

ISBN 3-88314-702-8

Forschungsbericht 144

**Bundesanstalt
für Materialforschung
und -prüfung (BAM) Berlin**

Nichtlineare dynamische Berechnungen zum Penetrationsverhalten des AVR-Reaktorgebäudes

von Dr.-Ing. Frank Buchhardt, Dr.-Ing. Götz Magiera,
Dr.-Ing. Wolfgang Matthees, Dr.-Ing. Michael Weber,
Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM)

Dr.-Ing. Jürgen Altes,
Kernforschungsanlage Jülich GmbH (KFA)

November 1987

74 Seiten, 67 Abbildungen, 20 Tabellen

Herausgegeben von der
Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM)
Unter den Eichen 87, 1000 Berlin 45
Telefon (030) 8104-1 Telex 183 261 bamb d Telefax (030) 8 112 029

Copyright © 1987 by Wirtschaftsverlag NW
Verlag für neue Wissenschaft GmbH, Bremerhaven

Verlag und Vertrieb:
Wirtschaftsverlag NW
Verlag für neue Wissenschaft GmbH
Postfach 10 11 10, 2850 Bremerhaven 1
Telefon (0471) 46093-95

Vorwort

Die Kernforschungsanlage Jülich GmbH (KFA) plant unter Mitarbeit der Arbeitsgemeinschaft Versuchsreaktor GmbH (AVR), der Hochtemperatur-Reaktorbau GmbH (HRB) und der Internationale Atomreaktorbau GmbH (IA) den Umbau des AVR-Reaktors zu einer Prozeßwärmanlage. Der Schwerpunkt der Untersuchungen lag auf der Erarbeitung des Konzeptes für den Umbau, der Feststellung des derzeitigen Zustandes der Anlage und der Sicherheitstechnik.

Bei den sicherheitstechnischen Analysen sind für die 'Einwirkungen von außen' die heute gültigen Anforderungen zugrunde zulegen, Anforderungen, für die die 1959 in Auftrag gegebene Anlage nicht ausgelegt worden ist. Mit diesen heute zu unterstellenden Belastungsannahmen ist das Potential der Anlage zu ermitteln. Dabei soll sich zeigen, inwieweit die Anlage aufgrund der soliden Auslegung und der damals verwendeten hohen Sicherheitsbeiwerte große Reserven auch zur Abdeckung heutiger Anforderungen enthält.

Im Rahmen der Risikobetrachtungen zum Lastfall 'Flugzeugabsturz' - der nach der Störfall-Leitlinie für Druckwasserreaktoren (DWR) nicht mehr zu den Auslegungsstörfällen zählt, für den allerdings Maßnahmen zur Risikominimierung zu treffen sind - hat es sich zur Festlegung der zu untersuchenden Schadensbilder als notwendig erwiesen, das Potential des AVR-Reaktorgebäudes aus Stahlbeton gegenüber Penetration eines Flugzeugs zu ermitteln.

Die Kreiszyinderschale mit 21 m Außendurchmesser besteht immerhin aus innen und außen bewehrtem 1,5 m dickem Beton, allerdings fehlt die für den Lastfall wichtige Schubbewehrung. Es erscheint deshalb von vornherein nicht ausgeschlossen, unter Verwendung der nach heutigem Stand von Wissenschaft und Technik verfügbaren Berechnungsverfahren und der Ergebnisse der Meppener Versuche einen gewissen Penetrationsschutz nachzuweisen.

Dazu müssen vor allem nichtlineare Phänomene sowohl in bezug auf das dynamische Materialverhalten als auch die Geometrie in Betracht gezogen werden. Außerdem wird ein Absturzwinkel von 40° berücksichtigt, der sich aus Häufigkeitsverteilungen aufgetretener Abstürze ergibt. Eine mögliche Reduzierung der Absturzeschwindigkeit aufgrund von rekonstruierten Unfällen wird nicht in Ansatz gebracht.

Die sehr detaillierten und umfangreichen Berechnungen, die nur auf einem Größtrechner wie der CRAY möglich waren, haben für den mittleren Bereich des Zylinders ergeben, daß die Tragfähigkeit noch ausreichen dürfte, um Perforation zu verhindern. Da-

durch reduziert sich der durch 'Flugzeugabsturz' bedingte ohnehin
äußerst kleine Risikobeitrag noch weiter.

Die vorliegenden Untersuchungen stellen also einen Beitrag zum
Nachweis dar, daß aus sicherheitstechnischer Sicht der Umbau
des AVR möglich ist.

Zusammenfassung

=====

Das Referat 2.01 "Konstruktionstechnische Reaktorsicherheit" der Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung wurde durch die Kernforschungsanlage Jülich GmbH (KFA) beauftragt, Untersuchungen zum Penetrationsschutz für den Lastfall Flugzeugabsturz des bestehenden AVR-Reaktorgebäudes durchzuführen.

Der 1966 in Betrieb genommene AVR (Arbeitsgemeinschaft Versuchsreaktorbau GmbH)-Reaktor ist vom Typ HTR (Hoch-Temperatur-Reaktor) mit einer Leistung von 15 MWe /1/, vgl. Bild 1. Etwa 100 000 kugelförmige Brennelemente von 6 cm Durchmesser erhitzen das Kühlmedium Helium bei etwa 10 bar auf bis zu 950⁰ C. Der Reaktor-druckbehälter liegt innerhalb des AVR-Schutzbehälters, der biologische Schild liegt zwischen beiden Behältern. Das eigentliche Reaktorgebäude ist ein 1,50 m dicker Stahlbetonzylinder, auch Containment genannt, der als äußerer biologischer Schild beide Behälter umschließt.

Entsprechend der Auftragsvergabe wird der Tragfähigkeitsnachweis des Containments nur bis zur oberen Berandung des Stahlbetonzylinders erbracht. Vorbetrachtungen zur Ermittlung der ungünstigsten Laststellung werden in 2 durch Ermittlung von Spannungseinflußlinien mit dem Code ASHSD2 vorgenommen. Dieses rein lineare Rechenprogramm verarbeitet rotationssymmetrische VOLUME Elemente bei Anwendung von Fourier-Reihen in Ringrichtung für unsymmetrische Belastung. In 3 werden die geometrischen Systemdaten festgelegt. Da die Vorbetrachtung nicht zu einer eindeutigen Interpretation der ungünstigsten Laststellung führt, erfolgt eine Lastfestlegung für zwei Punkte:

- . in Punkt A auf Kote + 36.4 m für den Randbereich
- . in Punkt B auf Kote + 25.4 m für den Mittelbereich.

Diese einschränkende Festlegung bedeutet, daß im Rahmen der Untersuchungen nicht der vollständige Nachweis eines sicheren Penetrationsverhaltens erbracht werden soll, sondern nur die prinzipielle Tragfähigkeit des bestehenden Querschnitts gegen den Lastfall Flugzeugabsturz aufzuzeigen ist. Weiterführende Nachweise beispielsweise hinsichtlich der Funktionsfähigkeit, Standsicherheit und Beanspruchung von Komponenten sind nicht Aufgabe dieser Untersuchung.

In 4 erfolgt die Festlegung der Berechnungsannahmen, und zwar die Ermittlung des Eigengewichts, der anzusetzenden Massen, der Bodendiskretisierung sowie die Ausweisung der Bewehrungsquerschnitte. Die Strukturdämpfung wird entsprechend der

Rayleigh-Dämpfung ermittelt. Für den Baustahl wird ein bilineares Materialgesetz verwandt und für den Baustoff Beton das Materialverhalten nach Drucker-Prager angesetzt. Für den Lastfall Flugzeugabsturz werden Untersuchungen mit zwei Auftreffwinkeln gegen die Horizontale durchgeführt:

- . Winkel 0° als extrem ungünstiger Lastfall geringer Wahrscheinlichkeit,
- . Winkel 40° als tolerabler Lastfall höherer Wahrscheinlichkeit.

In 5 wird der Lastfall Flugzeugabsturz unter den üblicherweise anzusetzenden Kriterien behandelt. Zur Durchführung der Berechnungen wird eine modifizierte Version des ADINA-81 Codes angewendet. Hierzu wird das Gesamtsystem dreidimensional durch entsprechend feine 16 Knoten VOLUME Elemente abgebildet, die den Baustoff Beton repräsentieren. Im Bereich der Auftrefffläche wird die vorhandene Bewehrung durch TRUSS Elemente symbolisiert. Um durch die Diskretisierung des Systems möglicherweise entstehende Fehler und Ungenauigkeiten weitgehend auszuschließen, erfolgt die Berechnung an Hand von zwei vollständig unterschiedlichen Modellen, die sich außer der Netzgenerierung auch durch ihre Feinheit unterscheiden:

- . Modell I ist ein relativ feines "Dreischichtenmodell" mit Modifikation in Modell IA bzw. IB für die Belastung von Punkt A bzw. B
- . Modell II ist ein sehr feines "Sechsschichtenmodell" für den Aufschlagbereich in Punkt B

Letzteres Modell soll eine endgültige Bewertung erlauben, ist jedoch extrem aufwendig.

In Punkt 5.3.1 erfolgt eine parametrische Auswertung bei einem Auftreffwinkel von 0° für das Modell I mit 2990 Freiheitsgraden, und zwar für die einzelnen Stufen

- IA.1 Material nichtlinear ohne Iteration
- IA.4 Material und Geometrie nichtlinear mit Iteration
- IB.1 Material nichtlinear ohne Iteration
- IB.2 Material nichtlinear mit Iteration
- IB.3 Material und Geometrie nichtlinear ohne Iteration
- IB.4 Material und Geometrie nichtlinear mit Iteration

Für die entsprechend klein ermittelte Schrittweite $\Delta t = 0.00005$ s liegen die Ergebnisse aller Varianten relativ dicht zusammen. Die Endauswertung erfolgt anhand des Spannungsverlaufs für die Betonelemente und des Dehnungsverlaufs für die Stahlelemente im jeweiligen Aufschlagbereich.

In 5.3.2 erfolgt die Auswertung des Modells IIB.4 mit 7028 Freiheitsgraden. Die erforderliche Schrittweite beträgt hier $\Delta t = 0.00001$ s. Die Endauswertung zeigt den Spannungsverlauf im Aufschlagbereich für die Betonelemente und den Dehnungsverlauf für die Stahlelemente.

In 5.3.3 werden die Folgerungen aus den berechneten Ergebnissen der Modelle I und II gezogen. Im Mittelbereich ergeben sich für beide Modelle etwa gleiche Dehnungen, die jeweils innerhalb der in dem KTA-RE 2203 /2/ gegebenen Grenzen liegen; das feinere Sechsschichtenmodell liefert ca. 20 % höhere Druckspannungen. Für den Randbereich A, aber auch für den Mittelbereich B dürfte die Tragkapazität der Konstruktion unter den vorliegenden Annahmen erschöpft sein; dies gilt sowohl für die Größe der konstatierten Hauptzugspannungen als auch der ausgewiesenen Druckspannungsgrößen.

In 5.4 wird der Lastfall Flugzeugabsturz unter dem Aspekt, daß für Reaktoren kleinerer Leistung gegebenenfalls einschränkende Auslegungskriterien zulässig sind, für den Mittelbereich B berechnet. Maßgeblich ist hier die Annahme eines realistischeren Auftreffwinkels, also eine Reduktion der Last-Zeit-Funktion.

In 5.4.1 erfolgt die Rechnung entsprechend 5.3.1 für das Dreischichtenmodell unter einem Auftreffwinkel von 40° in den Modellen IB.5 bzw. IB.6 bei Verwendung leicht modifizierter Materialbeziehungen.

In 5.4.2 wird das Sechsschichtenmodell IIB.6 mit den Materialbeziehungen entsprechend Modell IB.6 berechnet. Die Ergebnisse aller Untersuchungen mit reduzierter Last-Zeit-Funktion werden in 5.4.3 diskutiert. Unter den in 5.4 getroffenen Zusatzannahmen dürfte die Tragkapazität für den Mittelbereich am oberen, jedoch letztlich noch tolerablen Rand liegen. Es sei jedoch besonders darauf hingewiesen, daß eine solche Aussage nur unter der Voraussetzung eines wirklich gesunden, nicht durch Risse vorgeschädigten Betons gelten kann.

In 6 werden die Grundaussagen zu den Untersuchungen in 5.3 bzw. 5.4 zusammengefaßt.

Der vorliegende Bericht bezieht sich auf die für die KFA durchgeführten Untersuchungen /3/.

Summary

This report shows the result of a study on the protection against penetration of the existing AVR nuclear reactor building due to aircraft impact. The study was made by Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM) on behalf of Kernforschungsanlage Jülich GmbH (KfA).

AVR-reactor with an output of 15 MWe being of the HTR (high temperature reactor) type was started 1966 /1/, see fig. 1. About 100 000 spherical fuel elements with a diameter of 6 cm are heating the coolant medium helium up to 950 °C. The inner reactor vessel is surrounded by another core vessel. The first biological shield lies in between the two reactor vessels. The double vessel system is then surrounded by a safety containment and a concrete cylinder of 1.50 m thickness. According to the contract the proof against impact was limited up to the upper boundary of the containment. The critical load position was investigated by stress-influence lines calculated with the code ASHSD2 in section 2. Linear axisymmetric solids of revolution are discretized by VOLUME elements, arbitrary loadings are calculated by Fourier series superposition.

Geometrical data are presented in section 3. Since, no relevant critical load position could be found, two loading points were fixed:

- . point A, level + 36.4 m at the boundary region
- . point B, level + 25.4 m for the middle region.

This limiting definition implies that it is not the aim of this study to prove a complete penetration protection but only to show the overall feasibility of aircraft impact protection.

Dead load, mass distribution, soil discretization and reinforcement cross-sections are presented in section 4. Structural damping is calculated by Rayleigh damping. Material behaviour is bilinear for the reinforcement steel and for the concrete a Drucker-Prager material model is chosen.

Two angles against the horizontal are assumed for the aircraft impact:

- . 0 ° as most critical load case of low probability
- . 40 ° as tolerable load case of higher probability.

In section 5 the three-dimensional system is calculated with a modified version of the code ADINA-81 using 16 nodes VOLUME-elements for concrete and TRUSS-elements for reinforcement.

In order to avoid inaccuracies coming from discretization process two completely different meshes of diverse fineness have been generated

- . model I is a relatively fine 'three layer model' having a modification into model IA and IB for loading in point A and point B
- . model II is a very fine 'six layer model' for point B

Model B yields to conclusive results with extreme arithmetical efforts.

In section 5.3.1 model I having 2990 DOF is calculated assuming an impact angle of 0° in following steps:

IB.1 material nonlinear only, without iteration

IB.2 material nonlinear only, with iteration

IB.3 nonlinearity in geometry and material, without iteration

IB.4 nonlinearity in geometry and material, with iteration

Concrete stresses and reinforcement strains for these steps are close together, calculated with an integration increment of $\Delta t = 0.00005$ s. In section 5.3.2 model IIB.4 having 7028 DOF is calculated with an integration step of $\Delta t = 0.00001$ s.

Conclusions in section 5.3.3 show that both models yield to nearly equal results, lying within the tolerable range of KTA-RE 2203 /2/, model II yields to about 20 % higher compression stresses. The load bearing capacity might be exceeded for the boundary region A and for the middle region B as well, regarding main tensile stresses and compressive strains.

In section 5.4 the aircraft impact problem is calculated regarding the aspect that for nuclear reactors of lower output restricted design criteria are admissible. Decisive is the assumption of a realistic impact angle, so that the load time function is reduced.

In section 5.4.1 model IB.5 and IB.6 is calculated with an impact angle of 40° and with small material modifications.

In section 5.4.2 model IIB.6 is calculated according to model IB.6.

Computed results show that regarding the assumptions made in section 5.4 the load bearing capacity of the middle region may be situated at the upper tolerable boundary. However, this statement is valid only, if the concrete is sound and is not defected by cracks. The present report summarizes the studies made for KFA /3/.

Inhalt	Seite
1. Einführung	1
2. Vorbetrachtung	1
3. Systemabmessungen und Lastvorgaben	7
4. Berechnungsannahmen	9
4.1 Diskretisierung des Bodens	9
4.2 Strukturdämpfung	11
4.3 Materialgesetze	12
4.3.1 Stahl	12
4.3.2 Beton	13
5. Allgemeine Angaben zur Berechnung des Lastfalls Flugzeugabsturz	14
5.1 Beschreibung von Modell I	14
5.2 Beschreibung von Modell II	19
5.3 Berechnung mit einem Absturzwinkel von 0° gegen die Horizontale	23
5.3.1 Auswertung von Modell I	23
5.3.2 Auswertung von Modell II	32
5.3.3 Folgerungen	36
5.4 Berechnung mit einem Absturzwinkel von 40° gegen die Horizontale	38
5.4.1 Auswertung von Modell I	39
5.4.2 Auswertung von Modell II	43
5.4.3 Folgerungen	46
6. Gesamtbewertung	49
Literatur	51
Anhang: Tabelle 1 - 20	53

1 Einführung

Im Rahmen eines geplanten Umbaus des AVR-Reaktors ist durch BAM-2.01 die Frage zu klären, welchen Schutz das Reaktorgebäude unter dem definierten Lastfall 'Flugzeugabsturz' bietet. Dabei handelt es sich um die nachträgliche Überprüfung der Tragkapazität des äußeren Stahlbetonzylinders, auf den ungefähr in Kote + 37.90 m eine Stahlüberdachungskonstruktion mit diversen Kühlwasser-Hochbehältern aufsitzt. Laut Auftragsvorgabe wird der Nachweis gegen Flugzeugabsturz nur bis zur oberen Berandung des Stahlbetonzylinders erbracht; des Weiteren sind schlüssige Aussagen zum Stand sicherheitsverhalten (Gleitsicherheit bzw. Kippsicherheit o.a.) nicht Gegenstand der vorgelegten Untersuchungen.

2 Vorbetrachtung

Zweifelsohne ist der Nachweis gegen Flugzeugabsturz unter Annahme des ungünstigsten Lastaufpunktes zu führen. Hierbei handelt es sich einerseits um ein lokal begrenztes Durchstanz- bzw. Biege-Scher-Verhalten des Querschnitts selbst, andererseits dürfte aufgrund der globalen Massen- und Steifigkeitsverhältnisse eine nicht zu vernachlässigende Wechselwirkung mit der Gesamtkonstruktion vorliegen. Zusätzlich erschwerend läßt sich den zur Verfügung gestellten Bewehrungsplänen entnehmen, daß im gesamten zylindrischen Bereich keine Schubbewehrung vorgesehen ist. Die Beurteilung der Tragkapazität der Zylinderwand unter Flugzeugabsturz wird demnach nur unter realistischer Berücksichtigung nichtlinearen Verhaltens erfolgen können. Für den Ringbereich der Innenseite am oberen Zylinderrand liegt eine Bewehrungsverstärkung gegenüber der Normalbewehrung vor, es ist also ein leicht versteifender Effekt zu berücksichtigen. Andererseits dürfte vom strukturellen Verhalten her der obere freie Rand etwas weicher sein, so daß für die Beurteilung bzw. Festlegung des ungünstigsten Lastaufpunktes folgende Voruntersuchung durchgeführt wird:

Der AVR-Zylinder wird mit dem Programmcode ASHSD2 /8/ unter einer horizontal angreifenden, verteilten Last statisch linear berechnet, um die ungünstige Laststellung H_F (den Abstand der Last vom oberen Zylinderrand) zu ermitteln. ASHSD2 verfügt über rotationssymmetrische VOLUME Elemente; nicht rotationssymmetrische Lasten werden mittels Fourierkoeffizienten auf eine festzulegende Wirkungsbreite in tangentialer Richtung verteilt. Die Zylinderhöhe beträgt $H = 38.00$ m, der Innenradius $r = 9.00$ m und Außenradius $R = 10.50$ m. Die rechnerische Zylinderwanddicke von 1.5 m wird in drei Schichten, s. Bild 2, die Höhe des Zylinders in 77 Schichten geteilt. Somit besitzt dieses Zylindermodell 308 Knoten und 228 Elemente. Der Zylinder wird in dieser Voruntersuchung an der untersten Schicht starr gefesselt. Die statische Last $F = 110$ MN verteilt sich über eine Breite sowie über eine Höhe von 3 m. Der obere

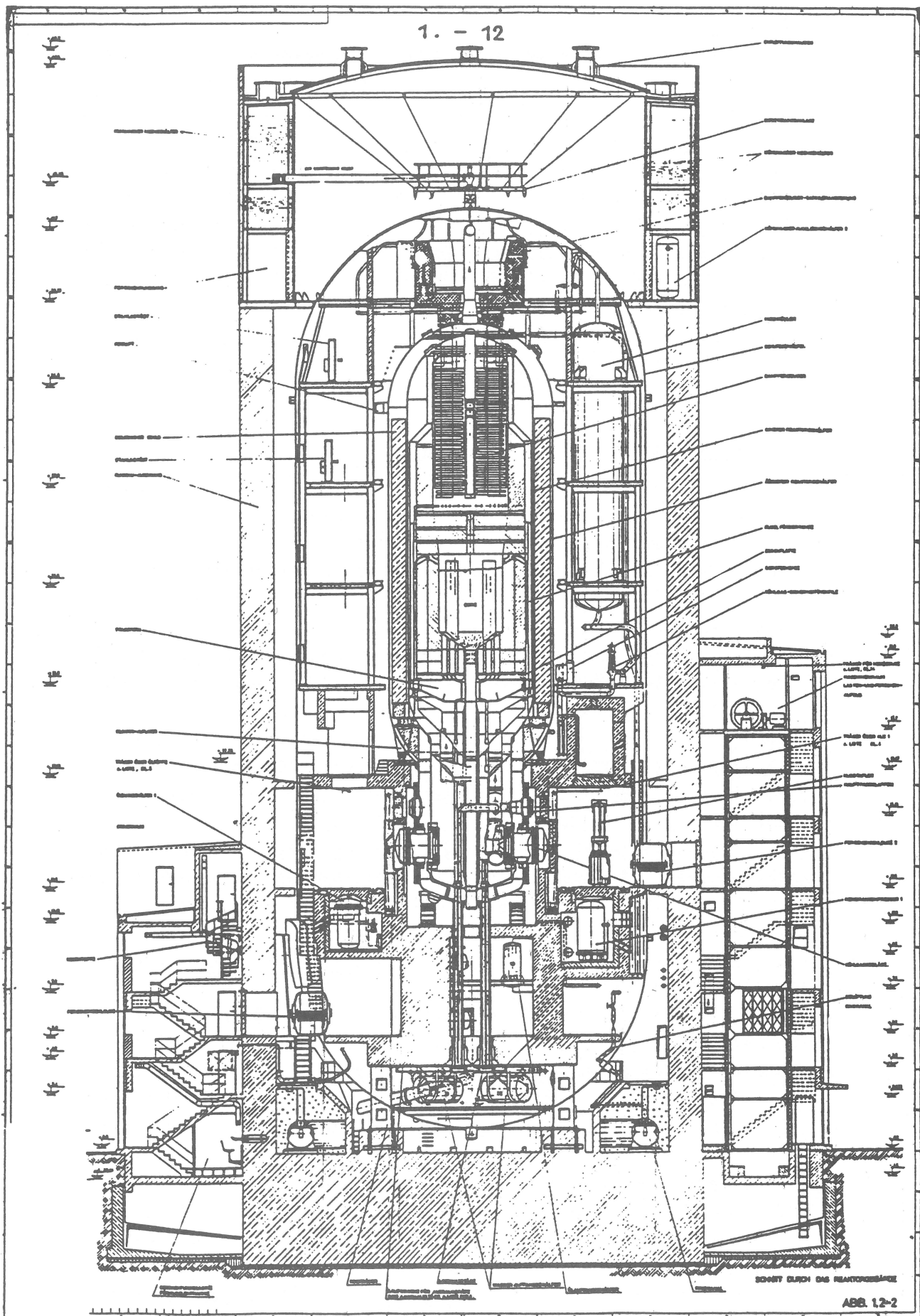


Bild 1
Vertikalschnitt durch das AVR-Reaktorgebäude (KFA Systemplan)

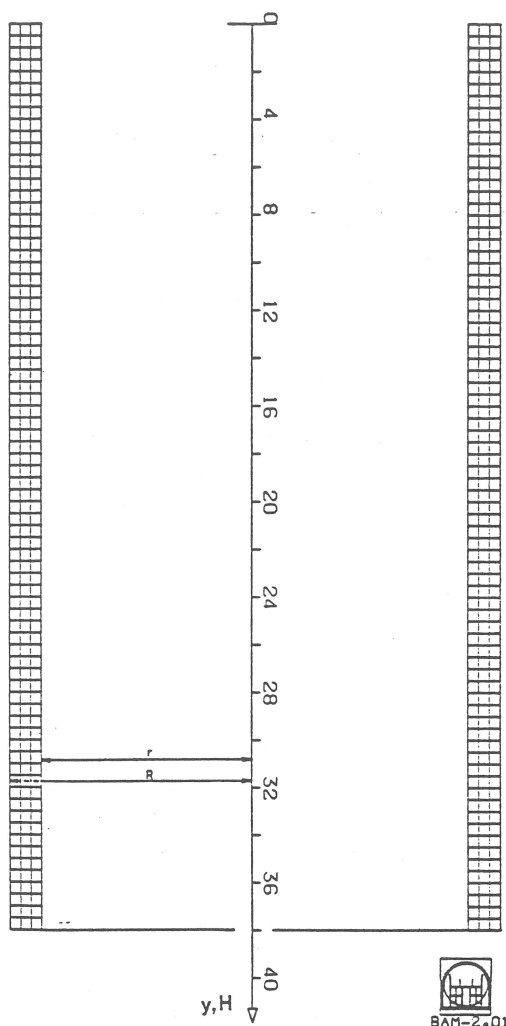
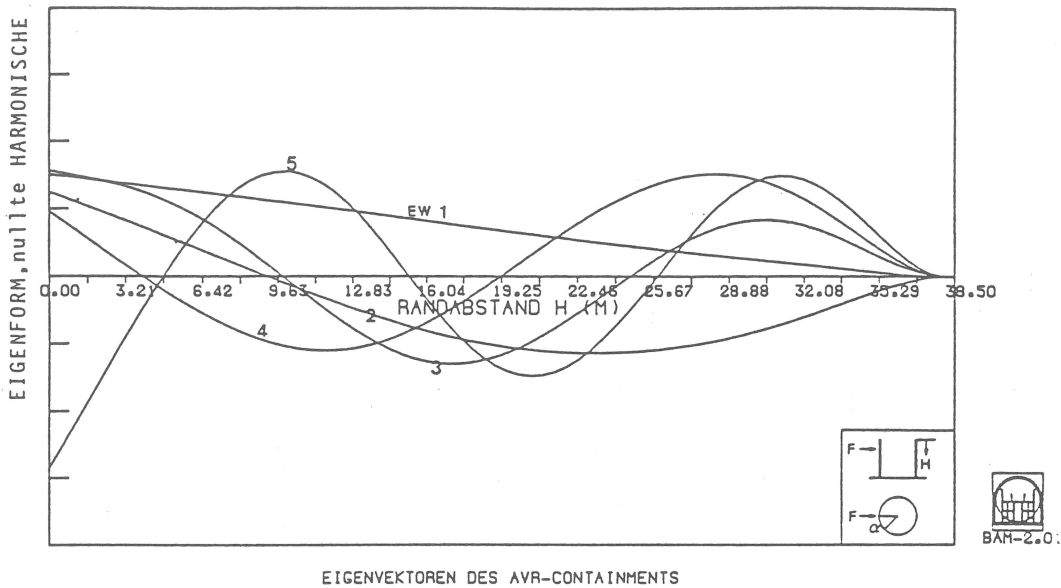


Bild 2
 Rotationssymmetrische
 Diskretisierung des
 Außenzylinders

Randabstand der Lastfläche variiert von $H_F = 0$ bis $H_F = 15$ m. In einer Zwischenrechnung wird zunächst der Einfluß der Wanddicke durch Variation des Innenradius von $r = 0$ bis $r = 9.00$ m untersucht. Hier zeigt sich bei einem Innenradius von $r \leq 6$ m eine gute Übereinstimmung mit der einfachen Berechnung eines eingespannten Balkens unter Querlast. Für $r \geq 6$ m kommt zu der Gesamtverschiebung des oberen Zylinderrandes auch eine deutliche Einbeulung dieses Randes hinzu, die für $r = 9.00$ m ca. das Vierfache der Gesamtverschiebung des oberen Randes beträgt.

