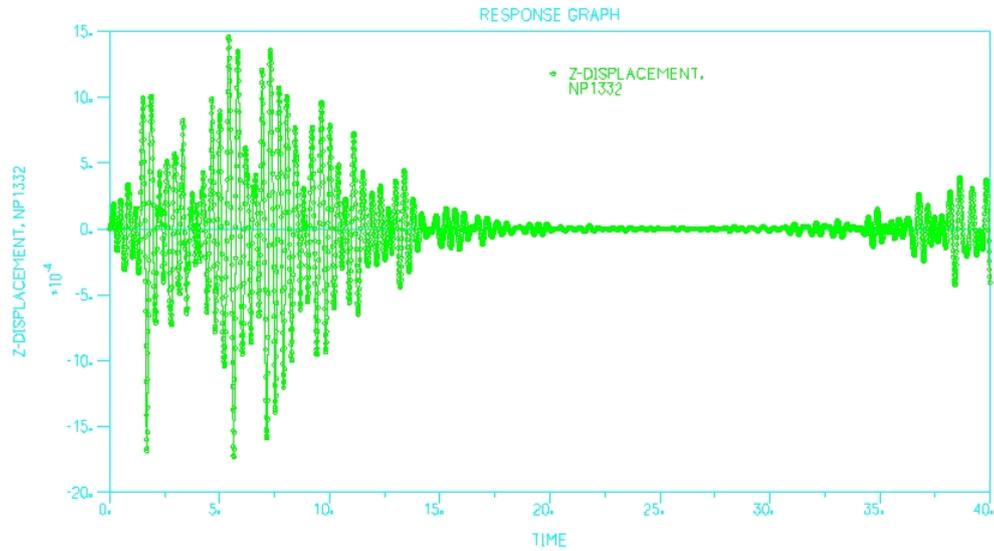


Abb. 7.15 z-Verschiebung des Knotens 1332 im oberen Bereich des Reaktor-druckbehälters (Verschiebung in [m], Zeit in [s])

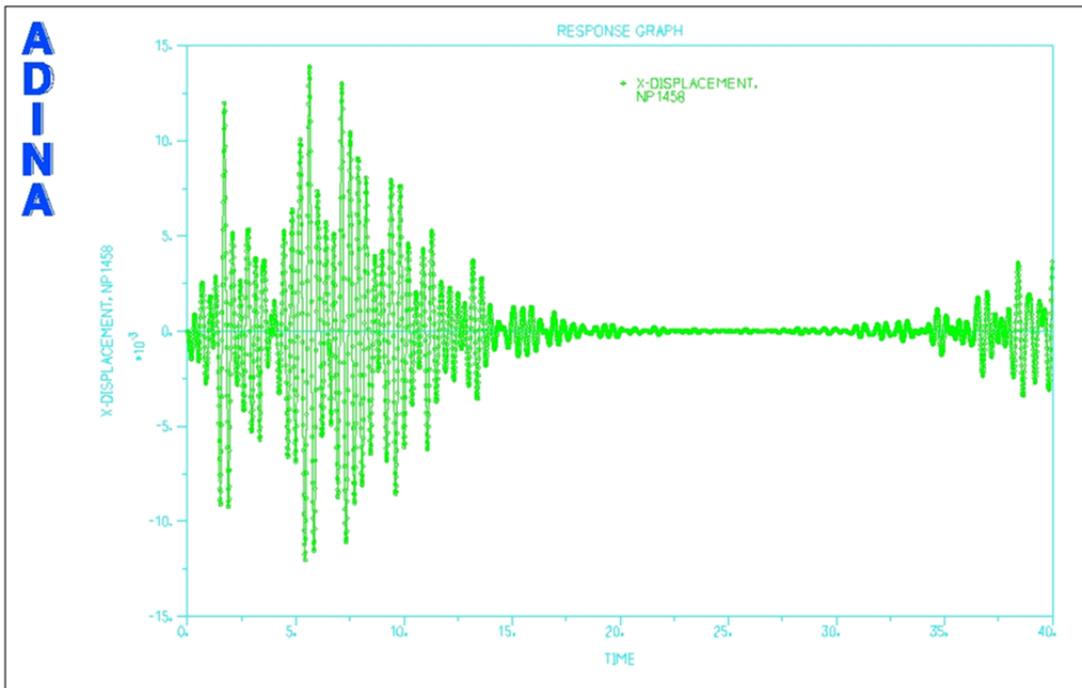


Abb. 7.16 x-Verschiebung des Knotens 1458 im unteren Bereich des Dampferzeugers (Verschiebung in [m], Zeit in [s])

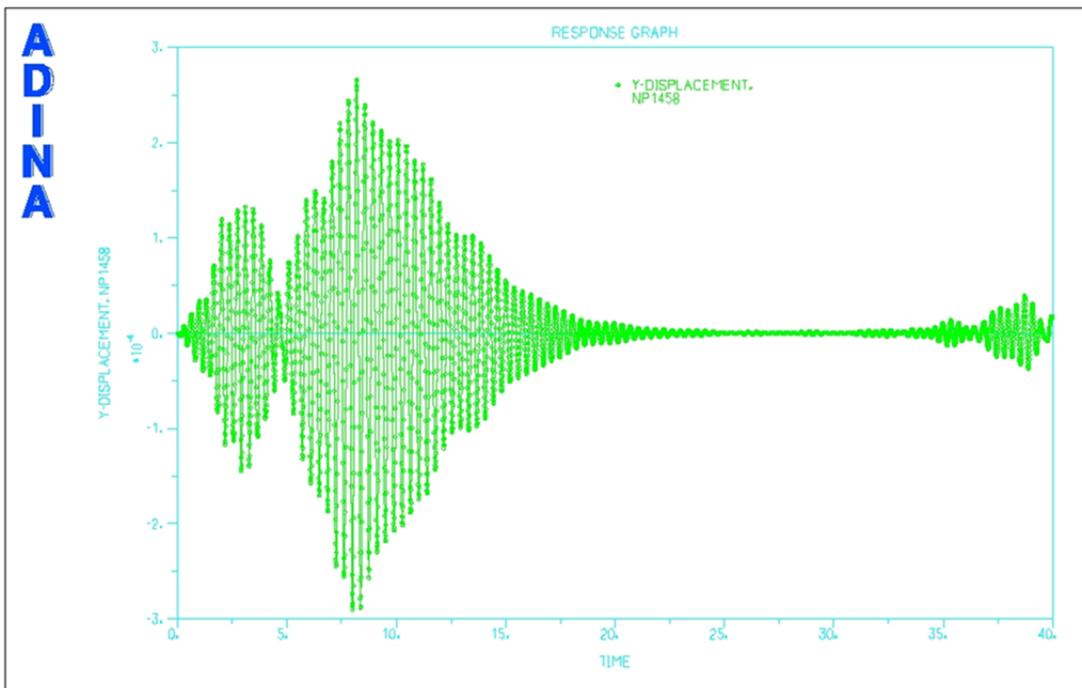


Abb. 7.17 y-Verschiebung des Knotens 1458 im unteren Bereich des Dampferzeugers (Verschiebung in [m], Zeit in [s])

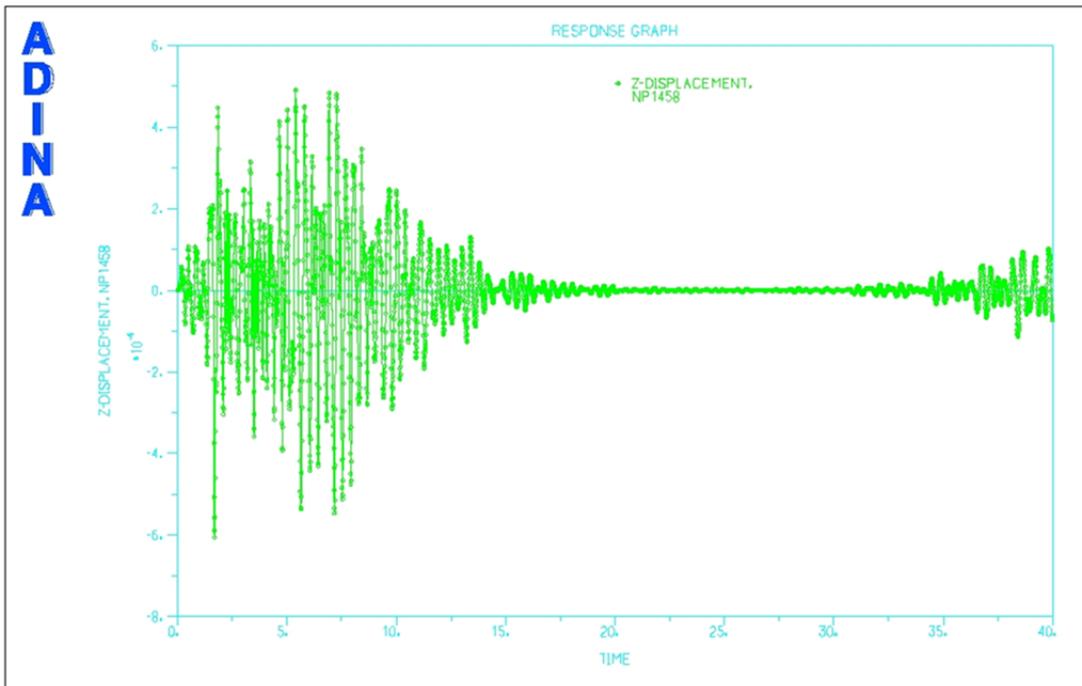


Abb. 7.18 z-Verschiebung des Knotens 1458 im unteren Bereich des Dampferzeugers (Verschiebung in [m], Zeit in [s])

Wie zu erwarten sind die Verschiebungen des höherliegenden Knotens 1458 größer als die des Knoten 1332 und die Verschiebungen in der Belastungsrichtung (x) dominieren.

Die mit dem Analysemodell des Reaktor Gebäudes berechneten Verschiebungszeitverläufe an den Verbindungsknoten zum Kreislaufschleifenmodell (je Knoten etwa 40 000 Werte) wurden für die ADINA-Rechnung mit dem Kreislaufschleifenmodell auf etwa 4 000 reduziert.

7.5 Berechnungen mit dem Analysemodell einer Kreislaufschleife

Das in Abschnitt 7.2.2 beschriebene Kreislaufschleifenmodell wurde ausgehend von Normalbetriebsbedingungen (Innendruck: 16,1 MPa primärseitig, 6,7 MPa sekundärseitig) der angenommenen Erdbebenbelastung ausgesetzt, indem an den Verbindungsknoten zum Gebäudemodell entsprechende Verschiebungszeitverläufe vorgeschrieben wurden. Abb. 7.19 zeigt die berechnete Effektivspannungsverteilung zum Transientenzeitpunkt 20 s. Der Maximalwert tritt in der Nähe der ersten Aufhängung der FD-Leitung, vom DE aus gesehen, auf. Für diesen Punkt ist in Abb. 7.20 der Zeitverlauf der Effektivspannung für die ersten 20 s der Transiente gezeigt. Eine größere Schwingbreite der Vergleichsspannung auf niedrigerem Niveau ergibt sich z. B. im Bereich der Aufhängung des Dampferzeugers (siehe Abb. 7.21).

Insgesamt liegen die Effektivspannungen überwiegend im elastischen Bereich, lediglich im Bereich der Auflager und Aufhängungen ergeben sich kleine plastische Dehnungen. Der Maximalwert der akkumulierten plastischen Vergleichsdehnungen zum Zeitpunkt 20 s beträgt etwa 0,4 %.

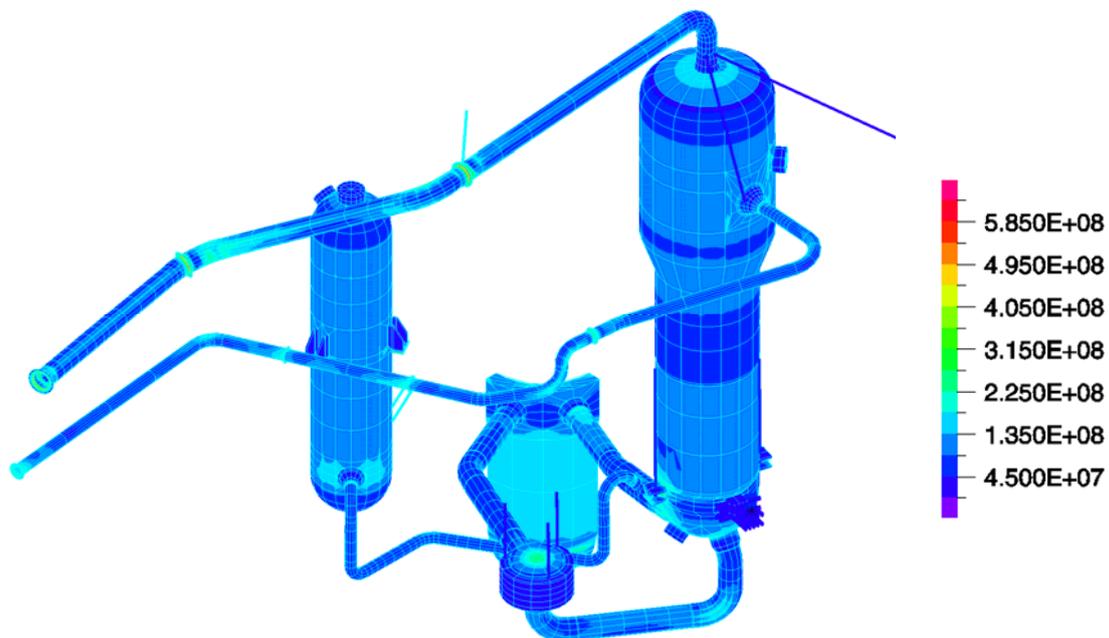


Abb. 7.19 Effektivspannungsverteilung (Einheit [Pa]) aufgrund der angenommenen Erdbebenbelastung zum Zeitpunkt 20 s

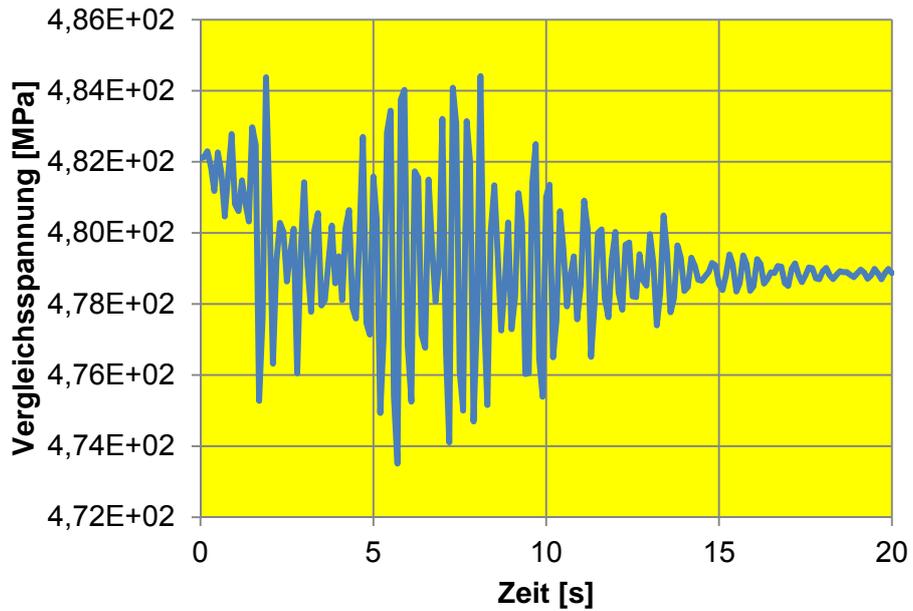


Abb. 7.20 Zeitverlauf der Effektivspannung im Bereich der ersten Aufhängung der FD-Leitung vom DE aus gesehen (Punkt EG15-EL297-IPT131) aufgrund der angenommenen Erdbebenbelastung

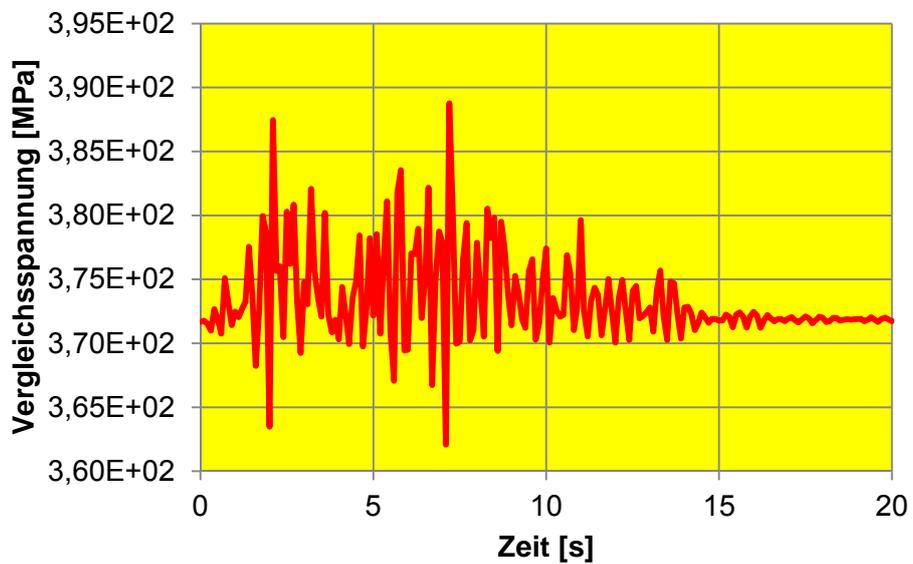


Abb. 7.21 Zeitverlauf der Effektivspannung im Bereich der Aufhängung des Dampferzeugers (Punkt EG1-EL454-IPT311) aufgrund der angenommenen Erdbebenbelastung

7.6 Rechnungen mit erhöhter Erdbebenbelastung

Zur Simulation erhöhter Erdbebenbelastung wurden die Beschleunigungswerte (siehe Abb. 7.4), die aus dem generischen abdeckenden Bodenantwortspektrum (Abb. 7.3) abgeleitet wurden, verdoppelt (Erhöhungsstufe 1). Das Ergebnis ist in Abb. 7.22 dargestellt.

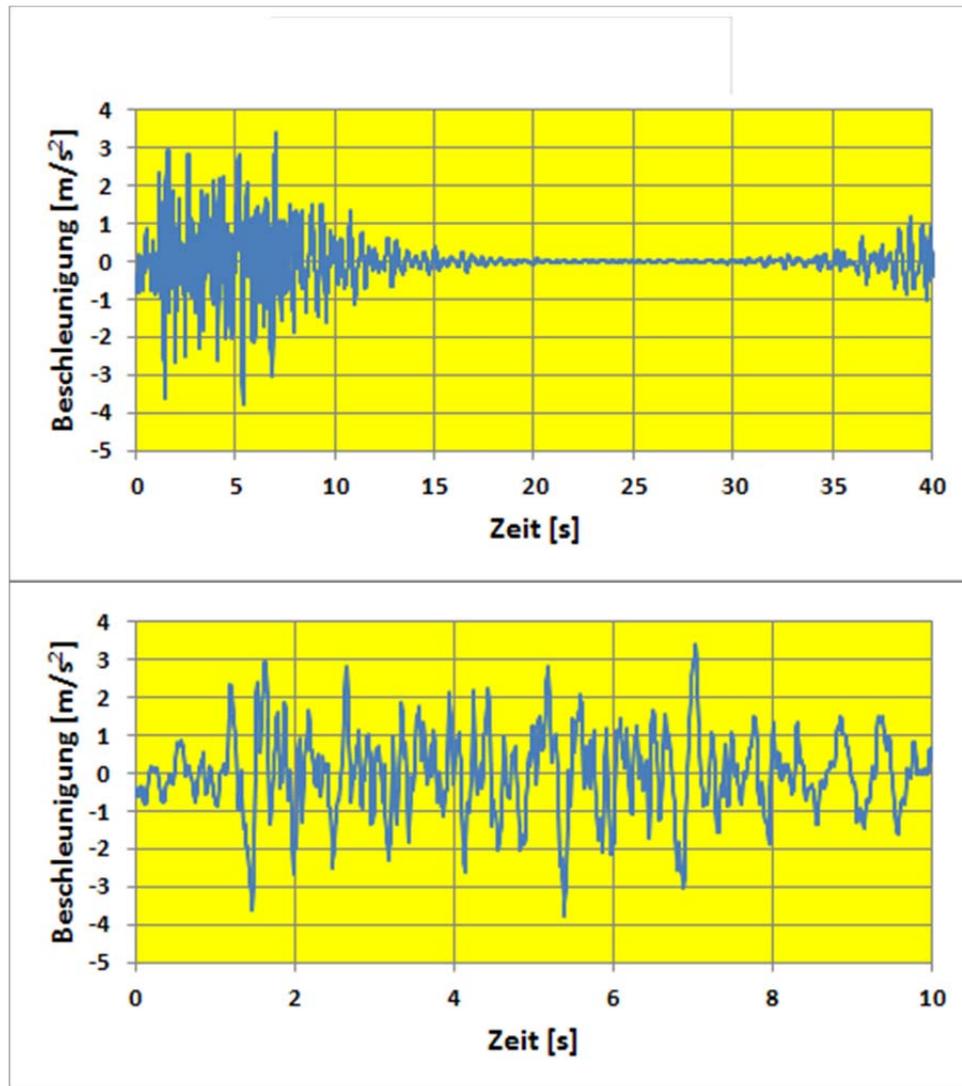


Abb. 7.22 Berechneter Zeitverlauf der Beschleunigung für erhöhte Erdbebenbelastung (Stufe 1)

Für die Berechnungen wurde zunächst linear-elastisches Materialverhalten angenommen. Abb. 7.23 bis Abb. 7.26 zeigen ausgewählte Spannungsergebnisse.

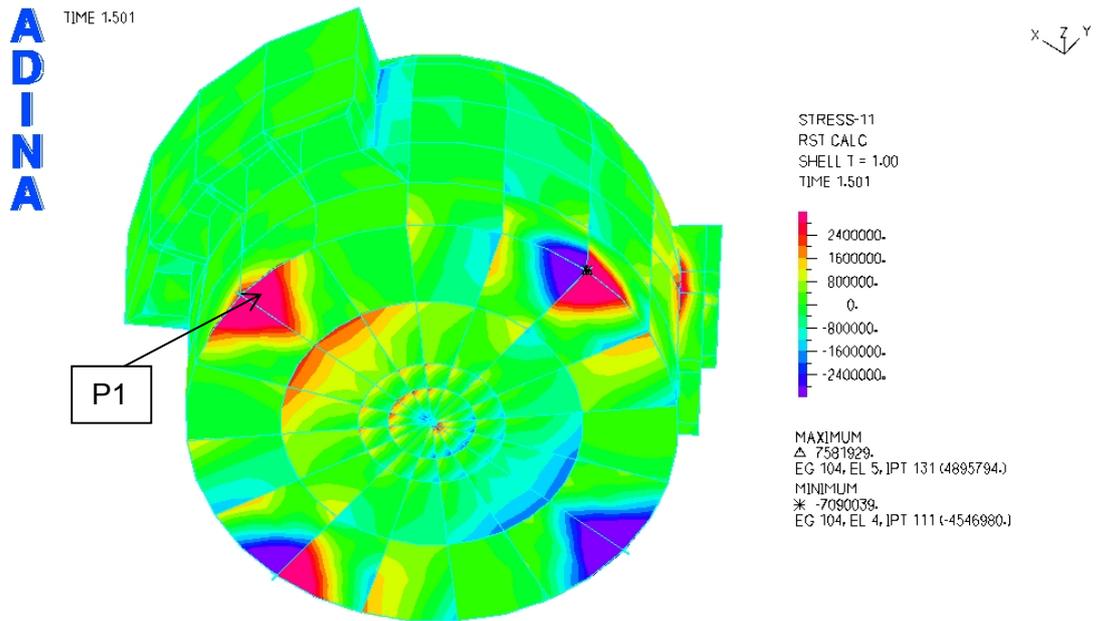


Abb. 7.23 Berechnete Verteilung der Normalspannungen in x-Richtung [Pa] zum Zeitpunkt 1,501 s

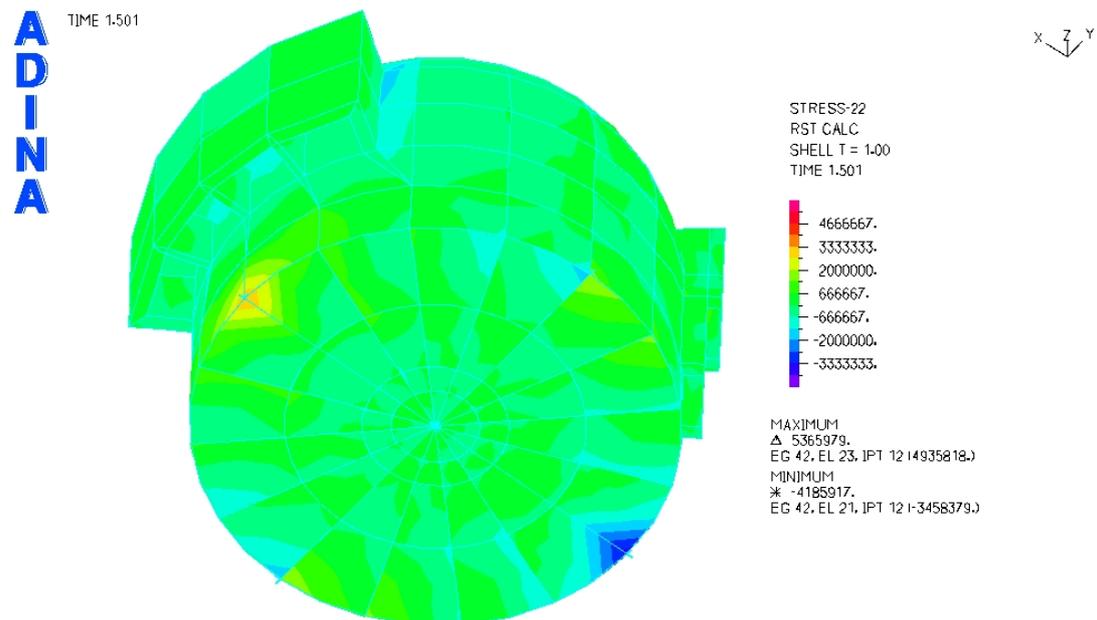


Abb. 7.24 Berechnete Verteilung der Normalspannungen in y-Richtung [Pa] zum Zeitpunkt 1,501 s

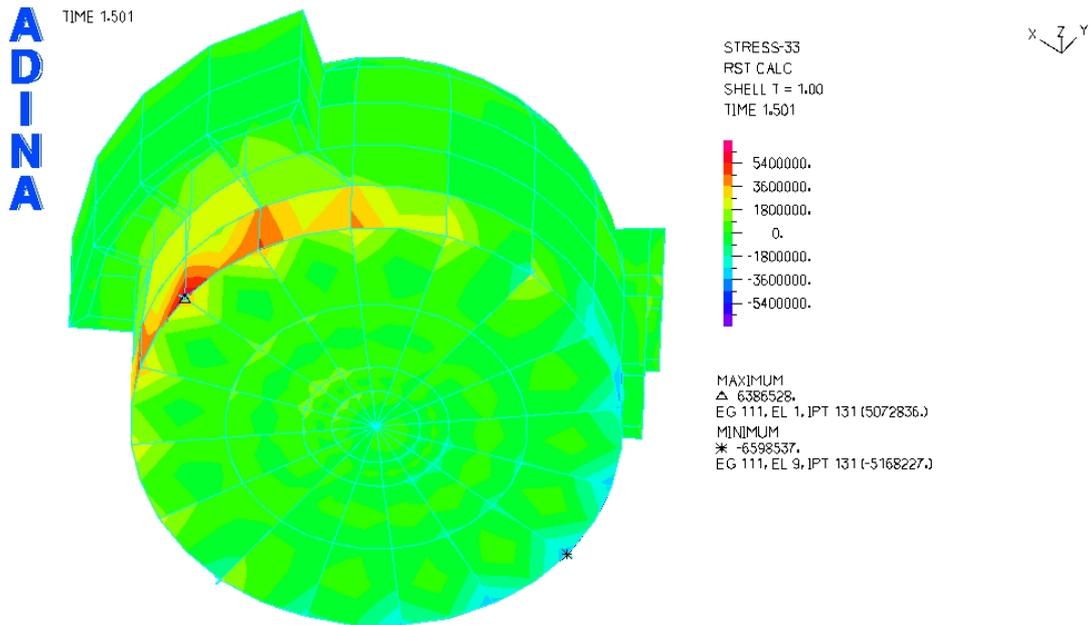


Abb. 7.25 Berechnete Verteilung der Normalspannungen in z-Richtung [Pa] zum Zeitpunkt 1,501 s

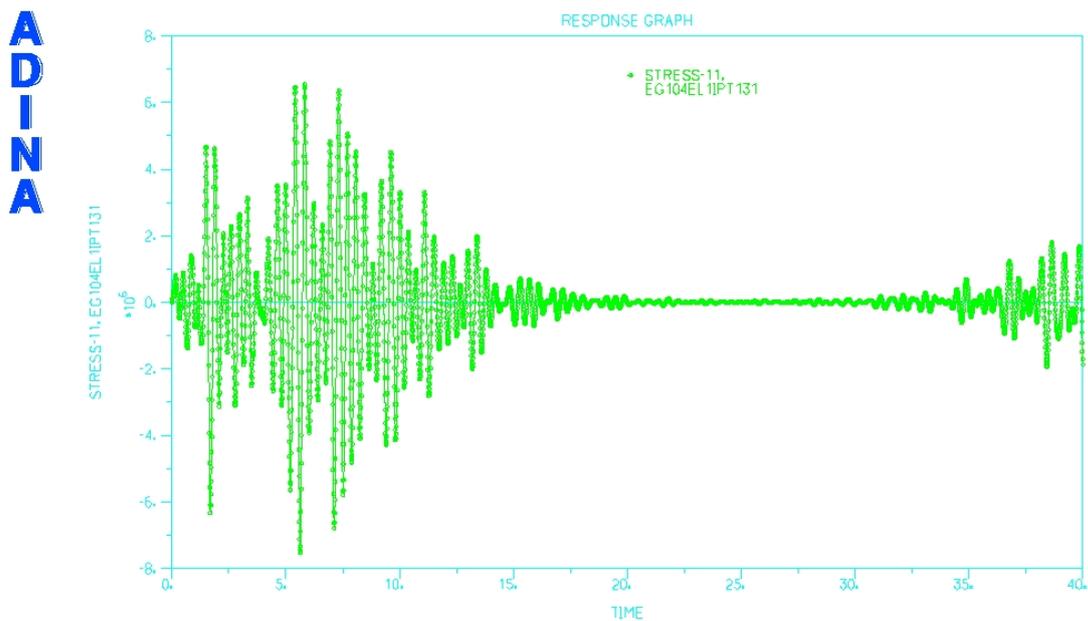


Abb. 7.26 Berechneter Zeitverlauf [s] der Radialspannung [Pa] im Bereich der Unterkante des Reaktorgebäudes (Punkt EG104-EL1-IPT131, entspricht Position von P1 in Abb. 7.23)

Einige Spannungskomponenten liegen deutlich oberhalb der für Beton anzusetzenden Zugfestigkeit von etwa 4 MPa, was die Verwendung einer nichtlinearen Materialformulierung

lierung nahelegt. Weiterhin zeigen die Spannungsergebnisse, dass die Netzfeinheit erhöht werden sollte.

7.7 Abschätzung der Materialermüdung

Die im Folgenden beschriebenen Untersuchungen wurden zu der Fragestellung, ab welchen Anregungen die Grenzen der Tragfähigkeit unter Berücksichtigung mehrfacher starker Nachbeben und daraus ggf. verursachter Materialermüdung erreicht werden, durchgeführt. Hierzu wird exemplarisch der in Abb. 7.20 dargestellte zeitliche Verlauf der Vergleichsspannung im Bereich der Aufhängung der Frischdampfleitung nahe des Dampferzeugers aus einem ferritischen Reaktorstahl 20 MnMoNi 5 5 hinzugezogen. Dabei werden für die Frischdampfleitung ein Außendurchmesser von 670 mm und eine Wandstärke von 25 mm angenommen.

Die Anzahl der Zyklen wurde nach Identifizierung der Umkehrpunkte und der dazwischenliegenden Amplituden bestimmt. Eine genauere Analyse z. B. nach dem Rainflow-Verfahren /HAI 06/ war hier nicht erforderlich, weil die Struktur der Beanspruchung relativ einfach ist. Dies führt dann zu der Folge der in Abb. 7.27 dargestellter Amplitudenreihe.

Jeder der gezeigten Punkte entspricht einem halben Lastzyklus. Im folgenden Schritt werden die Schwingbreiten zusammengefasst. In komplexen Situationen können zu dieser Fragestellung komplizierte Algorithmen Anwendung finden. Aus Gründen der Vereinfachung wird hier ein Histogramm mit elf äquidistanten Einteilungen ausgewählt. Somit erhält man die in Abb. 7.28 gezeigten Belastungszyklen.

Zur Bewertung dieses treppenförmigen Lastkollektivs im Rahmen einer vereinfachten Ermüdungsanalyse wurde ein Vergleich mit den Wöhlerlinien für ferritische Stähle gemäß KTA 3201.2 durchgeführt (siehe oberes Bild in Abb. 7.29).

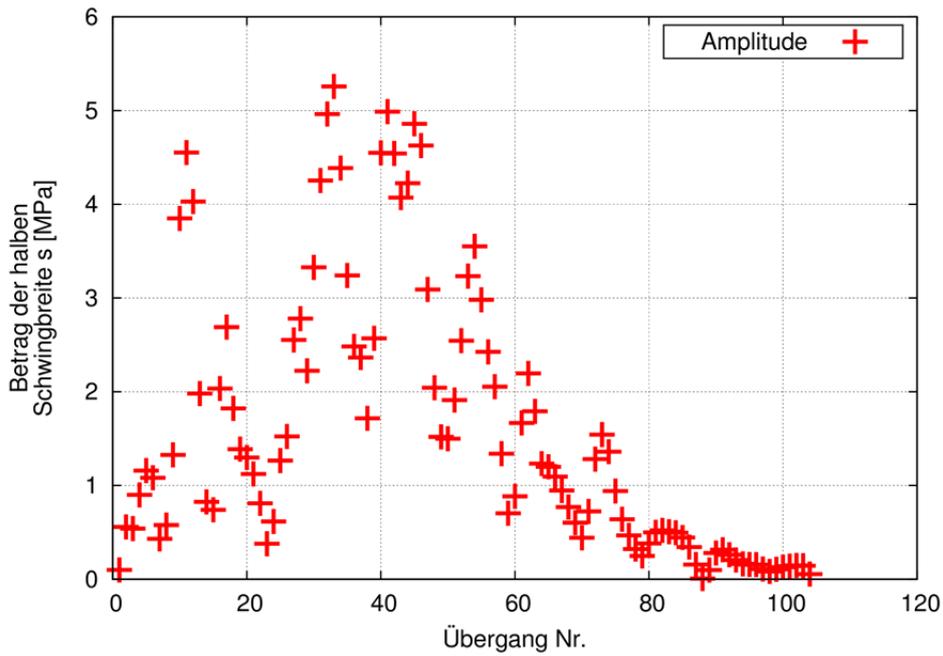


Abb. 7.27 Halbe Schwingbreiten zum Verlauf der Vergleichsspannung in Abb. 7.20

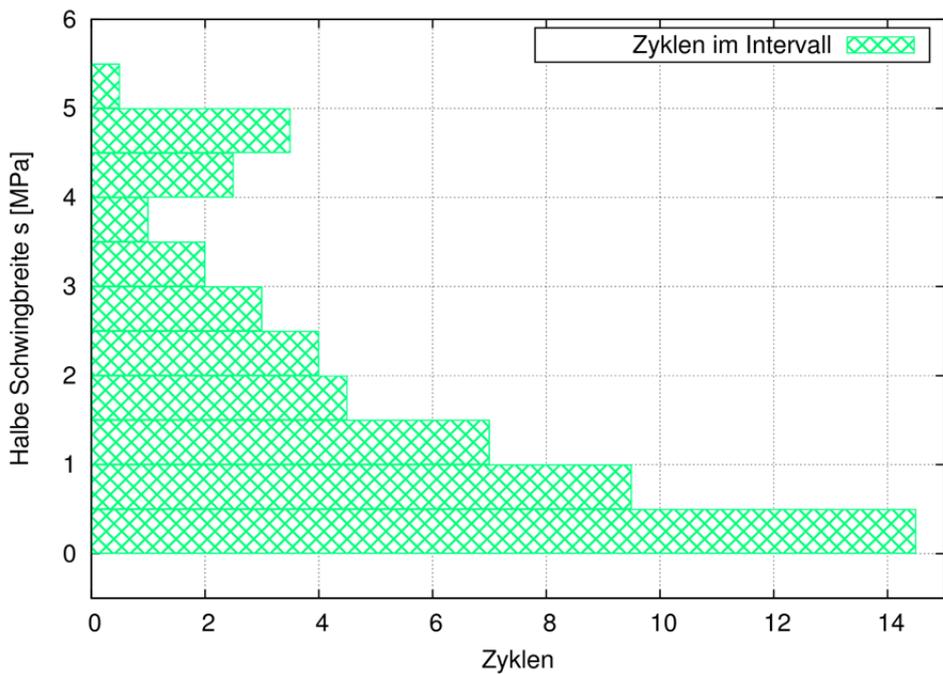


Abb. 7.28 Histogramm mit Belastungszyklen aus dem Verlauf der Vergleichsspannung in Abb. 7.20

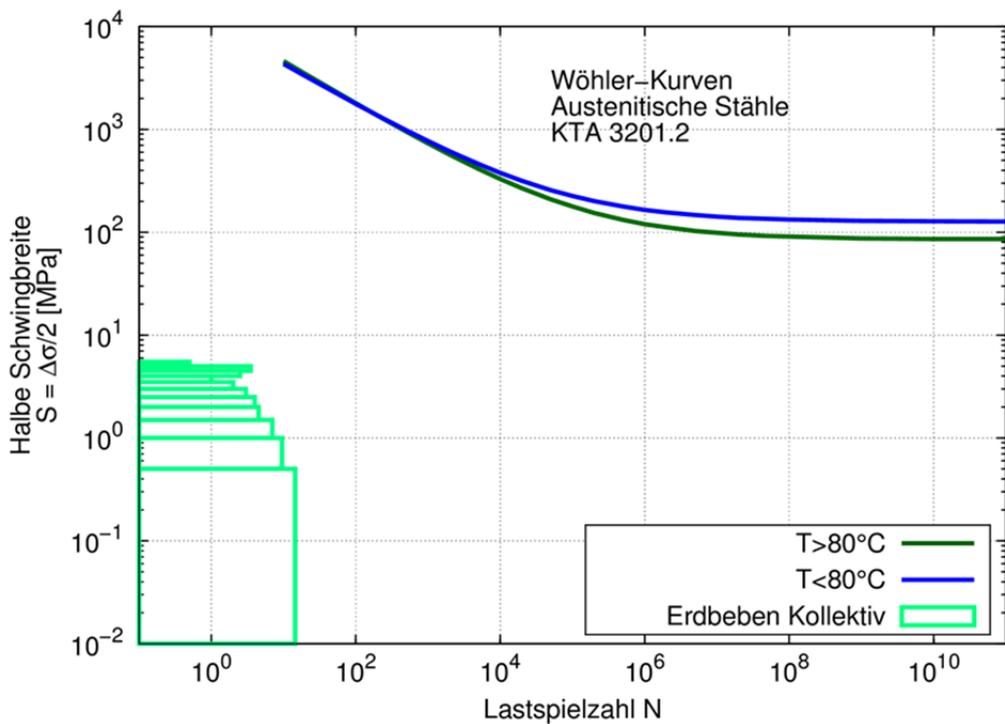
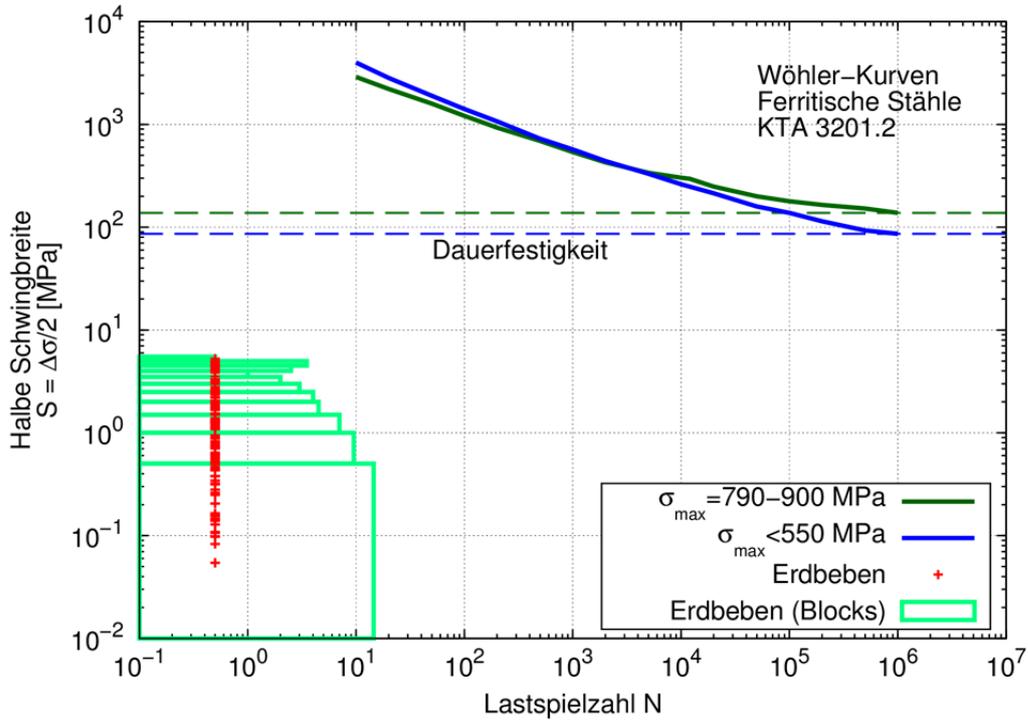


Abb. 7.29 Vereinfachte Ermüdungsanalyse des Lastspektrums in Abb. 7.20
(Bild oben/unten mit Wöhlerlinien für ferritische/austenitische Stähle)

Das Treppenkollektiv (hellgrün, durch die übliche doppellogarithmische Darstellung verzerrt) ist im oberen Bild der Abb. 7.29 neben den Amplituden der Halbzzyklen (rote Punkte bei Lastspielzahl 0,5) in das Wöhler-Diagramm für ferritische Stähle gemäß

KTA 3201.2 eingetragen. Offensichtlich liegen sämtliche Lastspiele weit unterhalb der angenommenen Dauerfestigkeit für ferritische Stähle. Bei derartig kleinen Lastspielen ist die Zahl der ertragbaren Zyklen beliebig groß. Das Verhältnis von Lastwechseln zu ertragbaren Lastwechseln für jede Stufe der Treppe verschwindet daher. Es ist also keinerlei Ermüdungsschädigung der Rohrleitung durch das Lastkollektiv des Erdbebens anzunehmen, d. h. der Erschöpfungsgrad (D) beträgt $D = 0$. Diese Bewertung gilt sogar für um den Faktor 10 größere Schwingbreiten, die im Rahmen entsprechend erhöhter Erdbebenbelastungen auftreten könnten, wobei in dieser Abschätzung der Einfluss möglicher Plastifizierungen bisher nicht berücksichtigt wird. Weiterhin gilt diese Aussage auch für die Annahme, dass das unterstellte Lastspektrum im austenitischen Bereich der Kühlkreislaufschleife liegt, wobei die Bewertung mit den in der KTA-Regel 3201.2 angegebenen Wöhlerlinien für austenitische Stähle, für die keine Dauerfestigkeit angenommen wird, durchgeführt wurde (siehe Abb. 7.29, unteres Bild).

7.8 Zusammenfassung und Ausblick

Aus verfügbaren Unterlagen zu den Bodenantwortspektren deutscher Kernkraftwerksstandorte wurde zunächst ein generisches, standortunabhängiges, abdeckendes Spektrum ermittelt. Mit einem dreidimensionalen Gesamtmodell eines Reaktorgebäudes vom Typ Konvoi wurden unter Verwendung des generischen Spektrums die Etagenantwortspektren berechnet und daraus Belastungen für eine Kühlkreislaufschleife abgeleitet. Die Spannungsberechnungen mit einem Analysemodell einer Kühlkreislaufschleife zeigen, dass die höchsten Beanspruchungen in der Nähe der Aufhängung der FD-Leitung nahe eines Dampferzeugers auftreten. Beispielhaft wurde für den zeitabhängigen Spannungsverlauf in diesem Bereich die Materialermüdung, d. h. der Erschöpfungsgrad abgeschätzt, wobei die für ferritische Stähle in der KTA-Regel 3201.2 angegebenen Wöhlerlinien zugrunde gelegt wurden. Die ausgewerteten Lastspiele liegen weit unterhalb der angenommenen Dauerfestigkeit für ferritische Stähle, d. h. die Zahl der ertragbaren Zyklen ist beliebig groß. Es ist also keinerlei Ermüdungsschädigung der Rohrleitung durch das Lastkollektiv des abdeckenden Erdbebenspektrums einschließlich einer Vielzahl von Nachbeben gleicher Stärke zu erwarten, d. h. der Erschöpfungsgrad (D) hat den Wert $D = 0$. Diese Bewertung gilt sogar für um den Faktor 10 größere Schwingbreiten, die im Rahmen entsprechend erhöhter Erdbebenbelastungen auftreten könnten, wobei in dieser Abschätzung der Einfluss möglicher Plastifizierungen bisher nicht berücksichtigt wird.

Insgesamt sei betont, dass bei den durchgeführten Untersuchungen methodische Aspekte im Vordergrund standen und nur beispielhaft quantitative Ergebnisse erzielt wurden. Es bleiben offene Punkte bzw. Unsicherheiten, insbesondere bezüglich

- der Netzfeinheit des hier verwendeten Analysemodells für das Reaktorgebäude einschließlich Berücksichtigung verfeinerter Modelle zur Beschreibung der Boden-Bauwerks-Kopplung sowie des nichtlinearen Betonverhaltens bei auslegungsüberschreitenden Erdbebenbelastungen,
- der Lastübertragung vom Analysemodell des Reaktorgebäudes auf das Modell der Kühlkreislaufschleife sowie
- der Ergebnisauswertung in der Kühlkreislaufschleife im Hinblick auf die Position mit maximalem Erschöpfungsgrad.

8 Untersuchungen zur Integrität eines Stahlsicherheitsbehälters unter Innendruck- und Temperaturbelastungen

In den folgenden Abschnitten (8.1 bis 8.3) werden zunächst die geometrischen Abmessungen eines Stahlsicherheitsbehälters, die eingesetzten Materialien und deren Daten sowie die Annahmen zu den Belastungen beschrieben. In den Abschnitten 8.4 und 8.5 sind die rotationssymmetrischen und dreidimensionalen Finite-Element-Modelle dargestellt, wobei in einem 3D-Modell die Schleusen und Rohrdurchführungen berücksichtigt wurden. Abschnitt 8.6 enthält ausgewählte Analyseergebnisse einer Parameterstudie zur Integritätsbewertung von Stahlsicherheitsbehältern bei peakförmigen Innendruck- und Temperaturbelastungen, die infolge ausgewählter Kernschmelzszenarien mit einer lokalen Wasserstoffverbrennung auftreten können.

8.1 Abmessungen des Sicherheitsbehälters

Eine schematische Querschnittszeichnung des Reaktorgebäudes mit Sicherheitsbehälter der DWR Konvoi-Baureihe ist in Abb. 8.1 dargestellt. Der kugelförmige Sicherheitsbehälter hat einen Radius von 28 m und eine Wandstärke von 38 mm. Er ist aus dem Stahl 15 MnNi 6 3 hergestellt.

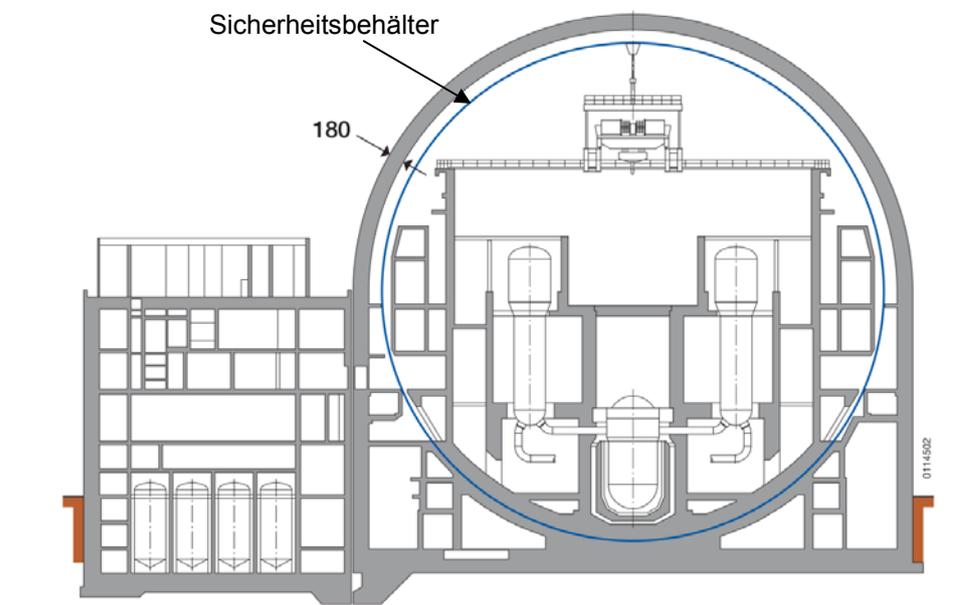


Abb. 8.1 Reaktorgebäude eines DWR der Konvoi-Baureihe

Wie aus Abb. 8.1 ersichtlich ist der Sicherheitsbehälter im unteren Bereich in eine Betonstruktur eingebettet. Auf die genaue Konstruktion dieser Einbettung wird später noch eingegangen.

Ein Überblick über die Lage der wesentlichen Durchführungen des Sicherheitsbehälters wird in den Abb. 8.2 und Abb. 8.3 gegeben.

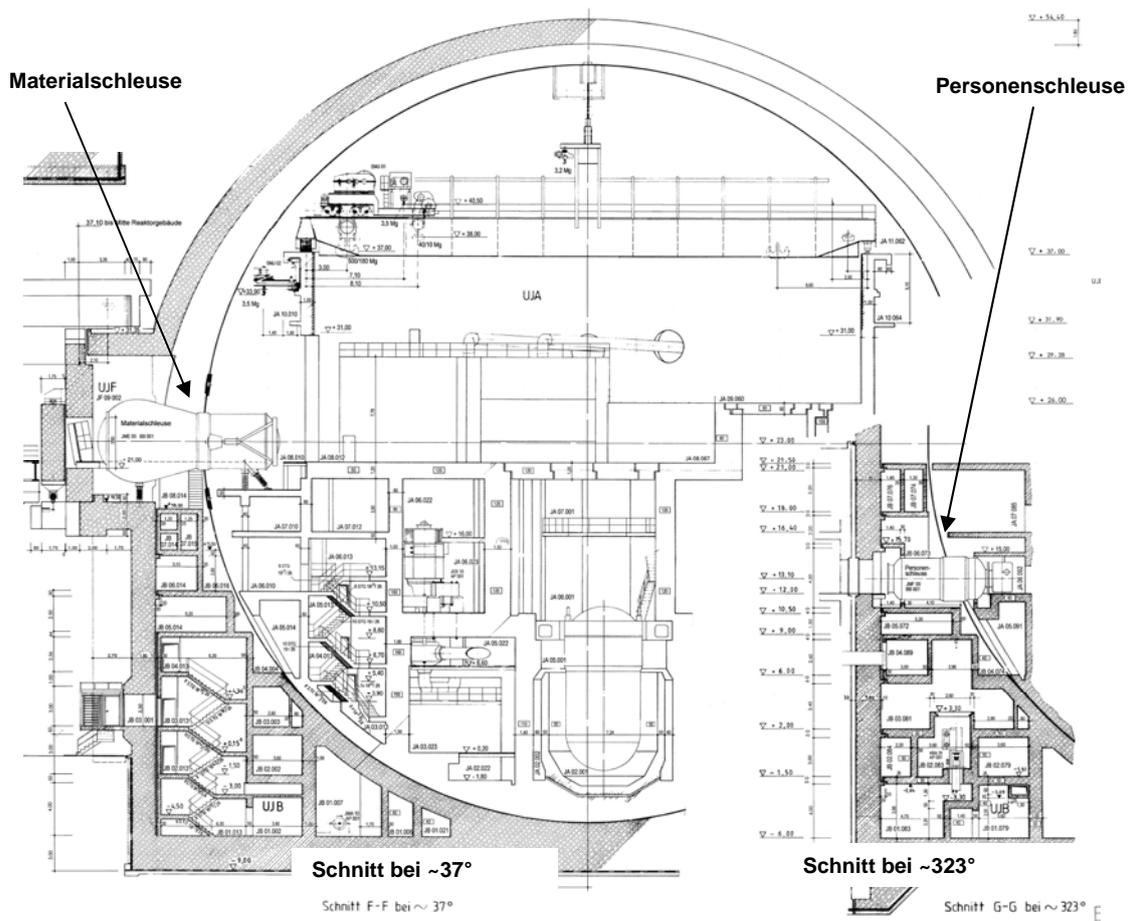


Abb. 8.2 Containment eines DWR der Baureihe Konvoi mit Materialschleuse und Schnitt durch die Personenschleuse

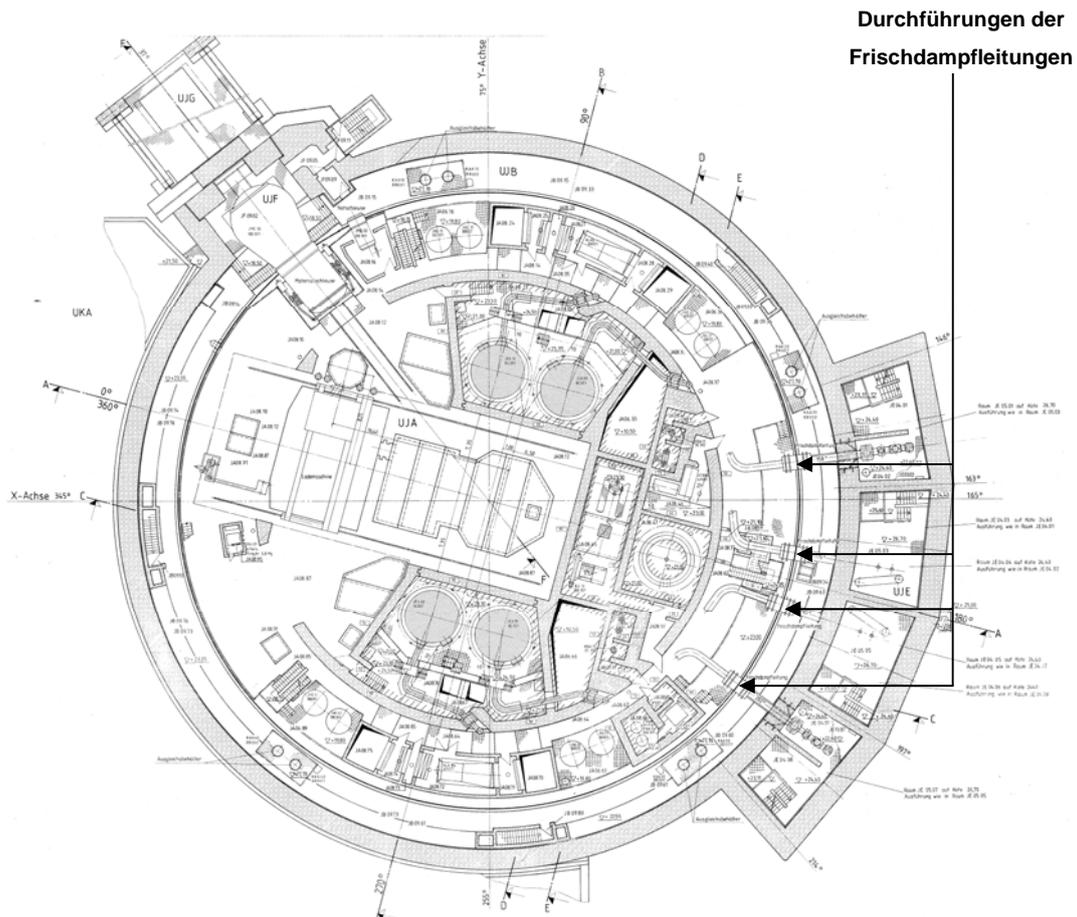


Abb. 8.3 Grundriss des Containments eines DWR vom Typ Konvoi mit Materialschleuse und Lage von Durchführungen der Frischdampfleitungen

In dem neu entwickelten dreidimensionalen Finite-Element-Modell wurden folgende Durchdringungen des Sicherheitsbehälters berücksichtigt.

- Materialschleuse
- Personenschleuse
- 2 Notschleusen
- je 4 Durchführungen für Speisewasser- und Frischdampfleitungen

Geometrische Details der Material- und der Personenschleuse sind in Abb. 8.4 und Abb. 8.5 dargestellt.

8.2 Materialdaten

Als materialcharakterisierende Größe wurde für den Stahl des Sicherheitsbehälters mit der Werkstoffbezeichnung 15 MnNi 6 3 die Spannungs-Dehnungs-Kurve für 100 °C nach /HOE 01/ verwendet (siehe Abb. 8.6). Die in diesem Bild gezeigte wahre Spannungs-Dehnungs-Kurve wurde für die Eingabe in das Finite-Elemente-Programm ADINA /ADI 14/ im Bereich der Streckgrenze leicht verändert (siehe Abb. 8.7).

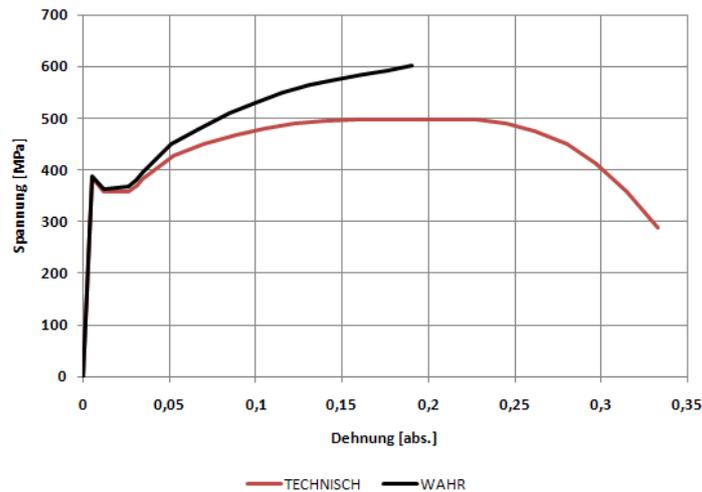


Abb. 8.6 Spannungs-Dehnungs-Kurve für 15 MnNi 6 3 bei 100 °C (nach /HOE 01/)

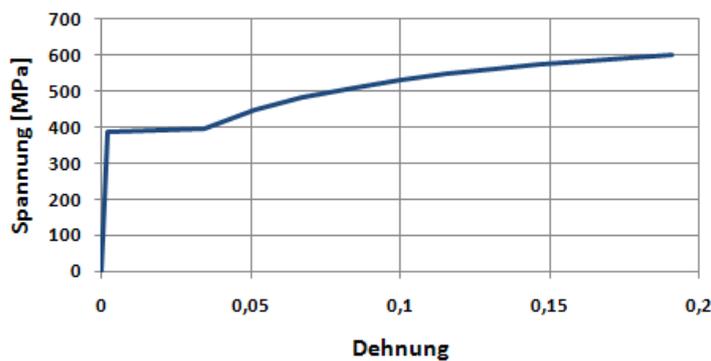


Abb. 8.7 Spannungs-Dehnungs-Kurve für 15 MnNi 6 3 bei Raumtemperatur für die Eingabe in ADINA

Für Berechnungen zu Unfallszenarien mit Wasserstoffverbrennung sind auch Materialdaten für höhere Temperaturen erforderlich. Da keine temperaturabhängigen Werkstoffdaten verfügbar waren, wurden entsprechende Daten wie folgt abgeleitet. Dabei

wird unterstellt, dass die Temperaturabhängigkeit der Spannungs-Dehnungs-Kurve vom Reaktordruckbehälterstahl 20 MnMoNi 5 5 auf den Sicherheitsbehälterstahl 15 MnNi 6 3 übertragen werden kann. Für den 20 MnMoNi 5 5 sind Materialwerte für einen großen Temperaturbereich bekannt (siehe /MPA 99/ und /MPA 05/). Aus dem Verhältnis der entsprechenden Werte bei 100 °C wurden die in Abb. 8.8 gezeigten bilinearen Spannungs-Dehnungs-Kurven abgeleitet. Dabei ist insbesondere auch berücksichtigt, dass die Gleichmaßdehnung temperaturabhängig ist und speziell im Temperaturbereich 500 °C – 700 °C stark abnimmt. Abb. 8.9 zeigt die für den Stahl 20 MnMoNi 5 5 gemessene Abhängigkeit der Gleichmaßdehnung von der Temperatur übertragen auf den Stahl 15 MnNi 6 3. Die Abnahme des E-Moduls mit der Temperatur ist in Abb. 8.10 gezeigt. Weitere Details zur Ableitung der temperaturabhängigen Werkstoffdaten sind in /EIS 10/ zusammengefasst.

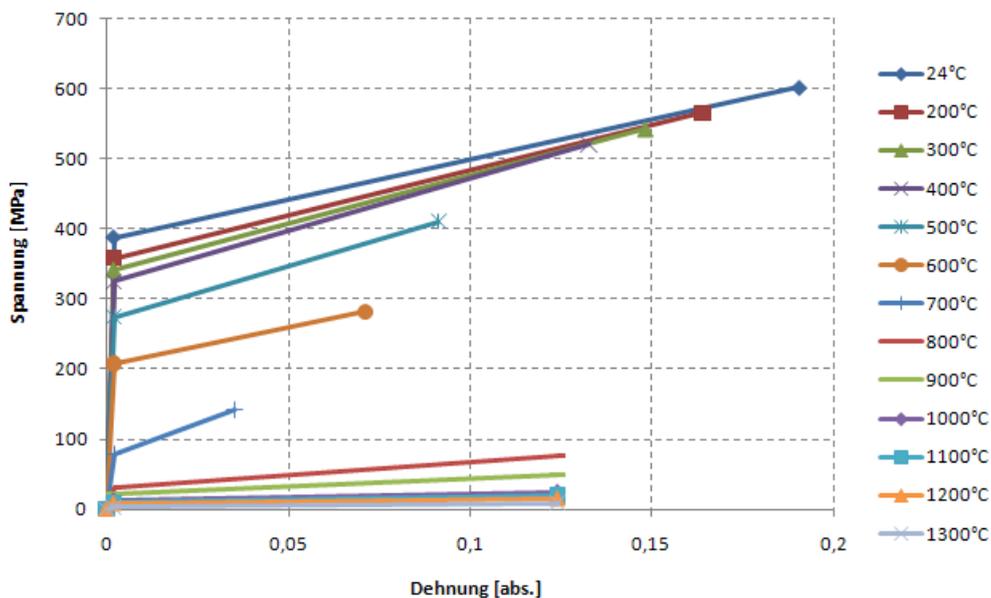


Abb. 8.8 Bilineare Spannungs-Dehnungs-Kurven des Werkstoffs 15 MnNi 6 3 bei verschiedenen Temperaturen

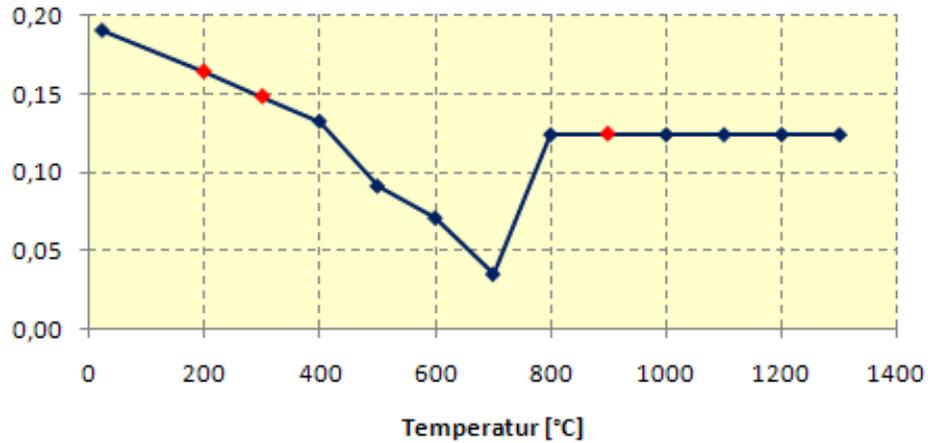


Abb. 8.9 Abhängigkeit der Gleichmaßdehnung des Werkstoffs 15 MnNi 6 3 von der Temperatur

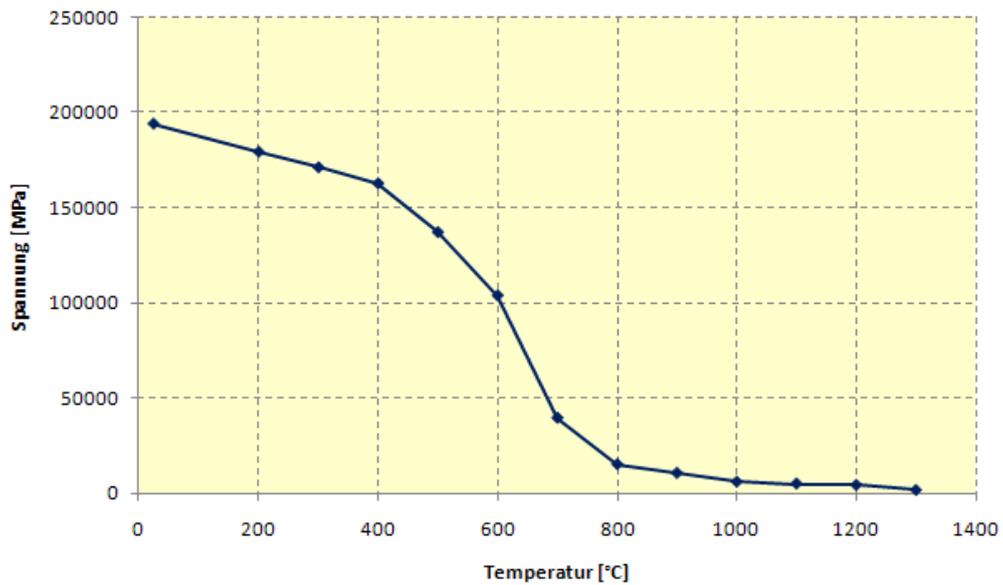


Abb. 8.10 Abhängigkeit des E-Moduls des Werkstoffs 15 MnNi 6 3 von der Temperatur

Für die Wärmeleitungsrechnungen wird ein Materialmodell mit konstanten Koeffizienten verwendet. Entsprechend den Gegebenheiten für Stahl wird eine Wärmeleitfähigkeit von $40 \text{ W}/(\text{K}\cdot\text{m})$ und eine spezifische Wärmekapazität von $4,1 \cdot 10^6 \text{ N}/(\text{m}^2\cdot\text{K})$ festgelegt.