Bild 3 zeigt die ersten 5 Eigenformen für die nullte Harmonische des Zylinders mit den Frequenzen für EW 1 bis EW 5 : 7.2/22.9/31.4/47.6/54.9 Hz.

In Bild 4 ist die radiale Verschiebung v_R der Mantellinie des Zylinderinnenrandes für den Winkel $\alpha = 0$ dargestellt; variiert wird der Abstand des Lastflächenrandes, $H_F = 0$ bis 15 m, vom oberen Rand des Zylinders. Für $H_F = 0$ m beträgt die maximale Verschiebung der Mantellinie bei Überlagerung der ersten 16 Harmonischen $v_R = -0.08$ m. Mit zunehmendem Randabstand H für $H_F = \text{konstant}$ nimmt diese Verschiebung ab, um bei $H = 38$ m den Wert Null zu erreichen. Mit zunehmendem Lastrandabstand



EIGENVEKTOREN DES AVR-CONTAINMENTS
(ASHSD2)

Bild 3
Eigenformen des eingespannten Zylinders

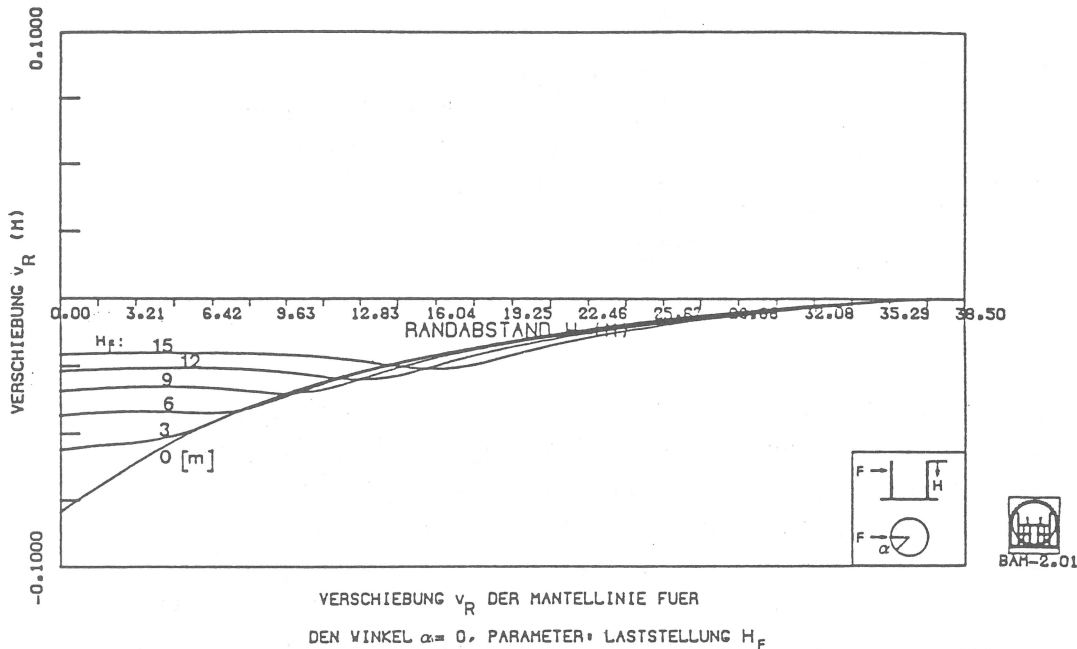
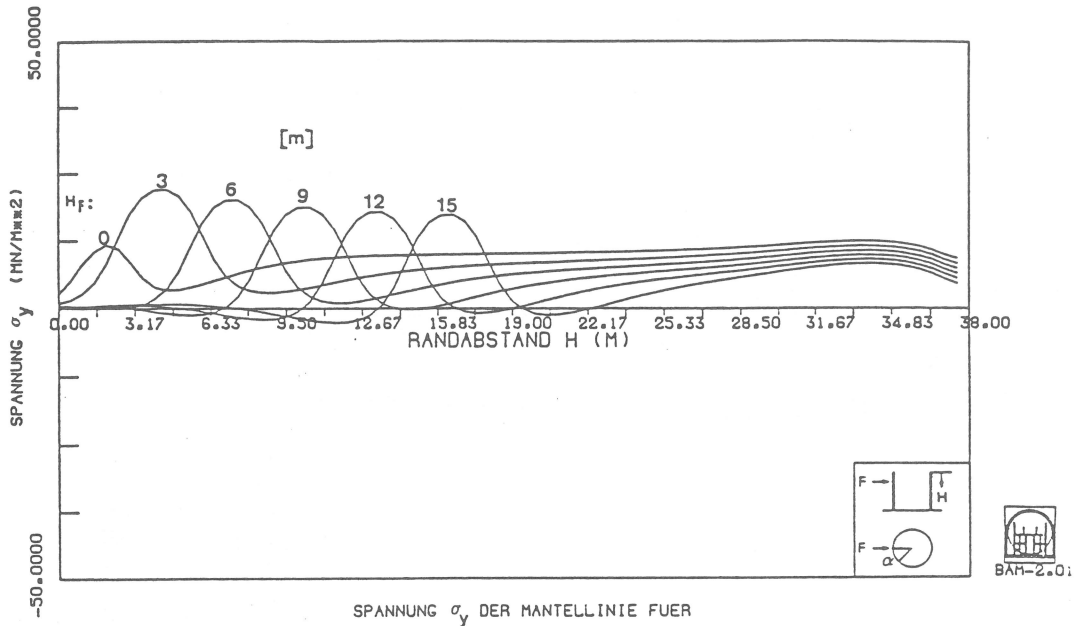


Bild 4
Radialverschiebung des eingespannten Zylinders

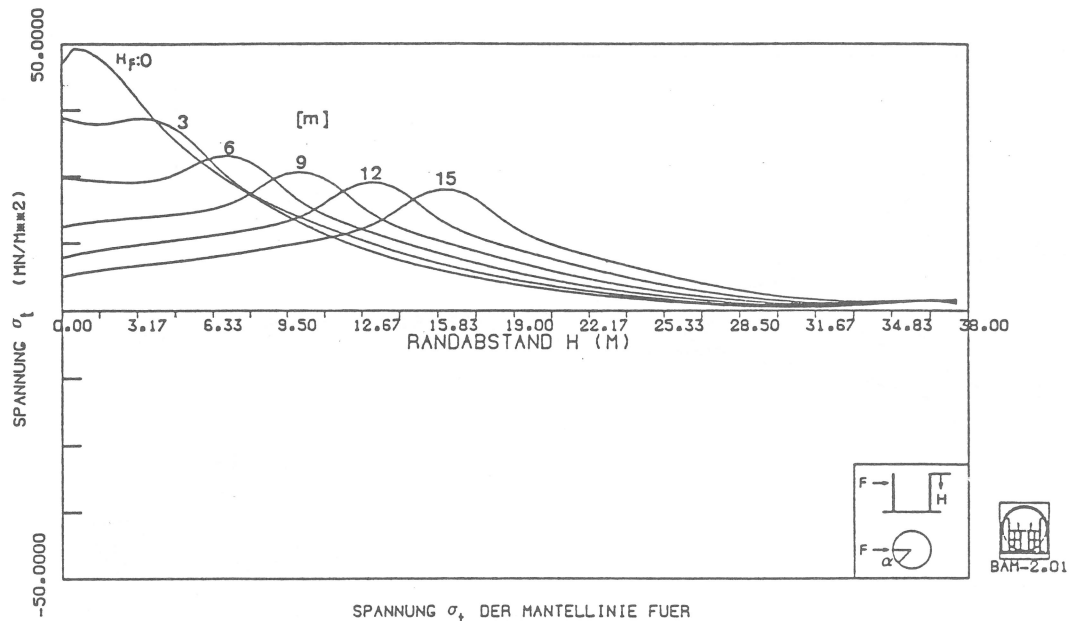
$H_F = 3, 6, 9, 12$ und 16 m ergibt sich oberhalb der Lastfläche eine nahezu konstante Verschiebung der Mantellinie für jede Laststellung. Die mittlere Verschiebung der Mantellinie oberhalb der Last beträgt für $H_F = 12$ m $v_R = -0.025$ m, ca. 30 % der maximalen Verschiebung v_R für $H_F = 0$.

Bild 5 und 6 stellen sowohl die dazugehörige Spannung in Vertikalrichtung σ_y als auch die dazugehörige Spannung in Umfangsrichtung σ_t als Funktion der Laststellung H_F dar. Bemerkenswert ist hier, daß die maximale Spannung σ_y ($\max \sigma_y (H_F = 0) \approx 10 \text{ MN/m}^2$) für die oberste Laststellung ca. halb so groß ist wie die max. Spannung σ_y für $H_F \neq 0$ ($\max \sigma_y (H_F \neq 0) \approx 20 \text{ MN/m}^2$).



SPANNUNG σ_y DER MANTELLINIE FUER
DEN WINKEL $\alpha = 0$, PARAMETER: LASTSTELLUNG H_F

Bild 5
Vertikalspannung des eingespannten Zylinders



SPANNUNG σ_t DER MANTELLINIE FUER
DEN WINKEL $\alpha = 0$, PARAMETER: LASTSTELLUNG H_F

Bild 6
Tangentialspannung des eingespannten Zylinders

Anders verhält sich die Umfangsspannung σ_t . Sie erreicht für $H_F = 0$ ca. $\max \sigma_t = 50 \text{ MN/m}^2$, während für $H_F \neq 0$ $\max \sigma_t \leq 38 \text{ MN/m}^2$ beträgt. Aus den Verformungen in Bild 4 ist das Ergebnis für die Spannung σ_y indirekt ablesbar, da die Verformung der Mantellinie des Zylinders für $H_F = 0$ eine gleichmäßige Änderung der Krümmung von $H = 0$ bis $H = 38.00 \text{ m}$ aufweist, während die Mantellinien für $H_F \neq 0$ stark gekrümmte Verformungslinien auf Höhe der Last besitzen. Entgegengesetzt verhalten sich dagegen die Verformungen in Umfangsrichtung, hier nicht dargestellt. Der Einfluß der Umfangsrichtung auf die Vertikal- und Tangentialspannung bei Belastung am oberen Zylinderende $H_F = 0$ ist Bild 7 und 8 zu entnehmen. Es wird davon ausgegangen, daß diese statische lineare Berechnung für die Ermitt-

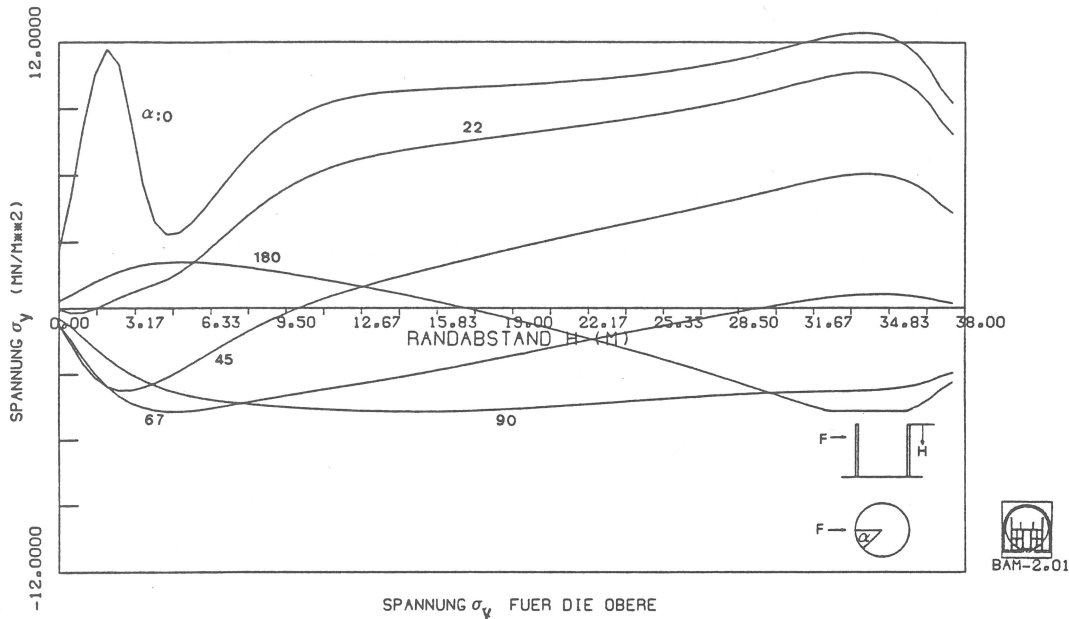


Bild 7
Vertikalspannung am oberen Zylinderende in Abhängigkeit vom Umfang

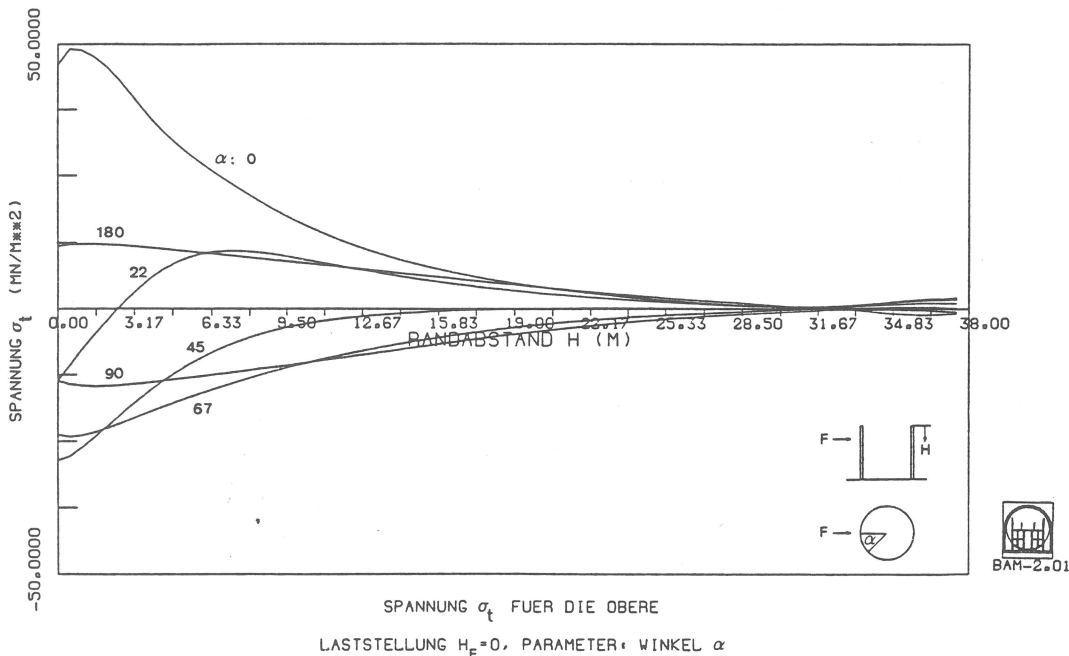


Bild 8
Tangentialspannung am oberen Zylinderende in Abhängigkeit vom Umfang

lung des Einflusses der Lastposition in gleicher Weise auf eine nichtlineare dynamische Berechnung am komplexen System - näherungsweise - übertragbar ist.

Die Untersuchungen zum Einfluß der Laststellung zeigen, daß es sinnvoll ist, das Penetrationsverhalten unter Berücksichtigung von zwei Lastpositionen, d. h. einmal direkt am Zylinderende und zum anderen im oberen Zylinderbereich zu berechnen. Bei einem Lastflächendurchmesser von 3 m wurde die Laststellung $H_F = 1.5$ und $H_F = 12.50$ m gewählt.

3 Systemabmessungen und Lastvorgaben

Entsprechend Bild 9 handelt es sich bei dem zu untersuchenden System um einen rotationssymmetrischen Zylinder (Innenradius $r = 9.00$ m und Außenradius $R = 10.50$ m, also Wanddicke $d = 1.50$ m), der auf einer 5 m dicken Betonplatte mit gleichem Außenradius aufsetzt.

Laut Konstruktionsunterlagen ist der Zylinder in B 300 ausgeführt mit St III b als tragender Bewehrung. Der Schwerpunkt der Ring- bzw. Meridianbewehrung auf der Innenseite ist 5.6 cm von der Oberfläche entfernt, auf der Außenseite ca. 10 cm.

Die Last-Zeit-Funktion wird entsprechend den RSK-Bedingungen nach Bild 10 für eine definierte Auftreffkreisfläche von 7 m^2 bzw. mit einem Flächendurchmesser von 3.0 m vorgegeben. Gemäß der Vorbetrachtung werden zwei Lastpositionen definiert (s. Bild 9):

- Last in Punkt A (auf Kote + 36.4 m), $H_F = 1.5$ m
- Last in Punkt B (auf Kote + 25.4 m), $H_F = 12.5$ m

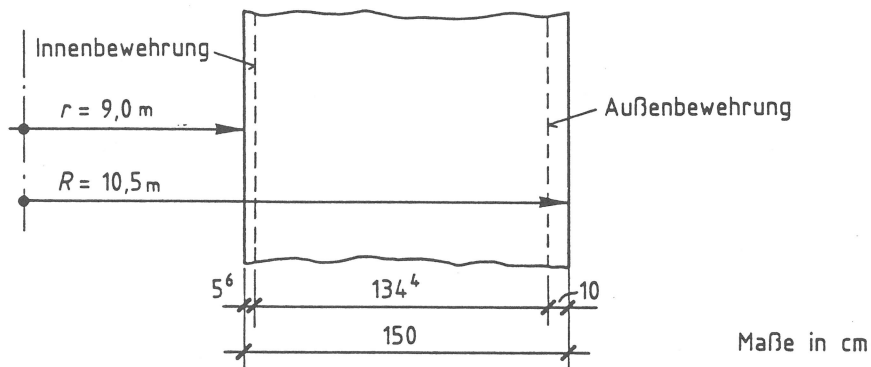
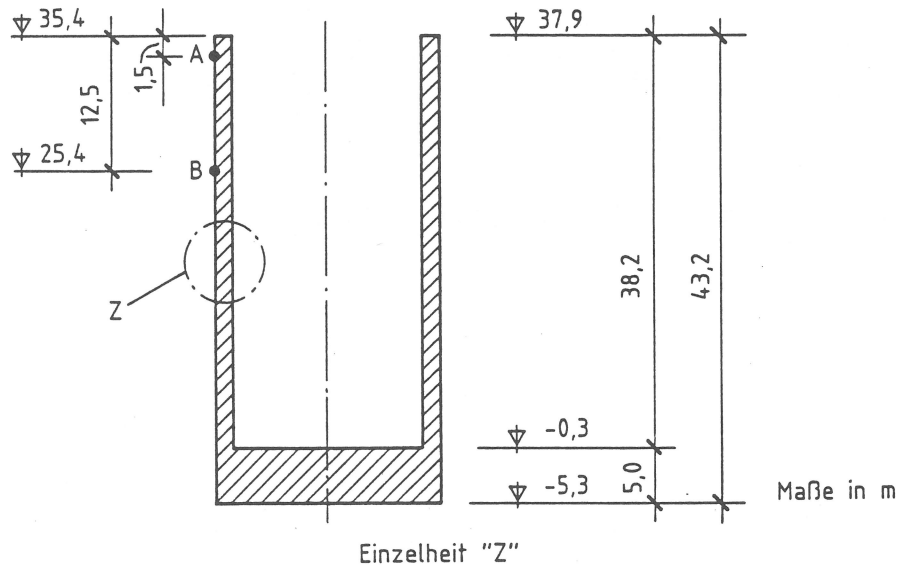


Bild 9
System und Querschnittsabmessung

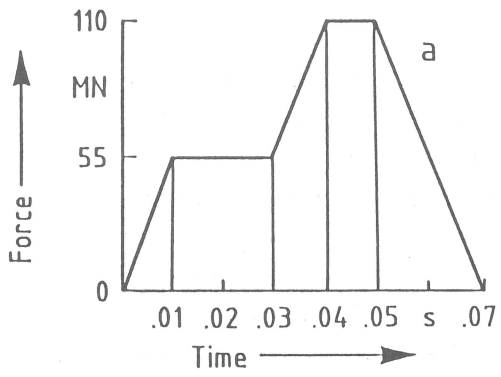


Bild 10a
Last-Zeit-Funktion für den Lastfall Flugzeugabsturz
Zeitverlauf

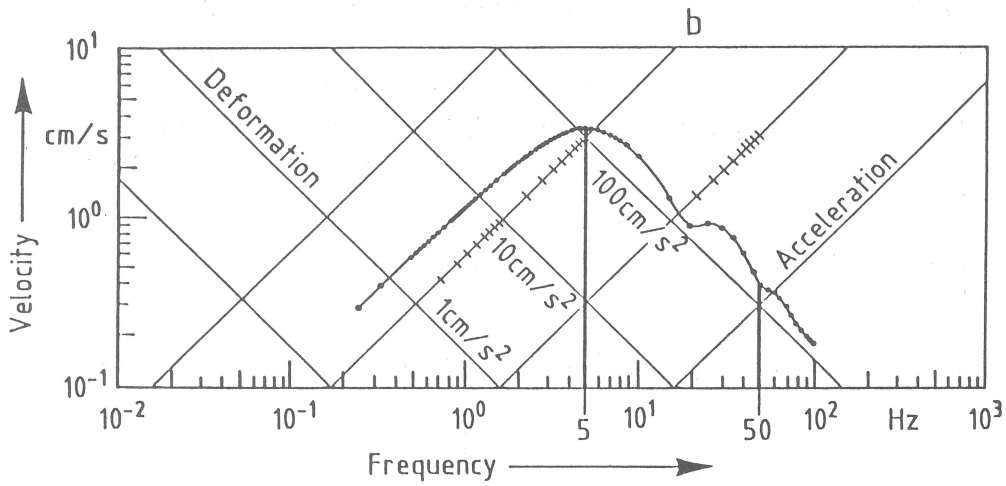


Bild 10b
Last-Zeit-Funktion für den Lastfall Flugzeugabsturz
Frequenzverhalten (Response Spektrum)

4 Berechnungsannahmen

4.1 Diskretisierung des Bodens

Die maßgeblichen Bodenkennwerte lauten:

$$\begin{aligned} \rho &= 1.90 \text{ t/m}^3 \quad (0.0019 \text{ MNs}^2/\text{m}^4) \\ G &= 155 \text{ MN/m}^2 \\ \beta &= 8 \% \quad \quad \quad \nu = 0.40 \end{aligned}$$

Die Berechnung der Boden-Bauwerks-Wechselwirkung erfolgt unter Verwendung der idealisierenden Annahme "starres Fundament auf elastischem Halbraum". Die Feder- und Dämpfungsparameter (lumped parameter) folgen nach Newmark-Rosenblueth /6/:

$$\begin{aligned} K_H &= \frac{5.8\pi GR(1-\nu^2)}{(2-\nu)^2} \quad , \quad K_V = \frac{4GR}{1-\nu} \quad , \quad K_\varphi = \frac{8GR^3}{3(1-\nu)} \\ C_H &= 1.08 \sqrt{K_H \rho R^3} \quad , \quad C_V = 1.79 \sqrt{K_V \rho R^3} \quad , \quad C_\varphi = 0.29 \sqrt{K_\varphi \rho R^5} \\ \beta_H &= 0.54 / \sqrt{B_H} \quad , \quad \beta_V = 0.90 / \sqrt{B_V} \quad , \quad \beta_\varphi = 0.15 / \sqrt{B_\varphi} \\ B_H &= \frac{m_0}{\rho R^3} \quad , \quad B_V = \frac{m_0}{\rho R^3} \quad , \quad B_\varphi = \frac{\widehat{m}_0}{\rho R^5} \end{aligned}$$

Nach Ermittlung der mitwirkenden Massen bei $m_0 = 26.0 \text{ MNs}^2/\text{m}$ folgt mit $R = 10.5\text{m}$:

$$\begin{aligned} K_H &= 9729. \text{ MN/m} \quad , \quad C_H = 158.0 \text{ MNs/m} \\ K_V &= 10850. \text{ MN/m} \quad , \quad C_V = 276.5 \text{ MNs/m} \\ B_H &= 11.82 \quad , \quad \beta_H = 15.7 \% \\ B_V &= 11.82 \quad , \quad \beta_V = 26.2 \% \end{aligned}$$

Die rotatorische Massenträgheit $\widehat{m}_0 = \int \bar{y}^2 \text{ dm}$ folgt unter Vernachlässigung des Anteils aus Bewehrungsstahl:

	\bar{y} m	V m ³	M(Masse) MNs ² /m	$\widehat{m}_0 = \bar{y}^2 m$ MNs ² m
Fundament	2.5	1731.5	4.242	26.5
Außenzylinder	24.1	3509.6	8.599	4994.1
Wasserbehälter	43.2		.701	1308.2
rechnerische Masse*(innen)	22.0		11.652	<u>5639.6</u>
				11968.4

$$\begin{aligned} K_\varphi &= 797458. \text{ MNm} \quad , \quad C_\varphi = 4033. \text{ MNsm} \\ B_\varphi &= 49.36 \quad , \quad \beta_\varphi = 2.1 \% \end{aligned}$$

Die horizontale Bodensteifigkeit K_H wird auf 4 Federn verteilt. Bei der Ermittlung der Steifigkeiten der vertikal angeordneten Federn ist zu berücksichtigen, daß sie sowohl die vertikale Steifigkeit K_V als auch die Kippsteifigkeit K_φ erzeugen. Es werden insgesamt 6 vertikale Federn angeordnet, um die Vertikal- und Drehsteifigkeit des Halbraums zu simulieren. Die 4 Federn der

Steifigkeit k_{V1} liegen in der Symmetrieebene am Außenrand ($R = 10.5 \text{ m}$), die 2 Federn der Steifigkeit k_{V2} liegen in der Symmetrieachse.