8.3 Annahmen zur Belastung des Sicherheitsbehälters

Eine unterstellte Wasserstoffverbrennung in Form einer Deflagration oder einer Detonation führt im Sicherheitsbehälter zu einem langsamen oder einem schnellen Druck- und Temperaturanstieg entweder lokal in einem Teil des Innenraums oder global im ganzen Behälterinneren. Je nach H₂-Gehalt und Raumbedingungen ergeben sich dabei unterschiedliche Zeitverläufe von Druck und Temperatur.

Beim Unfallablauf in TMI-2 (1979) fand gemäß /EPR 10/ eine H₂-Verbrennung mit einer Peakhöhe von etwa 0,3 MPa und einer Peakdauer von etwa 80 s (10 s ansteigend und 70 s abfallend) statt. Demgegenüber waren die H₂-Verbrennungen in den Reaktorgebäuden der Anlage Fukushima Dai-ichi gemäß /JNE 12/ explosionsartig mit Peakhöhen von bis zu 1,5 MPa und Peakdauern von weniger als 100 ms.

Im Rahmen der Arbeiten im BMU-Vorhaben „Anforderungen an den Nachweis der Wirksamkeit von H₂-Rekombinatoren auf der Basis ergänzender analytischer Untersuchungen“ /BAC 11/ wurden Festlegungen der maximalen zu erwartenden Drücke und Temperaturen getroffen und Analysen zu möglichen Verbrennungslasten durchgeführt.

Die Annahme, dass sich bei einem Unfallszenario der entstehende Wasserstoff oben im Sicherheitsbehälter sammelt, wurde auf Basis einer Expertenbefragung /SCH 10/ getroffen. In den rotationssymmetrischen Modellen wurde angenommen, dass die Belastungen infolge einer lokalen Wasserstoffverbrennung auf einer Fläche mit dem Radius 7,6 m (Kugeloberfläche etwa 180 m²) symmetrisch zur Mittelachse wirken. Bei den Analysen mit 3D-Modellen wurde sowohl die Größe als auch die Lage der Kontaktfläche variiert.

Der Anstieg der Temperatur an der Stahloberfläche ist abhängig davon, ob der Wasserstoff schnell oder langsam verbrennt. Aus Experimenten lassen sich typische Anstiegszeiten für Druck bzw. Temperatur von 10 ms bzw. 600 ms für schnelle bzw. langsame Verbrennung ableiten (siehe /SCH 10a/). Als Maximalwerte für Druck und Temperatur wurden, basierend auf den verfügbaren experimentellen Ergebnissen, jeweils 0,4 MPa und 1 200 °C angenommen.

Im Rahmen einer Parameterstudie wurden die Peakmaxima für Temperatur und Druck, die Peakdauer sowie die lastbeaufschlagte Fläche variiert, wobei im Rahmen RS1197 erstmalig Durchdringungen des Sicherheitsbehälters berücksichtigt wurden. Weiterhin

wurde der bereits im BMU-Vorhaben /BAC 11/ untersuchte Parameterbereich wesentlich erweitert.

8.4 Rotationssymmetrisches Finite-Elemente-Modell

Zunächst wurden einfache schnelllaufende rotationssymmetrische Analysemodelle entwickelt (siehe Abb. 8.11), mit denen vor allem strukturdynamische Berechnungen unter Berücksichtigung der peakartigen Temperaturbelastung durchgeführt wurden. Für die Wärmeleitungsrechnungen wurde eine sehr feine Unterteilung in Wanddickenrichtung vorgenommen, um die steilen Temperaturgradienten angemessen nachzubilden (siehe Modellausschnitt in Abb. 8.12).

Die verwendeten Randbedingungen der mechanischen Berechnungen sind für alle Modelle gleich. Die unterste Modellkante wird jeweils in alle Richtungen fixiert. Bei der Mittellinie oben werden als Symmetriebedingung die horizontalen Verschiebungen unterdrückt. Für die Wärmeleitungsrechnungen werden die Temperaturen auf der Innenoberfläche der Modelle vorgeschrieben. Der Bereich der Lastaufbringung auf das rotationssymmetrische Analysemodell ist in der Abb. 8.11 durch die rote Linie gekennzeichnet.

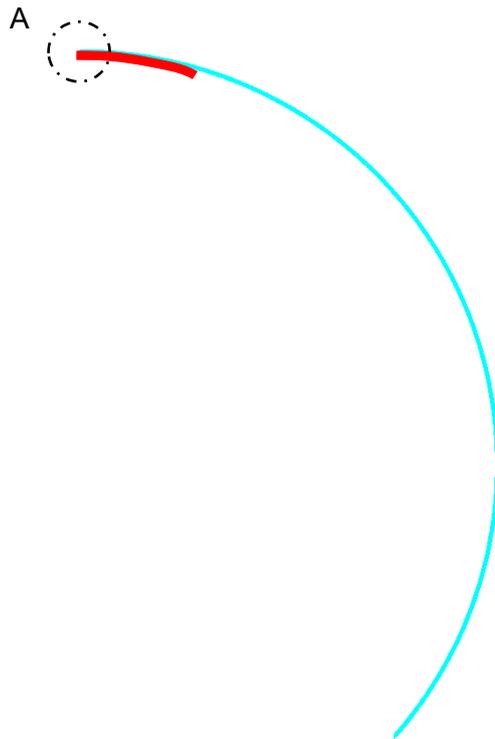


Abb. 8.11 Rotationssymmetrisches Modell des Sicherheitsbehälters,

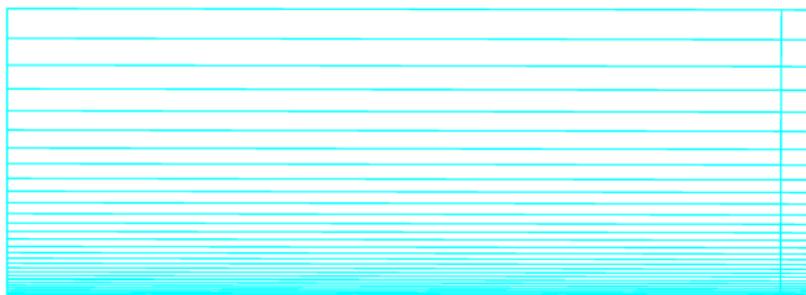


Abb. 8.12 Einteilung der Elemente in Wanddickenrichtung im Ausschnitt A des rotationssymmetrischen Modells (siehe Abb. 8.11)

8.5 Dreidimensionales Finite-Elemente-Modell

Das im Rahmen des Vorhabens RS1197 entwickelte Analysemodell des Sicherheitsbehälters der Baureihe Konvoi enthält alle im Abschnitt 8.1 beschriebenen Schleusen und Rohrleitungsdurchführungen. Zunächst wurde ein entsprechendes Geometriemodell entwickelt (siehe Abb. 8.13).

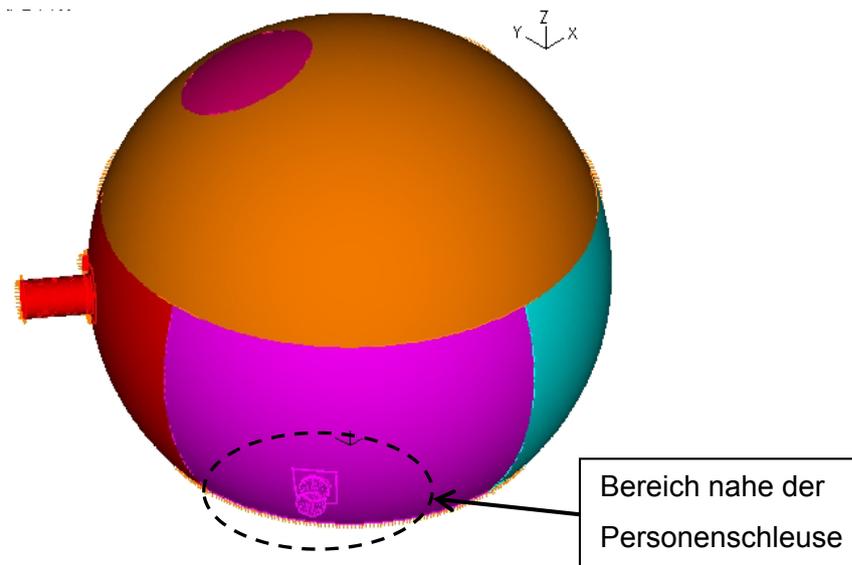


Abb. 8.13 Geometriemodell des Sicherheitsbehälters der Baulinie Konvoi mit Schleusen

Wegen der geometrisch schwierig zu beschreibenden Übergänge zwischen den Durchführungen und der SB-Kugelschale wurde für die Generierung der im ADINA/IN /ADI 14/ enthaltene „Modeler“ benutzt. Dies bedingt eine Netzgenerierung mit Tetraederelementen. Um die Modellerstellung flexibel zu halten, wurde ein vorgeschaltetes Excel-File entwickelt, mit dem ein in ADINA einlesbares „In-File“ erzeugt wird. Details zu der Modellgenerierungsmethodik sind in /ARN 14/ zusammengefasst.

Verschiedene Ansichten des Gesamtmodells sowie von Ausschnitten sind in Abb. 8.14 bis Abb. 8.19 gezeigt. Im unteren Bereich des Analysemodells, in dem der Sicherheitsbehälter in eine Betonstruktur eingebettet ist, sind alle Freiheitsgrade der entsprechenden Knoten vollständig gefesselt. Halterungskonstruktionen im Bereich der Durchführungen sind durch geeignete Fesseln berücksichtigt.

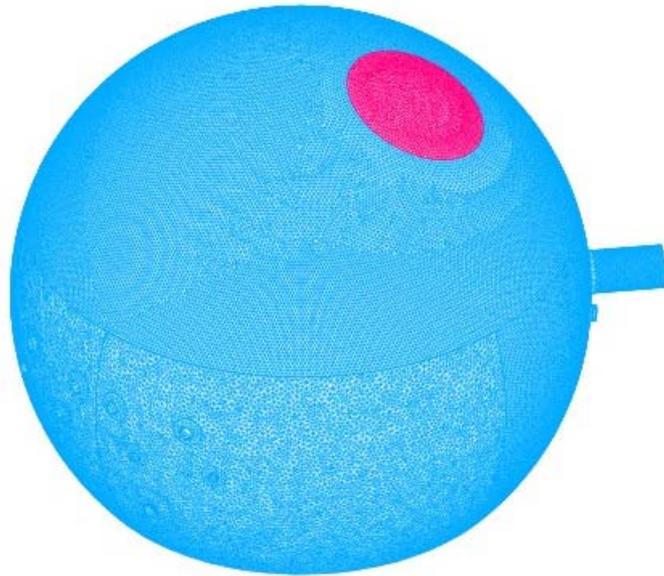


Abb. 8.14 Ansicht des ADINA-Gesamtmodells von außen (Materialschleuse rechts, Lasteinleitungsfläche rot markiert)

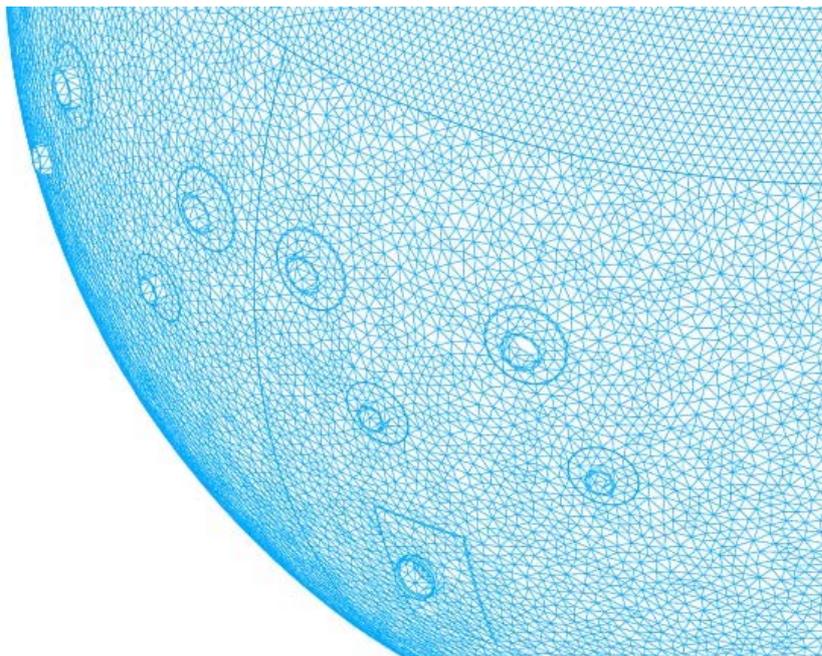


Abb. 8.15 Ausschnitt aus dem Gesamtmodell (siehe Abb. 8.13) mit Durchführungen der Speisewasser- und Frischdampfleitungen sowie einer Not-schleuse

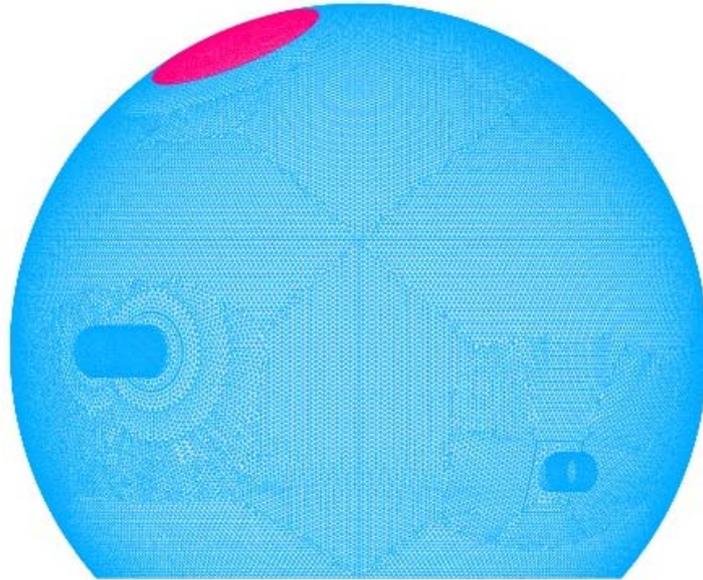


Abb. 8.16 Ansicht des ADINA-Gesamtmodells von außen (Materialschleuse links, Personenschleuse rechts, Lasteinleitungsfläche rot markiert)

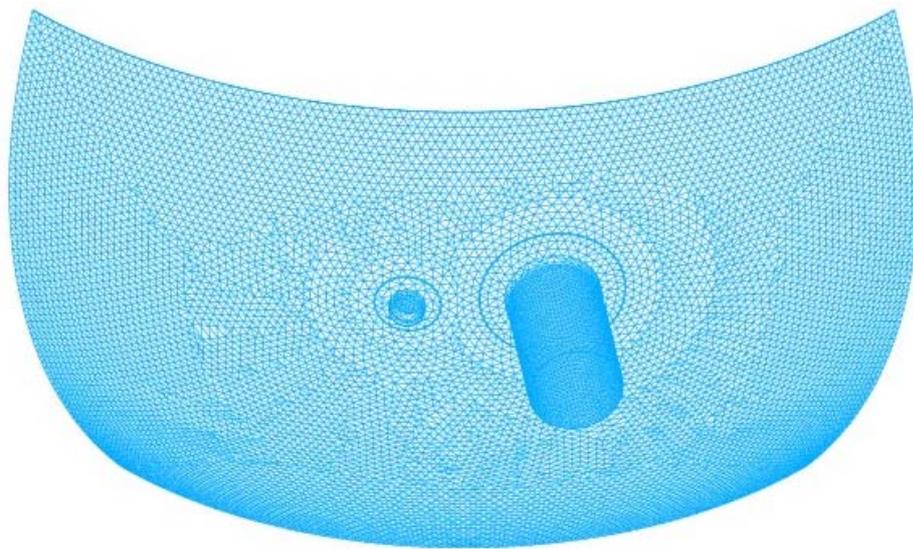


Abb. 8.17 Ausschnitt aus dem Gesamtmodell mit Materialschleuse und einer Not-schleuse, Ansicht von außen



Abb. 8.18 Ausschnitt aus dem Gesamtmodell mit Materialschleuse und einer Not-
schleuse, Ansicht von innen

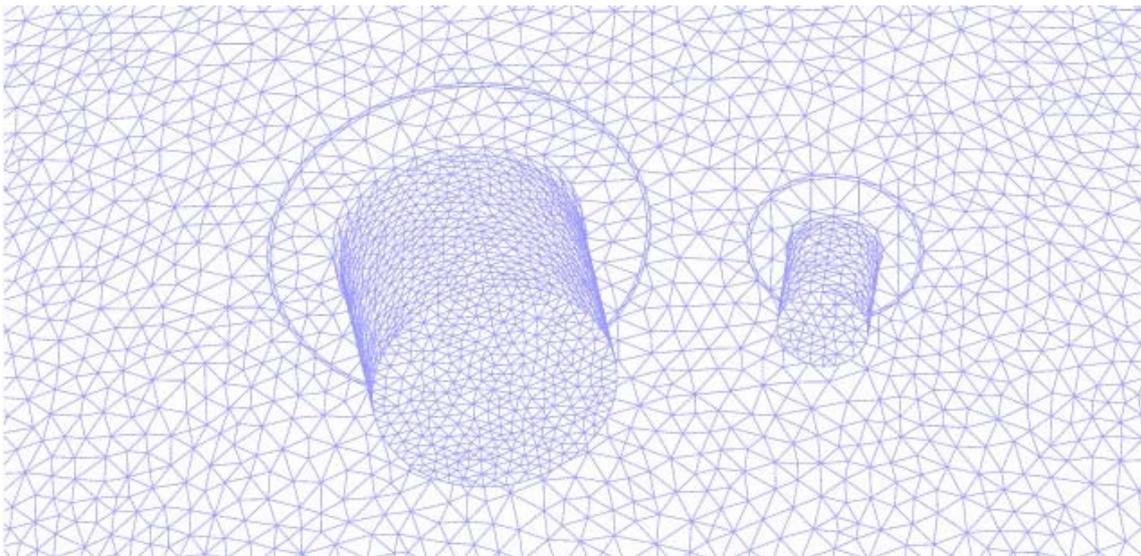


Abb. 8.19 Vergrößerung des Bereichs mit der Materialschleuse und einer Not-
schleuse, Ansicht von innen

8.6 Ausgewählte Ergebnisse der Parameterstudie

Im Folgenden werden ausgewählte Ergebnisse der Eigenfrequenzberechnungen für Analysemodelle mit bzw. ohne Berücksichtigung der Schleusen und Rohrdurchführungen gegenübergestellt. Weiterhin werden relevante Ergebnisse zu Parameter-

variationen, insbesondere bezüglich der Lastannahmen zusammengefasst. Die Berechnungen wurden mit dem Finite-Elemente-Programm ADINA /ADI 14/ durchgeführt.

8.6.1 Eigenfrequenzen

Aufgrund der höheren Massen im Bereich der Durchdringungen ergeben sich Versteifungen gegenüber den 3D-Modellen ohne Schleusen und daher etwas kleinere Eigenfrequenzen. In Tab. 8.1 sind die 9 kleinsten berechneten Eigenfrequenzen des Analysemodells mit Schleusen und Rohrdurchführungen den entsprechenden Werten eines 3D-Modells ohne Durchdringungen gegenübergestellt. Aufgrund der höheren Massen im Bereich der Durchdringungen ergeben sich Versteifungen gegenüber den 3D-Modellen ohne Schleusen und daher etwas kleinere Eigenfrequenzen. In Abb. 8.20 bis Abb. 8.24 sind ausgewählte Eigenformen des Analysemodells mit Durchdringungen gezeigt.

Tab. 8.1 Einfluss der SB-Durchdringungen auf die Eigenfrequenzen des Sicherheitsbehälters

Nummer	Modell 1 (mit Durchdringungen)	Modell 2 (ohne Durchdringungen)
1	6,31	6,84
2	6,37	6,84
3	14,00	14,20
4	17,39	18,72
5	20,92	21,89
6	21,35	21,89
7	22,17	23,19
8	22,86	23,19
9	23,22	24,52

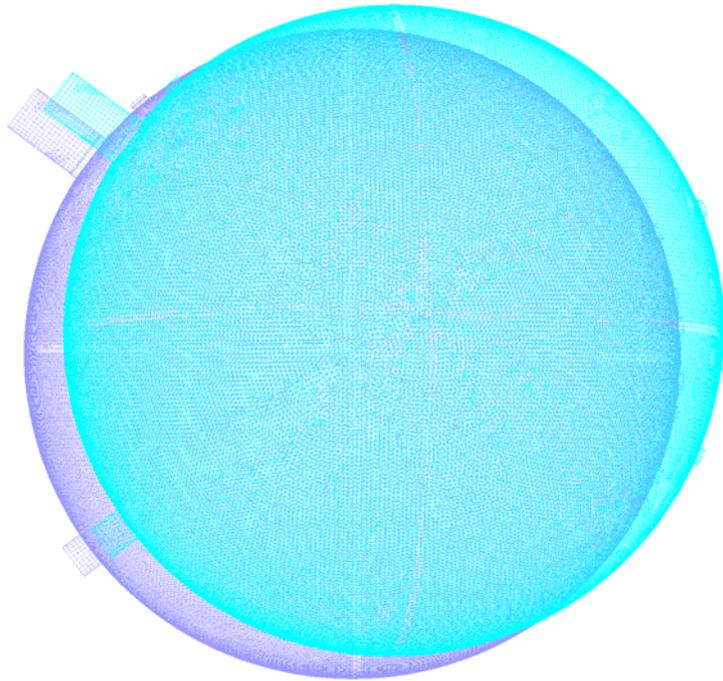


Abb. 8.20 Eigenschwingungsform zur niedrigsten Eigenfrequenz (6,31 Hz),
Ansicht von oben, hellblau: verformtes Modell

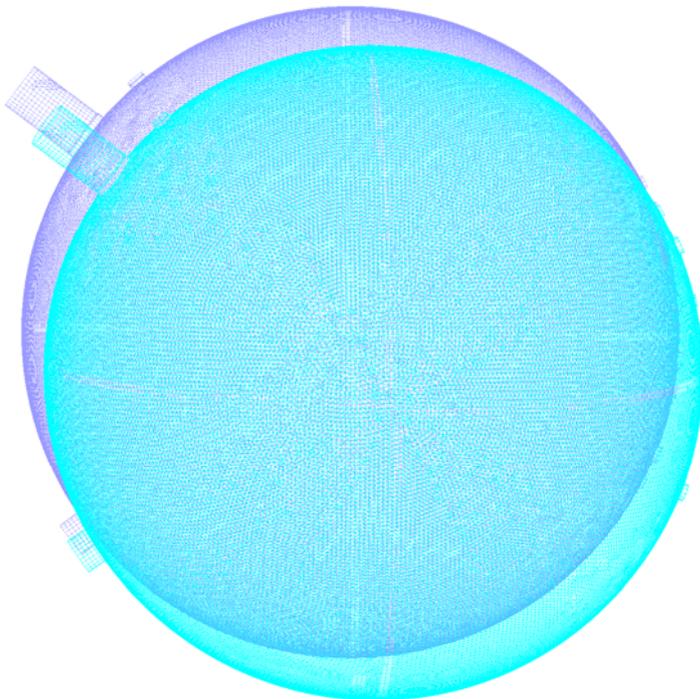


Abb. 8.21 Eigenschwingungsform zur zweiten Eigenfrequenz (6,37 Hz),
Ansicht von oben, hellblau: verformtes Modell

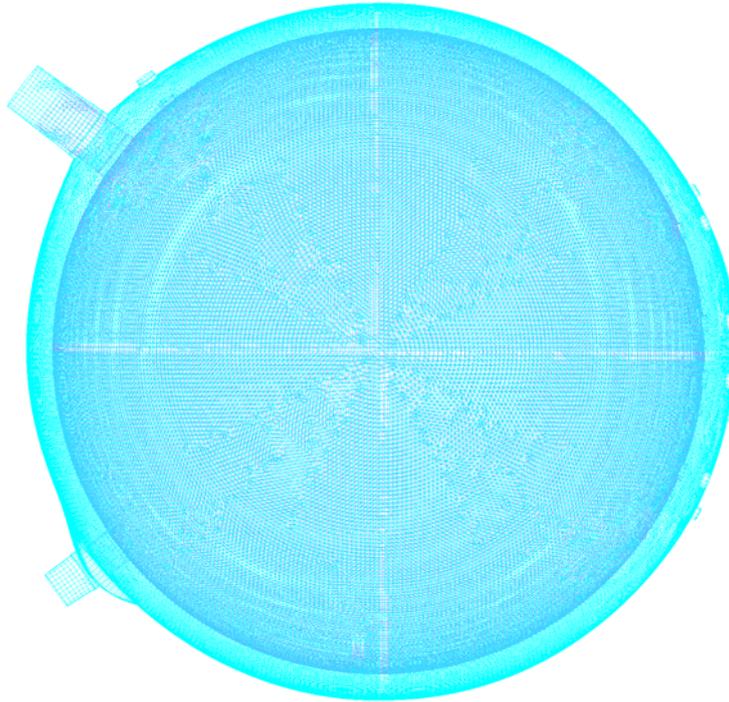


Abb. 8.22 Eigenschwingungsform zur dritten Eigenfrequenz (14,00 Hz), Ansicht von oben, hellblau: verformtes Modell

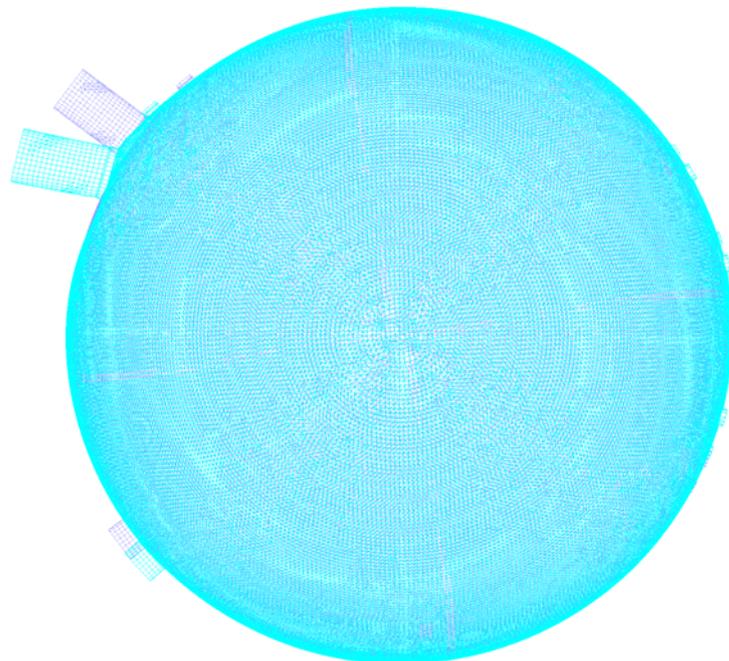


Abb. 8.23 Eigenschwingungsform zur vierten Eigenfrequenz (17,39 Hz), Ansicht von oben, hellblau: verformtes Modell.

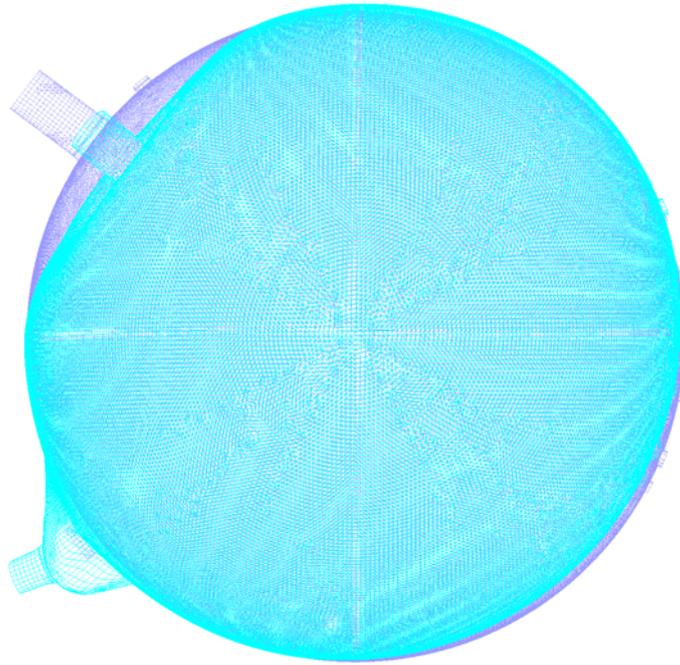


Abb. 8.24 Eigenschwingungsform zur fünften Eigenfrequenz (20,92 Hz), Ansicht von oben, hellblau: verformtes Modell.

8.6.2 Ausgewählte Analyseergebnisse des Modells mit Durchdringungen

Im Folgenden werden ausgewählte Ergebnisse der Analyse zu einer symmetrischen Drucktransiente mit 32 ms Peakdauer und maximalem Druck von 1 MPa (siehe Abb. 8.25) dargestellt. Die Fläche der Druckaufbringung ist, wie in Abb. 8.14 gezeigt, gegenüber der vertikalen Achse geneigt.

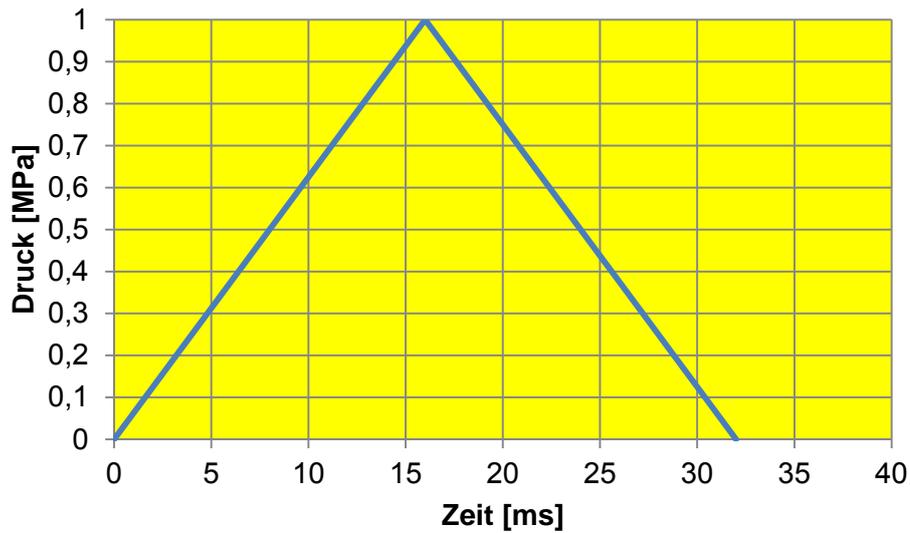


Abb. 8.25 Peakartige Druckbelastung des Sicherheitsbehälters

In den folgenden Abb. 8.26 bis Abb. 8.35 werden Verteilungen der berechneten Vergleichsspannung für Lösungszeiten im Bereich 5 ms bis 60 ms gezeigt. Dabei sind die Verformungen der Struktur ohne Überhöhungsfaktor quasi nicht sichtbar. Demgegenüber enthält Abb. 8.36 die Vergleichsspannungsverteilung nach 20 ms (vgl. Abb. 8.33) auf der verformten Struktur mit dem Überhöhungsfaktor 20.