Momentengleichgewichtsbedingung:

$$K_{\varphi} \cdot \varphi = 4 k_{V1} \cdot \varphi \cdot R \cdot R$$

$$K_{\varphi} = 4 R^2 k_{V1}$$

$$k_{V1} = \frac{K_{\varphi}}{4R^2} = \frac{797458}{4 \cdot 110:25} \\ = 1808.3 \text{ MN/m} \quad (4k_{V1} = 7233.2 \text{ MN/m})$$

Vertikalgleichgewichtsbedingung:

$$K_V = 4 k_{V1} + 2 k_{V2}$$

$$k_{V2} = (K_V/2 - 2 k_{V1}) \\ = 1808.4 \text{ MN/m}$$

$$\text{d.h. } k_{V1} = k_{V2} = k_V$$

$$F_V = k_V \frac{L}{E} = 1808.3 / 1000 \\ = 1.808 \text{ m}^2$$

Die ermittelten Dämpfungsverhältnisse für die Abstrahlungsdämpfung β_H , β_V sind etwa gleich groß wie die nach KTA 2203 zulässigen Werte $\beta_{H \text{ max}} = 15 \%$, $\beta_{V \text{ max}} = 30 \%$. Deshalb werden die ermittelten Dämpfungsfaktoren C_H , C_V in der Berechnung unverändert eingesetzt. Aus konservativen Gesichtspunkten wird für den horizontalen und vertikalen Mode die Materialdämpfung des Bodens nicht berücksichtigt. Die Materialdämpfung wird nur für den der 1. Eigenfrequenz zugeordneten Kippmodus ausgenutzt.

- 2 horizontale Dämpfungstöpfe (reine Abstrahlungsdämpfung),
(4 Dämpfungstöpfe symmetrisch)

$$\Sigma c_H = C_H = 158.0 \text{ MN s/m}$$

- 6 vertikale Dämpfungstöpfe

Zur Simulation der Abstrahlungsdämpfung des Drehmodes werden 2 Dämpfungstöpfe c_{V1} (4 Dämpfungstöpfe symmetrisch) außen in der Symmetrieebene angeordnet.

Momentengleichgewichtsbedingung:

$$C_{\varphi} \cdot \dot{\varphi} = 4 c_{V1} \cdot \dot{\varphi} R \cdot R$$

$$c_{V1} = \frac{C_{\varphi}}{4R^2}$$

Mit $\beta = C/C_{kr}$ folgt

$$C_{kr,\varphi} = C_{\varphi} / \beta_{\varphi} \\ = 4033 / 0.021 \\ = 192048 \text{ MN s m}$$

Für den Drehmode wird der Anteil aus der Materialdämpfung berücksichtigt:

$$\begin{aligned}\Sigma \beta_{\varphi} &= \beta_{\varphi, \text{Material}} + \beta_{\varphi, \text{Abstrahlungsdämpfung}} \\ &= 0.08 + 0.021 \\ &= 0.101 \\ &\approx 10 \%\end{aligned}$$

Somit lautet der Dämpfungsfaktor :

$$\begin{aligned}\Sigma C_{\varphi} &= \Sigma \beta_{\varphi} \cdot C_{kr, \varphi} \\ &= 19205 \text{ MN s m}\end{aligned}$$

und es folgt für

$$\begin{aligned}c_{V1} &= \frac{19205}{4 \cdot 10.5^2} \\ &= 43.55 \text{ MN s/m}\end{aligned}$$

1 Dämpfungstopf c_{V2} (2 Dämpfungstopfe symmetrisch) wird in der Symmetrieachse angeordnet.

Vertikalgleichgewichtsbedingung:

$$\begin{aligned}C_V \dot{v} &= (4 c_{V1} + 2 c_{V2}) \dot{v} \\ c_{V2} &= \frac{C_V}{2} - 2 c_{V1} \\ &= 138.25 - 87.09 \\ &= 51.16 \text{ MNs/m}\end{aligned}$$

4.2 Strukturdämpfung

Die Strukturdämpfung wird entsprechend der Rayleigh-Dämpfung ermittelt

$$[C] = a [M] + b [K].$$

Das Programm ADINA erlaubt nur Diagonalglieder der Dämpfungsmatrix. Bei Vernachlässigung der [K]-Nebendiagonalglieder ergibt sich eine unrealistisch hohe Dämpfung; deshalb gilt $b = 0$, somit enthält die Dämpfungsmatrix nur die durch die Punktmassenmatrix (lumped mass) ermittelten Anteile. Entsprechend den Bodenfedern folgt für die Starrkörpereigenfrequenz:

$$\begin{aligned}\omega_H &= \sqrt{\frac{k_H}{m_0}} = \sqrt{\frac{9729}{26.0}} \\ &= 19.34 \frac{1}{s} \quad (\nu_H = 3.08 \text{ Hz}) \\ \omega_V &= \sqrt{\frac{10850}{26.0}} \\ &= 20.43 \frac{1}{s} \quad (\nu_V = 3.25 \text{ Hz}) \\ \omega_{\varphi} &= \sqrt{\frac{797458}{11968}} \\ &= 8.16 \frac{1}{s} \quad (\nu_{\varphi} = 1.30 \text{ Hz})\end{aligned}$$

Der Koeffizient a folgt dann aus

$$\beta_i = \frac{a}{2\omega_i} + \frac{b\omega_i}{2} \quad \text{mit } b = 0$$

$$a = 2 \omega_i \beta_i$$

Die Struktureigenfrequenzen sind 5.1 und 5.2 zu entnehmen. Als kleinste Struktureigenfrequenz wird hier die jeweils 2. Eigenfrequenz maßgebend. Für alle Modelle gilt:

$$\omega_{\min} = 13.73 \frac{1}{s}$$

$$\text{also } a = 2 \cdot 13.73 \cdot 0.04$$

$$a = 1.0984 \frac{1}{s}$$

wenn für diesen Modus ein kritisches Dämpfungsverhältnis von $\beta = 4 \%$ zugrundegelegt wird. Die für die anderen Frequenzen sich ergebenden kritischen Dämpfungsverhältnisse sind Bild 11 konservativ zu entnehmen.

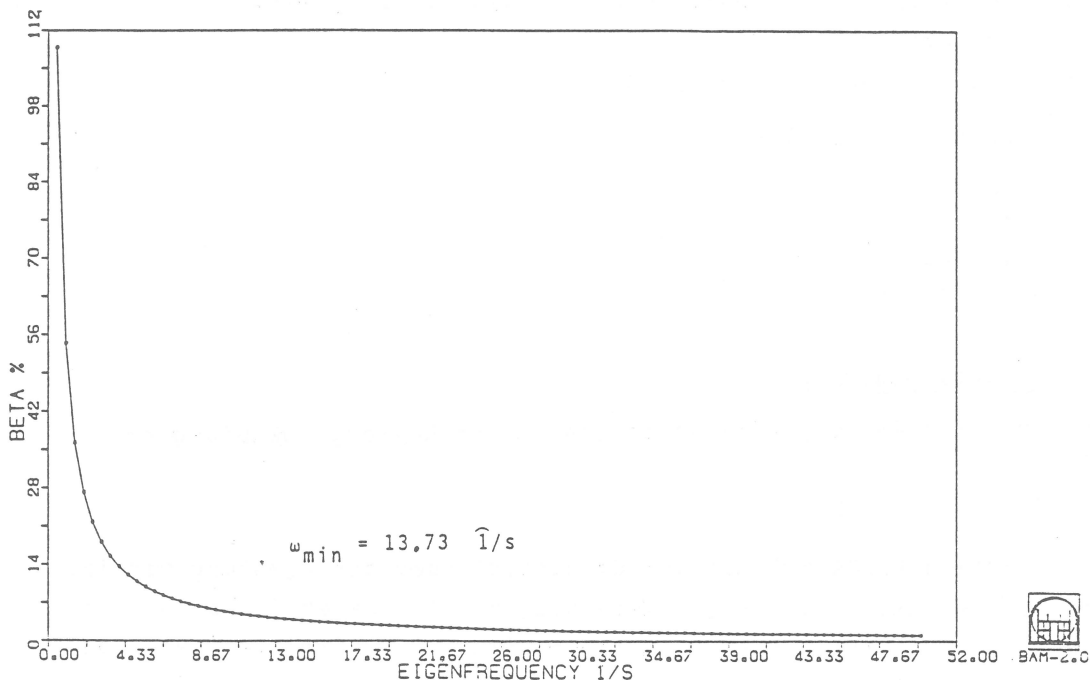


Bild 11
Frequenzabhängigkeit der Strukturdämpfung

4.3 Materialgesetze

4.3.1 Stahl

Entsprechend KTA-RE 2203 § 4.2 (Bild 10) wird ein bilineares Materialgesetz verwandt mit

$$E_s = 2.1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$\beta_s = 420 \text{ N/mm}^2$$

Nach Erreichen der Fließspannung wird einmal eine Nachverfestigung in Rechnung gestellt mit

$$E^* = \frac{1}{10} E_s$$

Letztere Annahme hat den alleinigen Hintergrund der möglichen numerischen Stabilisierung der Rechnungen, dürfte jedoch keinen merk-

lichen Beitrag zur Gesamtaussage liefern. Für die endgültige Betrachtung wird vergleichsweise nach Überschreiten der Fließgrenze die ideal elastoplastische Materialbeziehung angesetzt. Die unterstellten Spannungs-Dehnungs-Beziehungen des Bewehrungsstahls St III b sind im Bild 12 dargestellt.

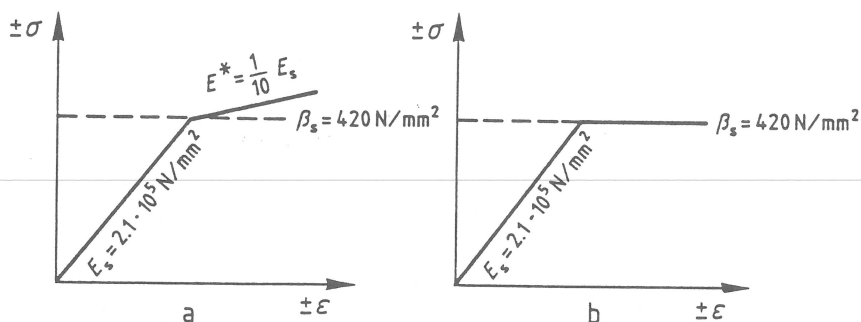


Bild 12a/b
Werkstoffgesetz für die Stahlbewehrung

4.3.2 Beton

Aus den Konstruktionsunterlagen ergibt sich für den Beton eine minimale Druckfestigkeit von 44.8 N/mm^2 und eine mittlere Druckfestigkeit von 53.9 N/mm^2 , so daß zumindest von einem Beton mit einem E-Modul $E_b = 37\,000 \text{ N/mm}^2$ ausgegangen werden kann.

Ein wesentlicher Punkt im Hinblick auf die Gesamtaussage ist die Spezifizierung der Betonzugfestigkeit, gerade weil bei Ausführung der Konstruktion auf eine Schubbewehrung verzichtet wurde. Eine Ortsbesichtigung der äußeren Oberfläche des Betonzylinders des Reaktorgebäudes ergab, daß keine Trennrisse - möglicherweise aufgrund von Temperaturdifferenzen - festgestellt werden konnten. Für den Baustoff Beton wird das Materialverhalten nach Drucker-Prager angesetzt mit

$$\begin{aligned} \varphi &= 55^\circ & c &= 5.70 \text{ N/mm}^2 \\ \alpha &= 0.434 & k &= 5.19 \text{ N/mm}^2 \\ t &= 3.98 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Diese Beziehung ist in Bild 13a dargestellt. Zur möglichen Begrenzung der dreidimensionalen Hauptdruckspannung wird der Querschnitt in der endgültigen Betrachtung bei Überstreiten der Invarianten $\min I_1 = -70 \text{ N/mm}^2$ als rechnerisch erschöpft angesetzt, s. Bild 13b.

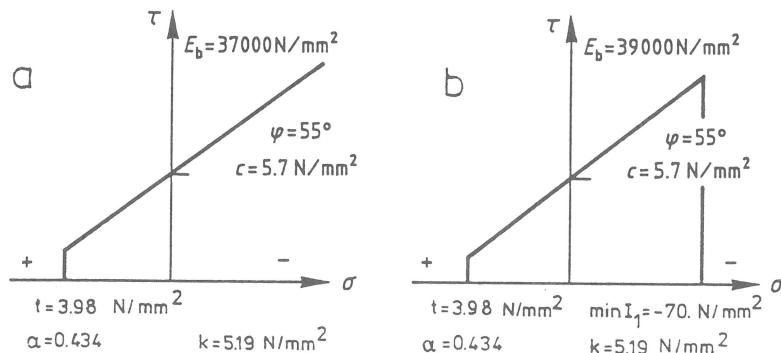


Bild 13a/b
Werkstoffgesetz für den Beton

5 Allgemeine Angaben zur Berechnung des Lastfalls Flugzeugabsturz

Beim Lastfall Flugzeugabsturz handelt es sich vorrangig um eine Analyse für das Verhalten der Struktur im Bereich der unmittelbaren Aufschlagstelle des Projektils. Ist sichergestellt, daß die lokal einwirkende Querlast i. w. durch Biegespannungszustände in die globale Konstruktion eingeleitet werden kann, so wird lokal ein Großteil der Aufschlagenergie durch große Verformungen aufgenommen. Diese großen Nichtlinearitäten sind für die Tragkapazität des Querschnitts von wesentlicher Bedeutung.

Die Beurteilung eines lokalen Phänomens wird ebenfalls durch die angenommenen Randbedingungen bestimmt. Um generell Interpretationsschwierigkeiten zu vermeiden, erfolgt die Untersuchung, die mit Hilfe der Finiten Element Methode durchgeführt wird, an einer Gesamtabbildung des Systems. Zur Durchführung der Berechnungen wird eine modifizierte Version des ADINA-81 Codes angewendet. Hierzu wird der Außenzylinder durch entsprechend feine 16 Knoten VOLUME Elemente abgebildet, die den Baustoff Beton repräsentieren. Zusätzlich wird ein Innenzylinder aus VOLUME Elementen abgebildet, der die realistische Berücksichtigung der Masse-Trägheitsbeziehungen auch durch die Reaktorsysteme selbst ermöglicht. Im Bereich der Auftrefffläche wird die vorhandene Bewehrung durch TRUSS Elemente symbolisiert. Sowohl für die Beton-VOLUME Elemente als auch für die Betonstahl-TRUSS Elemente ist nichtlineares Verhalten vorgesehen.

Nichtlineare, dreidimensionale Analysen sind für dynamische Vorgänge - im Zeitbereich durchgeführt - außerordentlich aufwendig. Aus diesem Grunde erfolgt ein 'zweistufiges' Vorgehen. Entsprechend 3 wird die Last in den definierten Punkten A bzw. B aufgesetzt. Hierzu wird ein relativ feines Modell I (mit den Varianten IA bzw. IB) erstellt, um erste Aufschlüsse über das Tragverhalten zu erzielen. Die endgültige Bewertung soll dann durch ein sehr feines Modell II B vorgenommen werden. Für die Modelle I und II werden die Materialbeziehungen entsprechend Bild 12a und 13a angesetzt.

5.1 Beschreibung von Modell I

In Modell I wird der Beton des Außenzylinders durch 3 Schichten VOLUME Elemente erfaßt. Die Anzahl der Schichten wird über die Höhe und den Umfang nicht verändert. Der Betonbereich des Fundamentes und des Innenzylinders wird durch eine Schicht VOLUME Elemente diskretisiert. Die Umfangs- und Vertikalbewehrungsstäbe werden mit ideellen Querschnitten, wirkend jeweils zwischen den Eckknotenpunkten und jeweils zwischen den Randknotenpunkten der VOLUME Elemente, angenommen. Die ideellen Bewehrungsquerschnitte folgen aus den Werten für die mittragende Breite. Die vorgegebenen Massen-, Steifigkeits- und Dämpfungswerte werden dem System beigegeben. Die Elementgrößen von Modell IA (Außenzylinder) sind Bild 14 zu entnehmen; durchgezogene Achsen zeigen Elementränder, auf den gestrichelten Achsen liegen die Elementzwischenknoten. Aus Bild 15 folgt die Elementierung von Modell IB.

Bild 16 und Bild 17 zeigen die Durchsichten von Modell IA und Modell

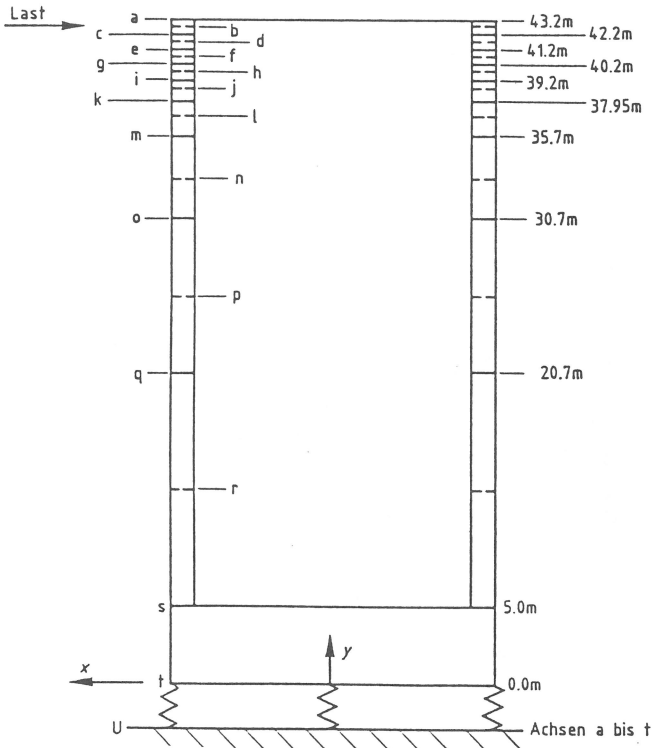
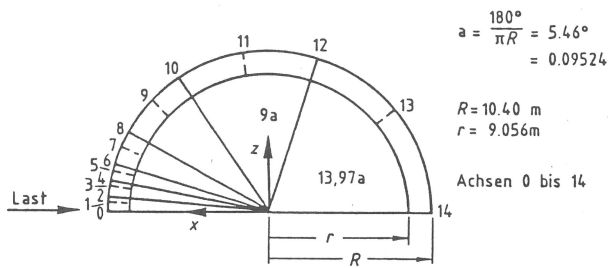


Bild 14
Achsen von Modell IA

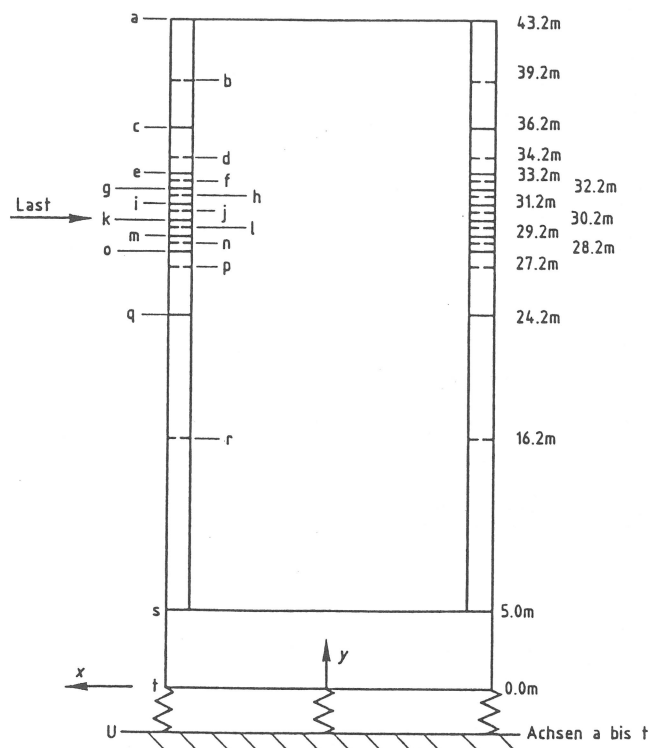
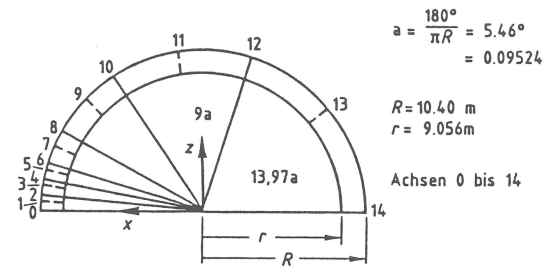


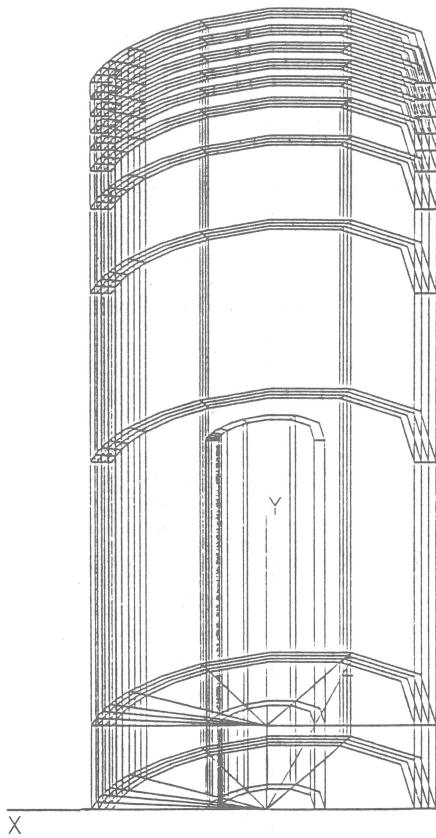
Bild 15
Achsen von Modell IB

IB, berechnet werden unter Berücksichtigung der Symmetriebedingungen jeweils nur die Systemhälften.

Beide Modelle haben 2990 Freiheitsgrade, die maximale halbe Bandbreite beträgt 612 bei 3 Blöcken. Die ersten acht Eigenwerte sind:

Mode	Modell IA		Modell IB	
	ω \hat{I}/s	ν Hz	ω \hat{I}/s	ν Hz
1	5.95	0.93	5.87	0.93
2	13.73	2.19	13.81	2.20
3	18.48	2.94	18.57	2.96
4	20.74	3.30	20.74	3.30
5	36.75	5.85	37.01	5.89
6	41.46	6.60	42.08	6.70
7	47.98	7.64	48.00	7.64
8	60.77	9.67	61.07	9.72

Die ersten acht Eigenformen für Modell IA sind in Bild 18 bis Bild 25 dargestellt, die Eigenformen von Modell IB sind hiermit identisch. Mode 1 entspricht nahezu dem in 4.2 ermittelten Kippmode und Mode 3 dem in 4.2 ermittelten Vertikalmode. Als die für das implizite Integrationsverfahren zugrundezuliegende Schrittweite wurde $\Delta t = 0.00005$ s ermittelt.