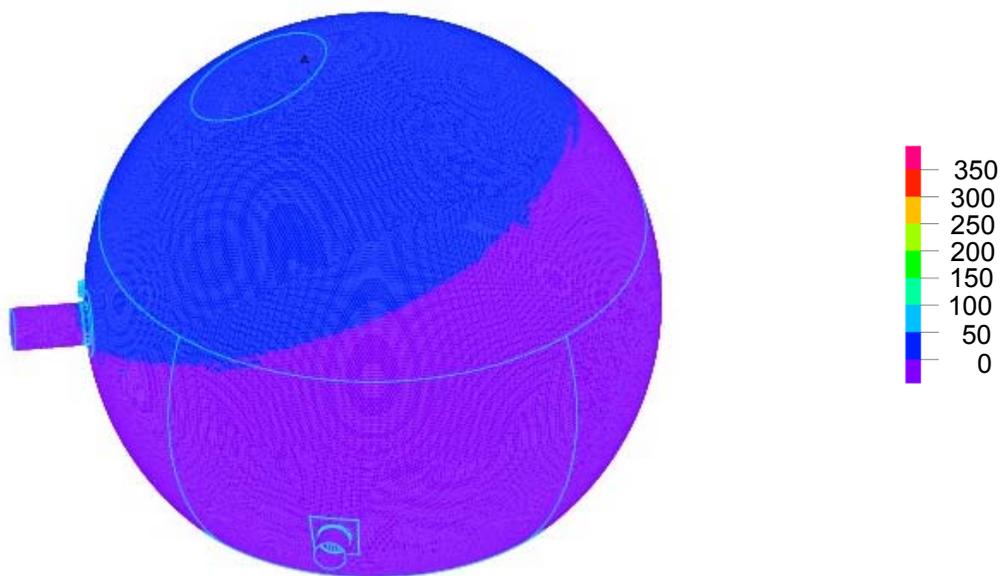


Abb. 8.26 Isoflächen der Vergleichsspannung zur Berechnungszeit 5 ms

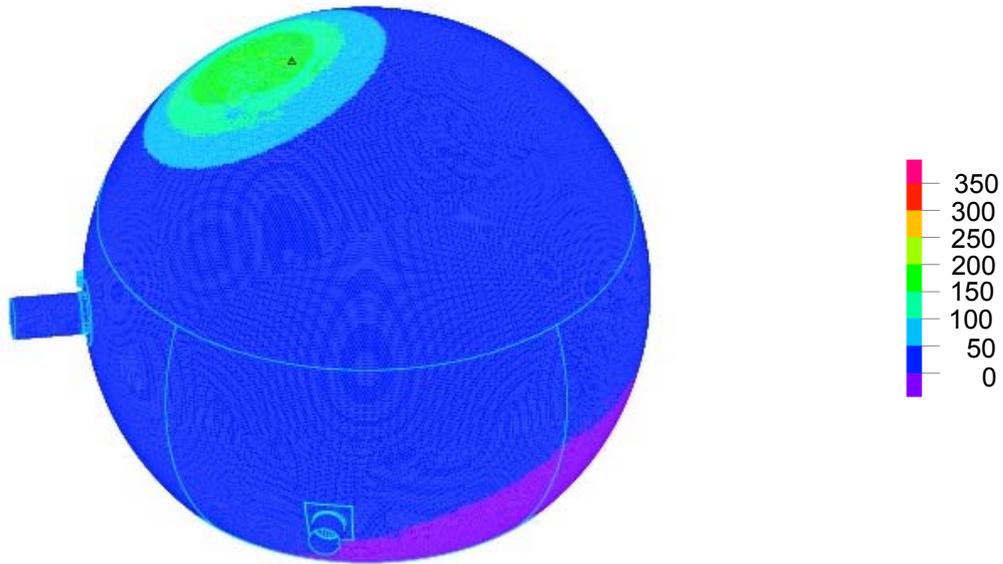


Abb. 8.27 Isoflächen der Vergleichsspannung zur Berechnungszeit 10 ms

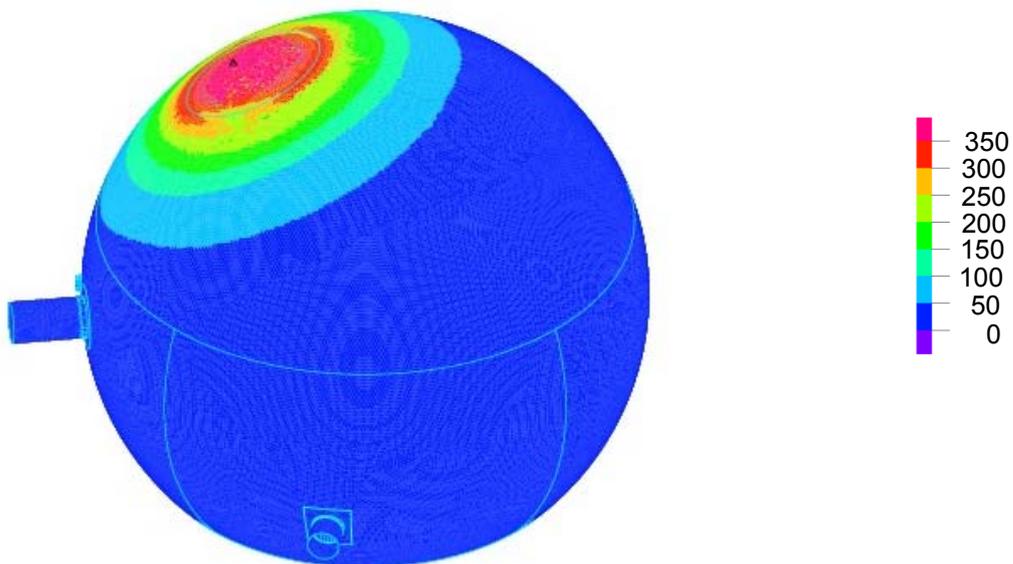


Abb. 8.28 Isoflächen der Vergleichsspannung zur Berechnungszeit 15 ms

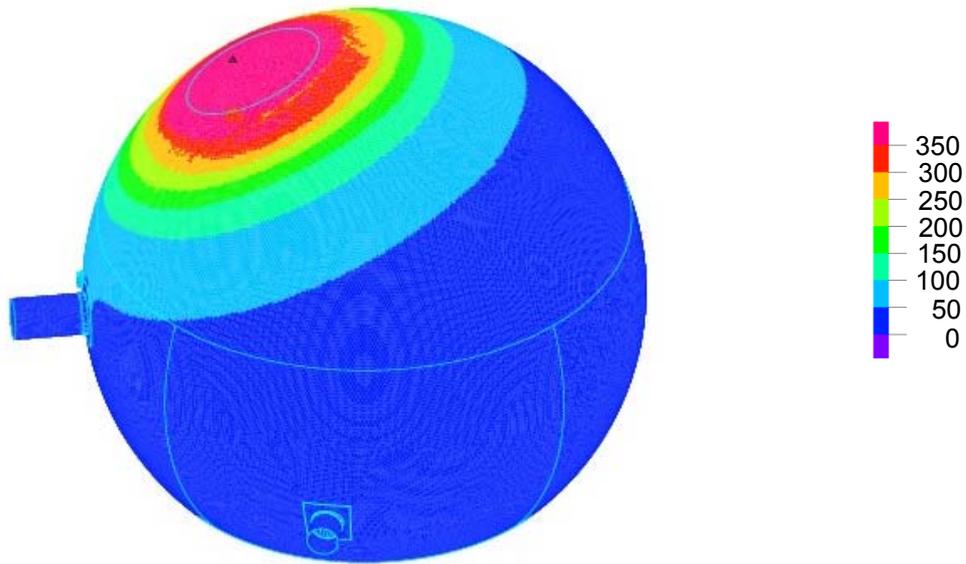


Abb. 8.29 Isoflächen der Vergleichsspannung zur Berechnungszeit 20 ms

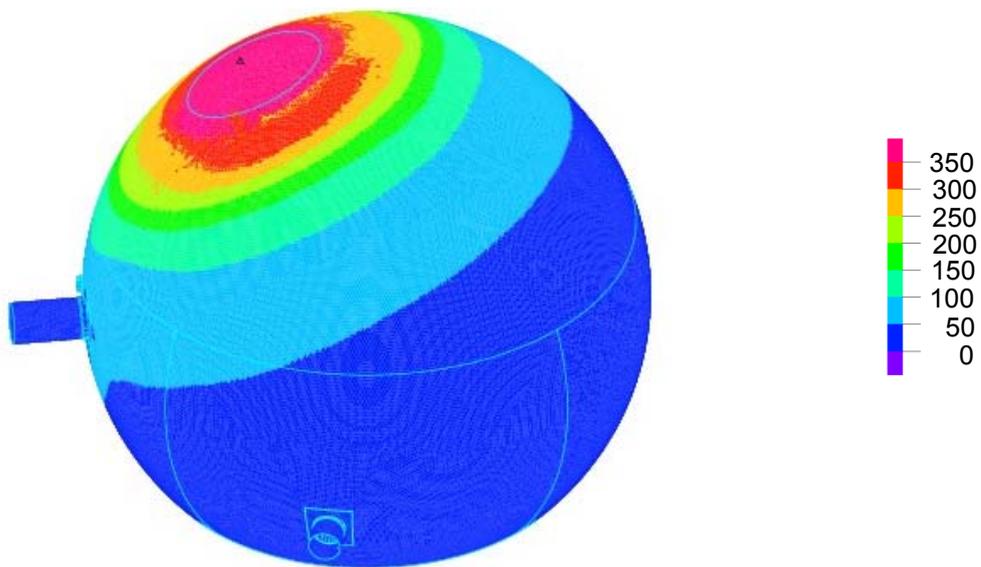


Abb. 8.30 Isoflächen der Vergleichsspannung zur Berechnungszeit 25 ms

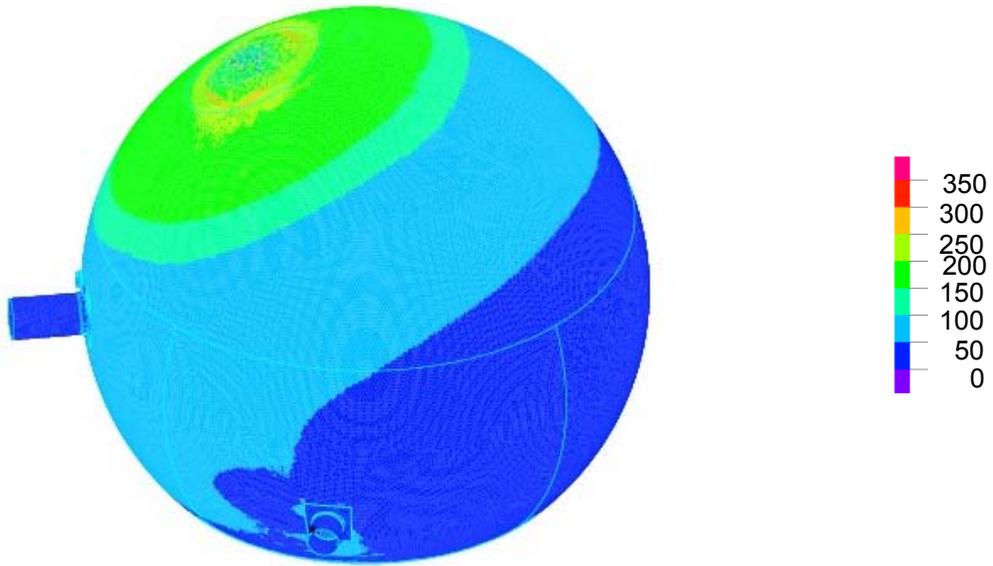


Abb. 8.31 Isoflächen der Vergleichsspannung zur Berechnungszeit 30 ms

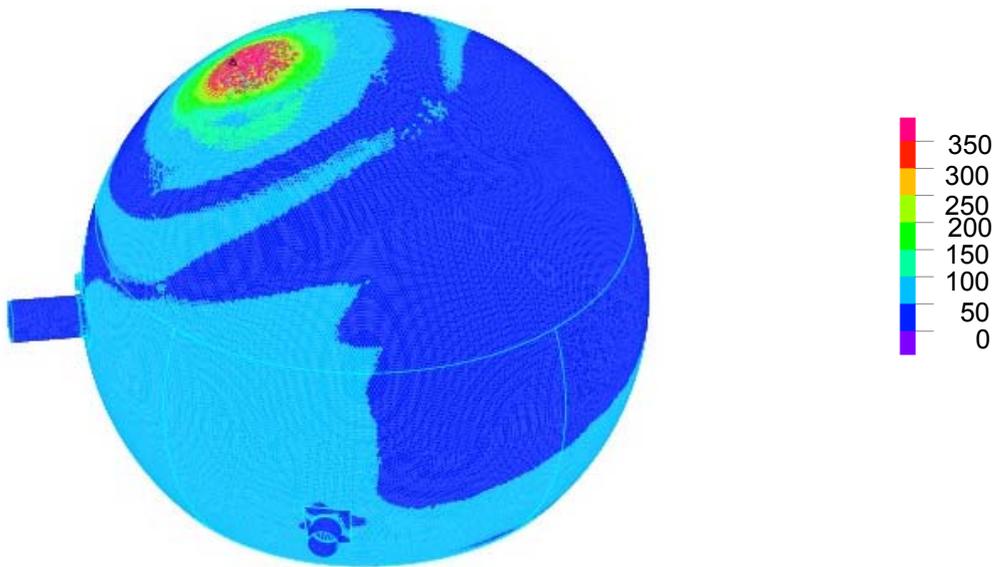


Abb. 8.32 Isoflächen der Vergleichsspannung zur Berechnungszeit 35 ms

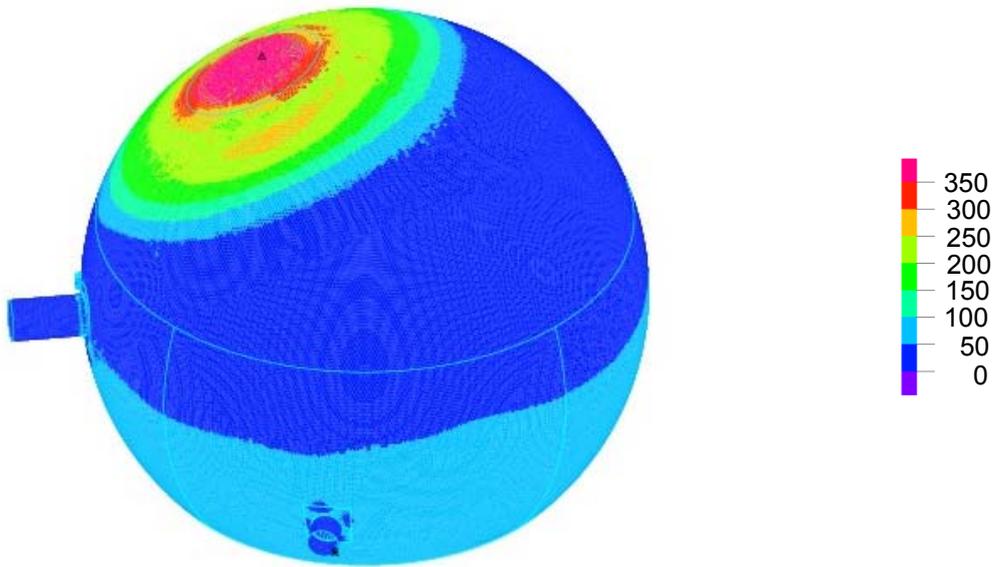


Abb. 8.33 Isoflächen der Vergleichsspannung zur Berechnungszeit 40 ms

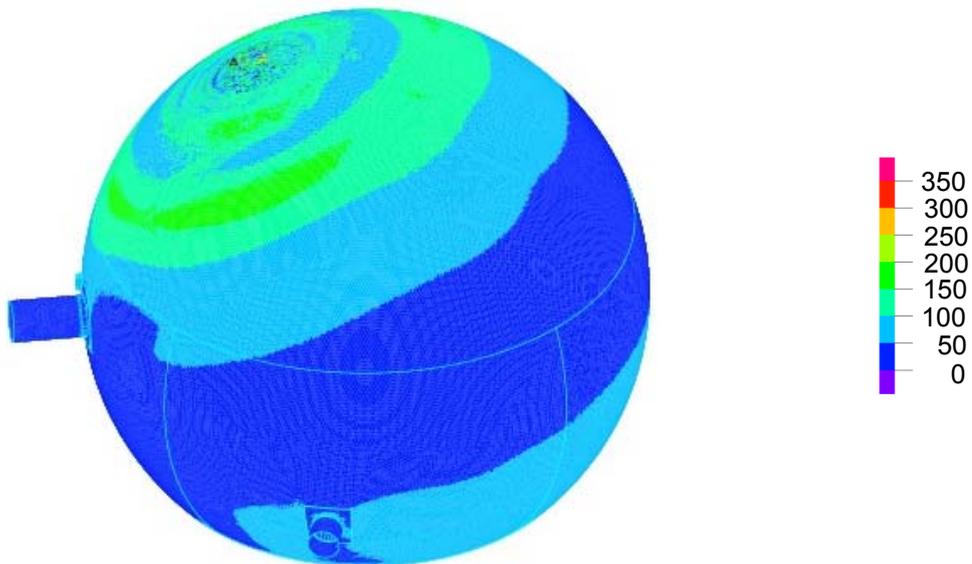


Abb. 8.34 Isoflächen der Vergleichsspannung zur Berechnungszeit 50 ms

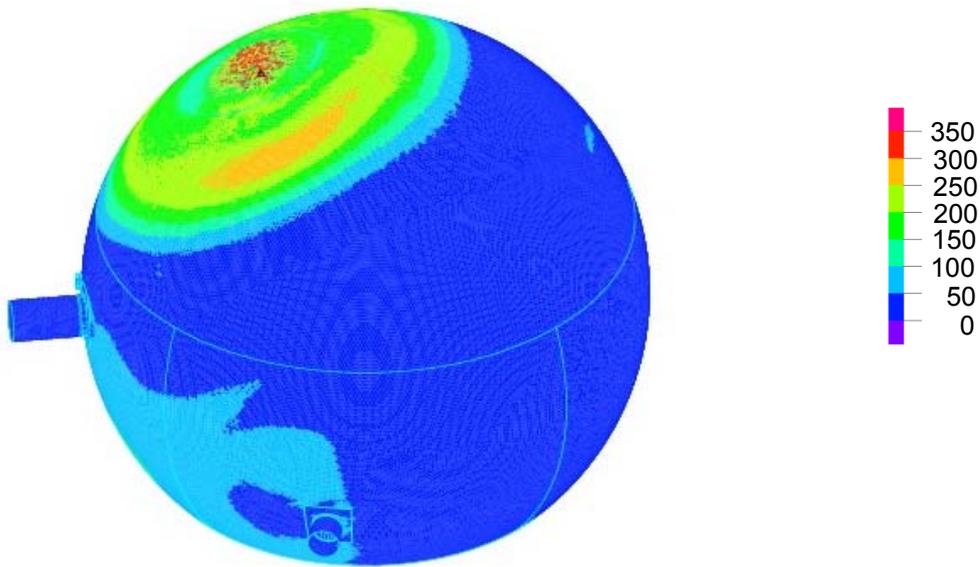


Abb. 8.35 Isoflächen der Vergleichsspannung zur Berechnungszeit 60 ms

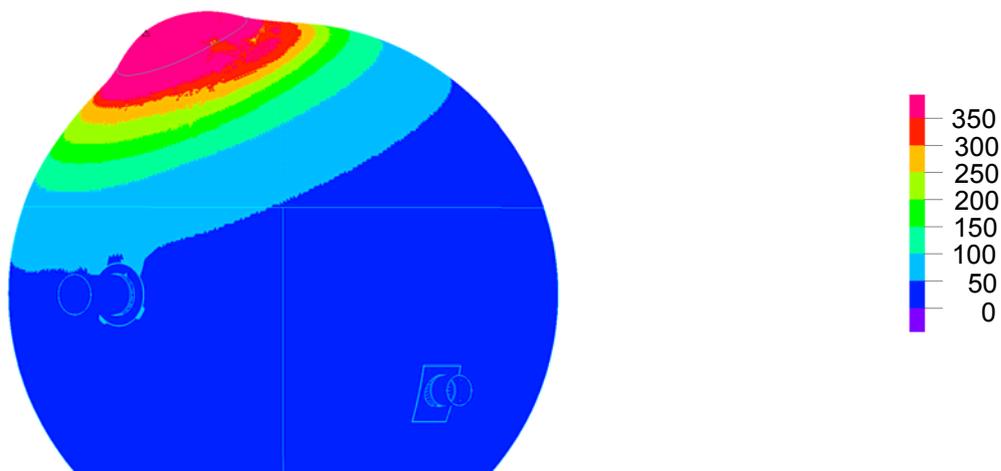


Abb. 8.36 Isoflächen der Vergleichsspannung und Verformungen zur Berechnungszeit 20 ms (Verformungsfaktor 20)

Weiterhin sind in Abb. 8.37 die Zeitverläufe der maximalen Vergleichsspannungen im Bereich der Lasteinleitung (Elementgruppe 6) sowie die Streckgrenze des Werkstoffs und die peakartige Belastungsfunktion gezeigt. Die Ergebnisse zeigen eine dynamische Response in Form von Oszillationen im Bereich der lastbeaufschlagten Fläche, wobei in diesem Bereich die Streckgrenze überschritten wird.

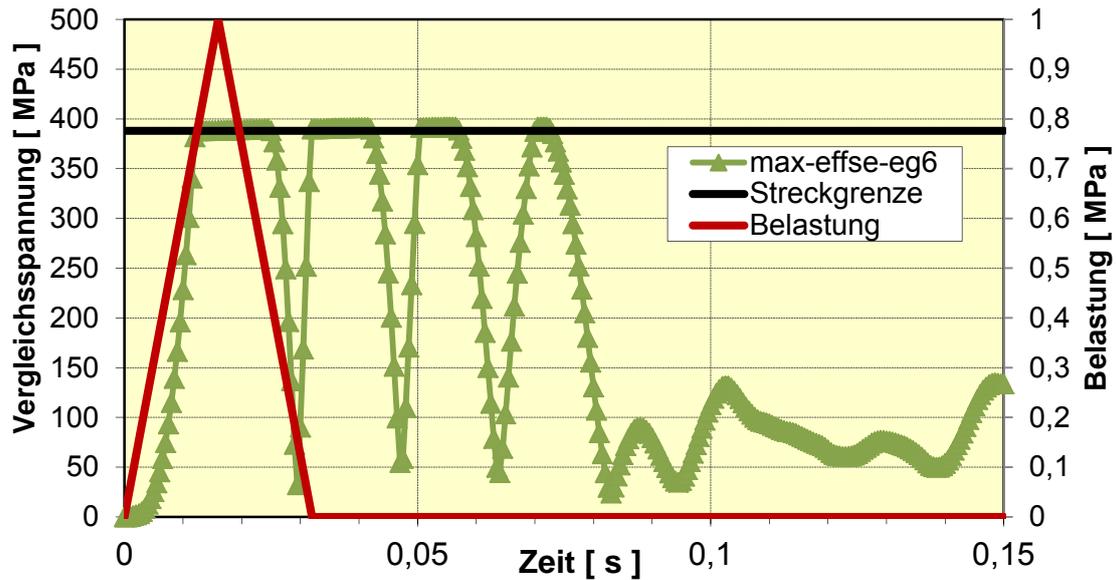


Abb. 8.37 Zeitverlauf der maximalen Vergleichsspannungen im Bereich der Last-einleitung (Elementgruppe 6) im Vergleich mit der Streckgrenze

8.6.3 Ausgewählte Analyseergebnisse zu kombinierten peakartigen Druck- und Temperaturbelastungen

Mit dem in Abschnitt 8.4 beschriebenen rotationssymmetrischen Analysemodell wurden Berechnungen zu überlagerten peakartigen Temperatur- und Druckbelastungen durchgeführt. Dabei wurden Maximalwerte sowie Dauer und Form der Transienten variiert. Als maximale Temperaturwerte wurden 800 °C, 1 000 °C, 1 100 °C und 1 200 °C betrachtet, die Druckmaxima betragen 0,4 MPa und 1,0 MPa. Die Gesamtdauer der Transienten wurde zu 16 ms, 32 ms, 100 ms und 3 600 ms festgelegt. Abb. 8.38 zeigt als Beispiel den Temperatur- und den Druckverlauf für den Lastfall mit 32 ms Peakdauer und 1 200 °C Maximaltemperatur, die als Belastungsrandbedingungen im lastbeaufschlagten Bereich den entsprechenden Knoten auf der Innenseite des SB-Analysemodells vorgeschrieben wurden.

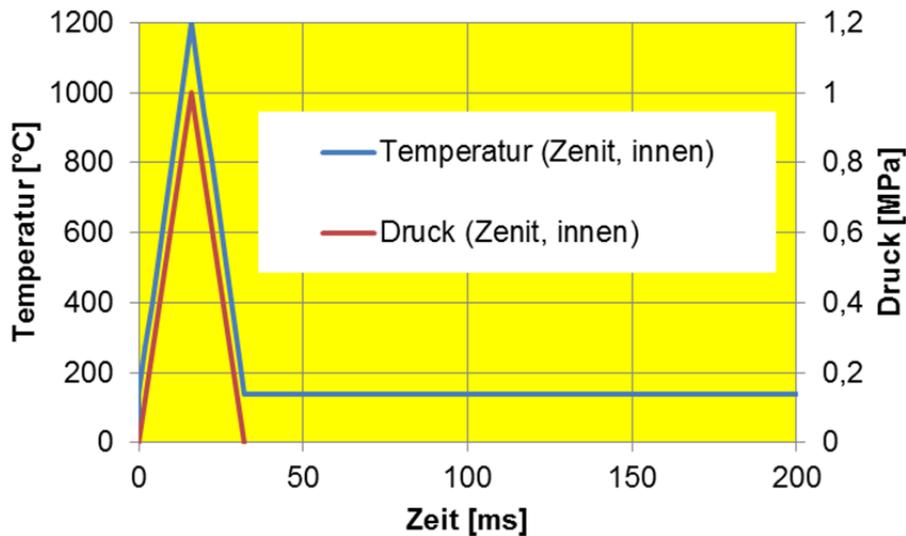


Abb. 8.38 Druckbelastung und Temperaturvorgabe an der Behälterinnenseite oben, Transiente mit 1 200 °C Maximaltemperatur und 32 ms Dauer

Wesentliches Ergebnis der Berechnungen war hier, Abschätzungen zum möglichen Versagen des Sicherheitsbehälters aufgrund der dynamischen Belastungen durch Druck und erhöhte Temperatur vorzunehmen.

Aufgrund der kurzen Dauer der Transienten wirkt sich die Erhöhung der Innenwandtemperatur nur auf einen kleinen Teil der Wanddicke aus. Als Beispiele sind in Abb. 8.39 und Abb. 8.40 für den Fall einer Transiente mit 1 200 °C Maximaltemperatur und 32 ms Dauer Resultate der berechneten Wandtemperaturen gezeigt.

Bei der Bewertung der Spannungen ist zu beachten, dass im Bereich der hohen Temperaturen die Streckgrenze des Werkstoffs deutlich abgesenkt ist und daher, infolge des nichtlinearen Spannungs-Dehnungs-Verhaltens, nicht der Ort mit maximaler Spannung den Ort der höchsten Beanspruchung beschreibt.

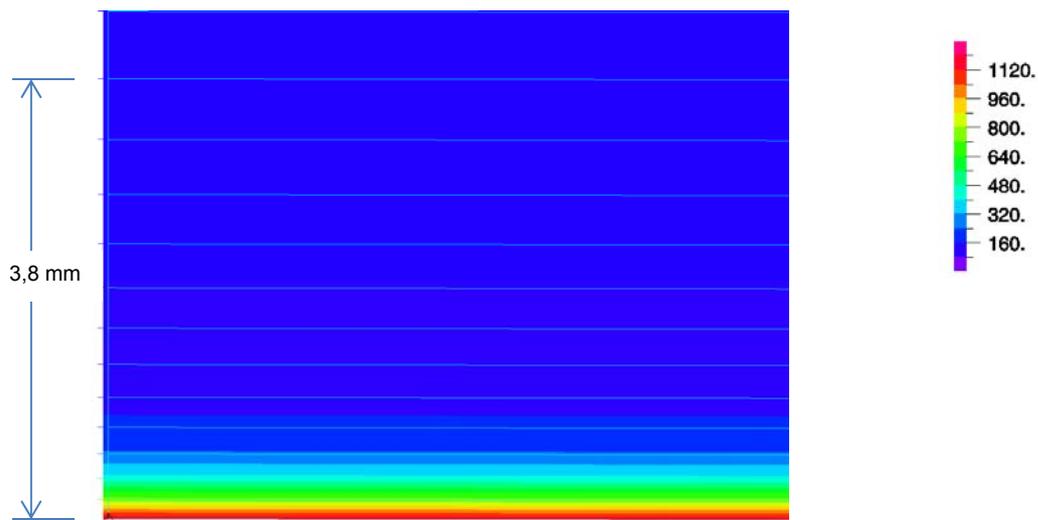


Abb. 8.39 Temperaturverteilung zur Zeit 16,3 ms für Transiente mit 1 200 °C Peakmaximum und 32 ms Peakdauer

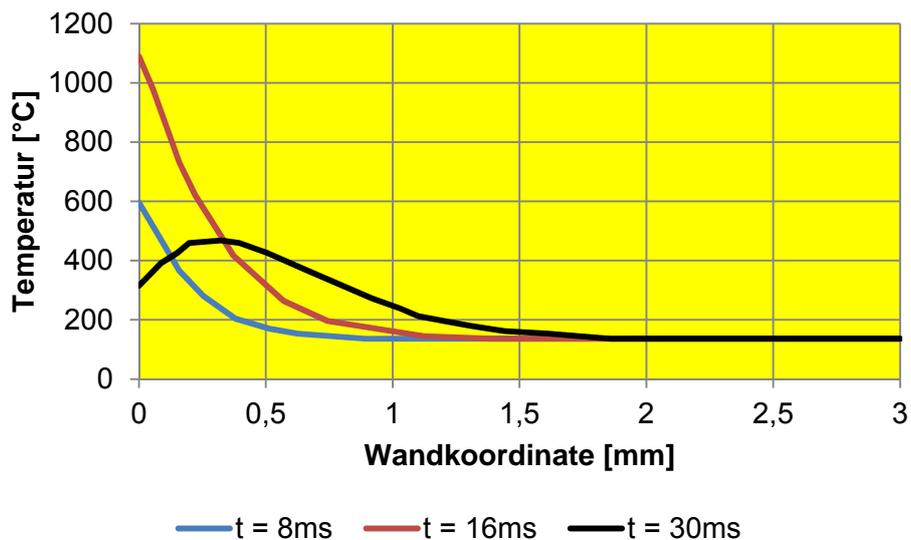


Abb. 8.40 Temperaturverteilung in der SB-Wand zu verschiedenen Zeiten für Transiente mit 1 200 °C Peakmaximum und 32 ms Peakdauer

Zur Ermittlung der Grenztragfähigkeit des Sicherheitsbehälters wird ein Kriterium verwendet, welches die plastischen Dehnungen berücksichtigt. Hierzu werden die temperaturabhängigen Werte der Gleichmaßdehnung ε_g herangezogen. Als einachsige zeit- und ortsabhängige Grenzdehnung ε_g wird die jeweils temperaturabhängige Gleichmaßdehnung aus den einachsigen Zugversuchen verwendet. Zur Bewertung der mehrachsigen Spannungs- und Dehnungszustände im Sicherheitsbehälter wird die

Gleichmaßdehnung durch Division mit einem zeit- und ortsabhängigen Spannungsmehrachsigenfaktor $TF > 1$ reduziert, der nach /JU 84/ folgende Form hat:

$$TF = \frac{|\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3|}{\sigma_V}$$

Dabei sind σ_1 , σ_2 und σ_3 die zeit- und ortsabhängigen Hauptspannungen und σ_V die Vergleichsspannung nach von Mises. Die zugehörige Vergleichsdehnung ε_V ergibt sich aus dem einachsigen Spannungs-Dehnungs-Diagramm. Durch die Mehrachsigkeit von Spannungszuständen, ausgedrückt durch den Mehrachsigenfaktor TF kann die Versagensdehnung erheblich eingeschränkt sein, insbesondere wenn der Mehrachsigenfaktor deutlich größer ist als 1. Falls ein Mehrachsigenfaktor $TF < 1$ berechnet wird, wird dieser im Sinne einer konservativen Vorgehensweise auf $TF = 1$ gesetzt, da ansonsten keine Reduktion, sondern eine ungewollte Erhöhung der Grenzdehnung erfolgen würde. Um diesen Mehrachsigenfaktor vermindert sich die postulierte einachsige Grenzdehnung, auf die sich die Bewertung für den Versagensbeginn gründet. Um auch Einflüsse durch Schweißnähte oder eventuell vorhandene Risse zu berücksichtigen kann die Grenzdehnung durch entsprechende Faktoren erweitert werden. Somit ergibt sich als lokales Integritätskriterium

$$\varepsilon_V < \frac{\varepsilon_g}{TF} \cdot f_1 \cdot f_2$$

Die dargestellte Vorgehensweise wurde in der GRS bereits mehrfach eingesetzt, z. B. in der Risikostudie Phase B /GRS 90/ für den Sicherheitsbehälter sowie in Untersuchungen zur Grenztragfähigkeit einer Kühlkreislaufschleife in /GRE 01/. Im Folgenden wird die Beziehung zur Integritätsbewertung zwischen der berechneten zeit- und ortsabhängigen Größe „Vergleichsdehnung multipliziert mit dem Mehrachsigenfaktor“ und der werkstoffspezifischen temperaturabhängigen Gleichmaßdehnung in folgender Form verwendet:

$$\varepsilon_V \cdot TF < \varepsilon_g$$

Für die Auswertung der Rechnungen wurde eine Modellzone definiert, die einen Bereich am Rand der Beanspruchungsfläche (samt der zugehörigen Elemente durch die Wand) sowie einen angrenzenden Elementbereich gleicher Größe außerhalb der Be-

anspruchungsfläche umfasst. In diesem Bereich werden die maximalen Werte der plastischen Dehnung erwartet. In dieser Zone sind 300 Elemente (mit jeweils 9 Integrationspunkten) zusammengefasst. Für alle Integrationspunkte dieser Zone und für ausgewählte Zeitschritte wurden die akkumulierten plastischen Dehnungen als Näherung für ε_v , die Spannungsmehrachsigkeit und die Temperatur zur Festlegung von ε_g ermittelt. In den Abb. 8.41 bis Abb. 8.47 sind jeweils als Funktion der Temperatur das Produkt $\varepsilon_v \cdot TF$ und die Gleichmaßdehnung für verschiedene Zeiten während der peakartigen Druck- und Temperaturbelastung (beispielhaft für den Fall: 1 200 °C Maximaltemperatur, 1 MPa Maximaldruck, Peakdauer 32 ms) aufgetragen.