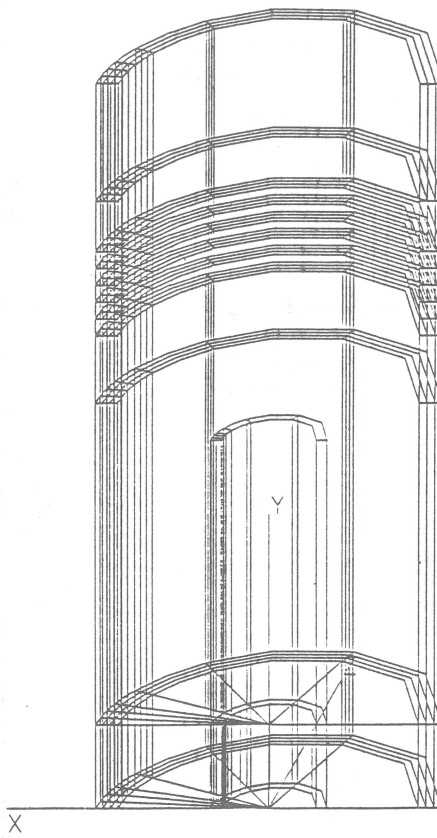


KKWJUL434

Bild 16
Durchsicht durch Modell IA



BAM-2.01

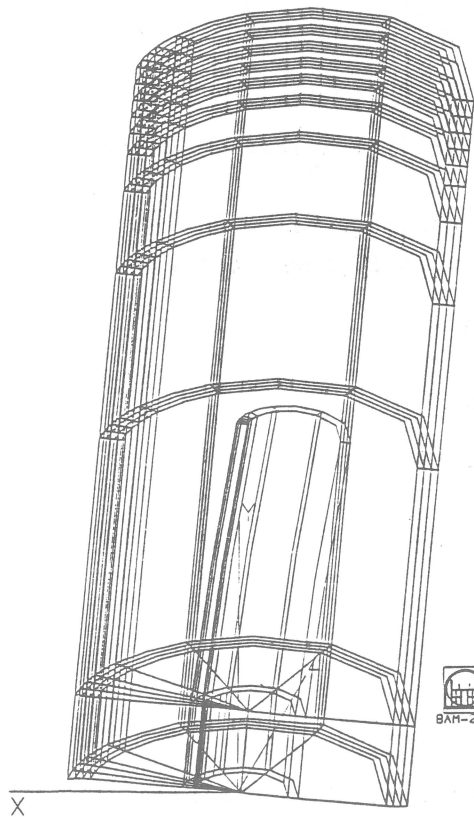


KKWJUL448

Bild 17
Durchsicht durch Modell IB

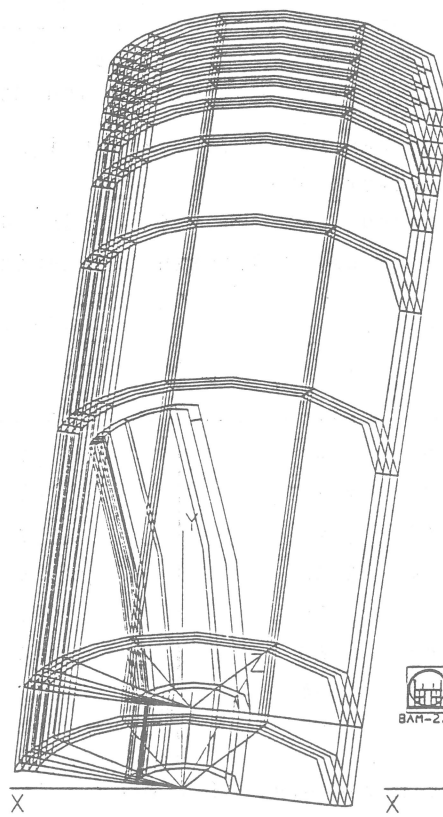


BAM-2.01



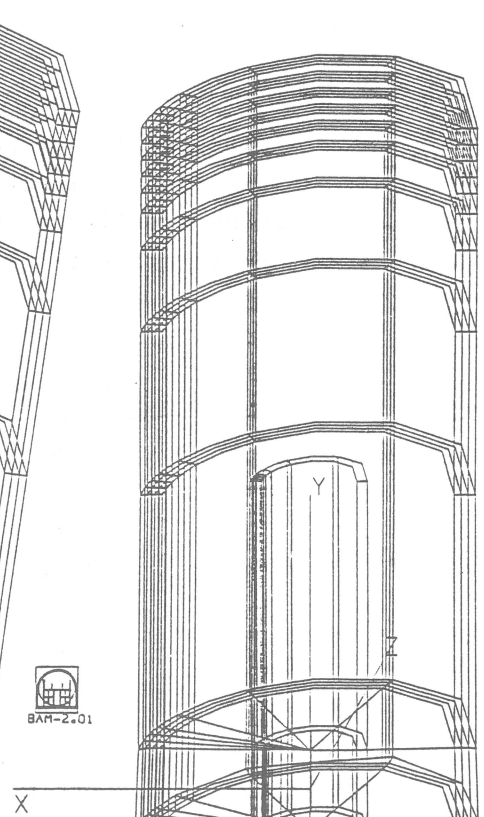
KKWJUL424 EIGENWERT

1



KKWJUL424 EIGENWERT

2



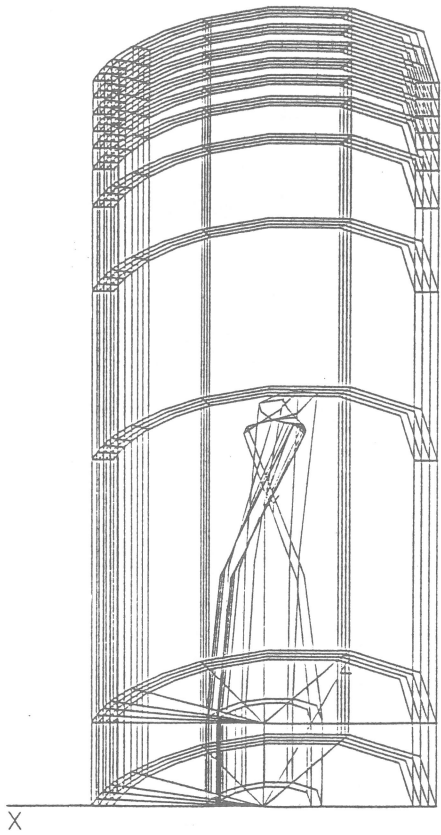
KKWJUL424 EIGENWERT

3

Bild 18
1. Eigenform von Modell IA

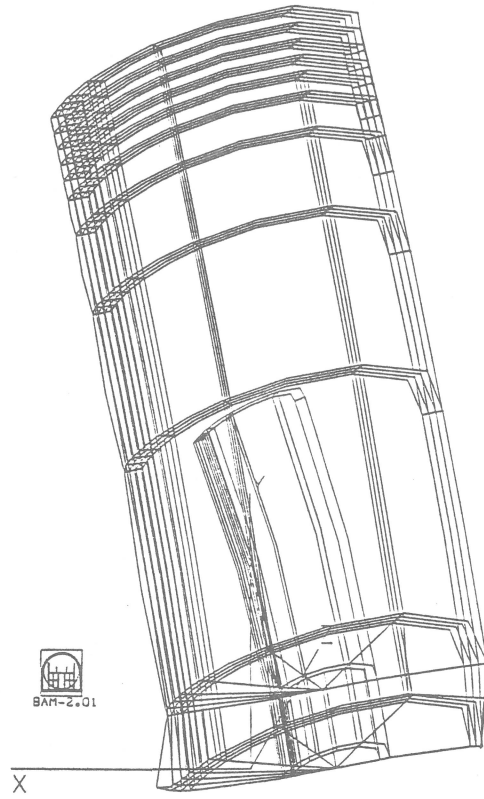
Bild 19
2. Eigenform von Modell IA

Bild 20
3. Eigenform von Modell IA



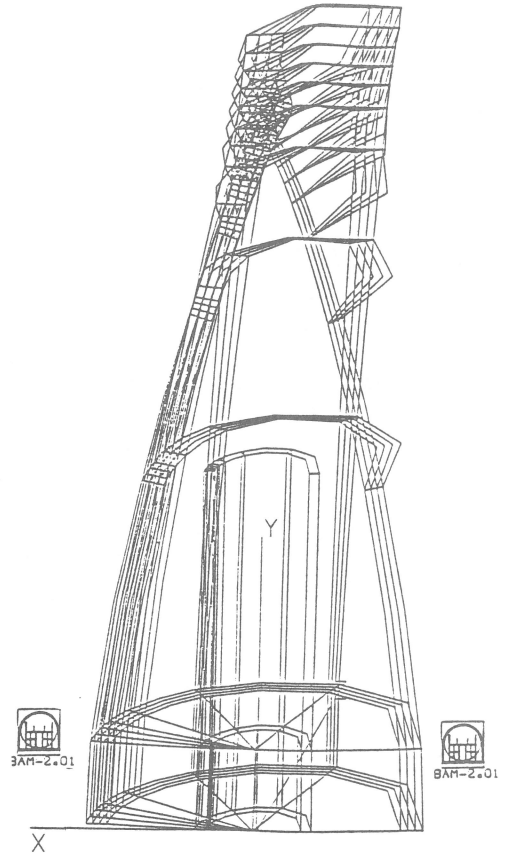
KKWJUL424 EIGENWERT 4

Bild 21
4. Eigenform von Modell IA



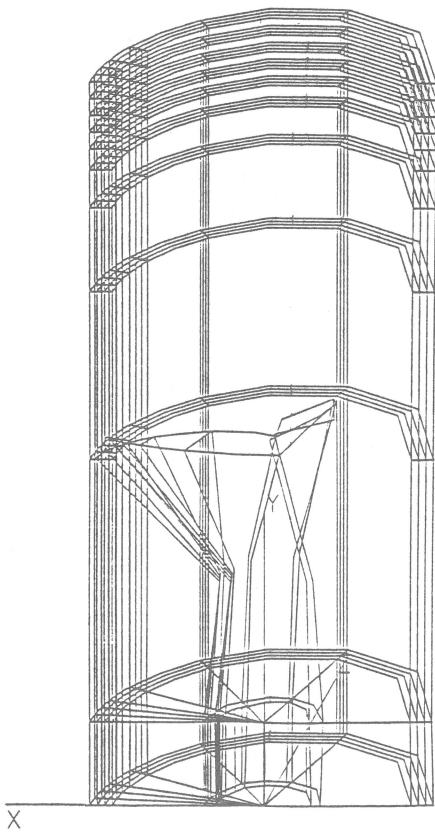
KKWJUL424 EIGENWERT 5

Bild 22
5. Eigenform von Modell IA



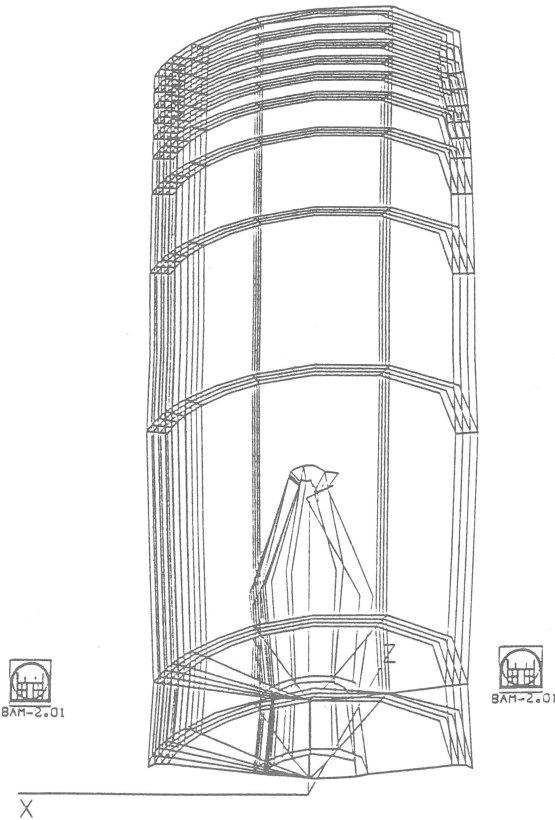
KKWJUL424 EIGENWERT 6

Bild 23
6. Eigenform von Modell IA



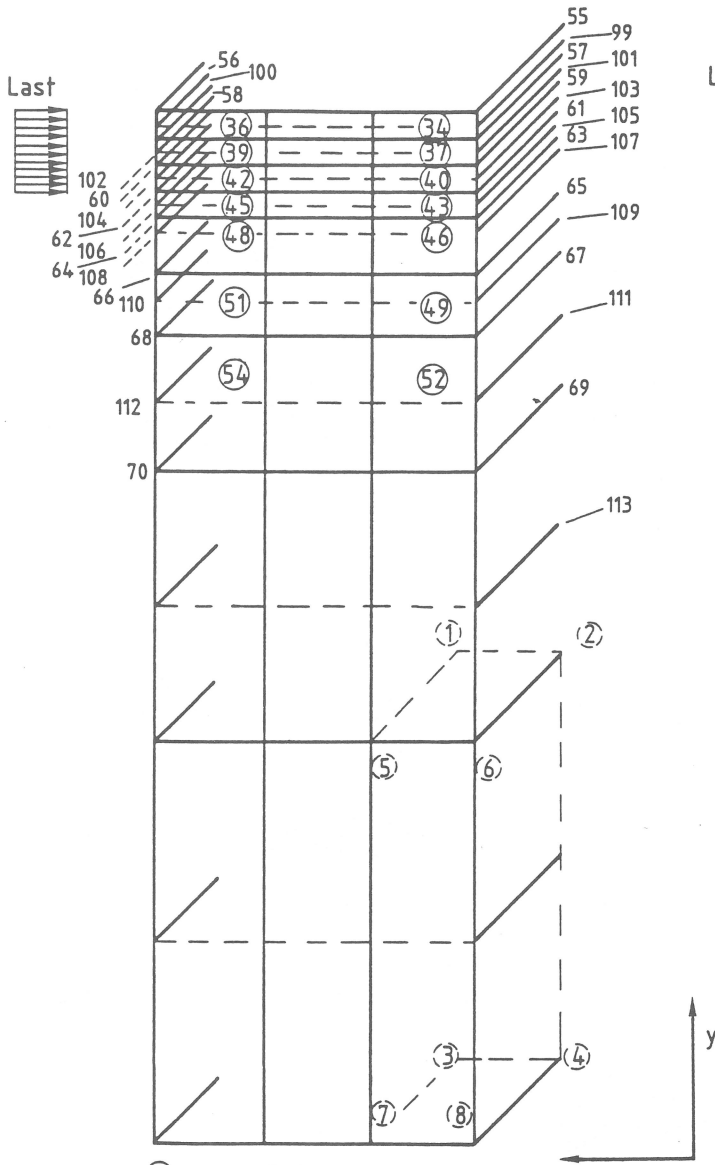
KKWJUL424 EIGENWERT 7

Bild 24
7. Eigenform von Modell IA



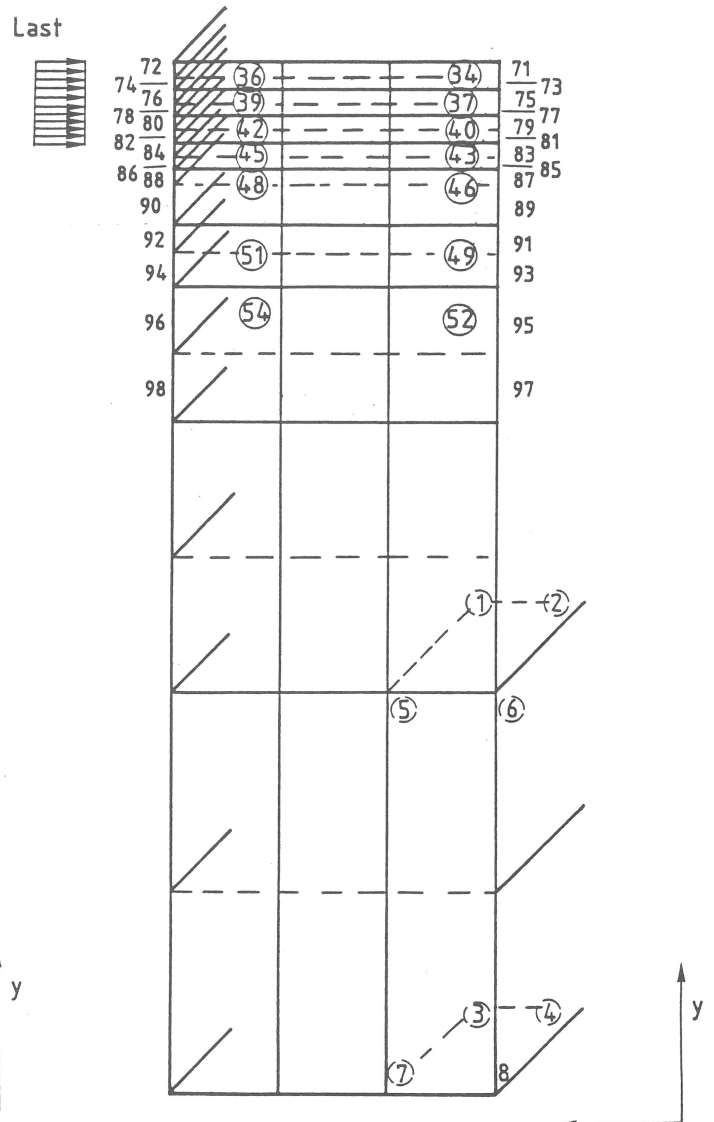
KKWJUL424 EIGENWERT 8

Bild 25
8. Eigenform von Modell IA



- ① VOLUME Elementgruppe
- i TRUSS Elementgruppe (horizontal)
- ① Ordnungsprinzip der Gaußpunkte

Bild 26
Anordnung von Elementen in Elementgruppen für Modell IA



- ① VOLUME Elementgruppe
- i TRUSS Elementgruppe (vertikal)
- ① Ordnungsprinzip der Gaußpunkte

Bild 27
Anordnung von Elementen in Elementgruppen für Modell IA

Die Spannungen der Stahlbetonquerschnitte werden durch die Spannungen in den einzelnen Elementen ausgedrückt, die in Elementgruppen zusammengefaßt werden. Die Lage der hierbei angesprochenen Elementgruppen ist in Bild 26 bis Bild 29 durch die Querschnitte der Modelle IA und IB bestimmt. Bild 26 und 27 zeigen die Gruppen der VOLUME Elemente für den Beton und der horizontal und vertikal liegenden TRUSS Elemente für Stahl von Modell IA, entsprechendes gilt in Bild 28 und 29 von Modell IB. Die Nummern der Elemente innerhalb der einzelnen Elementgruppen haben für den gezeigten Querschnitt den Wert eins. Die Nummern der Elemente in Umfangsrichtung steigen umlaufend an. Die Spannungen der VOLUME Elemente werden in Integrationspunkten (Gaußpunkte) innerhalb des Elements angegeben, wobei immer $2 \times 2 \times 2$ Gaußpunkte zugrunde liegen. Der Orientierungssinn für diese Integrationspunkte ist den Bildern 26 bis 29 zu entnehmen.

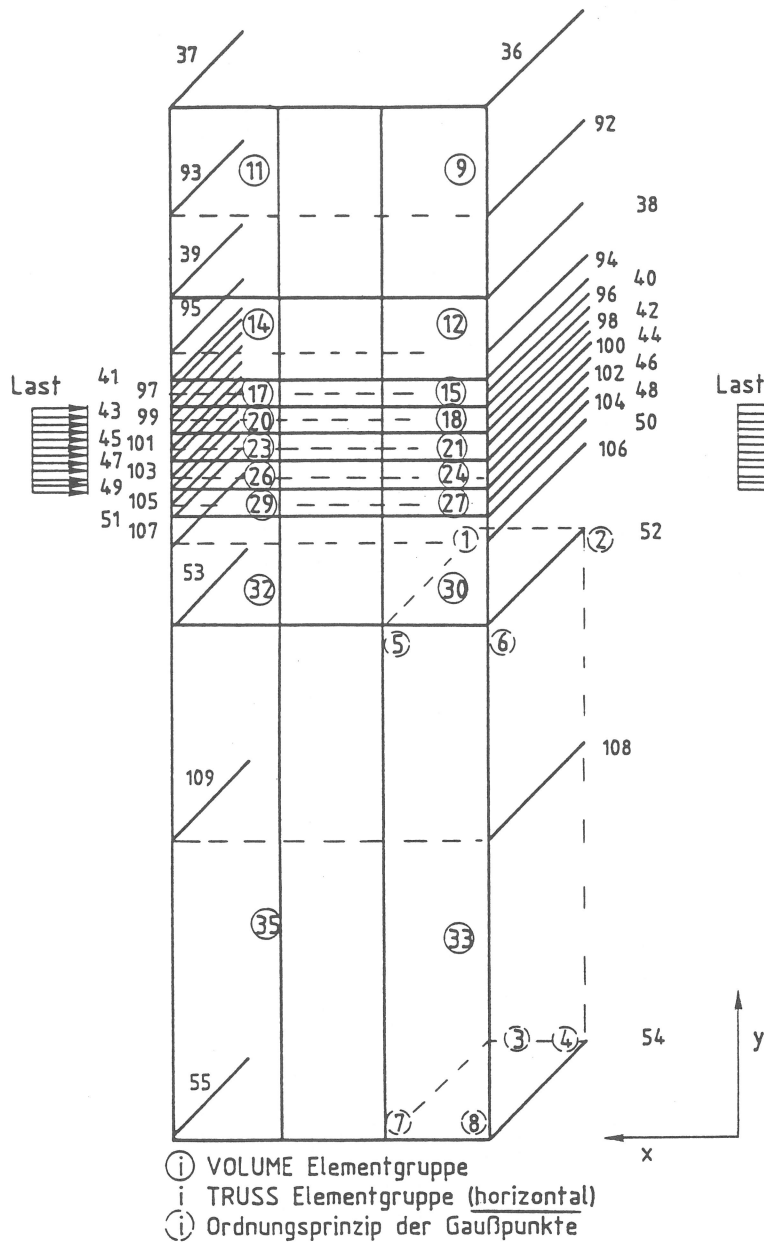


Bild 28
Anordnung von Elementen in Elementgruppen
für Modell IB

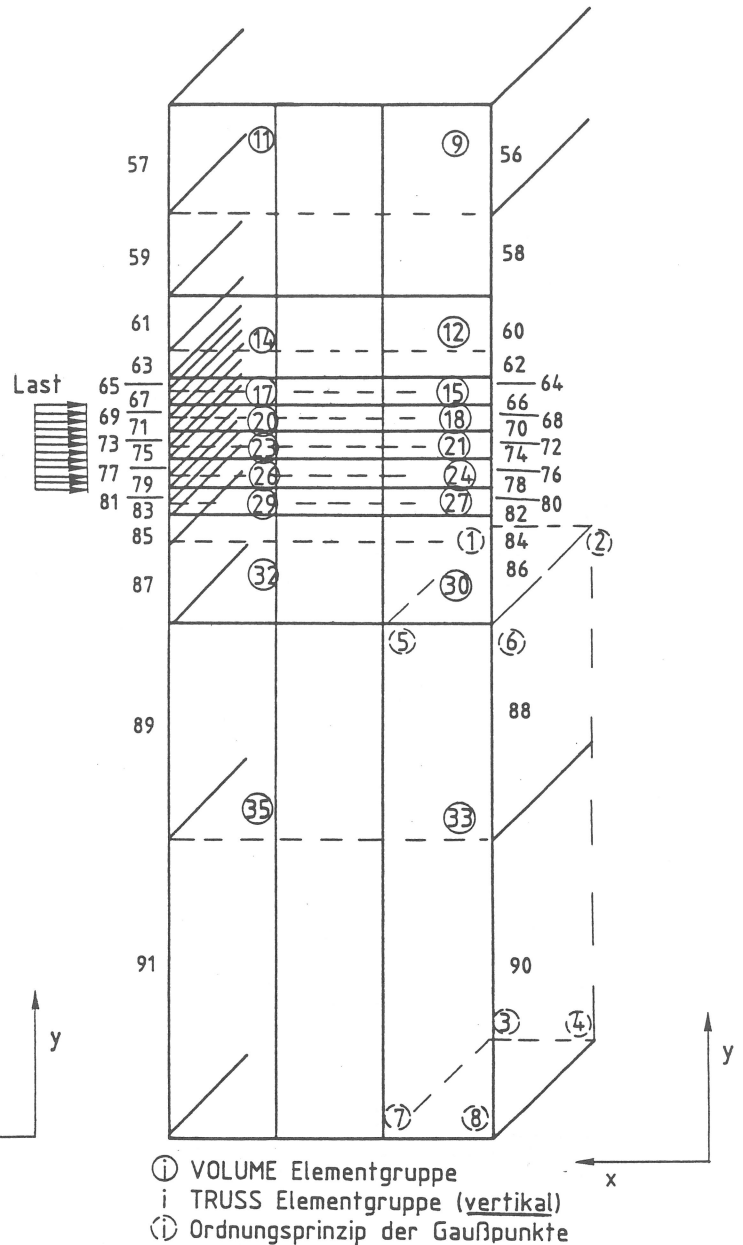


Bild 29
Anordnung von Elementen in Elementgruppen
für Modell IB

5.2 Beschreibung von Modell II

In Modell II wird der Beton des Außenzylinders im Bereich des Lastangriffs durch 6 Schichten VOLUME Elemente erfaßt. Dieser Sechsschichtenquerschnitt umfaßt bei einer Höhe von 6.0 m und einem Umfang von $2 \cdot 3.0 = 6.0$ m den hypothetischen Durchstanzkegel. In dem den Sechsschichtenquerschnitt umgebenden Übergangsbereich wird eine Reduktion der Schichtenzahl bis auf eine Schicht vorgenommen. Bild 30 zeigt die Ansicht von Modell II. Die Umfangs- und Vertikalbewehrungsstäbe werden für den Sechsschichten- und Übergangsbereich mit ideellen Querschnitten diskretisiert. Die ideellen Bewehrungsquerschnitte folgen aus den Werten für die mittragende Breite. Die vorgegebenen Massen-, Steifigkeits- und Dämpfungswerte werden dem System beigegeben. Nichtlineares Materialverhalten wird für die Beton- und Stahlelemente im Übergangs- und Sechsschichtenbereich postuliert. Die Bewertung der Diskretisierung für den nichtlinearen Bereich erfolgt mittels einer Spannungsüberprüfung; die an die Globalstruktur anschließenden Ele-

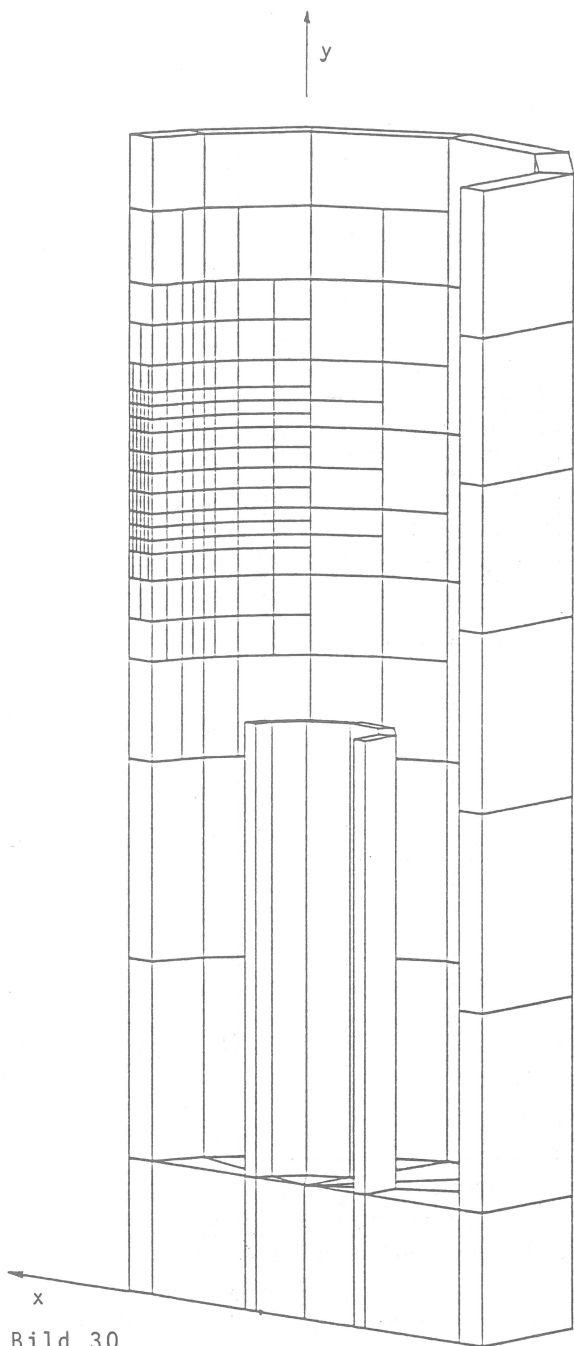


Bild 30
Ansicht von Modell II

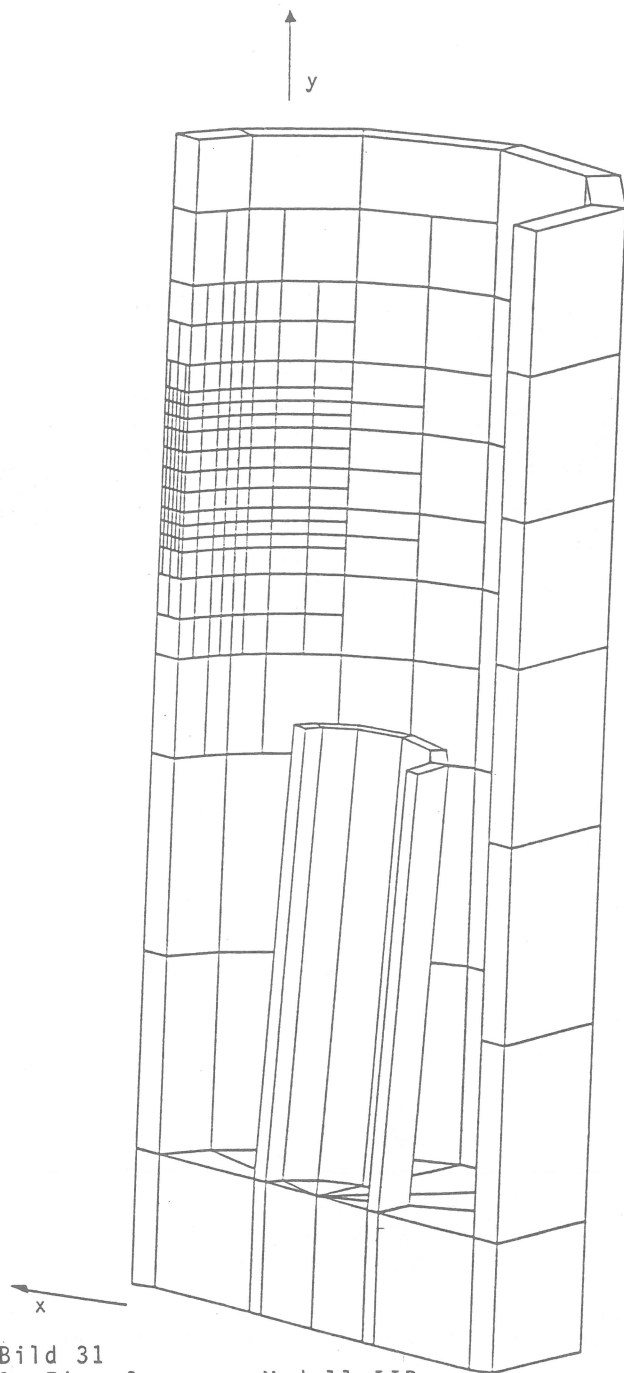


Bild 31
1. Eigenform von Modell IIB

mente des Übergangsbereiches bzw. deren äußersten Integrationspunkte sollten für den betrachteten Zeitbereich lineares Verhalten aufweisen. Modell II verfügt über 7028 Freiheitsgrade, die maximale halbe Bandbreite beträgt 3458 bei 13 Blöcken.

Die ersten acht Eigenwerte sind:

Mode	Modell II	
	ω \hat{I}/s	ν Hz
1	6.00	0.96
2	14.06	2.24
3	18.83	3.00
4	20.13	3.20
5	38.05	6.06
6	41.49	6.60
7	49.98	7.95
8	62.05	9.88

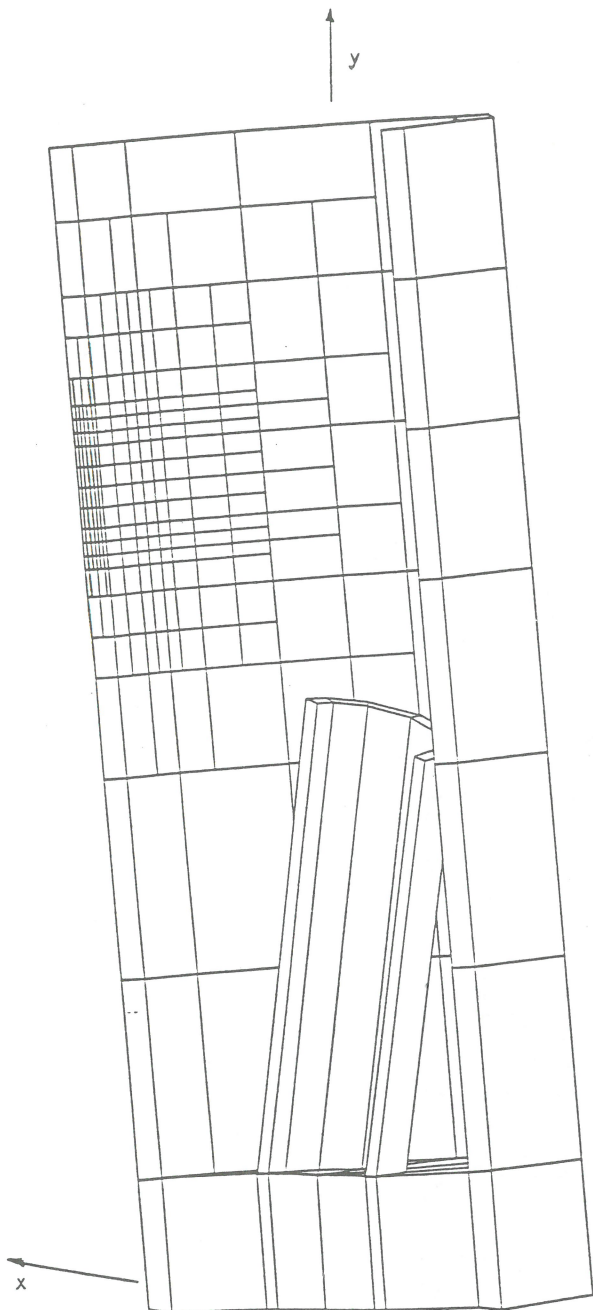


Bild 32
2. Eigenform von Modell IIB

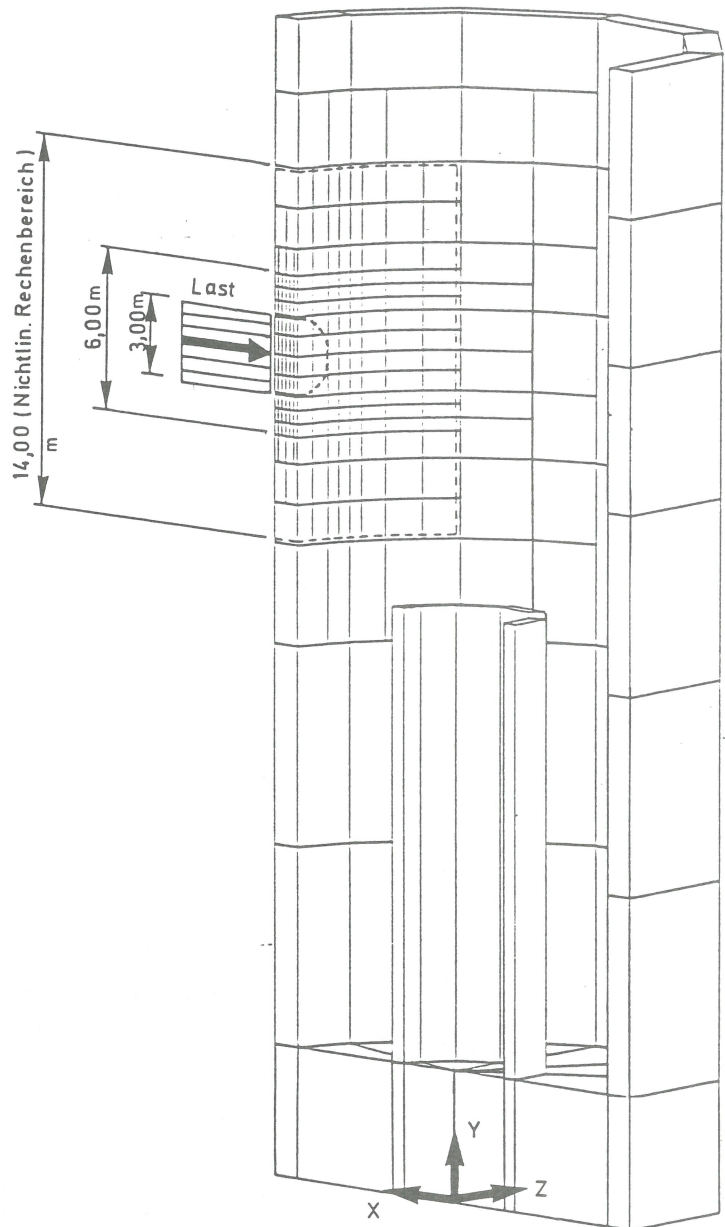


Bild 33
Modell IIB, Lastangriffsstelle und umgebender nichtlinearer Rechenbereich

Die beiden ersten Eigenformen für Modell II sind in Bild 31 und 32 dargestellt. Die Eigenformen von Modell II entsprechen denen von Modell I: Mode 1 ist der Kippmode, Mode 2 ist der für Innen- und Außenzyylinder gegenläufige Biegemode und Mode 3 ist der Vertikalmode. Als die für das implizite Integrationsverfahren zugrunde zu liegende Schrittweite wurde $\Delta t = 0.00001$ s ermittelt.

Die Spannungen der Stahlbetonquerschnitte werden vorliegend nur für den nichtlinearen Rechenbereich ausgewiesen. Dazu wird lediglich der in Bild 33 dargestellte nichtlineare Bereich, der durch bis zu sechs Schichten gekennzeichnet ist, betrachtet. Der gesamte nichtlineare Bereich erstreckt sich über eine Höhe von 14.0 m und einen Umfang von $2 \cdot 7.0 = 14.0$ m. Für den restlichen globalen Bereich gilt lineares Verhalten. Die Bewehrung ist ausschließlich im nichtlinearen Bereich definiert, horizontale und vertikale TRUSS Elemente bilinearer Charakteristik münden in die Knoten des globalen

Bereiches. Bild 34 enthält die Ansicht des nichtlinearen (Sechschichten- und Übergangs-) Bereiches und identifiziert die VOLUME Elemente für den Beton. Das Prinzip der Elementgeneration ist die schichtweise im Uhrzeigersinn vorgenommene Indizierung der Elemente einer Elementgruppe, wobei die Ausgangsschicht jeweils außen liegt. Beispielsweise zeigt Bild 34 über die Dicke den jeweiligen Anfangs- und Endindex einer Schicht für die Elementgruppe 5, Anfangs- und Endindex der innersten Schicht jeder Gruppe sind der Ansicht der Innenseite zu entnehmen. Das Ordnungsprinzip der Gaußpunkte folgt ebenfalls aus Bild 34.

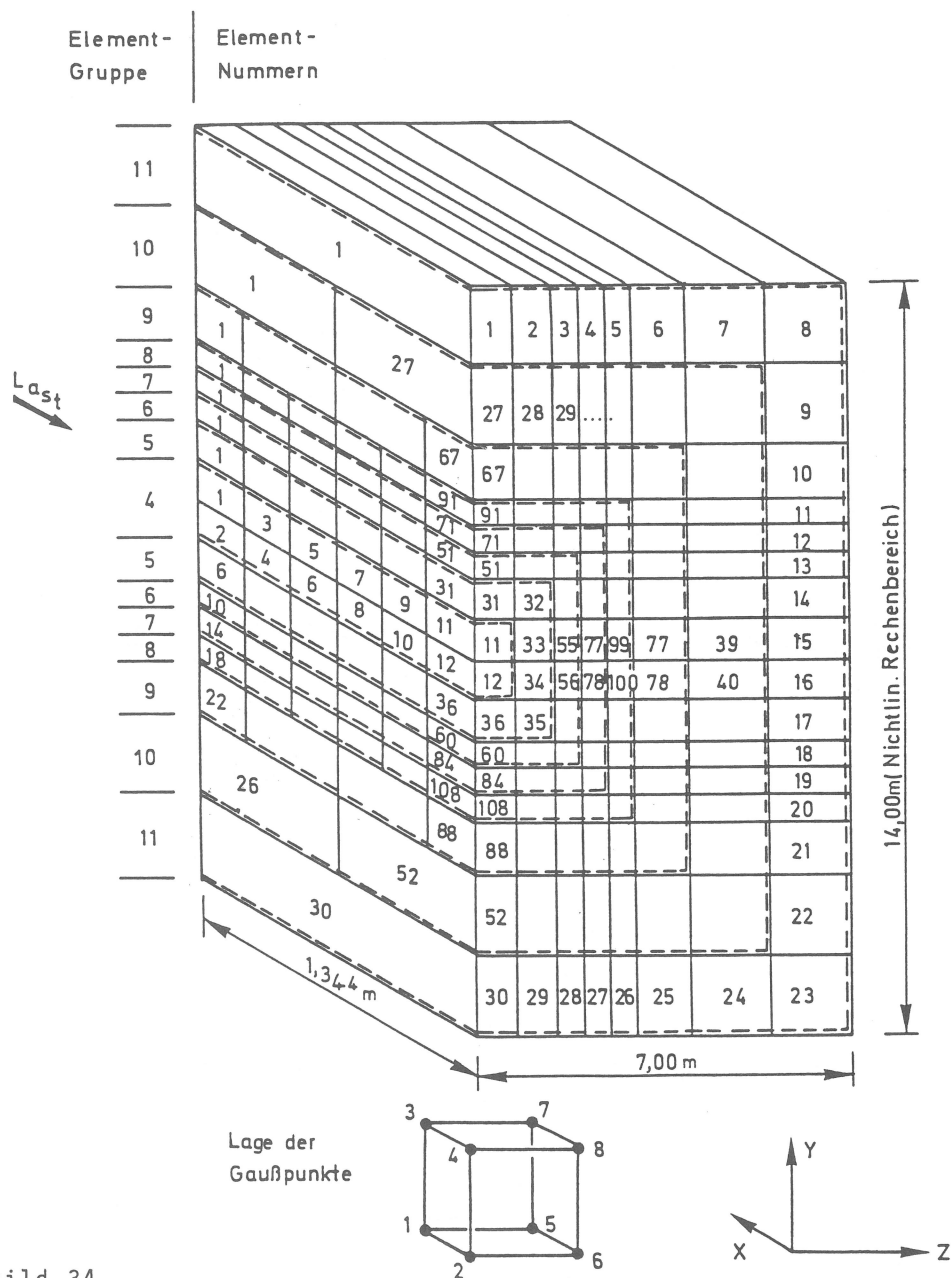


Bild 34
Modell IIB, Anordnung der VOLUME Elemente im nichtlinearen Rechenbereich

Die Lage der TRUSS Elemente in den Elementgruppen ist Bild 35 für die Außenschicht und Bild 36 für die Innenschicht zu entnehmen. Alle TRUSS Elemente sind in vier Elementgruppen sortiert: Gruppe 12 außen vertikal, Gruppe 13 außen horizontal, Gruppe 14 innen vertikal,

Gruppe 15 innen horizontal. Nur der Anfangs- und der Endindex der Elemente sind jeweils in den Achsen markiert, dazwischenliegende Elemente erstrecken sich zwischen den speziell ausgewiesenen Knotenpunkten der Achsen.

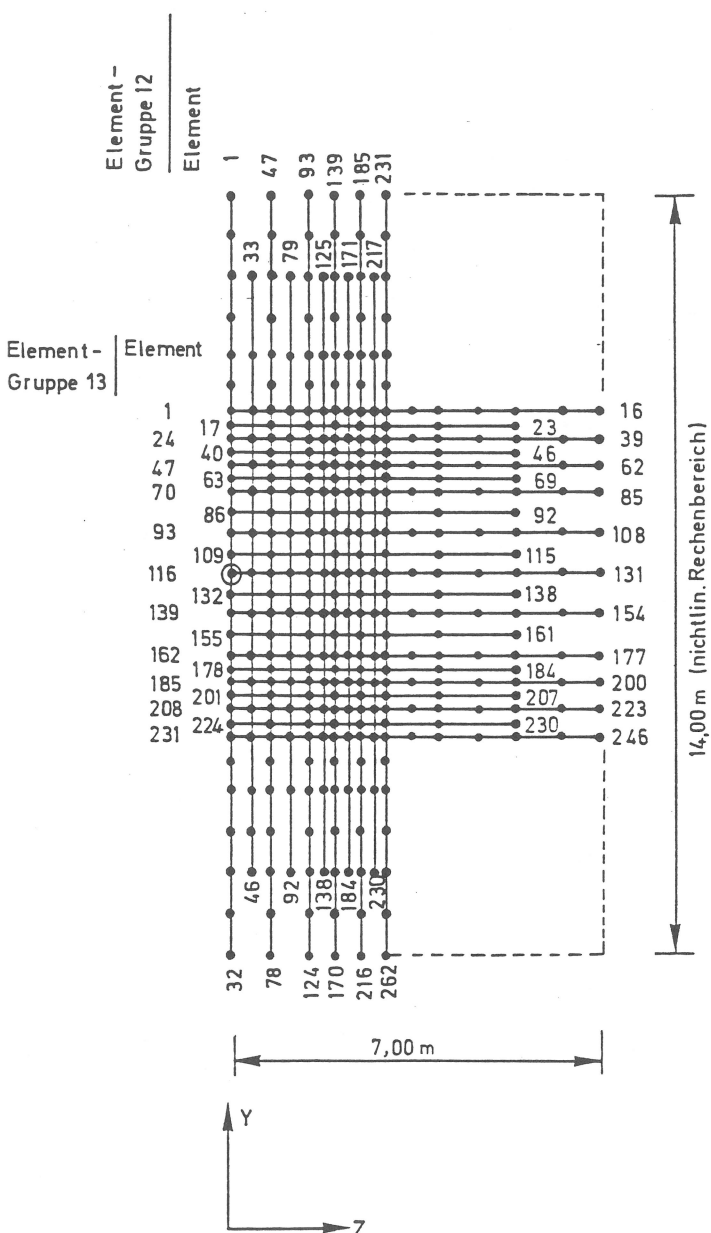


Bild 35
Modell IIB, Anordnung der TRUSS Elemente (Bewehrung) im nichtlinearen Rechenbereich (Zylinder-Außenfläche)

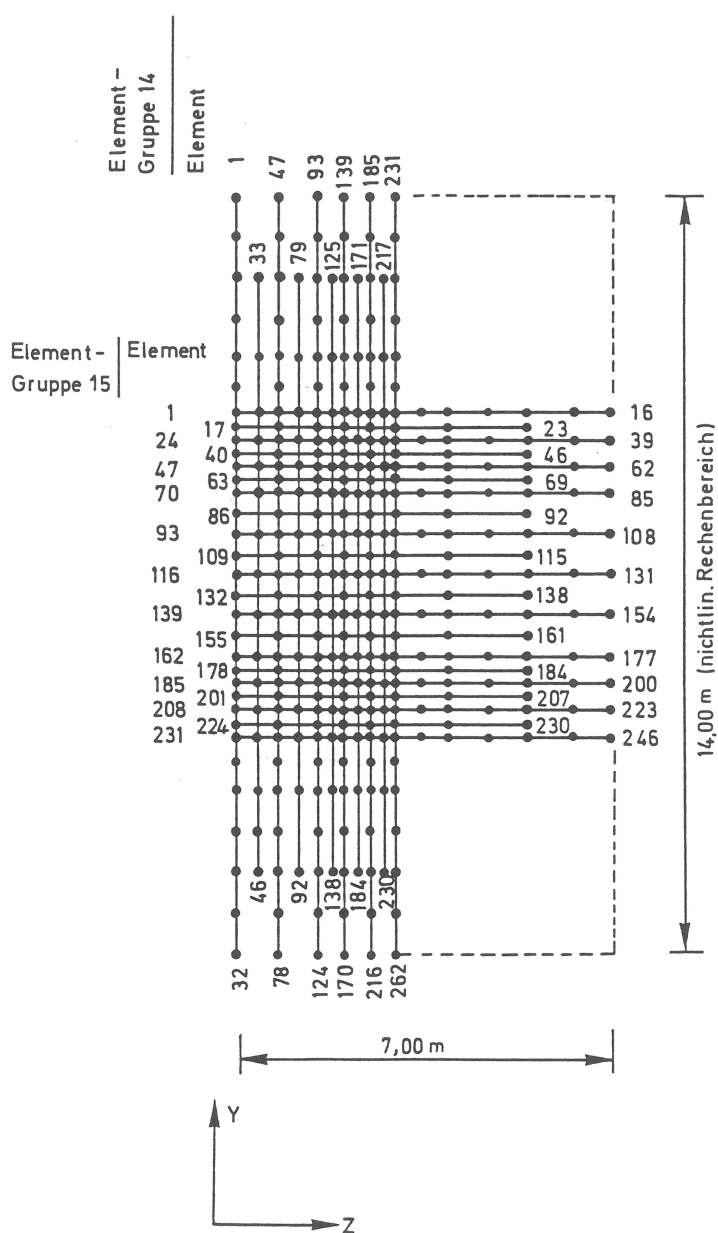


Bild 36
Modell IIB, Anordnung der TRUSS Elemente (Bewehrung) im nichtlinearen Rechenbereich (Zylinder-Innenfläche)

5.3 Berechnung mit einem Absturzwinkel von 0° gegen die Horizontale

5.3.1 Auswertung von Modell I

Die Auswertung der dreidimensionalen nichtlinearen dynamischen Analyse folgt anhand des ermittelten Spannungsverlaufes für die Betonelemente und des ermittelten Dehnungsverlaufes für die Stahlelemente. Da extreme Werte im Bereich des Lastzentrums erwartet werden, erfolgt die Bewertung der Ergebnisse nur für Elemente die

- auf der inneren und äußeren vertikalen Mantellinie durch das Lastzentrum liegen,

. auf der inneren und äußeren horizontalen Mantellinie durch das Lastzentrum liegen.

Maximale Zug- und Druckspannungen und Dehnungen werden durch Post-processingprogramme für die genannten Elemente ermittelt. Dabei werden für die VOLUME Elemente Spannungsdiagramme derart erstellt, daß zum Bild der Normal- und Schubspannungen das Bild der Hauptspannungen zugeordnet wird, die Lage der Hauptspannungen ist dabei der Richtung der maximalen bzw. minimalen Normalspannungen zuzuordnen. Spannungen für die TRUSS Elemente werden nicht ausgewertet; ein aus numerischen Gründen angenommener, endlich kleiner Fließmodul würde im Spannungsbild ermittelte falsche Werte vortäuschen.

Das Postprocessingprogramm ermittelt jeweils die 10 höchsten positiven und die 10 höchsten negativen Normalspannungswerte (für Beton) und Dehnungswerte (für Stahl).

Den folgenden Bildern sind Spannungs- und Dehnungsverläufe zu entnehmen, dabei werden für Modell IA zwei und für Modell IB vier unterschiedliche Lösungswege beschriftet, die Varianten sind durch die Bezeichnungen IA.1, IA.4 sowie IB.1, IB.2, IB.3, IB.4 gekennzeichnet, wobei sich die hier gezeigten Beanspruchungsverläufe nur auf die Modelle IA.4 und IB.4 beschränken.