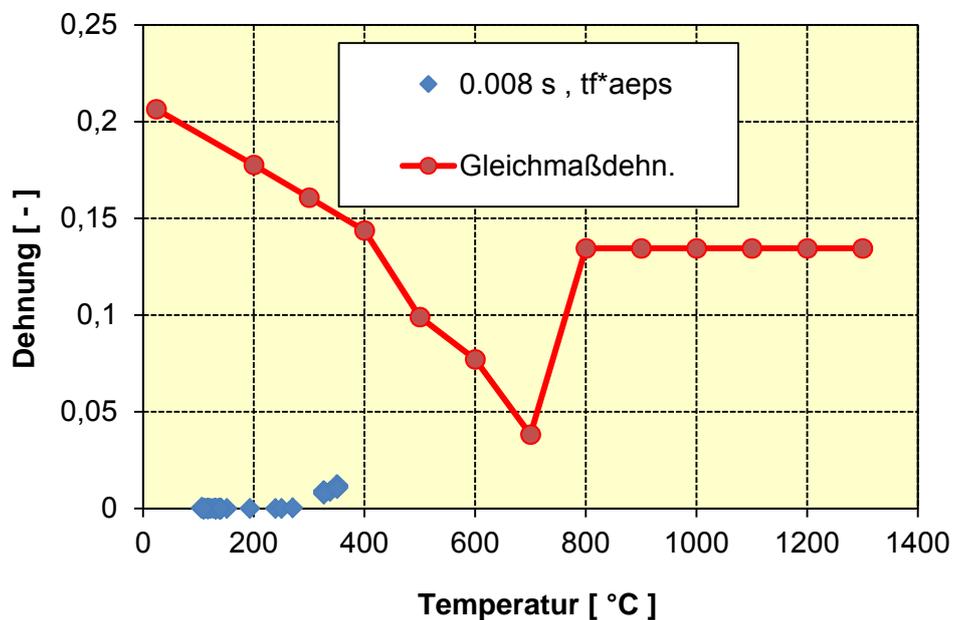


Abb. 8.41 SB-Integritätsbewertung für Druck- und Temperaturpeak, Peakdauer 32 ms, 1 200 °C Maximaltemperatur, 1 MPa Maximaldruck nach 8 ms

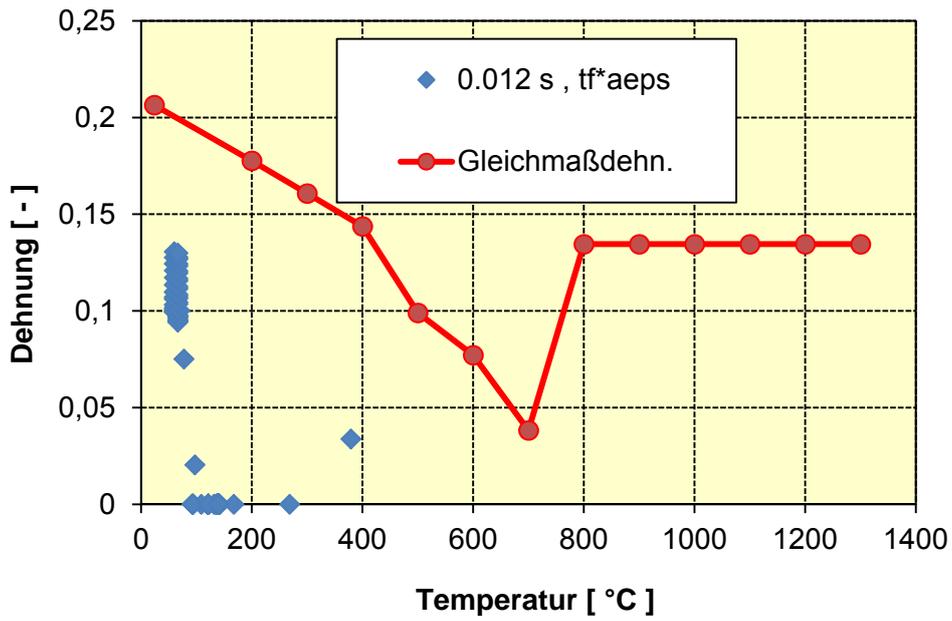


Abb. 8.42 SB-Integritätsbewertung für Druck- und Temperaturpeak, Peakdauer 32 ms, 1 200 °C Maximaltemperatur, 1 MPa Maximaldruck nach 12 ms

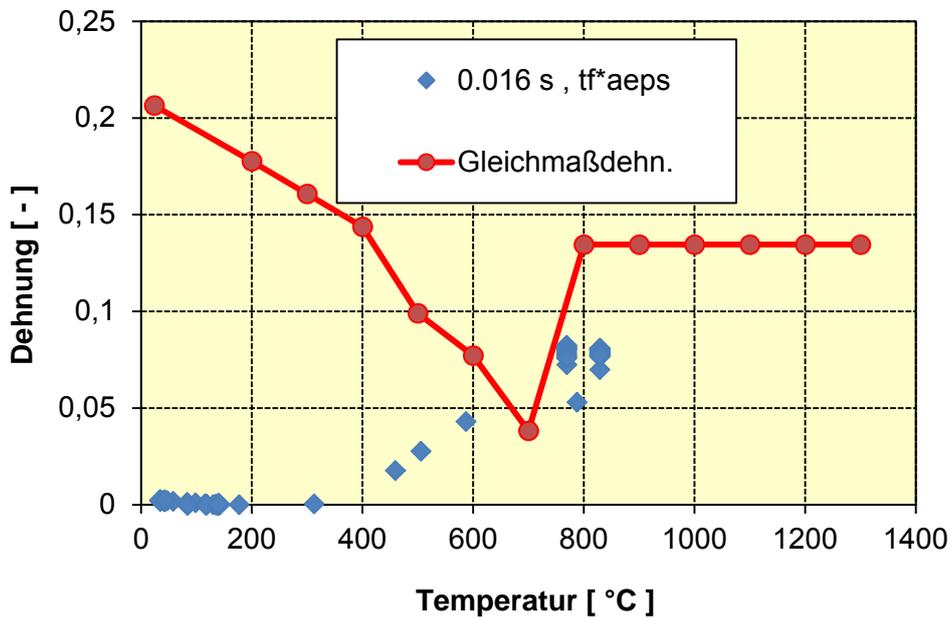


Abb. 8.43 SB-Integritätsbewertung für Druck- und Temperaturpeak, Peakdauer 32 ms, 1 200 °C Maximaltemperatur, 1 MPa Maximaldruck nach 16 ms

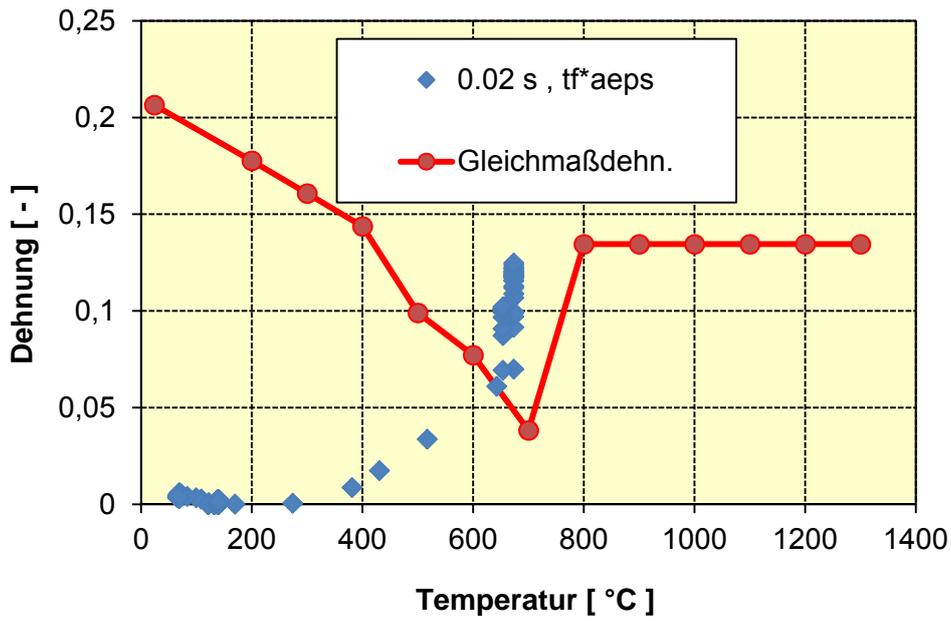


Abb. 8.44 SB-Integritätsbewertung für Druck- und Temperaturpeak, Peakdauer 32 ms, 1 200 °C Maximaltemperatur, 1 MPa Maximaldruck nach 20 ms

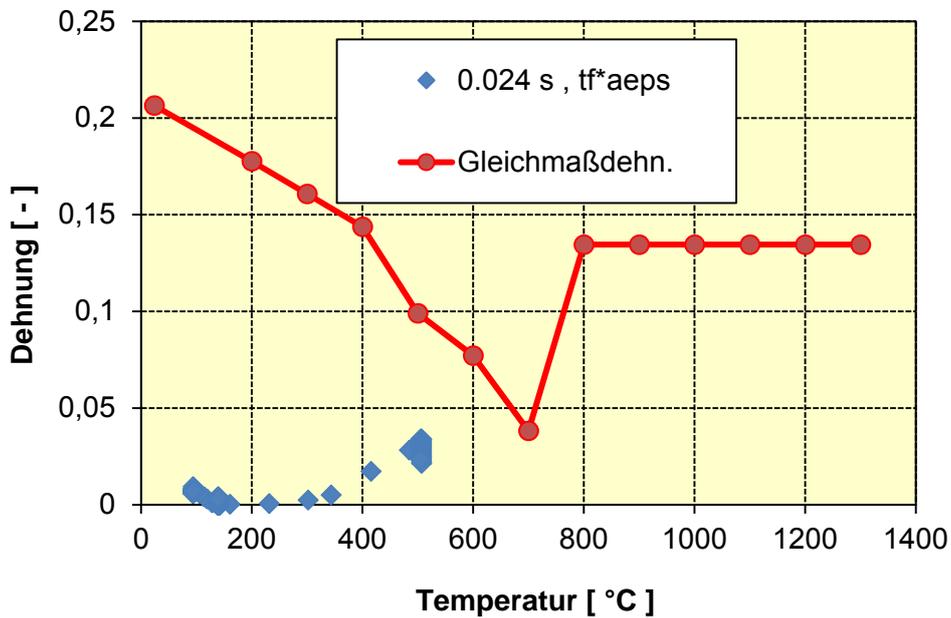


Abb. 8.45 SB-Integritätsbewertung für Druck- und Temperaturpeak, Peakdauer 32 ms, 1 200 °C Maximaltemperatur, 1 MPa Maximaldruck nach 24 ms

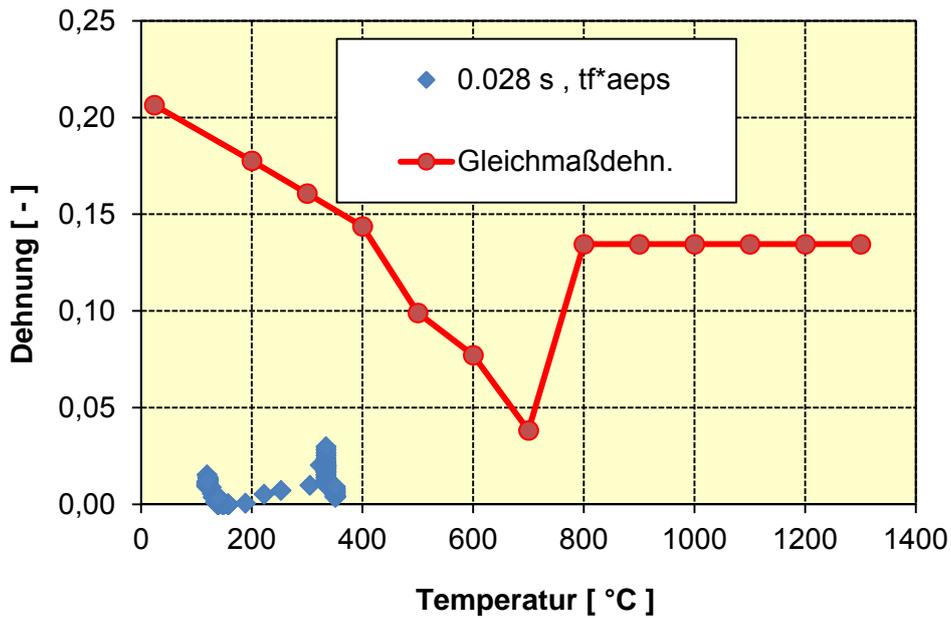


Abb. 8.46 SB-Integritätsbewertung für Druck- und Temperaturpeak, Peakdauer 32 ms, 1 200 °C Maximaltemperatur, 1 MPa Maximaldruck nach 28 ms

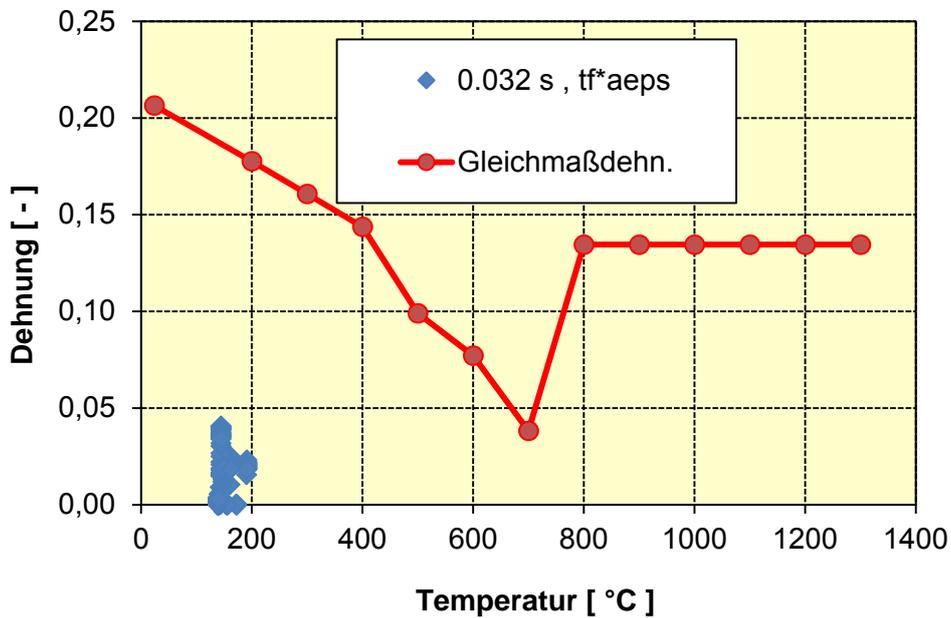


Abb. 8.47 SB-Integritätsbewertung für Druck- und Temperaturpeak, Peakdauer 32 ms, 1 200 °C Maximaltemperatur, 1 MPa Maximaldruck nach 32 ms

Für die Berechnungszeit 20 ms (siehe Abb. 8.44) überschreiten eine Vielzahl von Berechnungspunkten die Kurve der Gleichmaßdehnung. Die Auswertung zeigt, dass der Fall des Überschreitens der Gleichmaßdehnung durch das Produkt aus akkumulierter

plastischer Dehnung und TF lediglich an Gaußpunkten auftritt, die direkt unterhalb der Innenoberfläche des SB liegen. Damit würde ein Versagen lediglich lokal in einem kleinen Teil der SB-Wand stattfinden. Im Rahmen der Parameterstudie ergab sich, dass das Überschreiten der Grenzkurve Gleichmaßdehnung als Funktion der Temperatur stark von der Peaktemperatur abhängt. Ausgewählte Berechnungsergebnisse für die Peaktemperatur 800 °C und das Druckmaximum von 1 MPa bei Peakdauer 32 ms (siehe Abb. 8.48 bis Abb. 8.54) zeigen, dass das Produkt aus akkumulierter plastischer Dehnung und Spannungsmehrrachsigenheitsfaktor immer unter der Gleichmaßdehnung liegt. Daher ist basierend auf Berechnungen mit dem rotationssymmetrischen Analysemodell ohne Durchführungen und dem verwendeten Versagenskriterium die Integrität des Sicherheitsbehälters gewährleistet.

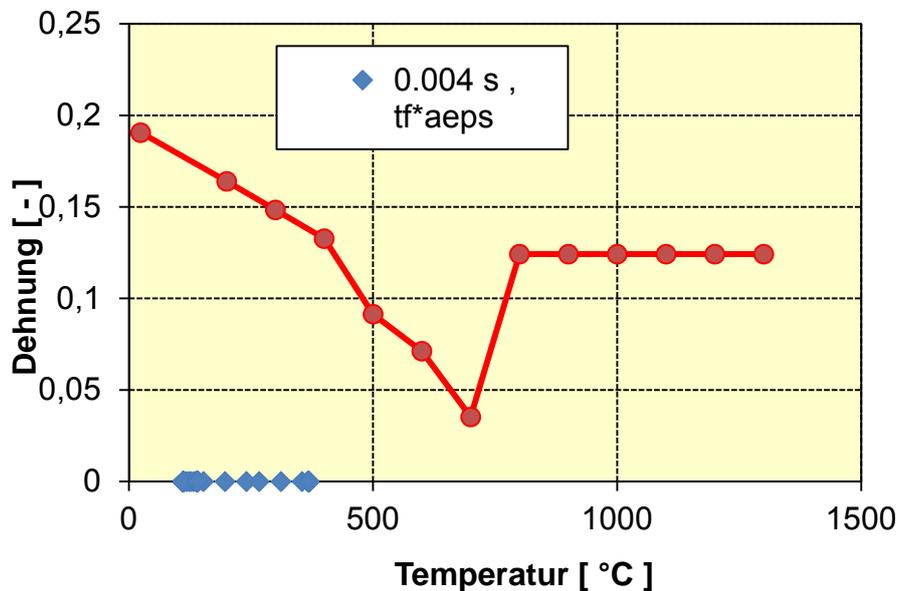


Abb. 8.48 SB-Integritätsbewertung für Druck- und Temperaturpeak, Peakdauer 32 ms, 800 °C Maximaltemperatur, 1 MPa Maximaldruck nach 4 ms

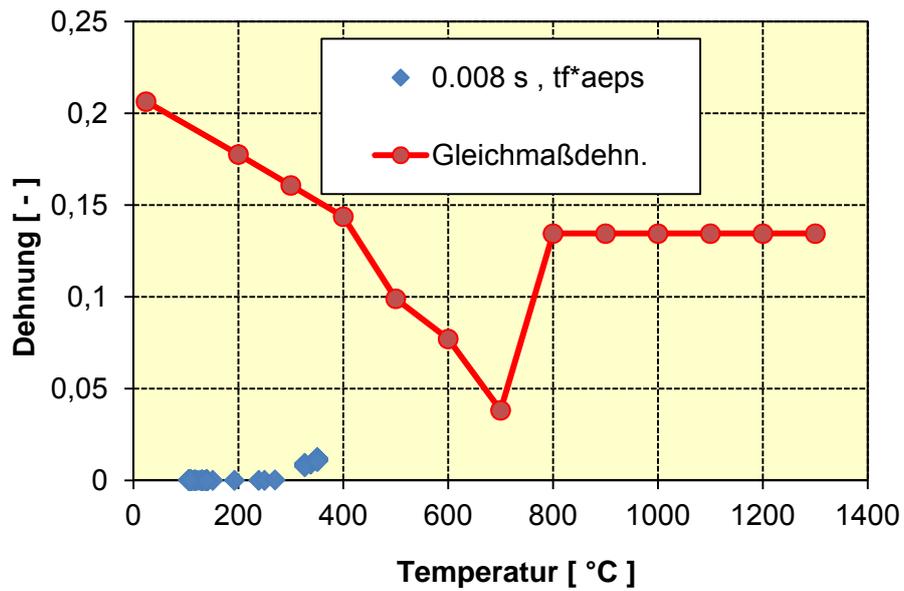


Abb. 8.49 SB-Integritätsbewertung für Druck- und Temperaturpeak, Peakdauer 32 ms, 800 °C Maximaltemperatur, 1 MPa Maximaldruck nach 8 ms

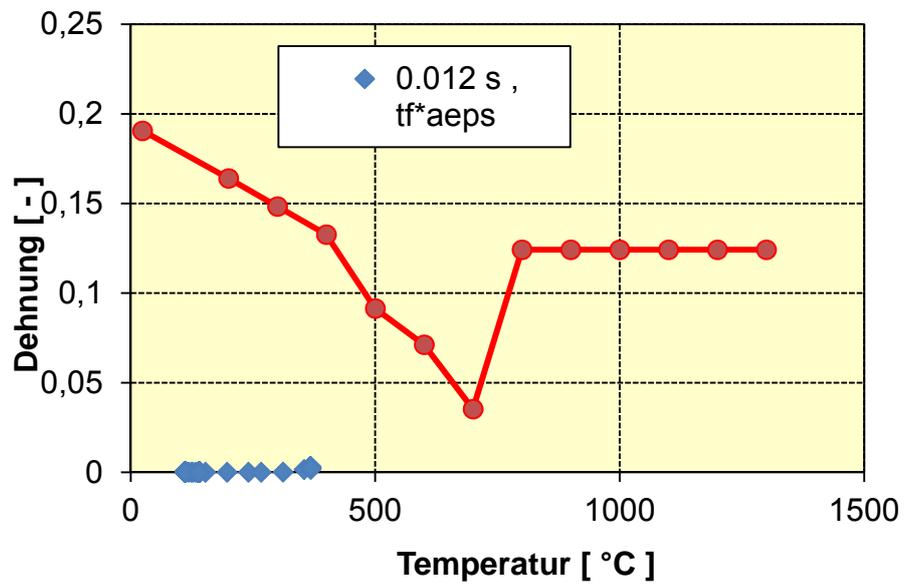


Abb. 8.50 SB-Integritätsbewertung für Druck- und Temperaturpeak, Peakdauer 32 ms, 800 °C Maximaltemperatur, 1 MPa Maximaldruck nach 12 ms

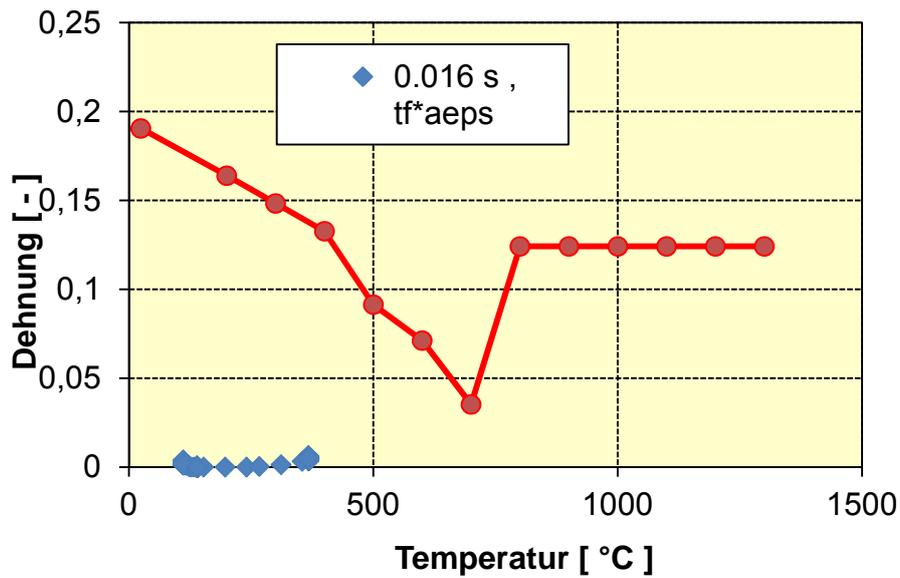


Abb. 8.51 SB-Integritätsbewertung für Druck- und Temperaturpeak, Peakdauer 32 ms, 800 °C Maximaltemperatur, 1 MPa Maximaldruck nach 16 ms

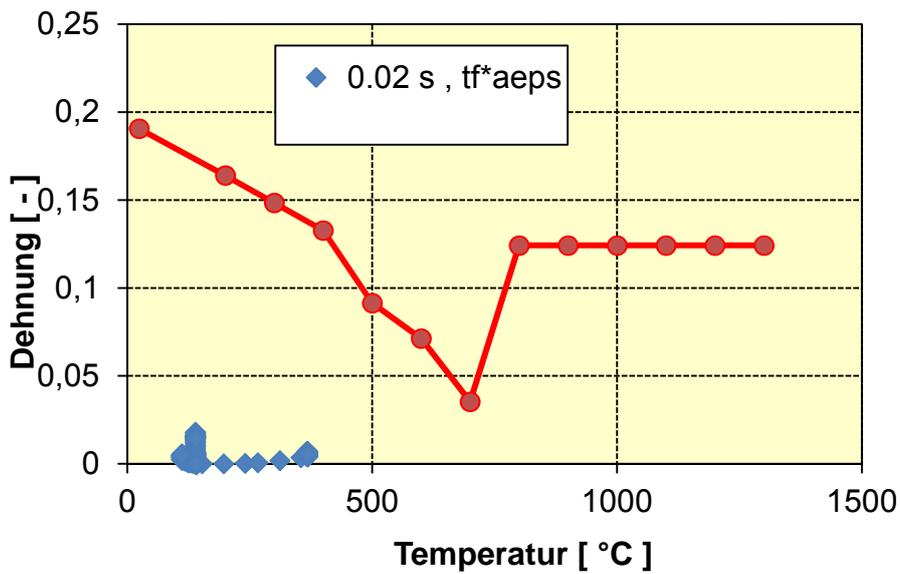


Abb. 8.52 SB-Integritätsbewertung für Druck- und Temperaturpeak, Peakdauer 32 ms, 800 °C Maximaltemperatur, 1 MPa Maximaldruck nach 20 ms

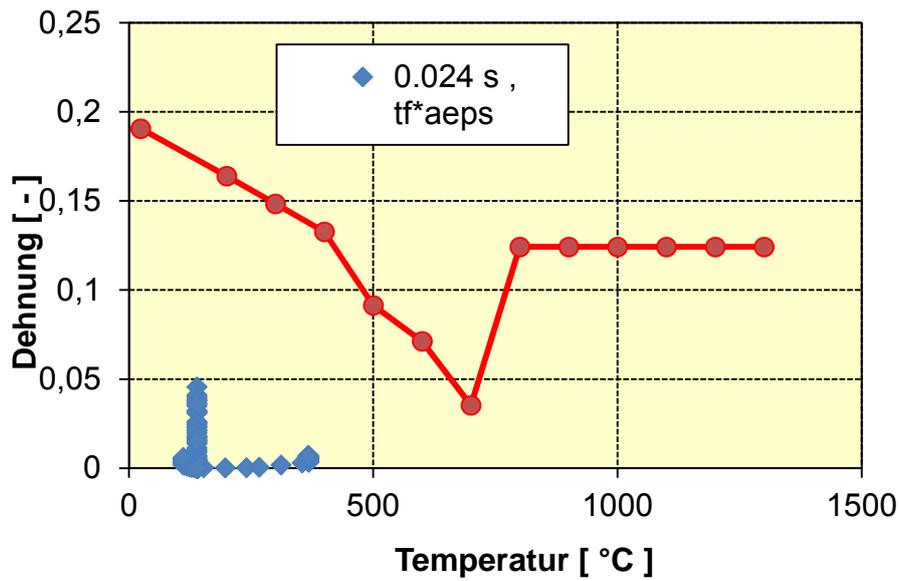


Abb. 8.53 SB-Integritätsbewertung für Druck- und Temperaturpeak, Peakdauer 32 ms, 800 °C Maximaltemperatur, 1 MPa Maximaldruck nach 24 ms

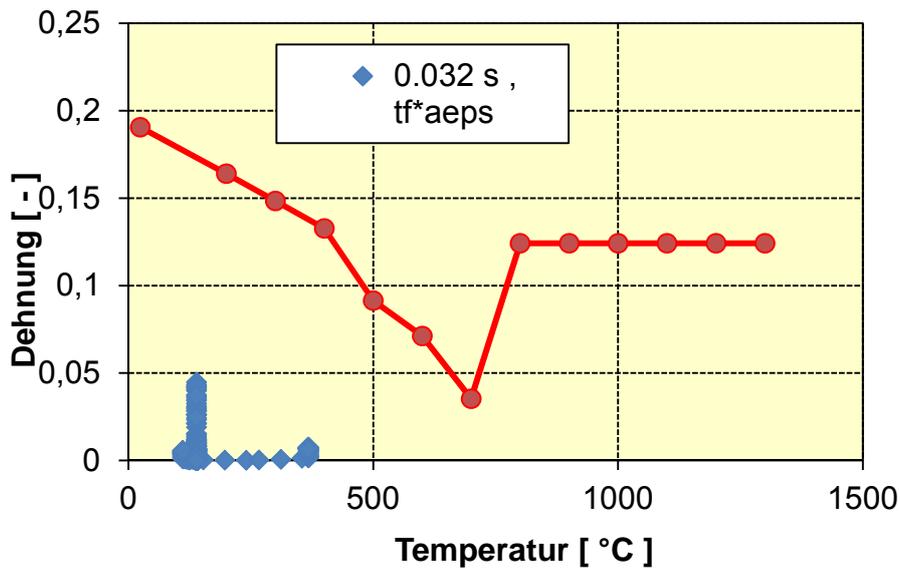


Abb. 8.54 SB-Integritätsbewertung für Druck- und Temperaturpeak, Peakdauer 32 ms, 800 °C Maximaltemperatur, 1 MPa Maximaldruck nach 32 ms

8.6.4 Abschätzung des Dehnrateneinflusses auf die Sicherheitsmargen

Zugversuche, welche der Bestimmung von Materialdaten dienen, werden üblicherweise unter einer quasi-statischen Belastung durchgeführt, d. h. mit einer sehr kleinen Dehnrates von ca. $\dot{\epsilon} = 5 * 10^{-5} s^{-1}$. Bei erhöhten Dehnrates, welche besonders durch stoßartige Belastungen auftreten können, zeigen metallische Werkstoffe ein verändertes Verformungsverhalten /AMM 82/, was Einfluss auf das Versagen bzw. die Sicherheitsmarge gegenüber Versagen einer metallischen Struktur haben kann. Exemplarisch wurde eine Rechnung mit einem dreidimensionalen FE-Modell des Sicherheitsbehälters der Baureihe Konvoi ohne Berücksichtigung der Durchführungen durchgeführt (Analyse mod5-9s). Details der unterstellten Belastung sowie ausgewählte Analyseergebnisse sind in Tab. 8.2 zusammengefasst.