Bezeichnung	Modell	TRUSS Element (Stahl)	VOLUME Element (Beton)	Iteration
IA.1	IA	elast./plast. (isotropic-hard.)	Drucker-Prager	ohne
IA.4	IA	elast./plast. (isotropic-hard.) geometr.nichtlin. (updat.Lagr.)	Drucker-Prager geometr. nichtlin. (total Lagr.)	mit
IB.1	IB	elast./plast. (isotropic-hard.)	Drucker-Prager	ohne
IB.2	IB	elast./plast. (isotropic-hard.)	Drucker-Prager	mit
IB.3	IB	elast./plast. (isotropic-hard.) geometr.nichtlin. (updat.Lagr.)	Drucker-Prager geometr. nichtlin. (total Lagr.)	ohne
IB.4	IB	elast./plast. (isotropic-hard.) geometr.nichtlin. (updat.Lagr.)	Drucker-Prager geometr. nichtlin. (total Lagr.)	mit

Die im Rechencode vorgesehene Möglichkeit, auch große Verformungen physikalisch zu erfassen, wird wegen der im Auftreffbereich zu erwartenden geometrischen Nichtlinearität des unter einer konzentrierten Last beanspruchten Schalentragwerkes mitgenutzt. Eine weitere sinnvolle Überprüfung zur Kontrolle des etwaigen Überschreitens der Grenztragfähigkeit bietet die Gleichgewichtsiteration. Solange die aus dem Verformungszustand unter Berücksichtigung des nichtlinearen Werkstoffverhaltens ermittelten Schnittlasten mit den äußeren Lasten unter Berücksichtigung der Massenträgheitskräfte im Gleichgewicht stehen und die zugrundegelegten Spannungsgrenzen nicht überschritten werden, liegt kein Versagen vor.

Die Ergebnisauswertung zeigt, daß die betrachteten Varianten bei jedem Modell zu jeweils qualitativ gleichen (den Verlauf kennzeichnenden) und quantitativ gleichen (die Extremalwerte betreffenden) Aussagen führen. Deshalb werden nur Diagramme für die Varianten IA.4 und IB.4, in denen auch geometrische Nichtlinearitäten enthalten sind, als maßgebende Version repräsentativ benutzt.

Für Modell IA zeigt Bild 37 und Bild 38 die Spannungsverläufe für die höchsten positiven (Zug) und höchsten negativen (Druck) Normalspannungen. Die Hauptspannungsverläufe für diese extremalen Normalspannungsverläufe sind wiederum qualitativ und quantitativ gleichwertig und entsprechen den Normalspannungsverläufen, s. Bild 39 und Bild 40.

Extremale Stahldehnungen für Zug und für Druck treten ausschließlich in der Horizontalbewehrung auf. Hierbei zeigt sich eine ausgeprägte Affinität der Zeitverläufe, lediglich die Extremwerte vermindern sich mit größer werdender Entfernung vom Lastzentrum. Deshalb werden auch für die Stahldehnungen nur zwei repräsentative Verläufe gezeigt. Bild 41 und Bild 42 zeigen den höchsten positiven und den höchsten negativen Dehnungsverlauf, die gestrichelte Linie ist der Verlauf der plastischen Dehnungen.

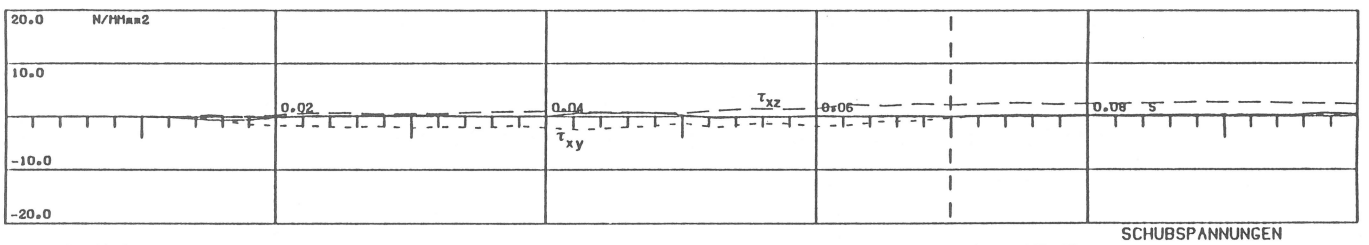
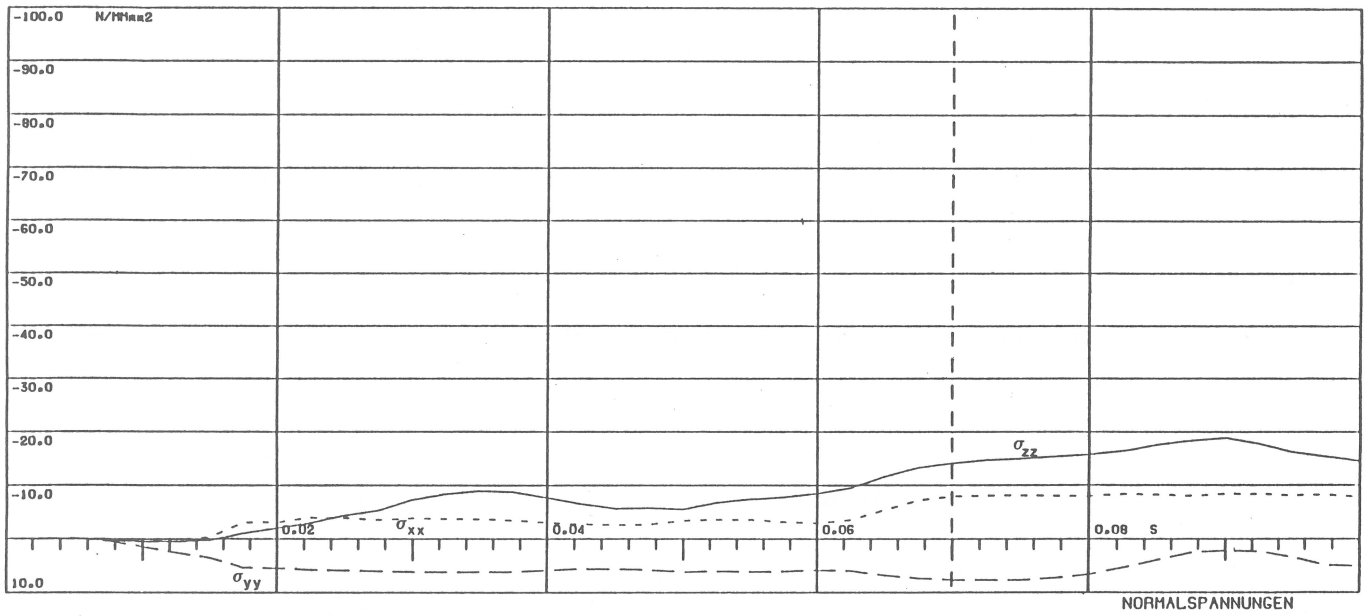
Für Modell IB zeigen Bild 43 bis Bild 48 die entsprechenden Zeitverläufe für Normalspannungen, Hauptspannungen und Dehnungen.

Die Werte der in Bild 37 bis Bild 48 auftretenden maximalen Spannungen und maximalen Dehnungen mit den dazugehörigen plastischen Dehnungen ϵ_{p1} sind den Tabellen 1 bis 12 im Anhang zu entnehmen. Für Modell IA werden hierbei neben den Extremalwerten für die maßgebende Variante IA.4 und die für Variante IA.1 (nur Materialnichtlinearität), für Modell IB zusätzlich die Extremalwerte für die Varianten IB.2 und IB.3 ausgewiesen.

Das Tragverhalten des betrachteten räumlichen Systems ist außerordentlich komplex. Die ermittelten lokalen Beanspruchungen scheinen im wesentlichen auf folgenden Einflußgrößen zu basieren:

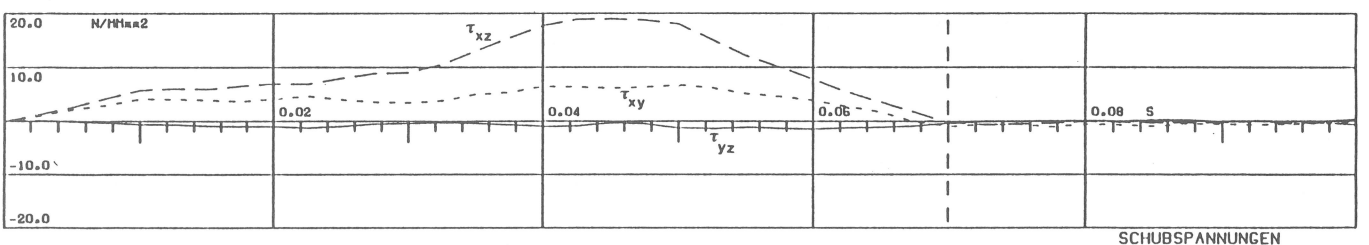
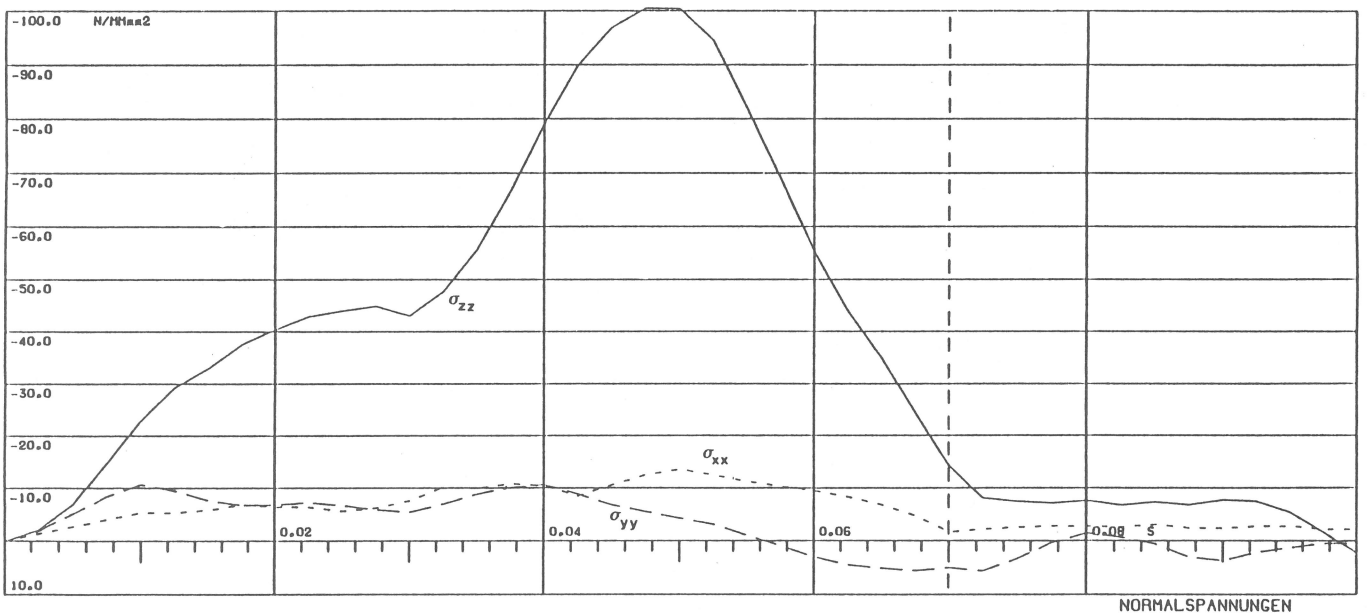
- . Biegeeinfluß infolge Balkentragwirkung (außen Zug-, innen Druckspannungen)
- . Ringtragverhalten (außen Druck-, innen Zugspannung). Dieses Ringtragverhalten ist für Modell IA wesentlich ausgeprägter als für Modell IB, für letzteres wird das Zylindertragverhalten stärker herangezogen.
- . Einfluß der Nichtlinearität auf die Spannungumlagerungen. Gegenüber dem Einfluß der Nichtlinearität aus dem Werkstoffverhalten kann der ermittelte Einfluß aus geometrischer Nichtlinearität vernachlässigt werden.

Die Spannungsauswertung zeigt im nichtlinearen Bereich, daß hier im wesentlichen Ringspannungen wirksam werden, vertikale und radiale Normalspannungen haben in den meisten der ausgewerteten Spannungspunkte nur einen geringen Einfluß. Gleichfalls werden bei der Auswertung für die jeweils ersten zehn extremalen TRUSS Dehnungen (Stahl) ausschließlich nur horizontale Elemente registriert, Spannungen und Dehnungen der vertikalen Bewehrungsstähle sind also kleiner als die der horizontalen Bewehrungsstähle.



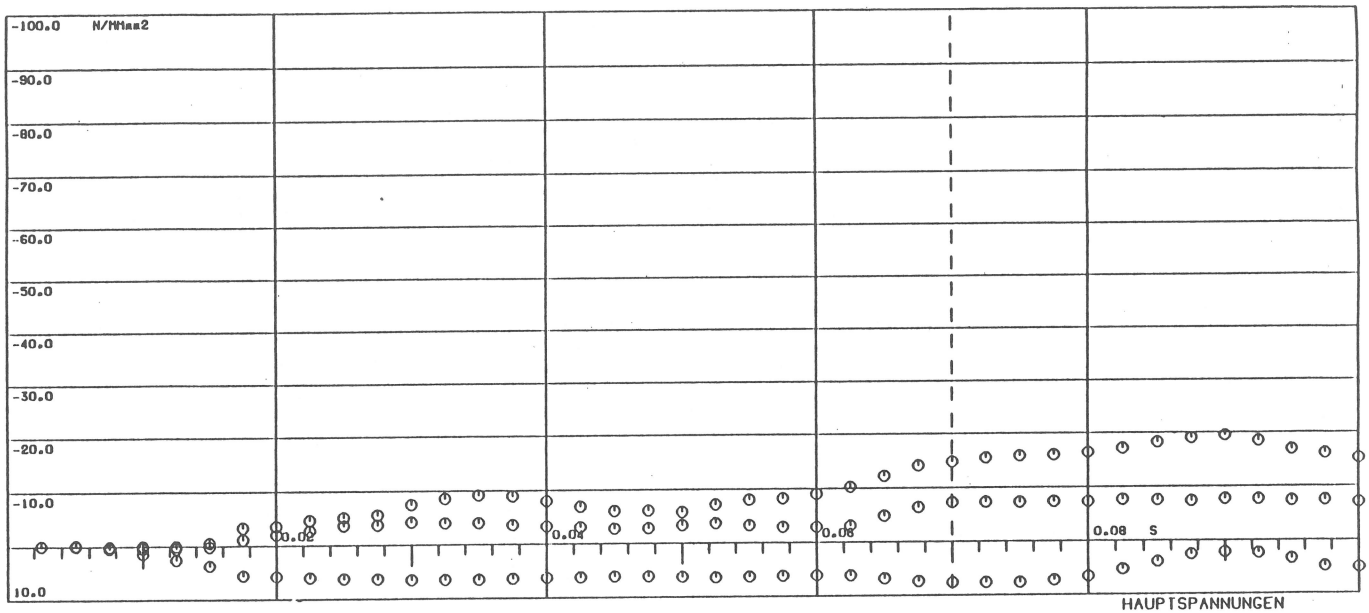
MODELL IA.4 ELEMENTGRUPPE 54. ELEMENT 1. GAUSSPUNKT 3.

Bild 37
Höchster positiver (Zug) Normalspannungsverlauf für Variante IA.4



MODELL IA.4 ELEMENTGRUPPE 39. ELEMENT 1. GAUSSPUNKT 7.

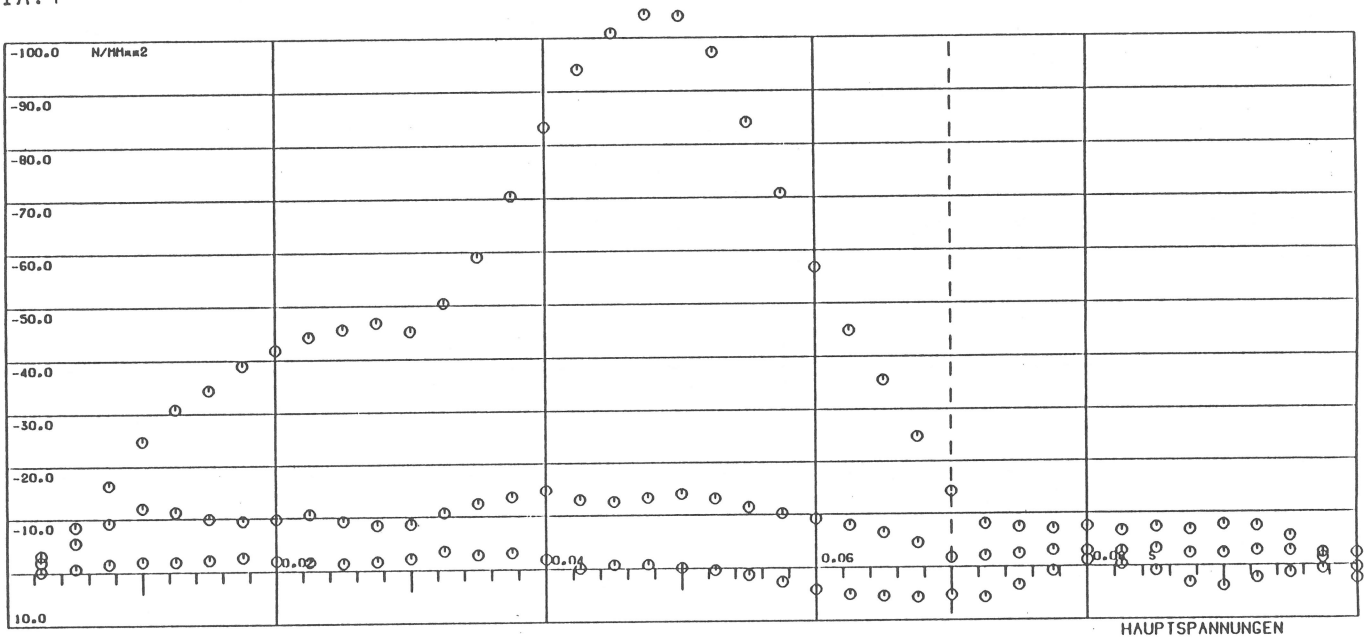
Bild 38
Höchster negativer (Druck) Normalspannungsverlauf für Variante IA.4



MODELL IA.4 ELEMENTGRUPPE 54. ELEMENT 1. GAUSSPUNKT 3.

Bild 39

Hauptspannungsverlauf für höchsten positiven (Zug) Normalspannungsverlauf für Variante IA.4



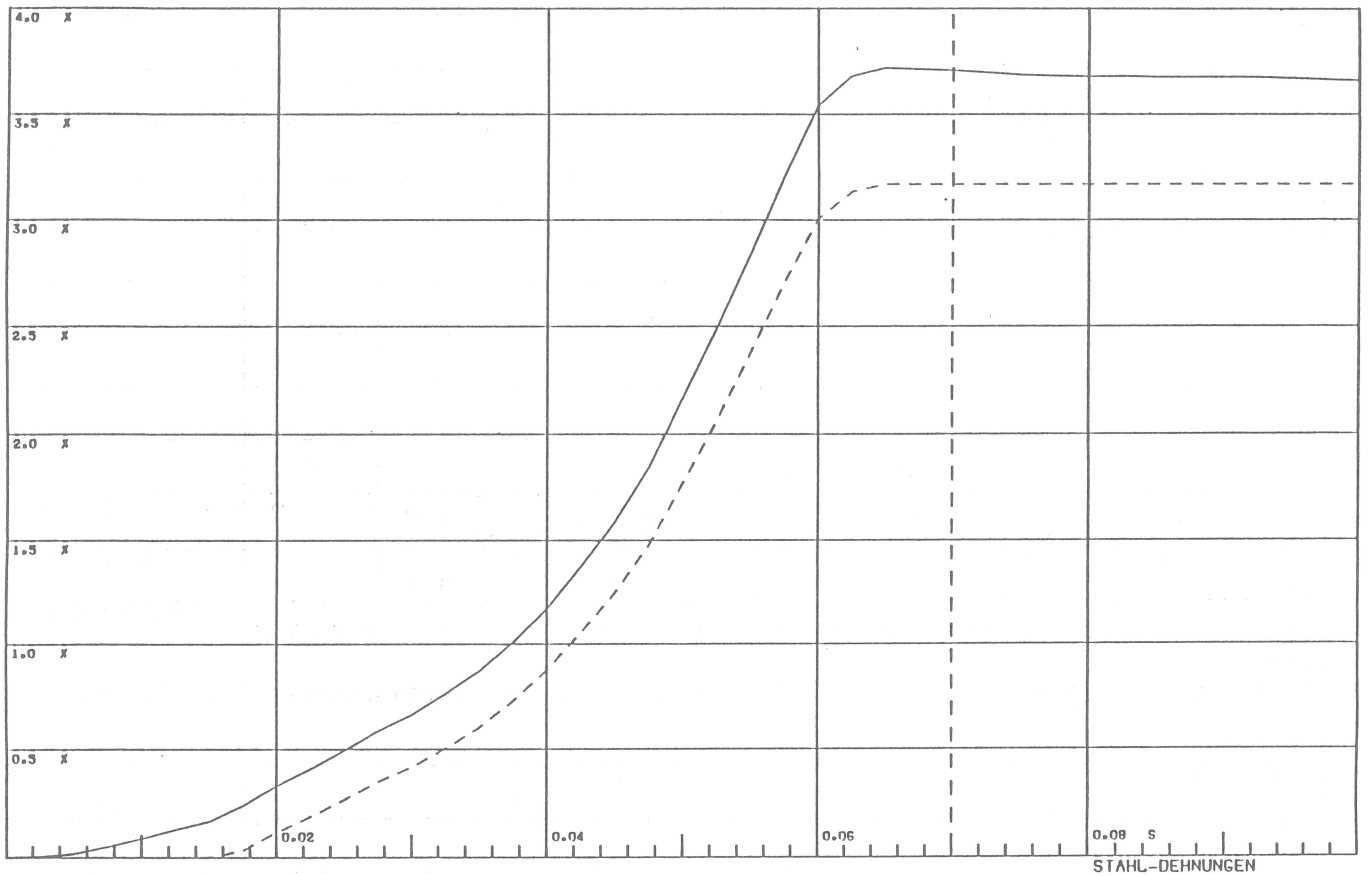
MODELL IA.4 ELEMENTGRUPPE 39. ELEMENT 1. GAUSSPUNKT 7.

Bild 40

Hauptspannungsverlauf für höchsten negativen (Druck) Normalspannungsverlauf für Variante IA.4

Die Auswertung zeigt weiter folgende Sachverhalte:

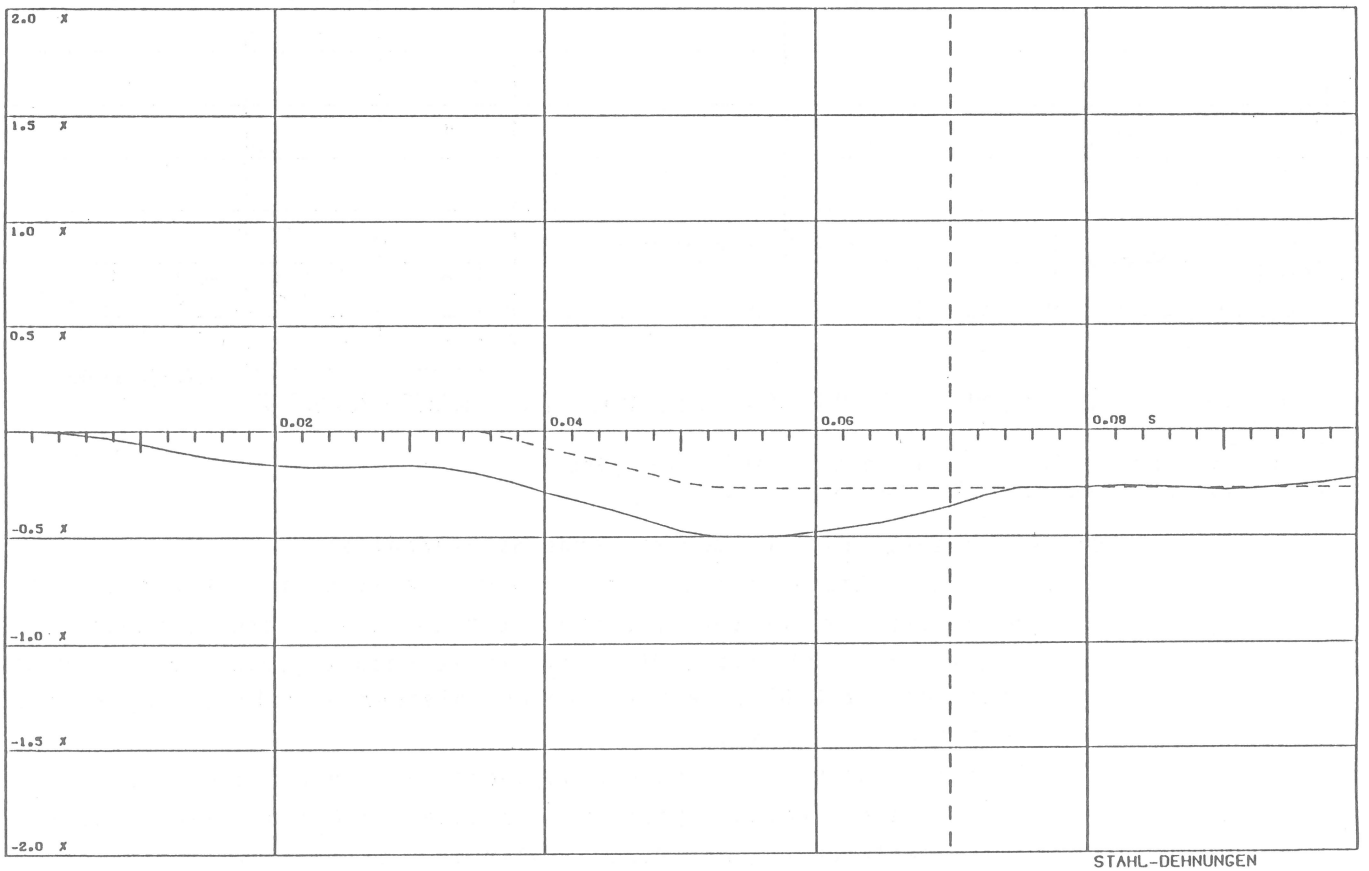
- . Der betrachtete Zeitbereich $t = 0.08$ s erstreckt sich bis zur Abnahme der lokalen Beanspruchung. Extremale Betondruckspannungen vermindern sich für $t \geq 0.05$ s, extremale Betonzugspannungen vermindern sich für $t \geq 0.07$ s, elastische und bleibende Stahldehnungen sind ab $t \geq 0.06$ s konstant.
- . Extremale Spannungs- und Dehnungswerte werden entweder ausschließlich in den Elementgruppen für Elemente der Ordnungszahl 1 oder in Elementgruppen, die direkt unter dem Lastzentrum liegen, der Ordnungszahl 2 bzw. 3 gefunden. Somit ist sichergestellt, daß wie angenommen extremale Beanspruchungen in der vertikalen und auch der horizontalen Mantellinie auftreten, wenn die durch das Last-



MODELL IA.4 ELEMENTGRUPPE 57. ELEMENT 1.