Tab. 8.2 Belastung und ausgewählte Analyseergebnisse der Analyse mod5-9s

Beschreibung der Belastung	Werte
Impulshöhe	1,5 MPa
Impulsbreite	32 ms
1 / (2 * Impulsbreite)	15,6 Hz
Lage der lastbeaufschlagten Fläche	Im Zenit
Winkel im Zenit	16°
Radius der lastbeaufschlagten Fläche	7,7 m
Lastbeaufschlagte Fläche (aus Radius)	186 m ²
Lastbeaufschlagte Fläche (sphärisch)	192 m ²
Ausgewertete Analyseergebnisse	Werte
max. vertikale Verschiebung im Zenit	414 mm
max. Effektivspannung	403 MPa
max. akkumulierte plastische Dehnung	2,1 %

Ebenso wird eine Rechnung mit einem rotationssymmetrischen Modell zur Transiente mit 1 200 °C Peaktemperatur, 1 MPa Peakdruck und 32 ms Peakdauer ausgewählt und diese zu Vergleichszwecken mit geänderten Materialdaten und Grenzkurven zum Zeitpunkt 8 ms bewertet. Anhand des zeitlichen Verlaufs der Vergleichsspannung (siehe Abb. 8.55) ist es möglich die Dehnrates abzuschätzen. Die Vorgehensweise wird im Folgenden näher erläutert:

Mit Hilfe von Geraden, welche die zeitlichen Spannungsanstiege erfassen, werden die Spannungsrates ermittelt (siehe Abb. 8.55). Diese sind ein Maß für die zeitliche Änderung der Spannung. Als Spannungsrates ergeben sich Werte von 38 036 MPa/s (rote Gerade), 49 830 MPa/s (grüne Gerade), 51 989 MPa/s (lila Gerade) und 29 721 MPa/s (türkise Gerade).

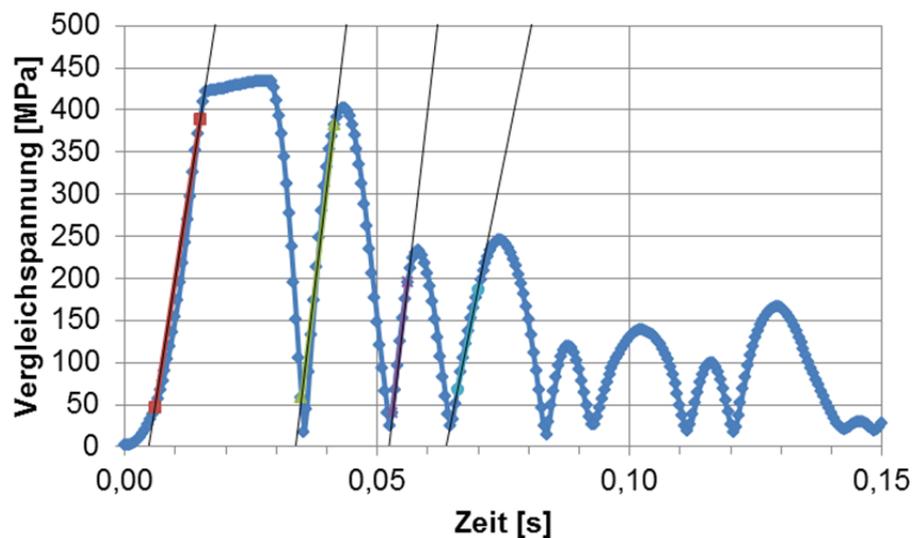


Abb. 8.55 Vergleichsspannung als Funktion der Zeit mit Abschätzung der Spannungsrates für peakartige Druckbelastung (1,5 MPa Peakdruck und 32 ms Peakdauer)

Unter Berücksichtigung des Hook'schen Gesetzes gilt $\dot{\epsilon} = \dot{\sigma}/E$, d. h. aus der Spannungsrates $\dot{\sigma}$ und dem E-Modul E (200 GPa) kann die entsprechende Dehnrates $\dot{\epsilon}$ berechnet werden (siehe Tab. 8.3).

Tab. 8.3 Spannungsraten und zugehörige Dehnraten

Spannungsrate [MPa/s]	E-Modul [GPa]	Dehnrates [1/s]
38036	200	0,19
49830	200	0,25
51989	200	0,26
29721	200	0,15

In Abb. 8.56 wird die Dehnratenabhängigkeit für einen naturharten Bewehrungsstahl anhand von idealisierten, technischen Spannungs-Dehnungs-Diagrammen dargestellt. Die dargestellten Dehnraten bewegen sich im Bereich zwischen $\dot{\epsilon} = 5 \cdot 10^{-5} \text{ s}^{-1}$ (quasi-statisch) und $\dot{\epsilon} = 5 \cdot 10^0 \text{ s}^{-1}$. Die Verschiebung der Kurven bei erhöhten Dehnraten zu höheren Spannungen und höheren Dehnungen ist offensichtlich. Der maximale Unterschied beträgt zwischen minimaler ($\dot{\epsilon} = 5 \cdot 10^{-5} \text{ s}^{-1}$) und maximaler Dehnrates ($\dot{\epsilon} = 5 \cdot 10^0 \text{ s}^{-1}$) 88 MPa bei einer Dehnung von 0,11.

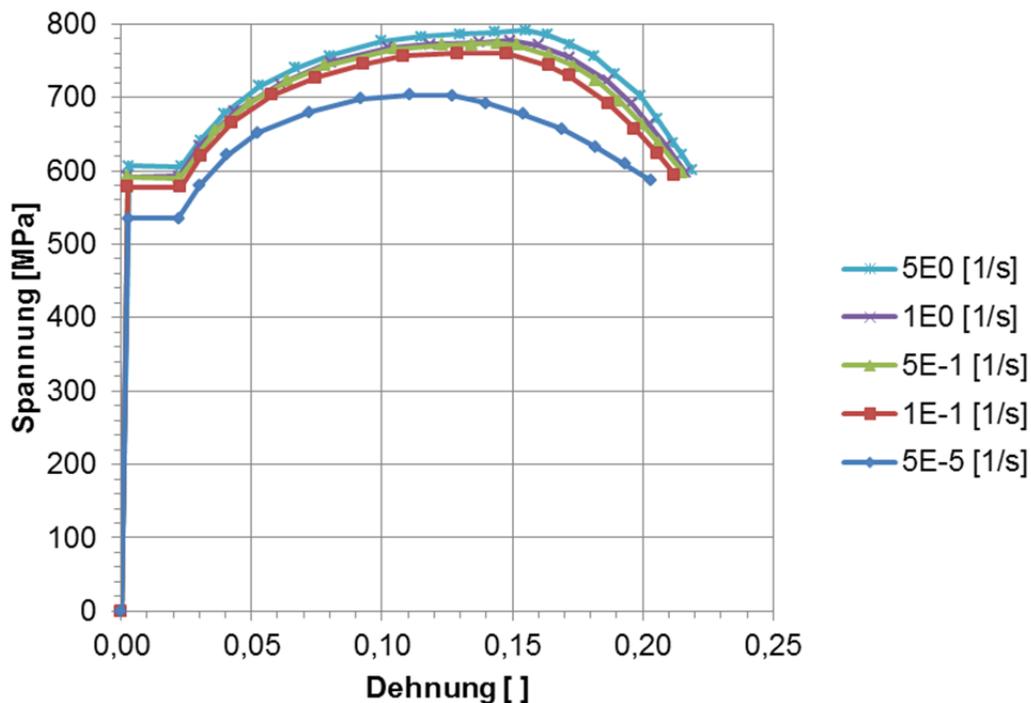


Abb. 8.56 Dehnratenabhängigkeit der technischen Spannungs-Dehnungs-Diagramme (Mittelwerte) für einen Bewehrungsstahl /AMM 82/

Anhand der berechneten Dehnrates (siehe Tab. 8.3) wird ein arithmetischer Mittelwert berechnet. Dieser beträgt ca. 0,2 1/s. Da in den Daten aus /AMM 82/ (siehe Abb. 8.56)

keine Spannungs-Dehnungs-Kurve Wert für eine Dehnrates von 0,2 1/s enthalten ist, wird diese künstlich durch Interpolation erzeugt. Hierzu werden im Vorfeld die vorhandenen Spannungs-Dehnungs-Kurven abschnittsweise durch lineare Funktionen und Funktionen mit Polynomansätzen beschrieben. Wie in der Abb. 8.57 dargestellt wird die technische Spannungs-Dehnungs-Kurve für eine Dehnrates von 0,2 1/s durch Interpolation zwischen den Spannungs-Dehnungs-Kurven von 0,1 1/s und 0,5 1/s berechnet.

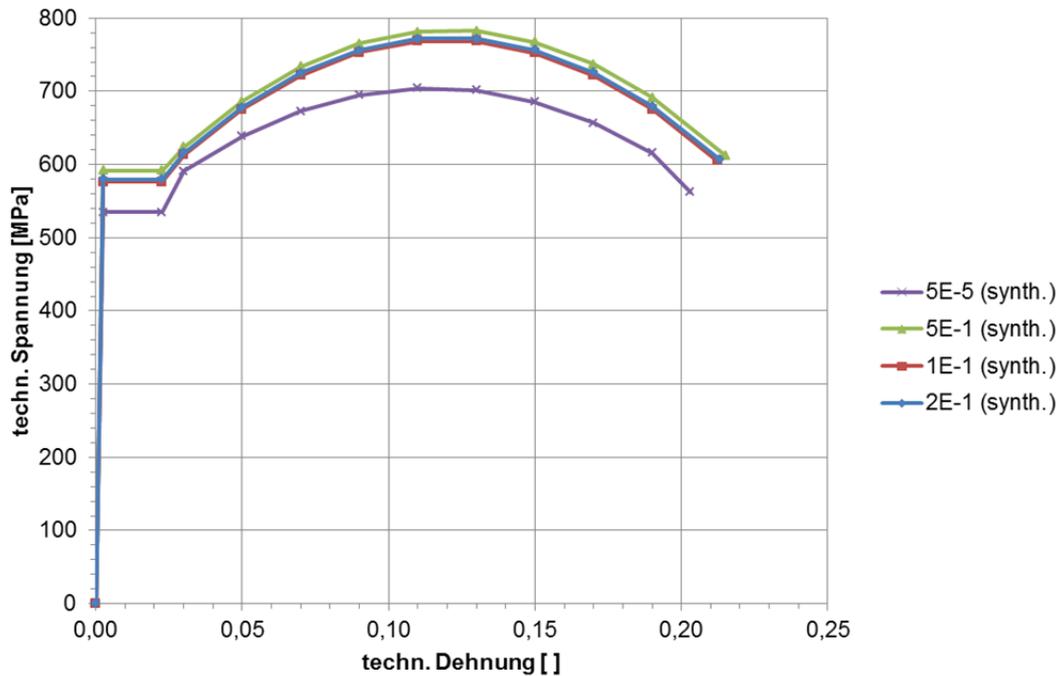


Abb. 8.57 Dehnratenabhängigkeit der technischen Spannungs-Dehnungs-Diagramme für einen Bewehrungsstahl

Für das in ADINA implementierte Materialmodell werden wahre Spannungs-Dehnungs-Kurven benötigt. Daher wurde eine entsprechende Umrechnung gemäß der folgenden Formeln durchgeführt: $\varepsilon_w = \ln(1 + \varepsilon)$ und $\sigma_w = \sigma(1 + \varepsilon)$. Das Ergebnis dieser Umrechnung ist in der Abb. 8.58 dargestellt. Es ist erkennbar, dass erwartungsgemäß der Verlauf der wahren Spannung oberhalb des Verlaufs der technischen Spannung liegt.

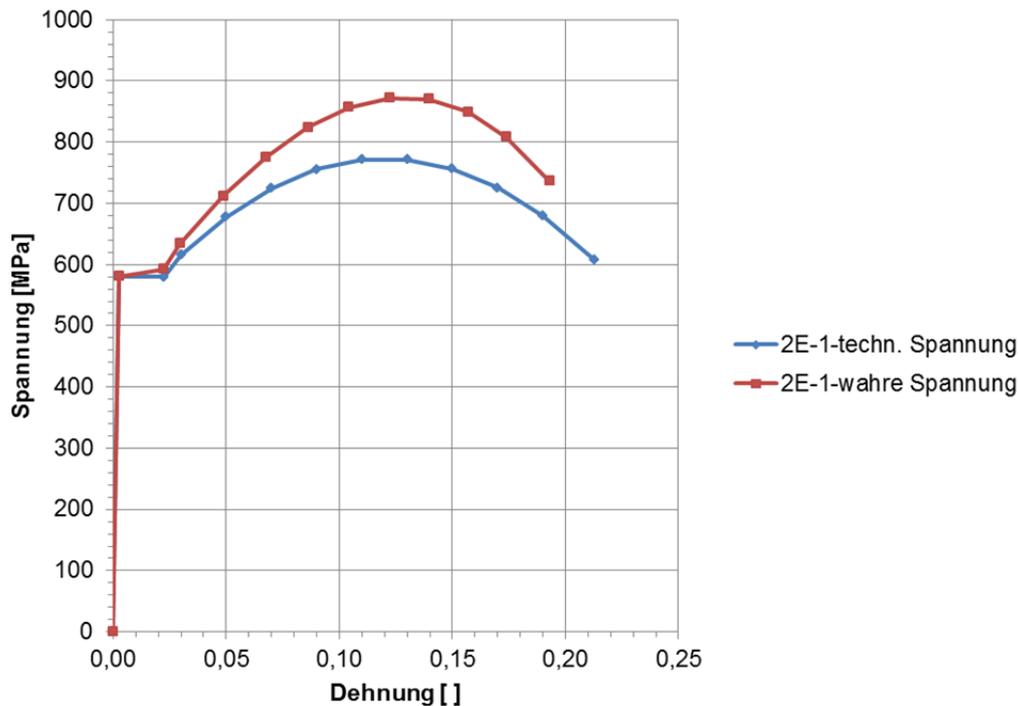


Abb. 8.58 Wahre Spannungs-Dehnungs-Kurven für die Dehnrage $\dot{\epsilon} = 0,2 \text{ 1/s}$

Anhand der Spannungs-Dehnungs-Kurven der quasi-statischen Lastaufbringung ($\dot{\epsilon} = 5 \cdot 10^{-5} \text{ s}^{-1}$) und der angenommenen Dehnrage von $\dot{\epsilon} = 0,2 \text{ s}^{-1}$ ist es möglich im Bereich der Gleichmaßdehnung einen Überhöhungsfaktor (ÜF) für die Dehnungen und die Spannungen abzuleiten. Dieser wird mit einem Wert von etwa 1,08 angenommen.

Als einachsige Grenzdehnung für die Plastifizierung des Reaktorstahls 15 MnNi 6 3 wird die jeweilige temperaturabhängige Gleichmaßdehnung aus den einachsigen Zugversuchen verwendet. Anhand dieser Grenzkurve für eine quasi-statische Belastung wird mit Hilfe des Überhöhungsfaktors eine Grenzkurve für eine Belastung mit einer Dehnrage von $\dot{\epsilon} = 0,2 \text{ s}^{-1}$ hergeleitet. Dabei wird vereinfachend angenommen, dass der Überhöhungsfaktor nicht temperaturabhängig ist. In Abb. 8.59 werden exemplarisch bilineare Spannungs-Dehnungs-Kurven für den Stahl 15 MnNi 6 3 für Temperaturen von 24 °C und 600 °C dargestellt. Eine Übersicht über sämtliche Spannungs-Dehnungs-Kurven für den Temperaturbereich von 24 °C bis 1 300 °C ist in Abb. 8.8 zu finden. Anhand der Abb. 8.59 wird die Verschiebung der Kurven zu höheren Spannungen bei Verwendung des Überhöhungsfaktors offensichtlich. Dieser setzt sowohl die Fließspannung (von 388 MPa auf 420 MPa bei 24 °C und 208 MPa auf 225 MPa bei 600 °C) als auch die maximale plastische Dehnung Fließspannung (von 19 % auf 21 % bei 24 °C und 7,1 % auf 7,7 % bei 600 °C) herauf.

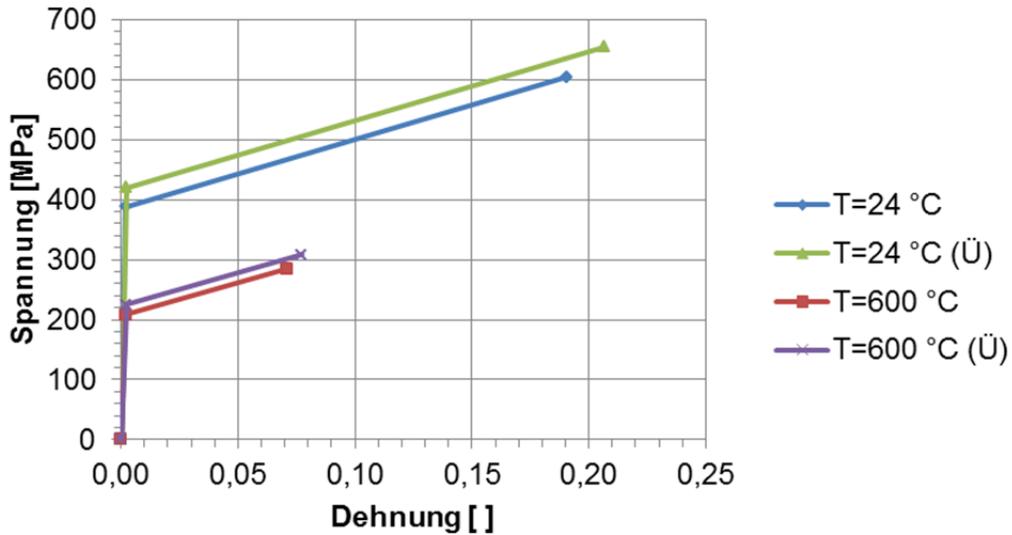


Abb. 8.59 Einfluss der Überhöhung auf die bilinearen Spannungs-Dehnungs-Kurven für 15 MnNi 6 3

In der Abb. 8.60 werden Gleichmaßdehnung des Reaktorstahls 15 MnNi 6 3 als Grenzdehnung sowohl mit als auch ohne Berücksichtigung der Überhöhungen dargestellt. Als Last wird eine Transiente mit 1 200 °C Peaktemperatur, 1 MPa Peakdruck und einer Belastungsdauer von 32 ms aufgebracht.

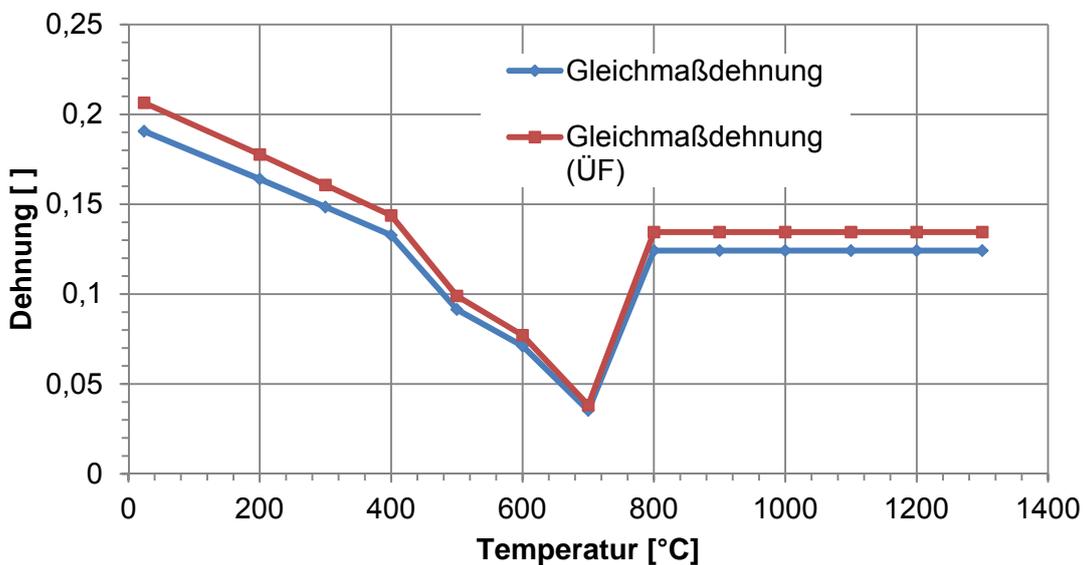


Abb. 8.60 Temperaturabhängige Grenzen der Gleichmaßdehnungen ohne und mit Überhöhungsfaktor (ÜF)

Im Folgenden werden die ausgewählten Ergebnisse von zwei Rechnungen verglichen (siehe Abb. 8.61). Diese wurden mit bzw. ohne Berücksichtigung des Einflusses der Dehnrates (Analysen: mod5-9s-mod bzw. mod5-9s-org) durchgeführt. Es werden die max. plastischen Dehnungen, die im Bereich der Lastaufbringung auftreten den jeweiligen Gleichmaßdehnungen als angenommene Grenzdehnungen gegenübergestellt. Die Gleichmaßdehnung wird infolge des Dehnrateneffekts von 0,19 auf 0,21 (ÜF) erhöht, dies entspricht einer Erhöhung um ca. 8 %.

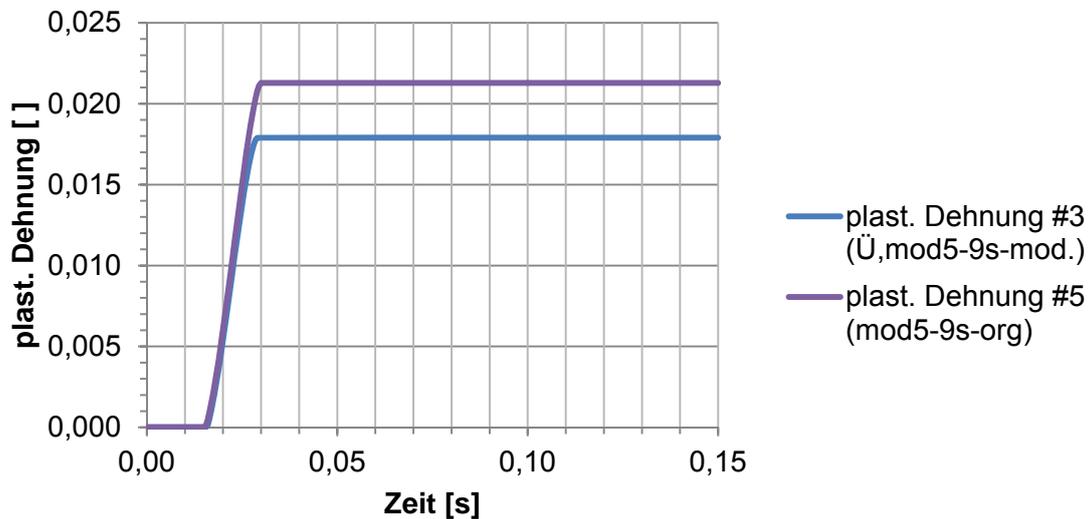
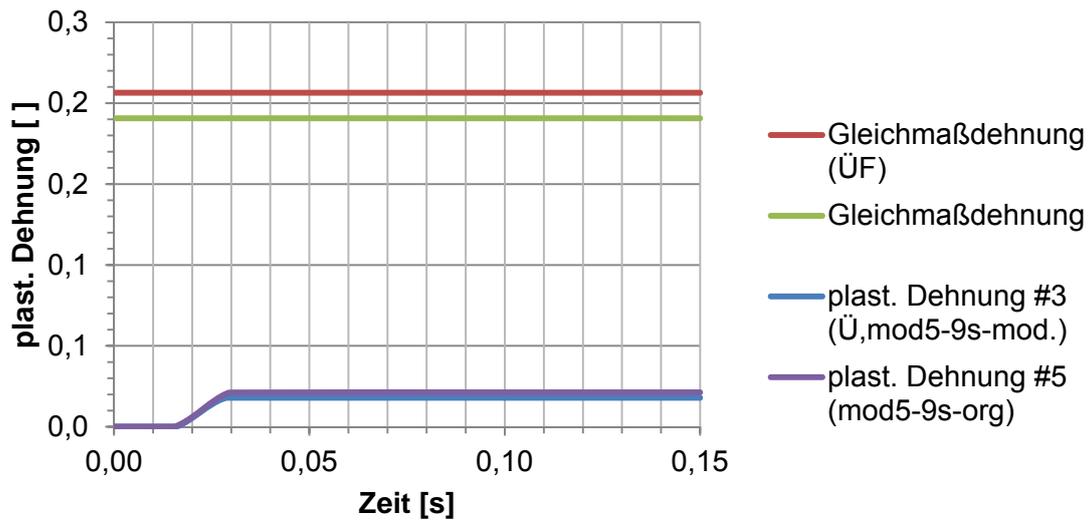


Abb. 8.61 Maximale plastische Dehnungen und Gleichmaßdehnungen für peakartige Druckbelastung (1,5 MPa Peakdruck und 32 ms Peakdauer)

Die plastischen Dehnungen, welche deutlich unter der als Versagensgrenze definierten Gleichmaßdehnung liegen, werden durch die geänderten Materialdaten von 0,018 auf 0,021 (Ü) erhöht. Dies entspricht einer prozentualen Erhöhung von ca. 20 %.

Im Abb. 8.62 werden ausgewählte Ergebnisse von zwei Rechnungen mit einem rotationssymmetrischen 2D-Modell zum Lastfall 1 200 °C Peaktemperatur, 1 MPa Peakdruck und einer Belastungsdauer von 32 ms gegenübergestellt. Diese wurden sowohl mit Berücksichtigung des Einflusses der Dehnrates als auch ohne Dehnrateneinfluss (siehe auch Abb. 8.44) durchgeführt. Als Auswertzeitpunkt wird beispielhaft $t = 20$ ms ausgewählt. Bei beiden Rechnungen wird der Einfluss der Mehrachsigkeit durch den Mehrachsigkeitsfaktor TF berücksichtigt.

Die temperaturabhängige Gleichmaßdehnung als Grenzdehnung wird infolge des Dehnrateneffekts durchgehend um ca. 8 % erhöht. Es ist zu beobachten, dass sowohl bei der Rechnung mit der überhöhten Dehnrates (Ü) als auch bei der Rechnung ohne Überhöhung die ermittelten Dehnungen unterhalb der Gleichmaßdehnungen liegen. Durch die Berücksichtigung des Mehrachsigkeitsfaktors TF im Versagenskriterium liegen einzelne Punkte oberhalb der Grenzdehnungen, wobei die Zahl der Punkte bei Berücksichtigung des Dehnrateneffekts deutlich reduziert wird.

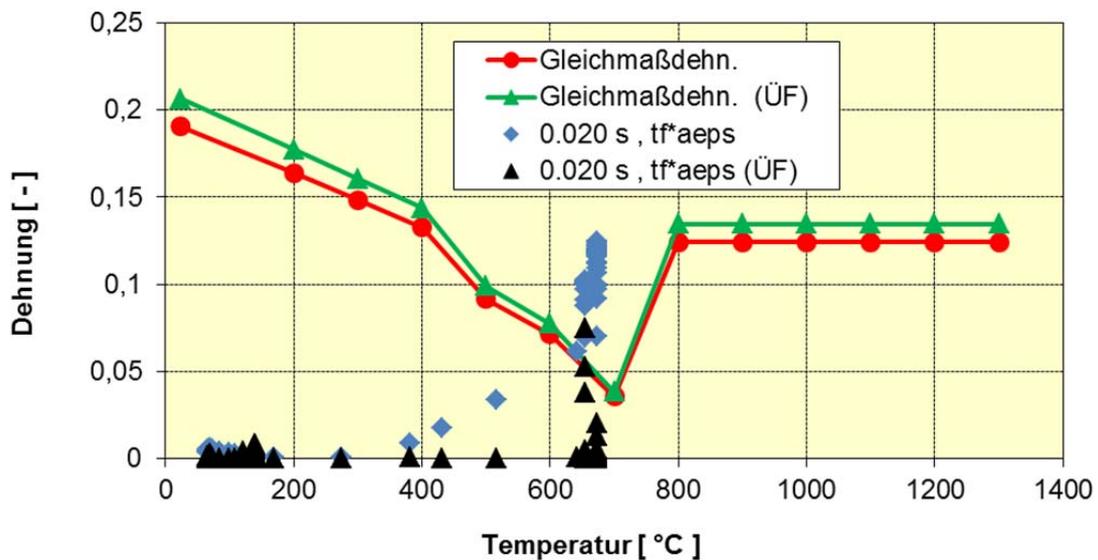


Abb. 8.62 SB- Integritätsbewertung für Druck- und Temperaturpeak, Peakdauer 32 ms, 1200 °C Maximaltemperatur, 1 MPa Maximaldruck nach 20 ms

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass die Berücksichtigung des Dehnrateneffekts eine Erhöhung der Sicherheitsmargen gegenüber Versagen bewirkt, da einerseits die temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungs-Kurven zu höheren Spannungen und Dehnungen hin verschoben werden, andererseits die temperaturabhängige Gleichmaßdehnung zu höheren Dehnungen als angenommene Versagensgrenze verschoben werden.

8.7 Ergänzende Untersuchungen zum Einfluss der Durchführungen

Im Folgenden wird der Einfluss einer Schleuse auf das strukturmechanische Verhalten des Sicherheitsbehälters untersucht. Zur Abschätzung des Einflusses werden zwei Modelle herangezogen. Einerseits wird ein Modell eines Sicherheitsbehälters ohne Schleusen und Rohrdurchführungen verwendet, andererseits wird bei einem Modell mit vollständiger Modellierung der Schleusen und Rohrdurchführungen exemplarisch die Personenschleuse betrachtet (siehe Abb. 8.13). In Tab. 8.4 sind die angenommenen Belastungen gegenübergestellt. Die im Folgenden mit R040 bezeichnete FE-Analyse bezieht sich auf das Modell ohne Berücksichtigung von Schleusen (Abkürzung OS) und Rohrdurchführungen im Sicherheitsbehälter. Hingegen bezeichnet R060 die Rechnung, welche exemplarisch eine modellierte Schleusenstruktur im Sicherheitsbehälter (Abkürzung MS) berücksichtigt. Es wird in beiden Modellen der gleiche Differenzdruck-Zeitverlauf angenommen. Für den Auslegungsdifferenzdruck wird exemplarisch gemäß /SIC 80/ der Wert 0,53 MPa angesetzt.

Tab. 8.4 Lastannahmen ausgewählter FE-Rechnungen

FE-Rechnung	Schleuse	Temperatur	Differenzdruck t = 0 s	Differenzdruck t = 1000 s
R040	nein	25°C=konst. gesamter SB	0,0 MPa gesamter SB	2,0 MPa gesamter SB
R060	ja	25°= konst. gesamter SB	0,0 MPa gesamter SB	2,0 MPa gesamter SB

Das FE-Modell ohne Durchführungen (siehe Abb. 8.63) kann im Vergleich zum Modell mit Durchführungen (siehe Abb. 8.14) deutlich gröber vernetzt werden.

TIME 0.000

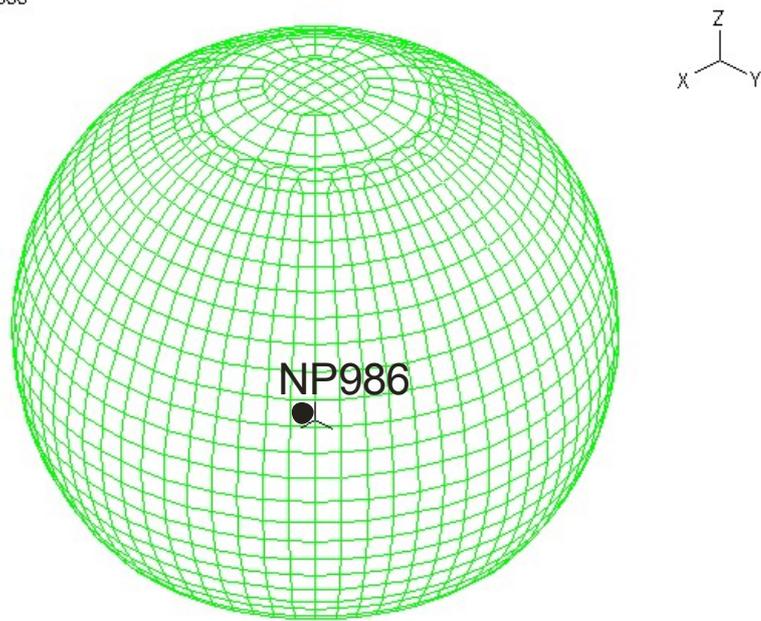


Abb. 8.63 FE-Modell der Rechnung R040 mit Auswertepunkt

In Abb. 8.64 werden die radialen Verformungen der Rechnungen ohne und mit Berücksichtigung der Durchführungen im Bereich der Personenschleuse bei einem Differenzdruck von 0,4 MPa verglichen. Es ist offensichtlich, dass im Bereich der Schleuse die radiale Verformung der Struktur im Vergleich zum ungestörten Bereich deutlich reduziert ist. Abb. 8.65 zeigt, dass bei 0,4 MPa Differenzdruck die berechneten Spannungen unterhalb der Streckgrenze (ca. 390 MPa bei Raumtemperatur) liegen, d. h. elastisch sind. Die höchsten Spannungen werden im Bereich der Einbettung in den Beton, die in den Analysemodellen vereinfacht als Einspannung approximiert wird, erreicht. Mit steigender Plastifizierung wird der Einfluss der Schleusenstruktur auf das Strukturverhalten des Sicherheitsbehälters signifikant geringer.

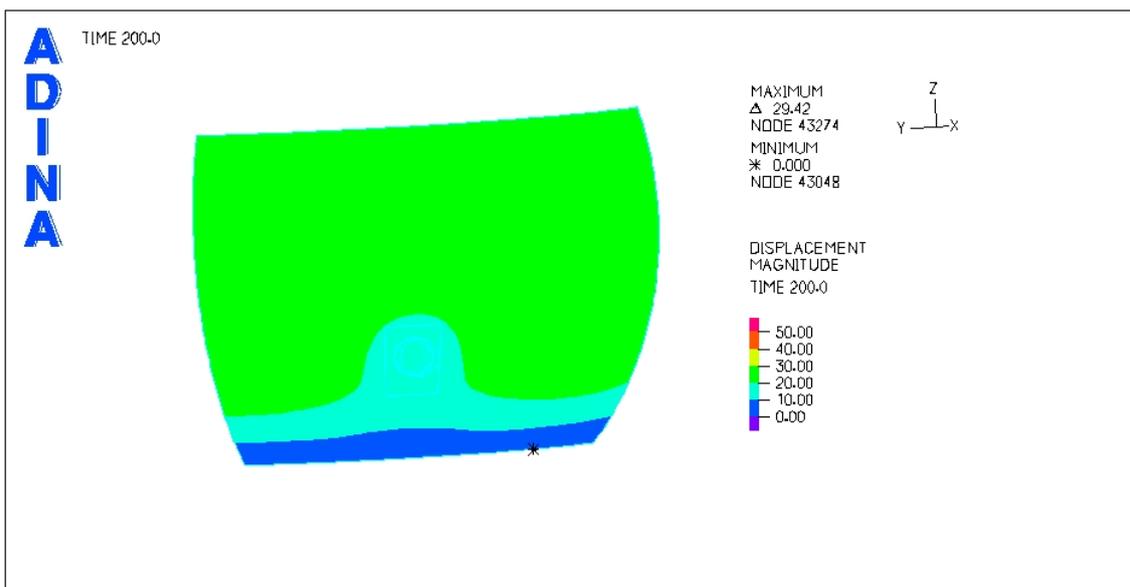
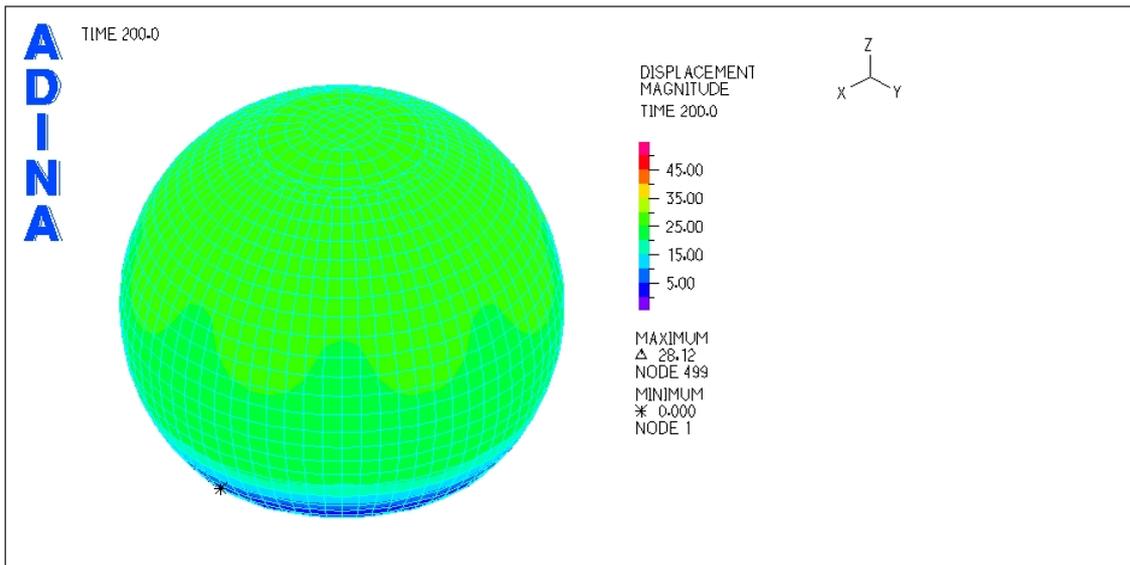


Abb. 8.64 Vergleich der radialen Verformungen der Rechnungen R040 (OS) und R060 (MS) bei 0,4 MPa Differenzdruck (Zeit $t = 200$ s)

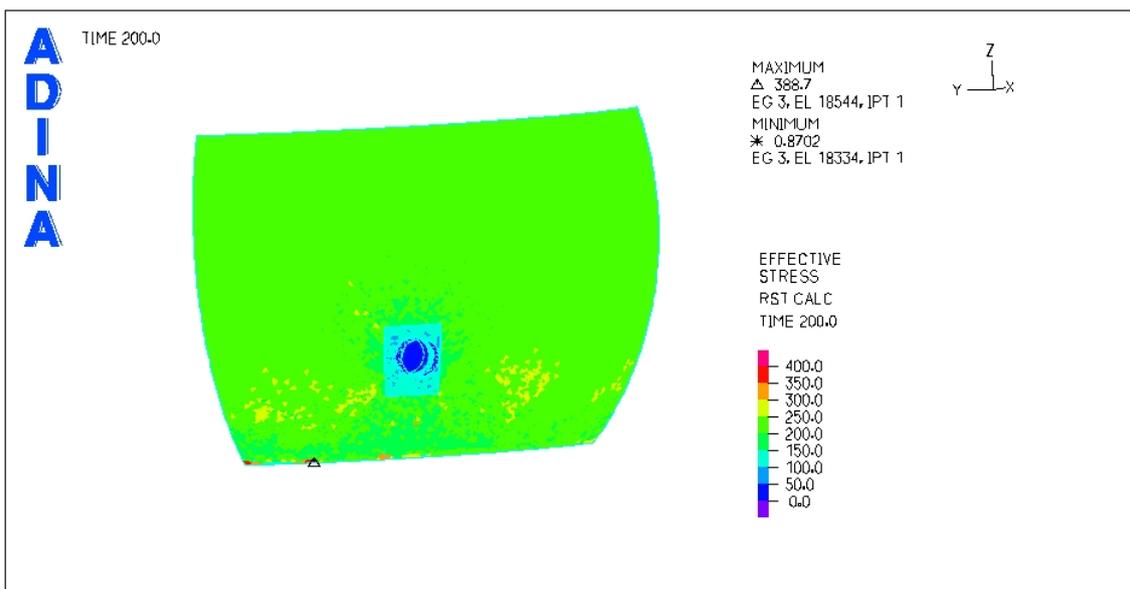
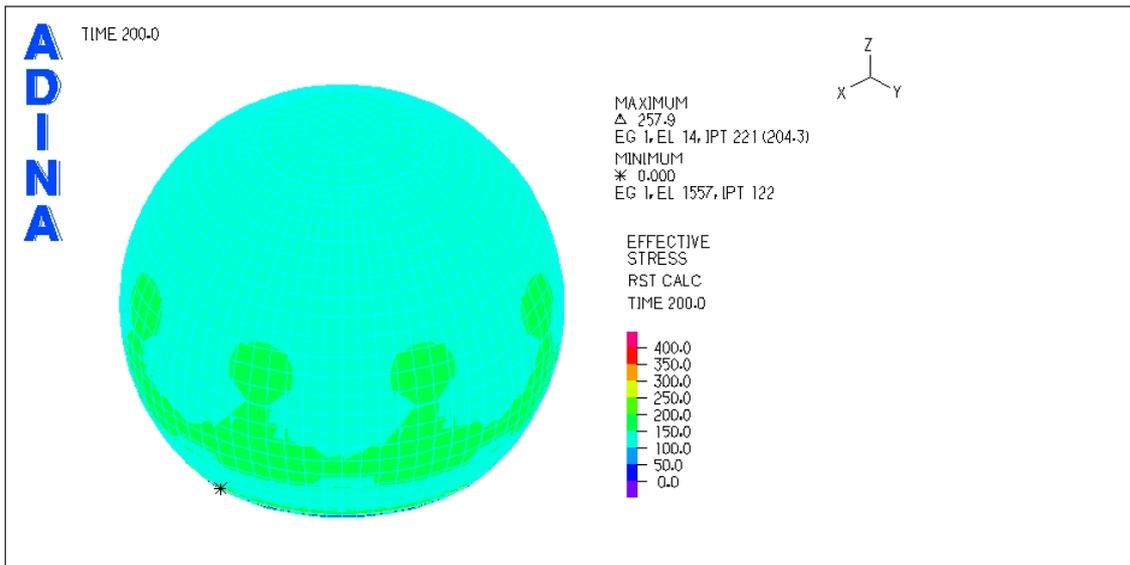


Abb. 8.65 Verteilung der Vergleichsspannungen im Modell ohne/mit Durchführungen bei 0,4 MPa Differenzdruck (Zeit $t = 200$ s)

Insgesamt zeigen die Untersuchungen, dass mit den heute zur Verfügung stehenden Rechenwerkzeugen einschließlich leistungsstarker Hardware der Aufwand für detaillierte Betrachtungen deutlich geringer ist als früher, d. h. die Berücksichtigung von Durchdringungen in den FE-Analysenmodellen gehört heutzutage zum Stand der Technik. Daher löst diese Methodik vereinfachte Vorgehensweisen zur Berücksichtigung von Durchführungen mit entsprechenden Erhöhungs- bzw. Reduktionsfaktoren im Rahmen von elastischen Spannungsnachweisen, die teilweise in Anbetracht von sehr

begrenzten Hard- und Softwaremöglichkeiten, z. B. bei der Auslegung von Anlagen, benutzt wurden, ab. Entsprechende Detailbetrachtungen sind insbesondere bei auslegungsüberschreitenden Belastungen, bei denen Plastifizierung nicht ausgeschlossen werden kann, erforderlich.

8.8 Zusammenfassung und Ausblick

Das im Rahmen des Vorhabens RS1197 entwickelte Analysemodell des kugelförmigen Stahlsicherheitsbehälters der Baureihe Konvoi enthält alle Schleusen und Rohrleitungsdurchführungen. Wegen der geometrisch schwierig zu beschreibenden Übergänge zwischen den Durchführungen und der Kugelschale wurden zur Netzgenerierung Tetraederelemente verwendet. Die mit dem Rechenprogramm ADINA durchgeführte Parameterstudie zum Sicherheitsbehälter vom Typ Konvoi ergibt, dass bei Druckspitzen bis 0,4 MPa keine bleibenden plastischen Verformungen auftreten. Die druckbeaufschlagte Fläche zeigt Schwingungen, wobei die Frequenz mit der Peakdauer korreliert. Quasi-statisches Verhalten wird für Druckpeakdauern oberhalb 100 ms erreicht. Druckpeaks im Bereich 1 MPa zusammen mit Temperaturpeaks oberhalb von 700 °C können begrenzte Plastifizierung und lokales Versagen an der Innenoberfläche des Sicherheitsbehälters hervorrufen. Die Berücksichtigung des Dehnrateneffekts ergibt eine Erhöhung der Sicherheitsmargen gegenüber Versagen, da einerseits die temperaturabhängigen Spannungsdehnungskurven zu höheren Spannungen und andererseits die temperaturabhängigen Gleichmaßdehnungen zu höheren Dehnungen verschoben werden. Mit der bereitgestellten Methodik ist eine quantitative Abschätzung der Erhöhung der Sicherheitsmargen möglich.

9 Zusammenfassung und Ausblick

Die GRS führte im Rahmen des Forschungsvorhabens RS1197 im Auftrag des Bundesministers für Wirtschaft und Energie (BMWi) die Weiterentwicklung und Erprobung von Analysemethoden zur Bestimmung des strukturdynamischen Verhaltens von Containmentstrukturen durch. Dabei standen Methoden zur Bestimmung der strukturdynamischen Beanspruchungen und der Grenztragfähigkeit von Containmentstrukturen unter Berücksichtigung von Störstellen (z. B. Schleusen) zur Quantifizierung von Sicherheitsmargen gegenüber Versagen bei Belastungen infolge von Einwirkungen von innen (z. B. postulierte Störfall- und Unfallszenarien) sowie Einwirkungen von außen (z. B. Flugzeugabsturz) im Vordergrund. Die Analysemethoden wurden im Rahmen von Parameterstudien zu zwei Anwendungsbereichen erprobt. Dabei wurde eine Containmentstruktur aus Stahlbeton unter lokalen Aufprallbelastungen, die beim gezielten Flugzeugabsturz auftreten können sowie ein Stahlsicherheitsbehälter unter lokalen peakförmigen Innendruck- und Temperaturbelastungen, die infolge von Kernschmelzszenarien mit Wasserstoffverbrennung auftreten können, untersucht.

Vor dem Hintergrund der Ereignisse in Fukushima und dem dadurch ausgelösten Trend, auslegungsüberschreitende Ereignisse neu zu betrachten und zu bewerten, gewinnt die Frage nach der Ausnutzung von Sicherheitsmargen gegenüber Versagen von Komponenten und Strukturen zunehmend an Bedeutung. Im Folgenden sind die wesentlichen Ergebnisse des Vorhabens zusammengefasst.

- Die GRS hat als aktiver Partner im Rahmen des Vorhabens RS1197 an dem international besetzten „Standard Problem Exercise #3“ (SPE-3) zum Thema "Performance of Containment Vessel under Severe Accident Conditions" teilgenommen. Zusammen mit den Kooperationspartnern wurden Teilaspekte des globalen Containmentverhaltens am Beispiel des 1:4 skalierten Sandia-Modellcontainments, das durch steigenden Innendruck bis zum Versagen belastet wurde, untersucht. Komplexe Analysemodelle des Sandia-Modellcontainments aus vorgespanntem Stahlbeton wurden entwickelt, wobei das Verhalten der Spannkabel unter Berücksichtigung der Reibkontakte mit den Hüllrohren im Rahmen von Berechnungen mit ANSYS Mechanical detailliert untersucht wurde. Nach dem Spannen der Spannkabel stellt sich zunächst eine über den Umfang ungleiche Spannungsverteilung ein, die ab dem dreifachen Auslegungsdruck durch lokales Rutschen der Spannkabel weitgehend ausgeglichen ist. Die Analyseergebnisse zur Wirkungsweise der Spannkabelmodellierung zeigen im Vergleich mit entsprechenden Messwerten im

Großversuch, dass die Spannungen nahe der Spannvorrichtung und die Verformung der Innenoberfläche als Funktion des Innendrucks realistisch nachvollzogen werden können. Ein Vergleich mit den Simulationsergebnissen der anderen Kooperationspartner ergibt eine zufriedenstellende Übereinstimmung.

Im Experiment wurde globales Strukturversagen des Modellcontainments bei einer Innendruckbelastung von 1,42 MPa, d. h. beim etwa 3,64-fachen Auslegungsdruk durch Spannkabelbruch ausgelöst. Wenn die in der Regel lokalen rissartigen Schädigungen des Betons in den Simulationsmodellen auf die Betonelemente verschmiert angenommen werden, liegen die Spannkabeldehnungen beim Versagensdruck deutlich unter der im Labor bestimmten Bruchdehnung von ca. 3,8 %, d. h. sicherheitstechnische Bewertungen von vorgespannten Containmentstrukturen bezüglich der Grenztragfähigkeit bei Innendruckbelastung sollten mit um etwa den Faktor 2 reduzierten Bruchdehnungen für die Spannkabel durchgeführt werden.

Unterstellt man jedoch im Sandia-Modellcontainment, dass sich z. B. ein wanddurchdringender Riss im Beton nahe eines Spannkabels bildet, dann plastifiziert das entsprechende Hüllrohr im Bereich des Risses und die Umfangsspannung aus dem Innendruck wird weitgehend über einen kleinen Bereich des im Riss liegenden Spannkabels abgetragen. Dabei entstehen lokale Dehnungsüberhöhungen im Bereich der Bruchdehnung der Spannkabel.

Insgesamt bleiben bei der Bestimmung der Grenztragfähigkeit von innendruckbelasteten Containmentstrukturen aus Stahlbeton Unsicherheiten bezüglich der Berücksichtigung lokaler rissartiger Schäden im Beton. Weiterhin ist der Einfluss der Modellierung des Verbundes zwischen Beton und den Bewehrungsstäben sowie den Hüllrohren auf die Bestimmung der Grenztragfähigkeit eine noch offene Fragestellung.

- Mit den im Rahmen des Vorhabens entwickelten Analysemodellen einer generischen Struktur eines äußeren Stahlbetoncontainments wurden Simulationen zu verschiedenen Flugzeugabsturzscenarien als Kontaktprobleme mit expliziter Stoßkörpersimulation durchgeführt. Eingesetzt wurden dabei die im Rahmen des Vorhabens RS1509 entwickelten vereinfachten Modelle für ein Militärflugzeug vom Typ McDonnell F-4 Phantom sowie eines mittelgroßen Passagierflugzeugs vom Typ Boeing 767. Parameterstudien mit dem Rechenprogramm ANSYS AUTODYN zeigen, dass wie zu erwarten die Aufprallgeschwindigkeit sowie die Versagenskriterien für Beton und Stahl die Integrität der Containmentstruktur maßgeblich beeinflussen. Weiterhin unterstreichen die Untersuchungen die Bedeutung der Bügel-

bewehrung, welche den wesentlichen Widerstand gegen lokales Durchstanzversagen der Stahlbetonstruktur darstellt. Bei den numerischen Simulationen zum Flugzeugabsturz auf eine generische Containmentstruktur kann großflächiges Versagen im Kontaktbereich zwischen Rumpf und Barriere oder/und lokales Versagen im Kontaktbereich zwischen Triebwerk und Barriere auftreten. Die beispielhafte Simulation des Aufpralls einer Boeing 767 zeigt, dass in den Strukturbereichen, in denen die Triebwerke aufprallen, abhängig von der Aufprallgeschwindigkeit, kritische plastische Dehnungen in der Bewehrung erreicht werden können, wobei der Grad der Plastifizierung abhängig vom Detaillierungsgrad des Triebwerkmodells ist.

Insgesamt zeigen die Aufprallsimulationen zum Thema gezielter Flugzeugabsturz auf Containmentstrukturen, dass mit der komplexen Analysemethodik basierend auf Stoßkörpermodellierung der Flugkörper quantitative Aussagen zur Schädigung im Bereich der Grenztragfähigkeit der Containmentstrukturen einschließlich Eintrag von Kerosin ins Innere möglich sind. Die Validierung der Methodik bezüglich Flüssigkeitseintrags ist jedoch noch sehr begrenzt. Fortschritte diesbezüglich werden im Rahmen der Phase III des IMPACT Projekts, an dem GRS im Rahmen RS1509 teilnimmt, erwartet. Weiterhin ist der Einfluss der Modellierung des Verbundes zwischen Beton und den Bewehrungsstäben auf die Bestimmung der Grenztragfähigkeit von Containmentstrukturen unter Aufprallbelastungen eine noch offene Fragestellung.

- Ein weiterer Arbeitsschwerpunkt waren die strukturmechanischen Untersuchungen zum Komponenten- und Gebäudeverhalten bei auslegungsüberschreitenden Erdbebenbelastungen unter Berücksichtigung einer Vielzahl von Nachbeben. Dabei wurden phänomenologische und methodische Aspekte einschließlich Unsicherheiten in der Nachweiskette betrachtet. Aus verfügbaren Unterlagen zu den Bodenantwortspektrern deutscher Kernkraftwerksstandorte wurde zunächst ein generisches, standortunabhängiges, abdeckendes Spektrum ermittelt. Mit einem dreidimensionalen Gesamtmodell eines Reaktorgebäudes vom Typ Konvoi wurden unter Verwendung des generischen Spektrums die Etagenantwortspektrern berechnet und daraus Belastungen für eine Kühlkreislaufschleife abgeleitet. Die Spannungsberechnungen mit einem Analysemodell einer Kühlkreislaufschleife zeigen, dass die höchsten Beanspruchungen in der Nähe der Aufhängung der FD-Leitung nahe des Dampferzeugers auftreten. Für den zeitabhängigen Spannungsverlauf in diesem höchstbelasteten Bereich wurde die Materialermüdung abgeschätzt, wobei die für ferritische Stähle in der KTA-Regel 3201.2 angegebenen Wöhlerlinien zugrunde gelegt wurden. Die ausgewerteten Lastspiele liegen weit

unterhalb der angenommenen Dauerfestigkeit für ferritische Stähle. Bei derartig kleinen Lastspielen ist die Zahl der ertragbaren Zyklen beliebig groß. Das Verhältnis von Lastwechseln zu ertragbaren Lastwechseln für jede Stufe des Lastkollektivs verschwindet daher. Es ist also keinerlei Ermüdungsschädigung der Rohrleitung durch das Lastkollektiv des abdeckenden Erdbebenspektrums einschließlich einer Vielzahl von Nachbeben gleicher Stärke zu erwarten. Diese Bewertung gilt sogar für um den Faktor 10 größere Schwingbreiten, die im Rahmen entsprechend erhöhter Erdbebenbelastungen auftreten könnten, wobei in dieser Abschätzung der Einfluss möglicher Plastifizierungen nicht berücksichtigt wird. Weiterhin gilt diese Aussage auch für die Annahme, dass das unterstellte Lastspektrum im austenitischen Bereich der Kühlkreislaufschleife liegt, wobei die Bewertung mit den in der KTA-Regel 3201.2 angegebenen Wöhlerlinien für austenitische Stähle, für die keine Dauerfestigkeit angenommen wird, durchgeführt wurde.

Noch offene Fragestellungen sind die Berücksichtigung von nichtlinearem Betonverhalten bei auslegungsüberschreitenden Erdbebenbelastungen sowie von verfeinerten Modellen zur Beschreibung der Boden-Bauwerks-Kopplung.

- Das im Rahmen des Vorhabens RS1197 entwickelte Analysemodell des kugelförmigen Stahlsicherheitsbehälters der Baureihe Konvoi enthält alle Schleusen und Rohrleitungsdurchführungen. Wegen der geometrisch schwierig zu beschreibenden Übergänge zwischen den Durchführungen und der Kugelschale wurden zur Netzgenerierung Tetraederelemente verwendet. Die mit dem Rechenprogramm ADINA durchgeführte Parameterstudie zum Sicherheitsbehälter vom Typ Konvoi ergibt, dass bei Druckspitzen bis 0,4 MPa keine bleibenden plastischen Verformungen auftreten. Die druckbeaufschlagte Fläche zeigt Schwingungen, wobei die Frequenz mit der Peakdauer korreliert. Quasi-statisches Verhalten wird für Druckpeakdauern oberhalb 100 ms erreicht. Druckpeaks im Bereich 1 MPa zusammen mit Temperaturpeaks oberhalb von 700 °C können begrenzte Plastifizierung und lokales Versagen an der Innenoberfläche des Sicherheitsbehälters hervorrufen. Die Berücksichtigung des Dehnrateneffekts ergibt eine Erhöhung der Sicherheitsmargen gegenüber Versagen, da einerseits die temperaturabhängigen Spannungsdehnungskurven zu höheren Spannungen und andererseits die temperaturabhängigen Gleichmaßdehnungen zu höheren Dehnungen verschoben werden. Mit der bereitgestellten Methodik ist eine quantitative Abschätzung der Erhöhung der Sicherheitsmargen möglich.

Insgesamt wurden im Sinne der Zielsetzung des Vorhabens Fortschritte bei der Weiterentwicklung und Erprobung von strukturdynamischen Analysemethoden zur Bestimmung der Grenztragfähigkeit von Containmentstrukturen unter Einwirkungen von innen und von außen erreicht. Es bleiben jedoch offene Punkte bzw. Unsicherheiten, insbesondere bezüglich

- Berücksichtigung lokaler rissartiger Schäden im Beton bei der Bestimmung der Grenztragfähigkeit von Containmentstrukturen aus Stahlbeton,
- Berücksichtigung der Modellierung des Verbundes zwischen Beton und den Bewehrungsstäben sowie den Hüllrohren auf die Bestimmung der Grenztragfähigkeit,
- Abschätzung des Flüssigkeitseintrags bei Aufprallbelastungen flüssigkeitsgefüllter Projektile auf Stahlbetonstrukturen,
- Berücksichtigung von nichtlinearem Betonverhalten bei auslegungsüberschreitenden Erdbebenbelastungen sowie von verfeinerten Modellen zur Beschreibung der Boden-Bauwerks-Kopplung.

Literatur

- /ABA 14/ Abaqus unified FEA, Dassault Systems, <http://www.3ds.com/products-services/simulia/portfolio/abaqus/overview/>
- /ADI 14/ ADINA User Interface, Version 9.0, 2014 with ADINA - A Finite Element Program for Automatic Dynamic Incremental Nonlinear Analysis, ADINA-T – for heat transfer of solids, ADINA-IN/-Plot – for pre- and postprocessing, <http://www.adina.com/>
- /AKK 00/ Akkermann, J.: Rotationsverhalten von Stahlbeton-Rahmenecken. Dissertation, Karlsruhe, 2000
- /AMM 82/ Ammann, W., M. Mühlematter, H. Bachmann: Zugversuche an Bewehrungs- und Spannstahl mit erhöhter Dehngeschwindigkeit, Bericht Nr. 7709-1, Institut für Baustatik und Baukonstruktion, ETH-Zürich, Juni 1982
- /ARN 14/ Arndt, J., P. Bachmann: Methodik zur Generierung eines Analysemodells für den Sicherheitsbehälter der Baureihe Konvoi mit Berücksichtigung der Durchführungen, Technische Notiz zum Vorhaben RS1197, September 2014
- /AUT 14/ ANSYS AUTODYN – Explicit Software for Non-Linear Dynamics, Version 15.0, 2014, <http://www.ansys.com/Products/Simulation+Technology/Structural+Analysis/Explicit+Dynamics/ANSYS+Autodyn>
- /ANS 14/ ANSYS Mechanical - ANSYS Mechanical software is a comprehensive FEA analysis (finite element) tool for structural analysis, including linear, nonlinear and dynamic studies, Version 15.0, 2014, <http://www.ansys.com/Products/Simulation+Technology/Structural+Analysis/ANSYS+Mechanical>
- /ARR 07/ Arros, J., Doumbalski, N.: “Analysis of aircraft impact to concrete structures”, Nuclear Engineering and Design 237 (2007), 1241-1249

- /BAC 11/ Bachmann, P., P. Eisert, H. Grebner, J. Sievers: Strukturdynamische Untersuchungen eines Sicherheitsbehälters vom Typ Konvoi, Bericht zum Vorhaben 3609R01375 „Anforderungen an den Nachweis der Wirksamkeit von H₂-Rekombinatoren auf der Basis ergänzender analytischer Untersuchungen“, GRS-A-3653, 2011
- /BAH 13/ Bahr, L., J. Sievers: “Structure Mechanical Simulation of a Pre-Stressed Concrete Containment Vessel”, 22nd International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMiRT-22), August 2013
- /BRA 08/ Brachmann, I.: “On efficient modeling of high-velocity fluid solid impact“, Dissertation, Purdue University, USA, 2008
- /BUC 07/ Buchhardt, F., W. Matthees: Das dreidimensionale BAM-KONVOI-Modell für das Reaktorgebäude – Eine umfassende Dokumentation einschließlich Datenbank für dynamische Einheitslösungen und deren Anwendung, BMU-Vorhaben SR 2544/UA 2668, 2007
- /CEB 88/ Comité Euro-International du Béton: „Concrete structures under impact and impulsive loading“, Bulletin d' Information No. 187, 1988
- /DAM 89/ Dameron, R.A. et al.: Criteria and guidelines for predicting concrete containment leakage. EPRI NP-6260-M, 1989
- /DIM 08/ Dimitrijevic, B. J., K. Hackl: A Method for Gradient Enhancement of Continuum Damage Models, TECHNISCHE MECHANIK, Band 28, Heft 1, (2008), 43 – 52
- /DUB 90/ Dubbel: Taschenbuch für den Maschinenbau, 17. Auflage, Springer, 1990
- /DIN 04/ DIN EN 1992-1-2: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall; Deutsche Fassung EN 1992-1-2:2004
- /EIS 10/ Eisert, P.: Materialmodell für Stahl 15 MnNi 6 3, Technische Notiz, 2010

- /EIS 11/ Eisert, P.: Erzeugung eines generischen Bodenantwortspektrums für den Lastfall Erdbeben als Basis für Grenztragfähigkeitsuntersuchungen an passiven Komponenten deutscher Kernkraftwerke, Technische Notiz des Vorhabens RS1197, September 2011, VS-NFD
- /EPR 99/ EPR Technical Code for Civil works (ETC-C), AFCEN French Association for Design, Construction and In-Service Inspection Rules for Nuclear Island Components, 1999
- /EPR 10/ Technical Foundation of Reactor Safety – Knowledge Base for Resolving Severe Accident Issues. EPRI, Final Report, 2010
- /GRE 01/ Grebner, H., P. Eisert, J. Sievers: Grenzbelastbarkeit einer DWR-Kühlkreislaufschleife bei einem Kernschmelzszenario mit hoher Temperatur und hohem Druck, GRS-A-2912, 2001
- /GRE 06/ Grebner, H., P. Bachmann, J. Sievers: Weiterentwicklung der Analysemethodik zur Bestimmung der Integrität von Sicherheitsbehältern aus Spannbeton, Abschlussbericht RS1154, GRS-A-3351, 2006
- /GRE 10/ Grebner, H., P. Bachmann, L. Bahr, S. Schwarz, J. Sievers: Weiterentwicklung der Analysemethodik zur Bestimmung der Integrität und Dichtheit eines Sicherheitsbehälters aus Spannbeton, Phase II, Abschlussbericht RS1171, GRS-A-3565, Rev. 1, 2010
- /GRL 04/ Greulich, S.: Zur numerischen Simulation von Stahlbeton- und Faserbetonstrukturen unter Detonationsbeanspruchung, Universität der Bundeswehr München, Dissertation, Februar 2004
- /GRS 90/ Gesellschaft für Anlagen und Reaktorsicherheit (GRS) mbH: Deutsche Risikostudie Kernkraftwerke Phase B, Verlag TÜV Rheinland, 1990
- /HEC 12/ Heckötter, C., J. Sievers: Validierung von Analysemethoden zur Simulation von Aufprallversuchen im In- und Ausland, Abschlussbericht RS1182, GRS-A-3677, 2012

- /HEC 13/ Heckötter, C., A. Vepsä: Experimental Investigation and Numerical Analyses of Reinforced Concrete Structures Subjected to External Missile Impact, EUROSAFE FORUM, Köln, 2013
- /HEI 14/ Heitman, L., C. Jones, R. Dameron, H. Graves, and M. Sircar: Standard Problem Exercise to Determine Containment Vessel Performance under Severe Accident Conditions, SAND2012-3503 P, May 2014, <http://www.sandia.gov/spe3/final.html>
- /HES 03/ Hessheimer, M.F., E.W. Klamerus, L.D. Lambert, G.S. Rightly: Overpressurization Test of a 1:4-Scale Prestressed Concrete Containment Vessel, NUREG/CR-6810, Sandia National Laboratories, 2003
- /HES 05/ Hessheimer, M.F. et al.: International Standard Problem No. 48 – Containment Capacity. Synthesis Report. NEA/CSNI/R(2005)5, 2005
- /HIN 86/ Hintze, D.: Zur Beschreibung des physikalisch nichtlinearen Betonverhaltens bei mehrachsigem Spannungszustand mit Hilfe differentieller Stoffgesetze unter Anwendung der Methode der finiten Elemente. Universität Weimar, Dissertation, 1986
- /HOE 88/ Höfler, A., P. Eisert: Verhalten des Sicherheitsbehälters bei auslegungsüberschreitenden statischen und dynamischen Belastungen. GRS-A-1560/1, 1988
- /HOE 97/ Höfler, A., Gruner, P., Azodi, D., Eisert, P., Beliczey, S.: Sicherheitsanalytische Untersuchungen zu schweren Störfällen in SWR, Abschnitt 5: Strukturmechanische Analysen, GRS-Abschlussbericht des Vorhabens RS 960, 1997
- /HOE 01/ Höfler, A.: Einschätzungen zum Grenztragverhalten des Sicherheitsbehälters einer KONVOI-Anlage, Technische Notiz, Vorhaben SR 2306, Februar 2001
- /JNE 12/ Japan Nuclear Energy Safety Organisation (JNES): Study on the Issues about Hydrogen Explosion at Fukushima Dai-ichi NPS, Technical Workshop on the Accident of TEPCO's Fukushima Dai-ichi NPS, July 2012