Bild 41

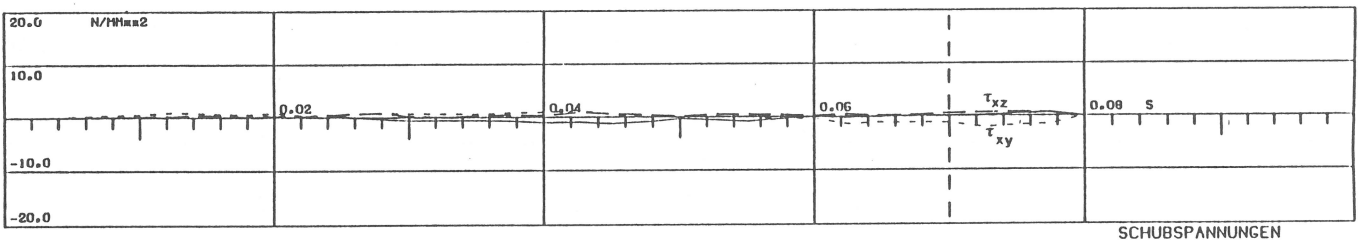
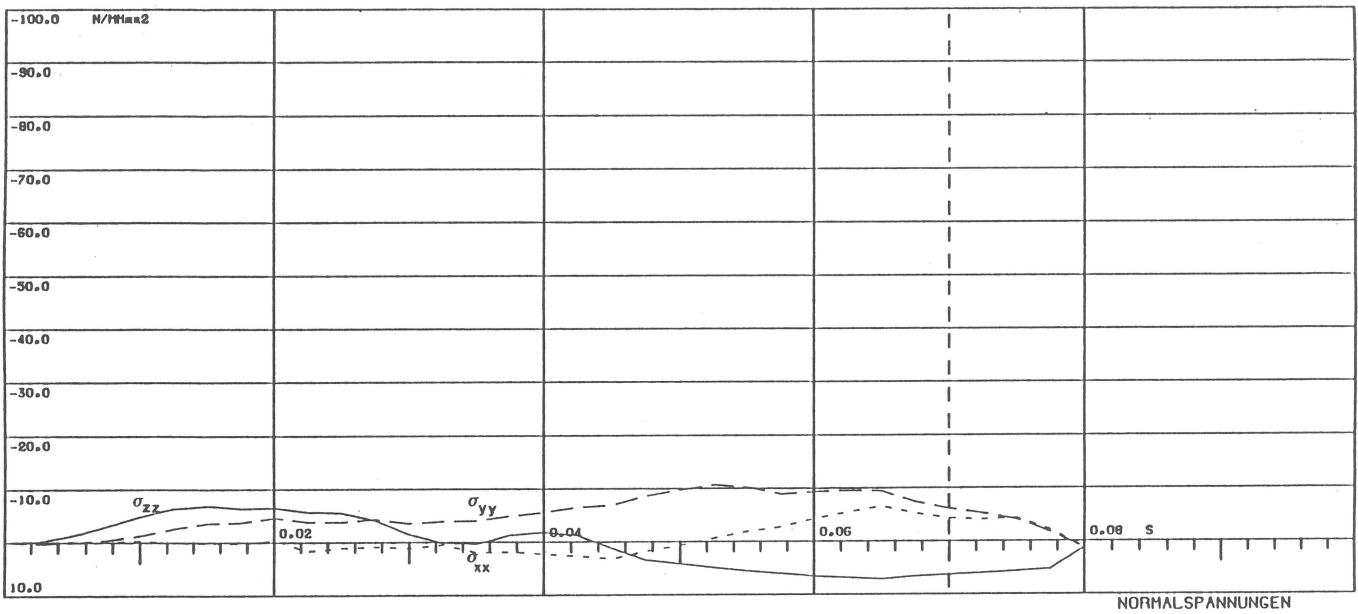
Höchster positiver Dehnungsverlauf für Variante IA.4



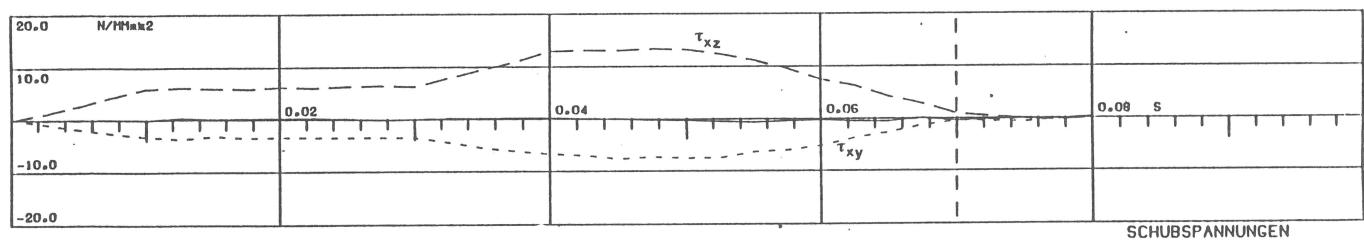
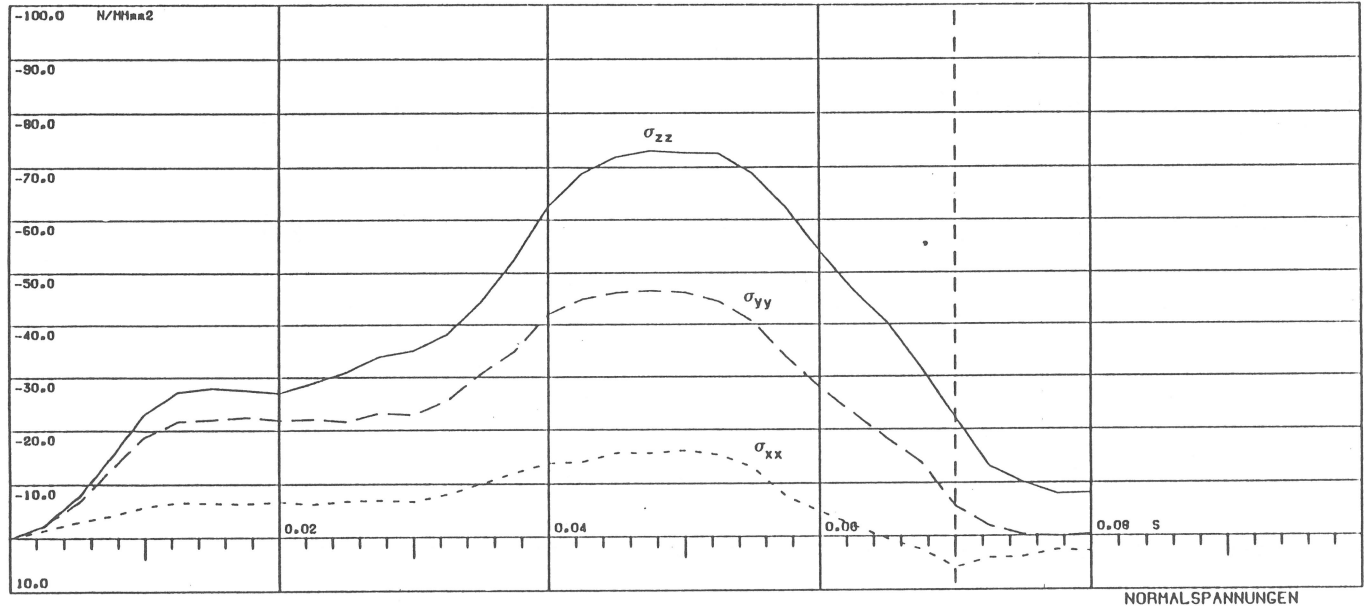
MODELL IA.4 ELEMENTGRUPPE 56. ELEMENT 1.

Bild 42

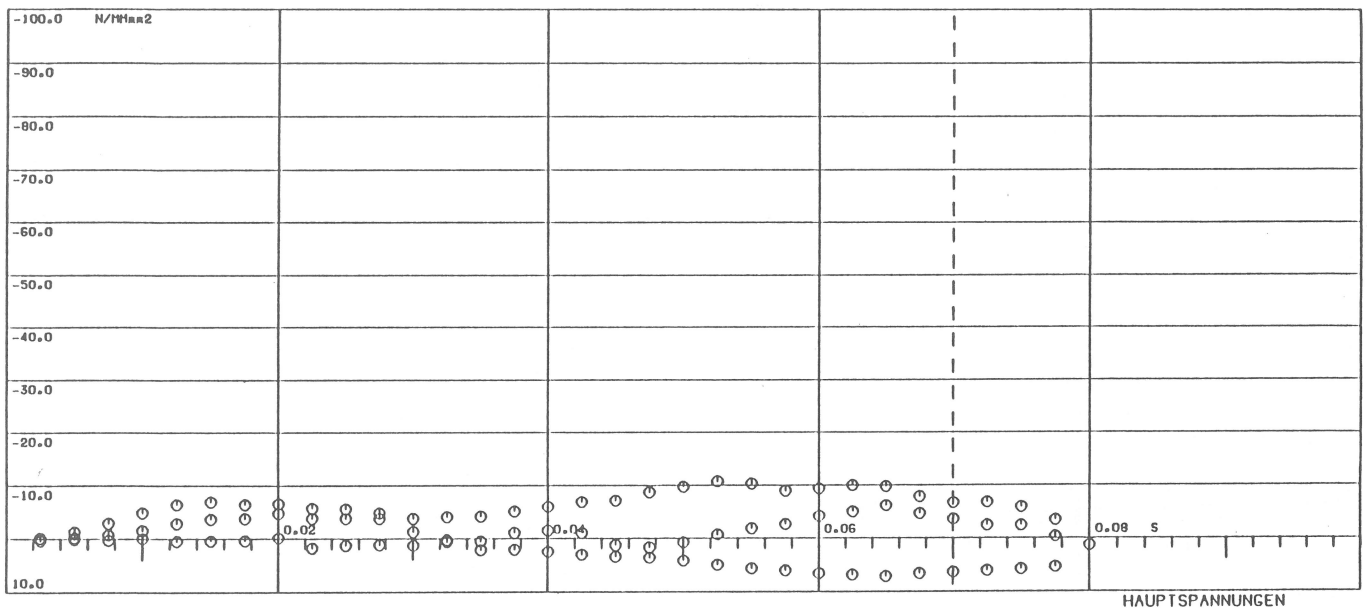
Höchster negativer Dehnungsverlauf für Variante IA.4



MODELL IB.4 ELEMENTGRUPPE 14. ELEMENT 1. GAUSSPUNKT 8.
 Bild 43
 Höchster positiver (Zug) Normalspannungsverlauf für Variante IB.4



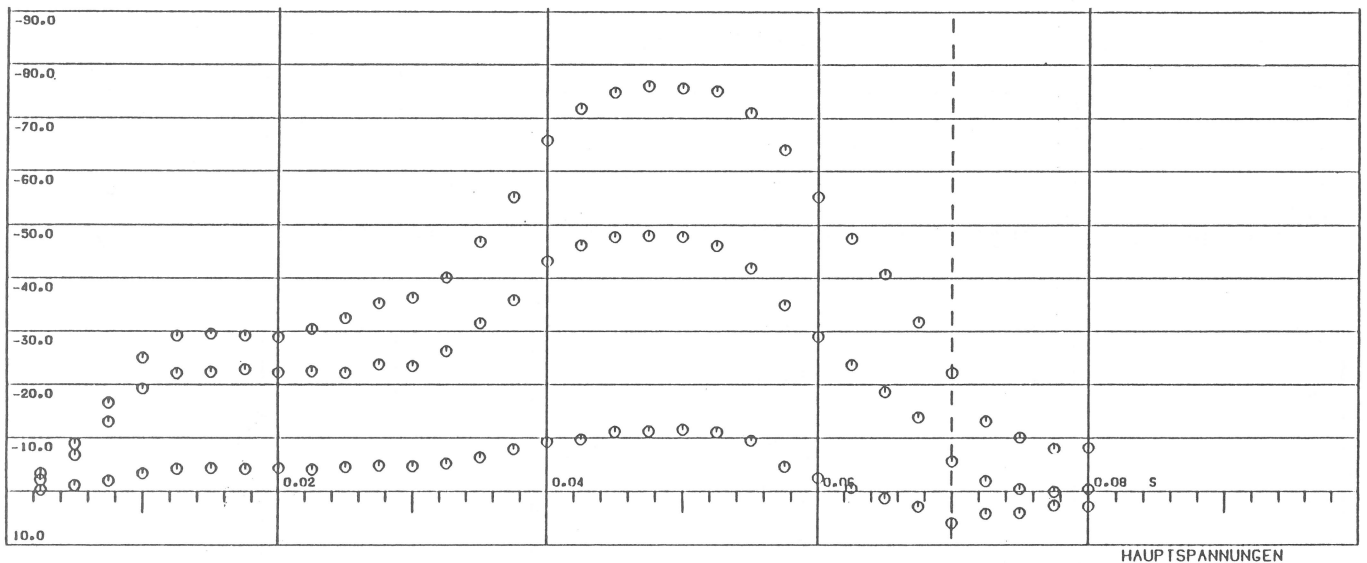
MODELL IB.4 ELEMENTGRUPPE 23. ELEMENT 1. GAUSSPUNKT 5.
 Bild 44
 Höchster negativer (Druck) Normalspannungsverlauf für Variante IB.4



MODELL IB.4 ELEMENTGRUPPE 14. ELEMENT 1. GAUSSPUNKT 8.

Bild 45

Hauptspannungsverlauf für höchsten positiven (Zug) Normalspannungsverlauf für Variante IB.4



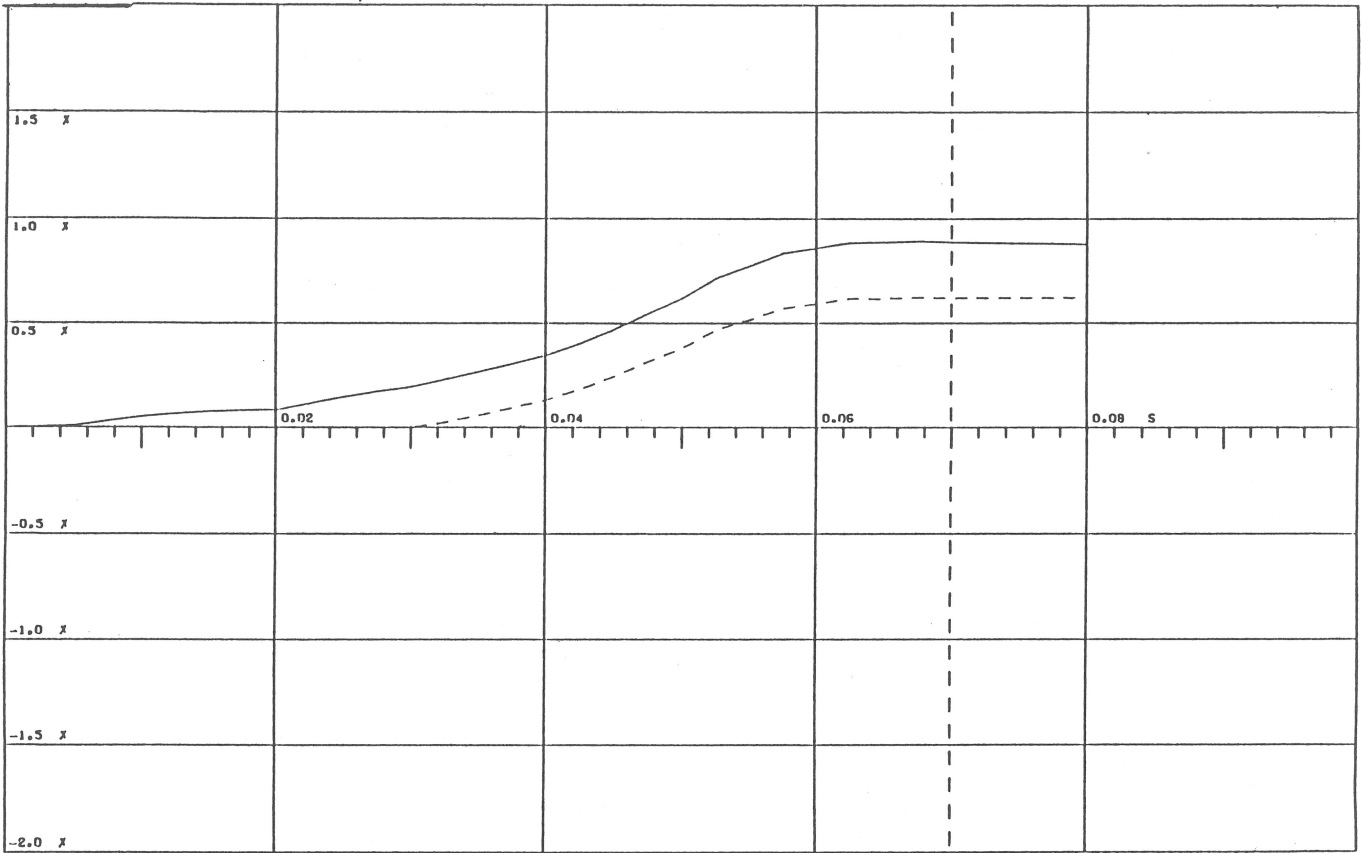
MODELL IB.4 ELEMENTGRUPPE 23. ELEMENT 1. GAUSSPUNKT 5.

Bild 46

Hauptspannungsverlauf für höchsten negativen (Druck) Normalspannungsverlauf für Variante IB.4

zentrum verlaufenden Mantellinien betrachtet werden. Somit sind alle extremalen Werte ermittelt.

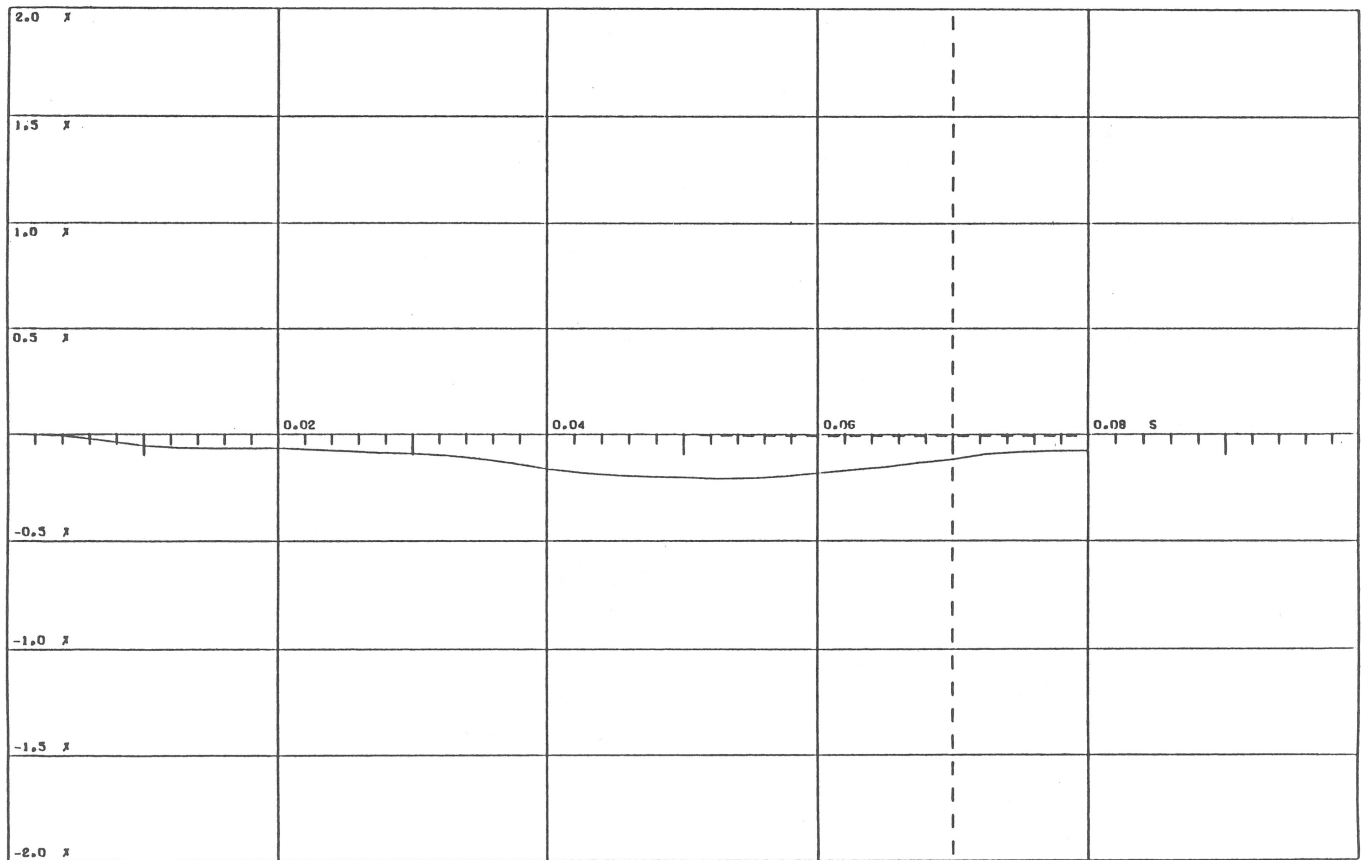
- . Geometrische Nichtlinearität hat gegenüber der Materialnichtlinearität verschwindenden Einfluß, Gleichgewichtsiteration bringt bei dem benutzten Inkrement für die Steifigkeitsreformation ($\Delta t = 0.001s$) keine wesentliche Genauigkeitssteigerung.
- . Geometrische Nichtlinearität bewirkt nur geringe Druckspannungserhöhungen auf der Außenseite; auf der Innenseite wird gleichzeitig die Stahlzugspannung wenig erhöht, und eine Entlastung der bei Werkstoffnichtlinearität beanspruchten Elemente (Beton) maximaler Zugspannungen bewirkt teilweise eine Belastung benachbarter Elemente (Beton), benachbarter Gaußpunkte desselben Elementes oder Änderung der Spannungsrichtung für die extreme Spannung. Die Änderung der Betonzugspannungstrajektorien ist aber nicht mit einer Reduk-



STAHL-DEHNUNGEN

MODELL IB.4 ELEMENTGRUPPE 42. ELEMENT 1.

Bild 47
Höchster positiver Dehnungsverlauf für Variante IB.4



STAHL-DEHNUNGEN

MODELL IB.4 ELEMENTGRUPPE 45. ELEMENT 1.

Bild 48
Höchster negativer Dehnungsverlauf für Variante IB.4

tion der maximalen Zugspannungen verbunden, vgl. Tabelle 1 bis 12. Als maximale Zugspannung für Beton wurde aufgrund des Drucker-Prager Gesetzes in Verbindung mit der Bedingung zur Zugbegrenzung $\max \sigma \approx 7.6 \text{ MN/m}^2$ ermittelt. Hierbei handelt es sich nur um vereinzelte lokale Spannungsspitzen bedingt durch numerisch definierte Konvergenzkriterien; diese Maximalwerte treten außerdem zu verschiedenen Zeitschritten auf, während in den Tabellen die Maxima über die gesamte Belastungsgeschichte zusammengestellt sind.