- /JOH 83/ Johnson, G.R., Cook, W.H.: „Constitutive Model and Data for Metals Subjected to Large Strains, High Strain Rates and High Temperatures“, 7th International Symposium on Ballistics, The Hague, 1983
- /JU 84/ Ju, F. D., T. A. Butler: Review of proposed failure criteria for ductile materials, NUREG/CR-3644, 1984
- /KOS 78/ Kost, G., T. Tellkamp, H. Kamil, A. Gantayat, F. Weber: Automated Generation of Spectrum-Compatible Artificial Time Histories, Nuclear Engineering and Design 45, p. 243-249, 1978
- /KRI 02/ Krieg, R., B. Dolensky, B. Göller, W. Breitung, R. Redlinger, P. Royl: Assessment of the load carrying capacities of a spherical pressurized water reactor steel containment under a postulated hydrogen detonation, July 2002, NUCLEAR TECHNOLOGY, Vol. 141, p. 109 - 121, Feb. 2003
- /LEP 06/ Leppänen, J.: Concrete subjected to projectile and fragment impacts: Modelling of crack softening and strain rate dependency in tension, International Journal of Impact Engineering, Vol. 32 (2006) Seiten 1828–1841
- /MAK 06/ Makowski, J., H. Stumpf, K. Hackl: The fundamental role of nonlocal and local balance laws of material forces in finite elastoplasticity and damage mechanics, International Journal of Solids and Structures Vol. 43 (2006) Seiten 3940–3959
- /MPA 99/ Abschlussbericht zum Reaktorsicherheitsforschung-Vorhaben-Nr. 1501010 Ermittlung und Modellierung des Werkstoffverhaltens von Reaktorbaustählen unter mehrachsialer Beanspruchung für den auslegungsüberschreitenden Temperaturbereich von 400°C bis 1000°C, MPA-Stuttgart, Juni 1999, Berichtsnummer 8779 01 000
- /MPA 05/ Abschlussbericht zum Reaktorsicherheitsforschung-Vorhaben-Nr. 1501 257 Beschreibung des Kurzzeitstandverhaltens bei auslegungsüberschreitenden Temperaturen bis 1200°C auf der Basis von Schädigungsmechanismen, MPA-Stuttgart, September 2005

- /MUL 11/ multiPlas: elastoplastic material models for ANSYS, version 10.0, DYNARDO GmbH, Weimar, www.dynardo.de, 2011
- /NIK 07/ Niklasch, C.: Numerische Untersuchungen zum Leckageverhalten gerissener Stahlbetonwände, Dissertation, Universität Karlsruhe (TH), 2007
- /RAN 58/ Rankine, W. J. M: "Manual of Applied Mechanics", London, 1858
- /RIE 68/ Riera, J.D.: On the stress analysis of structures subjected to aircraft impact forces, Nuclear Engineering and Design 8 (1968), 415-426
- /RIE 00/ Riedel, W.: „Beton unter dynamischen Lasten. Meso- und makromechanische Modelle und ihre Parameter“, Dissertation, Fraunhofer Institut für Kurzzeitdynamik (EMI), 2000
- /RSK 96/ Reaktor-Sicherheitskommission (RSK): „RSK-Leitlinien für Druckwasserreaktoren“ 3. Ausgabe vom 14. Oktober 1981 mit Änderungen vom 15.11.1996
- /SCH 87/ Schlüter, F.-H.: Dicke Stahlbetonplatten unter stoßartiger Belastung – Flugzeugabsturz -. Dissertation, Universität Karlsruhe, 1987
- /SCH 01/ Schimpfke, T., P. Bachmann, J. Sievers: Verformung der RDB-Bodenkalotte und Bestimmung von Versagensort und -zeitpunkt. GRS-A-2932, 2001
- /SCH 10/ Schramm, B.: Persönliche Mitteilung, 2010
- /SCH 10a/ Schramm, B., J. Stewering, M. Sonnenkalb: Qualifizierung von CFX für die Simulation der Thermohydraulik im Sicherheitseinschluss. GRS-A-3554, 2010
- /SIC 80/ Sicherheitsbericht KKI-2, Band 1 - 6, Dezember 1980
- /SUG 93/ Sugano, T.; Tsubota, H.; Kasaia, Y.; Koshikaa, N.; Oruia, S.; von Riesemann, W.A.; Bickel, D.C.; Parks, M.B.: Full-scale aircraft impact test for evaluation of impact force, Nuclear Engineering and Design 140 (1993), 373-385

/STU 03/ Stumpf, H., K. Hackl: Micromechanical concept for the analysis of damage evolution in thermo-viscoelastic and quasi-brittle materials, International Journal of Solids and Structures 40 (2003) 1567–1584

/WIL 75/ Willam, K. J., E. D. Warnke: Constitutive Model for the Triaxial Behavior of Concrete. Proceedings, International Association for Bridge and Structural Engineering. Vol. 19. ISMES. Bergamo, Italy. p. 174. 1975

Abkürzungen

BAM	Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung
DE	Dampferzeuger
DH	Druckhalter
DWR	Druckwasserreaktor
EVA	Einwirkung von außen
FD	Frischdampf
FLAB	Flugzeugabsturz
KKW	Kernkraftwerk
LZF	Last-Zeit-Funktion
RHT	Riedel, Hiermaier und Thoma
RSK	Reaktorsicherheitskommission
SB	Sicherheitsbehälter
SNL	Sandia National Laboratories
SPH	Smoothed Particle Hydrodynamics
SWR	Siedewasserreaktor
VSL	Vorspann System Losinger
VTT	Technical Research Centre of Finland

Abbildungsverzeichnis

Abb. 4.1	Abmessungen des Sandia 1:4 Modellcontainments (nach /HES 03/)	16
Abb. 4.2	Lage der Bewehrung und Spannkabel in der Containmentwand (nach /HEI 14/)	17
Abb. 4.3	Spannkabelverankerung nach VSL - Vorspann System Losinger (nach /HEI 14/)	17
Abb. 4.4	Verankerung (Anchor) und Versteifungsblech (Stiffener) des Liners, Abmessungen in mm (nach /HEI 14/)	18
Abb. 4.5	Schematische Darstellung der Bewehrungsmodellierung mit Serien- und Parallelschaltung von Schalenelementen	19
Abb. 4.6	Modellierungsansätze für die Bewehrung im zylindrischen Teil des Sandia Modellcontainments:	20
Abb. 4.7	Radiale Verschiebung u_r der fünf Simulationsvarianten verglichen mit den gemessenen Werten bei 0°	21
Abb. 4.8	Radiale Verschiebung u_r der fünf Simulationsvarianten verglichen mit den gemessenen Werten bei 135°	21
Abb. 4.9	Radiale Verschiebung u_r der fünf Simulationsvarianten verglichen mit den gemessenen Werten bei 270°	22
Abb. 4.10	Kraftverteilung des horizontalen Spannkabels H53 in Höhe 6,579 m (nach /HES 03/)	23
Abb. 4.11	Blick auf die Hüllrohre der Spannkabel im Bereich der Materialschleuse während der Bauphase (nach /HES 03/)	24
Abb. 4.12	Stützstellen der Spannkabel im Bereich der Materialschleuse (nach /HES 03/), vertikale / horizontale Spannkabel (oberes / unteres Bild)	25
Abb. 4.13	Kontakt von Balkenelement mit Kreisquerschnitt (blau) zu Balkenelement mit Rohrquerschnitt (schwarz)	26

Abb. 4.14	Modellausschnitt mit Spannkabeln (1), die auf einer Kontaktfläche (2) rutschen können. Die Spannkabelenden (3) sind über das Kontaktpaar CONTA175 - TARGE170 mit der Ankerplatte gekoppelt. Das Spannen und Verankern der Spannkabel geschieht über Vorspannelemente (Pretension Elements) (4).	28
Abb. 4.15	ANSYS MPC184 Slot Joint Element	29
Abb. 4.16	Ideale Coulomb Reibung (a) und Reibung nach Penalty Formulierung (b).....	30
Abb. 4.17	Spannkabelelemente (Balkenelemente) und Verbindungselemente zum Netz der Volumenelemente (ebenfalls Balkenelemente) im Bereich der Materialschleuse (Hinweis: Die MPC184 Slot Elemente sind in dieser Darstellung nicht sichtbar.).....	32
Abb. 5.1	Modell 1 – Ringausschnitt aus dem Sandia Modellcontainment in 6,579 m Höhe mit den horizontalen Spannkabeln „A“ und „B“ /HEI 14/.....	34
Abb. 5.2	Betonmodell-Fließfläche nach Willam-Warnke.....	37
Abb. 5.3	Spannungs-Dehnungs-Kurve im Druckbereich des Betons	38
Abb. 5.4	Spannungs-Dehnungs-Kurve im Zugbereich des Betons	38
Abb. 5.5	Spannungs-Dehnungs-Kurve des Linerstahls bei Normalbedingungen	39
Abb. 5.6	Spannungs-Dehnungs-Kurve der Bewehrungsstähle	40
Abb. 5.7	Spannungs-Dehnungs-Kurve des Spannkabelstahls	41
Abb. 5.8	Finite-Elemente-Modell des Containment-Ringausschnitts	42
Abb. 5.9	Bewehrungselemente des Containment-Ringausschnitts	42
Abb. 5.10	Spannungsverteilungen im Spannkabel „A“ nach dem Spannen und Verankern sowie bei steigendem Innendruck (P_d : Auslegungsdruck).....	44
Abb. 5.11	Tangentialverschiebung des Spannkabels (a) und Spannkabelgleiten relativ zum Verschiebungswert bei Verankerung (b) bei verschiedenen Innendruckwerten (P_d : Auslegungsdruck).....	45

Abb. 5.12	Vergleich der als Meilensteine definierten Innendruckwerte, Ergebnisse der am SPE-3 beteiligten Organisationen (aus /HEI 14/)	47
Abb. 5.13	Lokale Dehnung des Spannkabels „A“ als Funktion des Innendrucks bei 135° Azimut. Ergebnisse der am SPE-3 beteiligten Organisationen (aus /HEI 14/)	48
Abb. 5.14	Versagen des SANDIA-Modellcontainments (aus /HES 03/)	50
Abb. 5.15	Finite-Elemente-Modell mit eingebrachtem Riss (a) in der Nähe des Spannkabels, (b) von der inneren zur äußeren Bewehrung, (c) von der inneren Bewehrung bis zur Außenoberfläche	52
Abb. 5.16	Spannkabelspannung bei einem Riss (a) in der Nähe des Spannkabels, (b) von der inneren zur äußeren Bewehrung, (c) von der inneren Bewehrung bis zur Außenoberfläche	54
Abb. 5.17	Spannkabeldehnung bei einem Riss (a) in der Nähe des Spannkabels, (b) von der inneren zur äußeren Bewehrung, (c) von der inneren Bewehrung bis zur Außenoberfläche	56
Abb. 5.18	Radiale Verschiebung bei 0° Azimut	58
Abb. 5.19	Radiale Verschiebung bei 90° Azimut	58
Abb. 5.20	Risse im Liner (rot markiert) sowie die zur Abdichtung reparierten Stellen des Liners (schwarz markiert)	60
Abb. 5.21	Einachsige Spannungs-Dehnungs-Beziehung des ADINA Beton-Materialmodells	61
Abb. 5.22	Finite-Elemente-Modell des Containments mit Materialschleuse (a) Betonstruktur (von innen) (b) Spannkabel (von außen) (c) Bewehrung (von außen)	62
Abb. 5.23	Vergleich der als Meilensteine definierten Innendruckwerte. Ergebnisse der am SPE-3 beteiligten Organisationen /HEI 14/	63
Abb. 5.24	Ausschnitt aus der Konstruktionszeichnung zum Liner /HES 03/ mit Markierung der Lage der 10 Dehnungsauswertepunkte (magenta)	64
Abb. 5.25	Vergleich der Umfangsdehnung im Liner am Auswertepunkt 8 /HEI 14/	65

Abb. 5.26	Vergleich der Umfangsdehnung im Liner am Auswertepunkt 9 /HEI 14/.....	65
Abb. 5.27	Vergleich der Umfangsdehnung im Liner am Auswertepunkt 10 /HEI 14/.....	66
Abb. 5.28	Vergleich der Umfangsdehnung im Liner am Auswertepunkt 3 /HEI 14/.....	66
Abb. 5.29	Finite-Elemente-Modell zu Modell 3	68
Abb. 5.30	Horizontale und vertikale Spannkabel zu Modell 3.....	69
Abb. 5.31	Axiale Spannungen in den Spannkabeln nach dem Spannen (a) und nach dem Verankern (b).....	71
Abb. 5.32	Dehnungsverteilung der horizontalen Spannkabel H35 und H53 nach dem Spannen und dem Verankern. Die Lage von Materialschleuse (E/H - equipment hatch) und Luftschleuse (A/L - air lock) sind markiert.	72
Abb. 6.1	Modellierung einer Containmentstruktur zur Untersuchung von äußeren Aufprallbelastungen	77
Abb. 6.2	Modelle für Aufprallsimulationen mit verschiedenen Stoßkörpern	78
Abb. 6.3	Berechnete Betonschädigungen auf der Innenseite der Containmentstruktur infolge eines unterstellten F-4 Phantom Aufpralls nach 200 ms für drei verschiedene Vernetzungseinheiten.....	80
Abb. 6.4	Einfluss des Kriteriums für Zugversagen des Betons im Aufprallbereich bei unterstelltem F-4 Phantom Aufprall (Zustand nach 100 ms).....	82
Abb. 6.5	Plastische Dehnungen des rückseitigen Bewehrungsstahls nach 200 ms für verschiedene Versagenskriterien beim Aufprall einer F- 4 Phantom	83
Abb. 6.6	Einfluss der Wahl der Hourglassdämpfung auf Betonschädigungen nach 55 ms auf Frontseite, Rückseite und Querschnitt.....	84
Abb. 6.7	Plastische Dehnungen der rückseitigen Biegebewehrung nach 200 ms für verschiedene Aufprallgeschwindigkeiten des F-4 Phantom Modells ($v_1 < v_2 < v_3 < v_4$).....	84

Abb. 6.8	Maximale Verschiebungen der Massen M1 und M2 als Funktion des Stanzwinkels berechnet mit dem Massenschwingermodell nach /SCH 87/ bzw. /CEB 88/	86
Abb. 6.9	Ausgewählte Ergebnisse zu Verschiebungen der Bewehrung und Betonschädigung im Querschnitt nach 200 ms	87
Abb. 6.10	Zerlegung des Boeing 767 Stoßkörpermodells bei geringer Aufprallgeschwindigkeit nach 500 ms (links) bzw. hoher Aufprallgeschwindigkeit nach 205 ms (rechts)	88
Abb. 6.11	Betonschädigung auf der Außenseite der Containmentstruktur bei geringer Aufprallgeschwindigkeit nach 500 ms (links) bzw. hoher Aufprallgeschwindigkeit nach 205 ms (rechts)	88
Abb. 6.12	Betonschädigung auf der Innenseite der Containmentstruktur bei geringer Aufprallgeschwindigkeit nach 500 ms (links) bzw. hoher Aufprallgeschwindigkeit nach 205 ms (rechts)	89
Abb. 6.13	Zustand der rückseitigen Biegebewehrung in der Containmentstruktur bei geringer Aufprallgeschwindigkeit nach 500 ms (links) bzw. bei hoher Aufprallgeschwindigkeit nach 205 ms (rechts).....	90
Abb. 7.1	Ausgewählte standortabhängige Bodenantwortspektren für 5 % der kritischen Dämpfung.....	94
Abb. 7.2	Normierte Bodenantwortspektren und generisches Spektrum für 5 % der kritischen Dämpfung	94
Abb. 7.3	Abdeckendes generisches Bodenantwortspektrum	95
Abb. 7.4	Berechneter Zeitverlauf der Beschleunigung zum Spektrum in Abb. 7.3.....	96
Abb. 7.5	Aus dem Zeitverlauf der Beschleunigung rückgerechnetes Spektrum im Vergleich mit Originalspektrum	97
Abb. 7.6	Außenansicht des FE-Modells eines Reaktorgebäudes der DWR Baureihe Konvoi (rot: Boden)	98
Abb. 7.7	Schnitt durch das FE-Modell eines Reaktorgebäudes der DWR Baureihe Konvoi mit Blick auf die inneren Strukturen (rot: Boden)	99

Abb. 7.8	Schnitt durch das das FE-Modell eines Reaktorgebäudes der DWR Baureihe Konvoi mit Blick auf die inneren Strukturen (ohne Boden).....	99
Abb. 7.9	Finite-Elemente-Modell einer Kühlkreislaufschleife eines DWR.....	101
Abb. 7.10	Eigenform zur niedrigsten Eigenfrequenz (ca. 5 Hz) des Analysemodells eines Reaktorgebäudes der Baureihe Konvoi.....	102
Abb. 7.11	Schnitt durch das Analysemodell eines Reaktorgebäudes der Baureihe Konvoi mit ausgewählten Knoten (gelb markiert) für Lastübertragung auf das Kreislaufschleifenmodell.....	103
Abb. 7.12	x-Verschiebung [m] des Analysemodells eines Reaktorgebäudes der Baureihe Konvoi zum Transientenzeitpunkt 2,101 s	104
Abb. 7.13	x-Verschiebung des Knotens 1332 im oberen Bereich des Reaktordruckbehälters (Verschiebung in [m], Zeit in [s]).....	104
Abb. 7.14	y-Verschiebung des Knotens 1332 im oberen Bereich des Reaktordruckbehälters (Verschiebung in [m], Zeit in [s]).....	105
Abb. 7.15	z-Verschiebung des Knotens 1332 im oberen Bereich des Reaktordruckbehälters (Verschiebung in [m], Zeit in [s]).....	105
Abb. 7.16	x-Verschiebung des Knotens 1458 im unteren Bereich des Dampferzeugers (Verschiebung in [m], Zeit in [s])	106
Abb. 7.17	y-Verschiebung des Knotens 1458 im unteren Bereich des Dampferzeugers (Verschiebung in [m], Zeit in [s])	106
Abb. 7.18	z-Verschiebung des Knotens 1458 im unteren Bereich des Dampferzeugers (Verschiebung in [m], Zeit in [s])	107
Abb. 7.19	Effektivspannungsverteilung (Einheit [Pa]) aufgrund der angenommenen Erdbebenbelastung zum Zeitpunkt 20 s	108
Abb. 7.20	Zeitverlauf der Effektivspannung im Bereich der ersten Aufhängung der FD-Leitung vom DE aus gesehen (Punkt EG15-EL297-IPT131) aufgrund der angenommenen Erdbebenbelastung....	109
Abb. 7.21	Zeitverlauf der Effektivspannung im Bereich der Aufhängung des Dampferzeugers (Punkt EG1-EL454-IPT311) aufgrund der angenommenen Erdbebenbelastung	109

Abb. 7.22	Berechneter Zeitverlauf der Beschleunigung für erhöhte Erdbebenbelastung (Stufe 1).....	110
Abb. 7.23	Berechnete Verteilung der Normalspannungen in x-Richtung [Pa] zum Zeitpunkt 1,501 s	111
Abb. 7.24	Berechnete Verteilung der Normalspannungen in y-Richtung [Pa] zum Zeitpunkt 1,501 s	111
Abb. 7.25	Berechnete Verteilung der Normalspannungen in z-Richtung [Pa] zum Zeitpunkt 1,501 s	112
Abb. 7.26	Berechneter Zeitverlauf [s] der Radialspannung [Pa] im Bereich der Unterkante des Reaktorgebäudes (Punkt EG104-EL1-IPT131, entspricht Position von P1 in Abb. 7.23).....	112
Abb. 7.27	Halbe Schwingbreiten zum Verlauf der Vergleichsspannung in Abb. 7.20	114
Abb. 7.28	Histogramm mit Belastungszyklen aus dem Verlauf der Vergleichsspannung in Abb. 7.20.....	114
Abb. 7.29	Vereinfachte Ermüdungsanalyse des Lastspektrums in Abb. 7.20 (Bild oben/unten mit Wöhlerlinien für ferritische/austenitische Stähle)	115
Abb. 8.1	Reaktorgebäude eines DWR der Konvoi-Baureihe	119
Abb. 8.2	Containment eines DWR der Baureihe Konvoi mit Materialschleuse und Schnitt durch die Personenschleuse	120
Abb. 8.3	Grundriss des Containments eines DWR vom Typ Konvoi mit Materialschleuse und Lage von Durchführungen der Frischdampfleitungen	121
Abb. 8.4	Geometrie der Materialschleuse.....	122
Abb. 8.5	Geometrie der Personenschleuse	122
Abb. 8.6	Spannungs-Dehnungs-Kurve für 15 MnNi 6 3 bei 100 °C (nach /HOE 01/).....	123
Abb. 8.7	Spannungs-Dehnungs-Kurve für 15 MnNi 6 3 bei Raumtemperatur für die Eingabe in ADINA.....	123
Abb. 8.8	Bilineare Spannungs-Dehnungs-Kurven des Werkstoffs 15 MnNi 6 3 bei verschiedenen Temperaturen	124

Abb. 8.9	Abhängigkeit der Gleichmaßdehnung des Werkstoffs 15 MnNi 6 3 von der Temperatur.....	125
Abb. 8.10	Abhängigkeit des E-Moduls des Werkstoffs 15 MnNi 6 3 von der Temperatur.....	125
Abb. 8.11	Rotationssymmetrisches Modell des Sicherheitsbehälters,	128
Abb. 8.12	Einteilung der Elemente in Wanddickenrichtung im Ausschnitt A des rotationssymmetrischen Modells (siehe Abb. 8.11).....	128
Abb. 8.13	Geometriemodell des Sicherheitsbehälters der Baulinie Konvoi mit Schleusen.....	129
Abb. 8.14	Ansicht des ADINA-Gesamtmodells von außen (Materialschleuse rechts, Lasteinleitungsfläche rot markiert).....	130
Abb. 8.15	Ausschnitt aus dem Gesamtmodell (siehe Abb. 8.13) mit Durchführungen der Speisewasser- und Frischdampfleitungen sowie einer Notschleuse.....	130
Abb. 8.16	Ansicht des ADINA-Gesamtmodells von außen (Materialschleuse links, Personenschleuse rechts, Lasteinleitungsfläche rot markiert) ...	131
Abb. 8.17	Ausschnitt aus dem Gesamtmodell mit Materialschleuse und einer Notschleuse, Ansicht von außen	131
Abb. 8.18	Ausschnitt aus dem Gesamtmodell mit Materialschleuse und einer Notschleuse, Ansicht von innen	132
Abb. 8.19	Vergrößerung des Bereichs mit der Materialschleuse und einer Notschleuse, Ansicht von innen	132
Abb. 8.20	Eigenschwingungsform zur niedrigsten Eigenfrequenz (6,31 Hz), Ansicht von oben, hellblau: verformtes Modell.....	134
Abb. 8.21	Eigenschwingungsform zur zweiten Eigenfrequenz (6,37 Hz), Ansicht von oben, hellblau: verformtes Modell.....	134
Abb. 8.22	Eigenschwingungsform zur dritten Eigenfrequenz (14,00 Hz), Ansicht von oben, hellblau: verformtes Modell.....	135
Abb. 8.23	Eigenschwingungsform zur vierten Eigenfrequenz (17,39 Hz), Ansicht von oben, hellblau: verformtes Modell.....	135
Abb. 8.24	Eigenschwingungsform zur fünften Eigenfrequenz (20,92 Hz), Ansicht von oben, hellblau: verformtes Modell.....	136

Abb. 8.25	Peakartige Druckbelastung des Sicherheitsbehälters	137
Abb. 8.26	Isoflächen der Vergleichsspannung zur Berechnungszeit 5 ms.....	137
Abb. 8.27	Isoflächen der Vergleichsspannung zur Berechnungszeit 10 ms.....	138
Abb. 8.28	Isoflächen der Vergleichsspannung zur Berechnungszeit 15 ms.....	138
Abb. 8.29	Isoflächen der Vergleichsspannung zur Berechnungszeit 20 ms.....	139
Abb. 8.30	Isoflächen der Vergleichsspannung zur Berechnungszeit 25 ms.....	139
Abb. 8.31	Isoflächen der Vergleichsspannung zur Berechnungszeit 30 ms.....	140
Abb. 8.32	Isoflächen der Vergleichsspannung zur Berechnungszeit 35 ms.....	140
Abb. 8.33	Isoflächen der Vergleichsspannung zur Berechnungszeit 40 ms.....	141
Abb. 8.34	Isoflächen der Vergleichsspannung zur Berechnungszeit 50 ms.....	141
Abb. 8.35	Isoflächen der Vergleichsspannung zur Berechnungszeit 60 ms.....	142
Abb. 8.36	Isoflächen der Vergleichsspannung und Verformungen zur Berechnungszeit 20 ms (Verformungsfaktor 20)	142
Abb. 8.37	Zeitverlauf der maximalen Vergleichsspannungen im Bereich der Lasteinleitung (Elementgruppe 6) im Vergleich mit der Streckgrenze	143
Abb. 8.38	Druckbelastung und Temperaturvorgabe an der Behälterinnenseite oben, Transiente mit 1 200 °C Maximaltemperatur und 32 ms Dauer.....	144
Abb. 8.39	Temperaturverteilung zur Zeit 16,3 ms für Transiente mit 1 200 °C Peakmaximum und 32 ms Peakdauer.....	145
Abb. 8.40	Temperaturverteilung in der SB-Wand zu verschiedenen Zeiten für Transiente mit 1 200 °C Peakmaximum und 32 ms Peakdauer.....	145
Abb. 8.41	SB-Integritätsbewertung für Druck- und Temperaturpeak, Peakdauer 32 ms, 1 200 °C Maximaltemperatur, 1 MPa Maximaldruck nach 8 ms.....	147
Abb. 8.42	SB-Integritätsbewertung für Druck- und Temperaturpeak, Peakdauer 32 ms, 1 200 °C Maximaltemperatur, 1 MPa Maximaldruck nach 12 ms.....	148

Abb. 8.43	SB-Integritätsbewertung für Druck- und Temperaturpeak, Peakdauer 32 ms, 1 200 °C Maximaltemperatur, 1 MPa Maximaldruck nach 16 ms.....	148
Abb. 8.44	SB-Integritätsbewertung für Druck- und Temperaturpeak, Peakdauer 32 ms, 1 200 °C Maximaltemperatur, 1 MPa Maximaldruck nach 20 ms.....	149
Abb. 8.45	SB-Integritätsbewertung für Druck- und Temperaturpeak, Peakdauer 32 ms, 1 200 °C Maximaltemperatur, 1 MPa Maximaldruck nach 24 ms.....	149
Abb. 8.46	SB-Integritätsbewertung für Druck- und Temperaturpeak, Peakdauer 32 ms, 1 200 °C Maximaltemperatur, 1 MPa Maximaldruck nach 28 ms.....	150
Abb. 8.47	SB-Integritätsbewertung für Druck- und Temperaturpeak, Peakdauer 32 ms, 1 200 °C Maximaltemperatur, 1 MPa Maximaldruck nach 32 ms.....	150
Abb. 8.48	SB-Integritätsbewertung für Druck- und Temperaturpeak, Peakdauer 32 ms, 800 °C Maximaltemperatur, 1 MPa Maximaldruck nach 4 ms.....	151
Abb. 8.49	SB-Integritätsbewertung für Druck- und Temperaturpeak, Peakdauer 32 ms, 800 °C Maximaltemperatur, 1 MPa Maximaldruck nach 8 ms.....	152
Abb. 8.50	SB-Integritätsbewertung für Druck- und Temperaturpeak, Peakdauer 32 ms, 800 °C Maximaltemperatur, 1 MPa Maximaldruck nach 12 ms.....	152
Abb. 8.51	SB-Integritätsbewertung für Druck- und Temperaturpeak, Peakdauer 32 ms, 800 °C Maximaltemperatur, 1 MPa Maximaldruck nach 16 ms.....	153
Abb. 8.52	SB-Integritätsbewertung für Druck- und Temperaturpeak, Peakdauer 32 ms, 800 °C Maximaltemperatur, 1 MPa Maximaldruck nach 20 ms.....	153
Abb. 8.53	SB-Integritätsbewertung für Druck- und Temperaturpeak, Peakdauer 32 ms, 800 °C Maximaltemperatur, 1 MPa Maximaldruck nach 24 ms.....	154

Abb. 8.54	SB-Integritätsbewertung für Druck- und Temperaturpeak, Peakdauer 32 ms, 800 °C Maximaltemperatur, 1 MPa Maximaldruck nach 32 ms.....	154
Abb. 8.55	Vergleichsspannung als Funktion der Zeit mit Abschätzung der Spannungsraten für peakartige Druckbelastung (1,5 MPa Peakdruck und 32 ms Peakdauer)	156
Abb. 8.56	Dehnratenabhängigkeit der technischen Spannungs- DehnungsDiagramme (Mittelwerte) für einen Bewehrungsstahl /AMM 82/	157
Abb. 8.57	Dehnratenabhängigkeit der technischen Spannungs- DehnungsDiagramme für einen Bewehrungsstahl	158
Abb. 8.58	Wahre Spannungs-Dehnungs-Kurven für die Dehnrates $\dot{\epsilon} = 0,2 \text{ 1/s}$	159
Abb. 8.59	Einfluss der Überhöhung auf die bilinearen Spannungs-Dehnungs- Kurven für 15 MnNi 6 3.....	160
Abb. 8.60	Temperaturabhängige Grenzen der Gleichmaßdehnungen ohne und mit Überhöhungsfaktor (ÜF)	160
Abb. 8.61	Maximale plastische Dehnungen und Gleichmaßdehnungen für peakartige Druckbelastung (1,5 MPa Peakdruck und 32 ms Peakdauer).....	161
Abb. 8.62	SB- Integritätsbewertung für Druck- und Temperaturpeak, Peakdauer 32 ms, 1200 °C Maximaltemperatur, 1 MPa Maximaldruck nach 20 ms.....	162
Abb. 8.63	FE-Modell der Rechnung R040 mit Auswertepunkt	164
Abb. 8.64	Vergleich der radialen Verformungen der Rechnungen R040 (OS) und R060 (MS) bei 0,4 MPa Differenzdruck (Zeit $t = 200 \text{ s}$).....	165
Abb. 8.65	Verteilung der Vergleichsspannungen im Modell ohne/mit Durchführungen bei 0,4 MPa Differenzdruck (Zeit $t = 200 \text{ s}$).....	166

Tabellenverzeichnis

Tab. 5.1	Bewehrungsgrad in Abhängigkeit von Lage und Orientierung sowie die Querschnittsfläche A und die Abstände der Bewehrungsstäbe	36
Tab. 5.2	Randbedingungen zu den Lastschritten (P_d : Auslegungsdruck).....	43
Tab. 5.3	Modell 1: Merkmale (Meilensteine) bei steigendem Innendruck (P_d : Auslegungsdruck).	46
Tab. 6.1	Abmessungen und Bewehrung der Containmentstruktur	76
Tab. 6.2	Elementgrößen und -anzahl von drei Containment-Modellen mit unterschiedlichen Vernetzungseinheiten	76
Tab. 6.3	Eigenfrequenzen und entsprechende Periodendauer des Modells der äußeren Containmentschale	79
Tab. 7.1	Materialdaten des KONVOI-Reaktorgebäudes.....	100
Tab. 7.2	Eigenfrequenzen.....	101
Tab. 8.1	Einfluss der SB-Durchdringungen auf die Eigenfrequenzen des Sicherheitsbehälters	133
Tab. 8.2	Belastung und ausgewählte Analyseergebnisse der Analyse mod5-9s.....	155
Tab. 8.3	Spannungsraten und zugehörige Dehnraten.....	157
Tab. 8.4	Lastannahmen ausgewählter FE-Rechnungen	163

**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

ISBN 978-3-944161-26-6