Extremale Betonspannungen und Stahldehnungen sind ermittelt für Modell IA

Variante IA.4

$\max \sigma = + 7.6 \text{ MN/m}^2$
 $\min \sigma = - 100.5 \text{ MN/m}^2$

$\max \epsilon = + 3.72 \%$
 $\max \epsilon_{pl} = + 3.17 \%$
 $\min \epsilon = - 0.50 \%$
 $\min \epsilon_{pl} = - 0.27 \%$

Modell IB

Variante IB.4

$\max \sigma = + 7.2 \text{ MN/m}^2$
 $\min \sigma = - 73.0 \text{ MN/m}^2$

$\max \epsilon = + 0.89 \%$
 $\max \epsilon_{pl} = + 0.62 \%$
 $\min \epsilon = - 0.21 \%$
 $\min \epsilon_{pl} = - 0.01 \%$

5.3.2 Auswertung von Modell II

Die Auswertung der Spannungen und der Dehnungen erfolgt gemäß

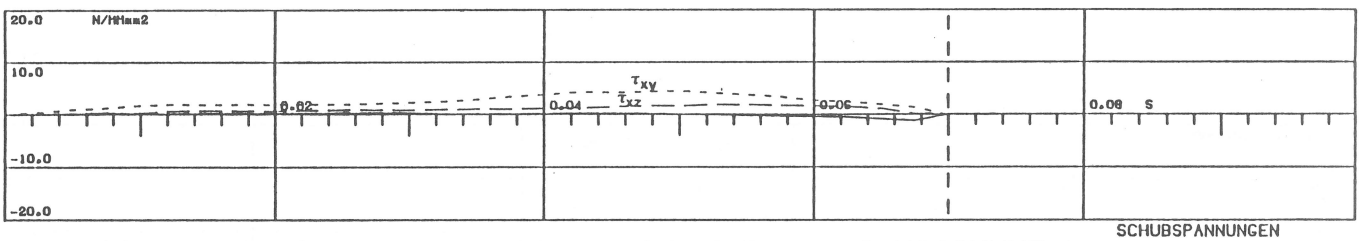
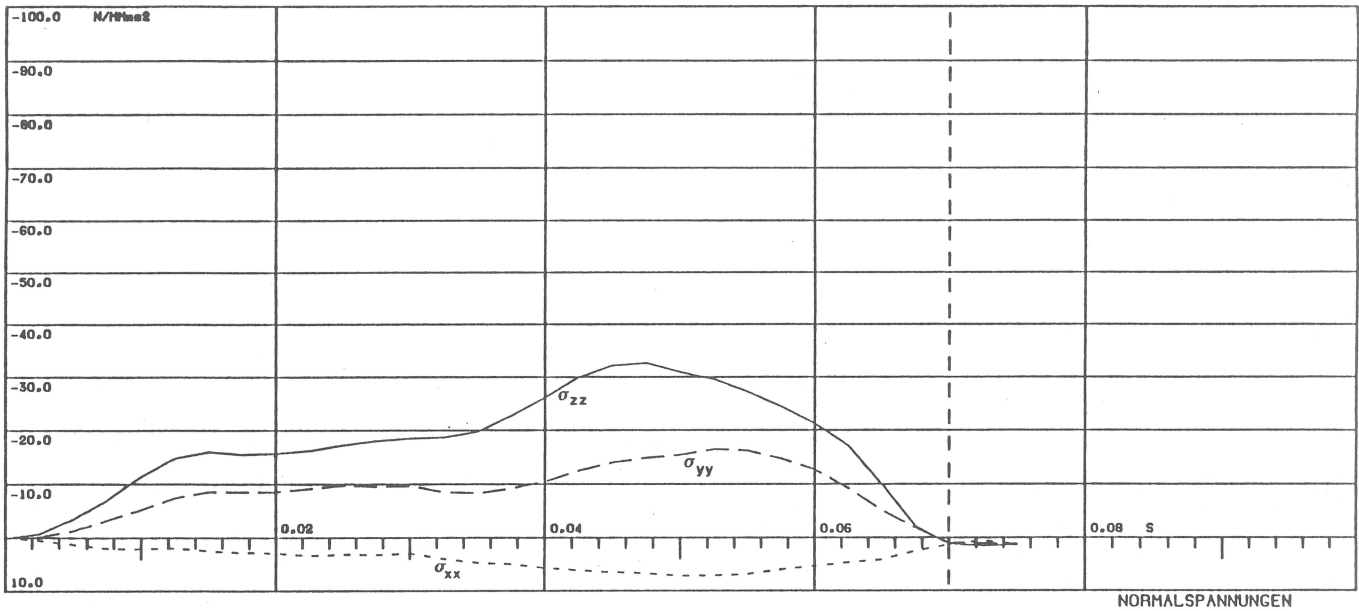
5.3.1. Bild 49 bis 54 sind die Spannungs- und die Dehnungsverläufe der ermittelten extremalen Werte zu entnehmen, wobei für Modell IIB nur die Variante IIB.4 mit der physikalisch-rechnerisch höchsten Genauigkeit untersucht wird. Hierbei gilt also:

Bezeichnung	Modell	TRUSS Element (Stahl)	VOLUME Element (Beton)	Iteration
IIB.4	IIB	e/last./plast. (isotropic-hard.) geometr.nichtlin. (updat.Lagr.)	Drucker-Prager geometr. nichtlin. (total Lagr.)	mit

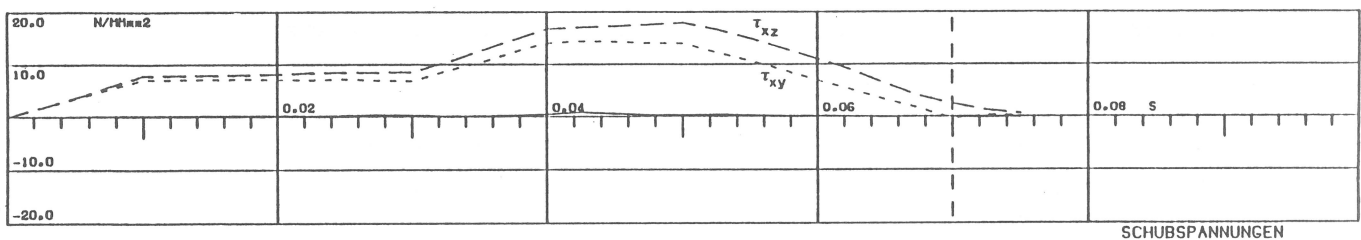
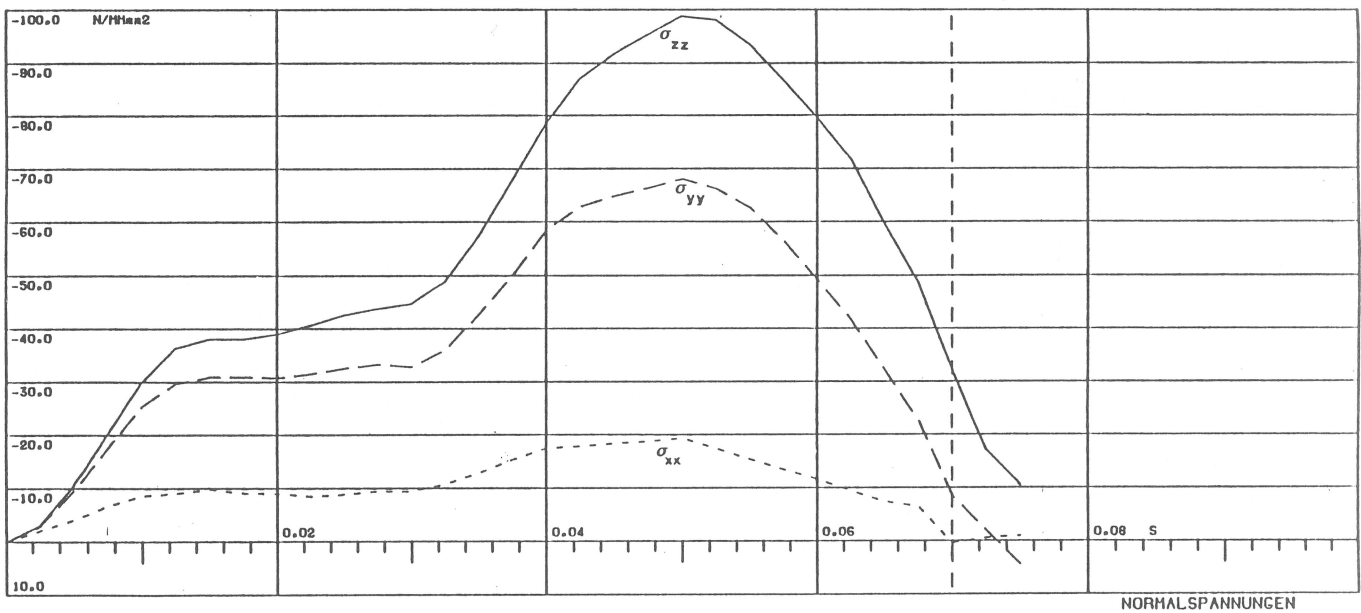
Bild 49 und Bild 50 zeigen die Spannungsverläufe für die höchsten positiven (Zug) und die höchsten negativen (Druck) Normalspannungen. Die Auswertung erfolgt entsprechend der in 5.3.1 gefundenen Beanspruchungsmaxima ausschließlich für die Elemente, die auf den durch das Lastzentrum verlaufenden horizontalen und vertikalen Mantellinien liegen; die hier ausgewiesenen extremalen Spannungen verlaufen im wesentlichen in Ringrichtung.

Bild 51 und Bild 52 zeigen die Hauptspannungsverläufe für die höchste positive und die höchste negative Normalspannung. Aus Bild 53 und Bild 54 ist als repräsentativ der Verlauf der höchsten positiven und höchsten negativen Dehnungen zu entnehmen. Die Werte der maximalen Spannungen und maximalen Dehnungen mit den dazugehörigen plastischen Dehnungen ϵ_{pl} sind Tabelle 13 und 14 des Anhangs zu entnehmen.

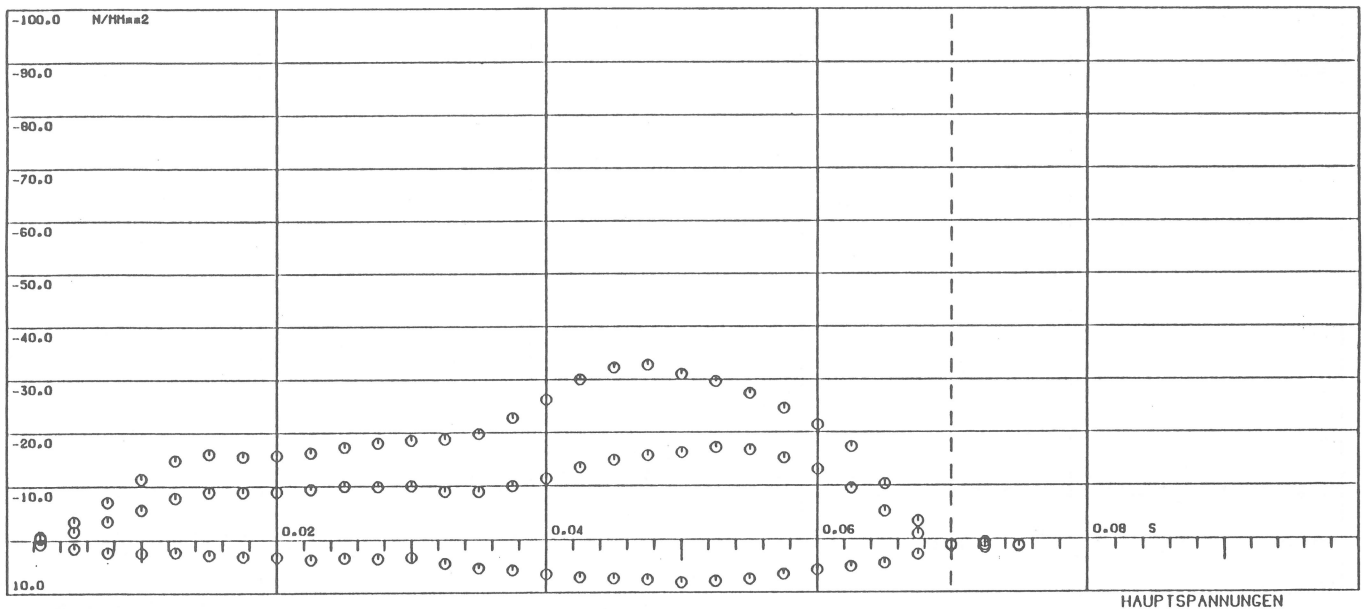
Die Spannungsauswertung im nichtlinearen Bereich bestätigt die in 5.3.1 gefundene Feststellung, daß der Lastabtrag an der Außenseite im wesentlichen in Ringrichtung erfolgt, denn in Ringrichtung verlaufen die höchsten Druckspannungen und Druckdehnungen. Entsprechend ergeben



MODELL IIB.4 ELEMENTGRUPPE 6. ELEMENT 1. GAUSSPUNKT 4.
 Bild 49
 Höchster positiver (Zug) Normalspannungsverlauf für Variante IIB.4



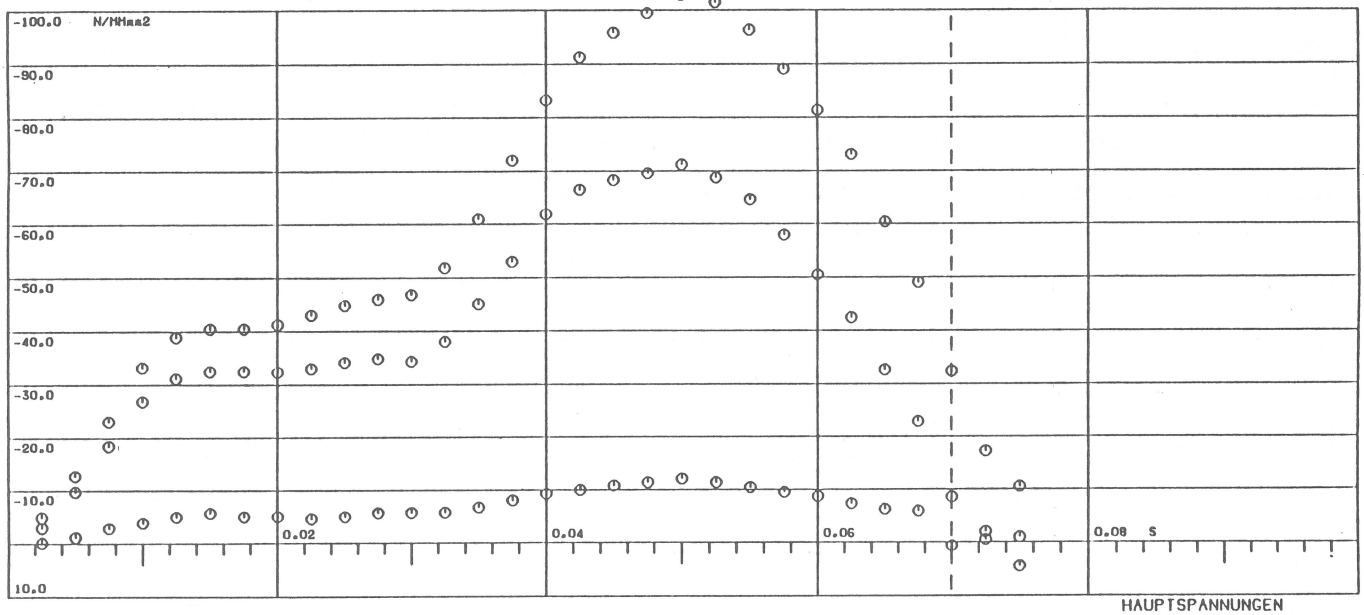
MODELL IIB.4 ELEMENTGRUPPE 4. ELEMENT 1. GAUSSPUNKT 1.
 Bild 50
 Höchster negativer (Druck) Normalspannungsverlauf für Variante IIB.4



MODELL IIB.4 ELEMENTGRUPPE 6. ELEMENT 1. GAUSSPUNKT 4.

Bild 51

Hauptspannungsverlauf für höchsten positiven (Zug) Normalspannungsverlauf für Variante IIB.4

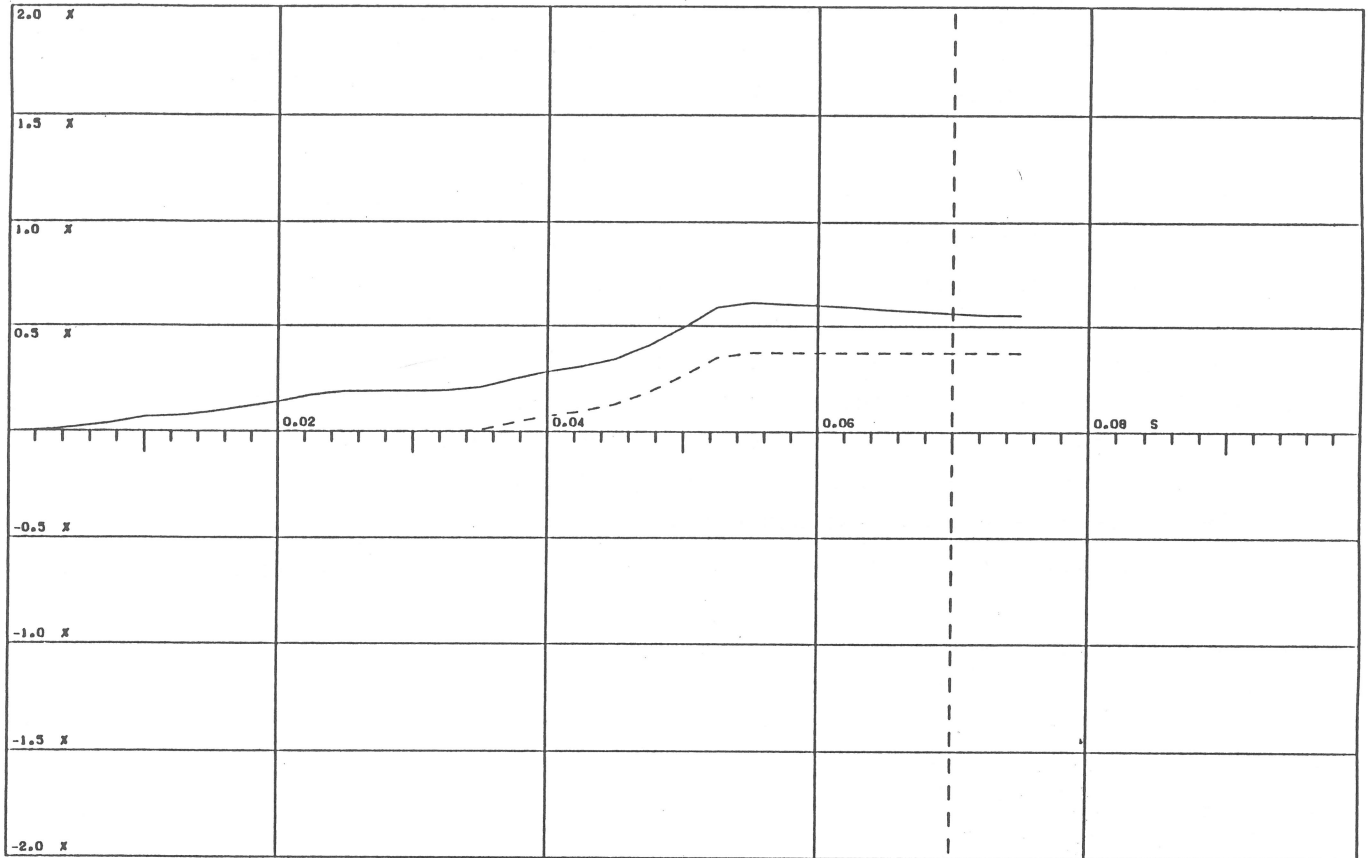


MODELL IIB.4 ELEMENTGRUPPE 4. ELEMENT 1. GAUSSPUNKT 1.

Bild 52

Hauptspannungsverlauf für höchsten negativen (Druck) Normalspannungsverlauf für Variante IIB.4

sich die höchsten Zugspannungen und Zugdehnungen in Ringrichtung an der Innenseite, wobei allerdings abweichend davon der höchste Zugspannungswert an der Außenseite in Lastrichtung neben der Lastfläche auftritt. Allerdings sind ebenso wie bei Modell IIB auch bei dem Dreischichtenmodell IB hohe Zugspannungen in Lastrichtung direkt neben der Lastfläche an der Außenseite zu konstatieren. Anders als in 5.3.1 werden bei der Auswertung von Modell IIB ausschließlich die auf den inneren und äußeren horizontalen und vertikalen durch das Lastzentrum verlaufenden Mantellinien liegenden Elemente berücksichtigt. Das hat zur Folge, daß bei der Bewertung der TRUSS Elemente neben den horizontalen Elementen maximaler Beanspruchung auch vertikale Elemente erscheinen, deren höchste Dehnungswerte aber kleiner sind als die der horizontalen Elemente.

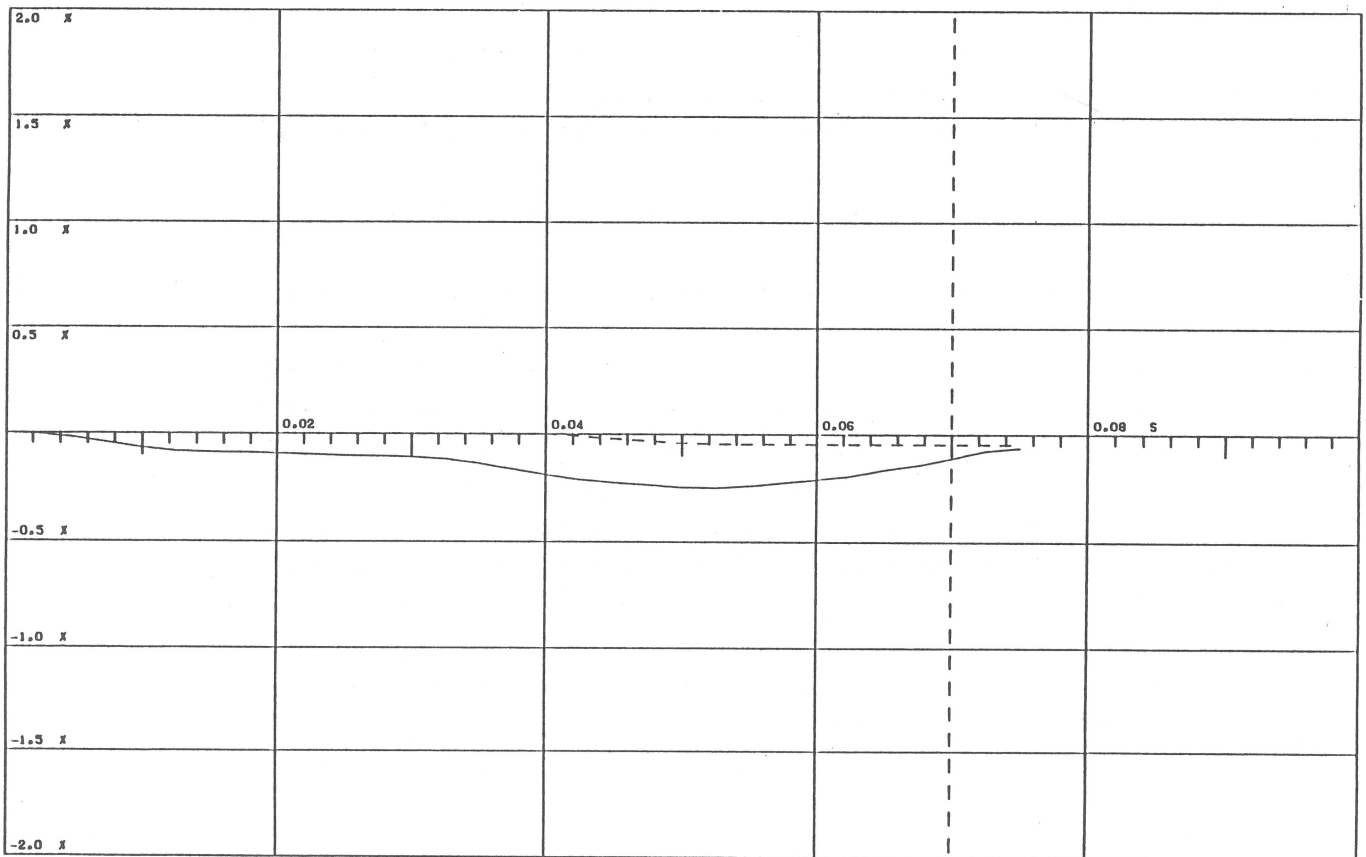


STAHL-DEHNUNGEN

MODELL IIB.4 ELEMENTGRUPPE 15. ELEMENT 116.

Bild 53

Höchster positiver Dehnungsverlauf für Variante IIB.4



STAHL-DEHNUNGEN

MODELL IIB.4 ELEMENTGRUPPE 13. ELEMENT 116.

Bild 54

Höchster negativer Dehnungsverlauf für Variante IIB.4

Das mit Modell IIB ermittelte nichtlineare Tragverhalten entspricht dem mit Modell IB ermittelten Tragverhalten, die Rechenmodelle und die damit erzielten Ergebnisse sind also konsistent.

Die Auswertung zeigt weiter folgende Sachverhalte:

- . Der betrachtete Zeitbereich $t = 0.075$ s erstreckt sich bis zur Abnahme der lokalen Beanspruchung.
- . Die Gleichgewichtsiteration zeigt wie bei 5.3.1 stabiles Systemverhalten, denn die in ADINA voreingestellten Konvergenzkriterien werden stets nach einem Iterationsschritt erfüllt.
- . Im Randbereich des nichtlinearen Gebiets zeigt sich zwar noch nichtlineares Verhalten bei den Betonelementen, jedoch von relativ geringer Größenordnung, so daß insgesamt das Modell zufriedenstellend diskretisiert ausgewiesen wird.
- . Extremale Betonspannungen und Stahldehnungen sind ermittelt für Modell

IIB.4

$$\begin{aligned} \max \sigma &= + 7.2 \text{ MN/m}^2 \\ \min \sigma &= - 98.8 \text{ MN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \max \epsilon &= + 0.61 \% \\ \max \epsilon_{pl} &= + 0.37 \% \\ \min \epsilon &= - 0.25 \% \\ \min \epsilon_{pl} &= - 0.05 \% \end{aligned}$$

5.3.3 Folgerungen

Um zu einer schlüssigen Aussage hinsichtlich des Penetrations-schutzes des AVR-Reaktorgebäudes unter Flugzeugabsturz bei Unterstellung der in 5.3 genannten Berechnungsgrundlagen zu gelangen, ist

- eine Variation des Lastaufpunktes (Randbereich und Mittelbereich) und
- eine unterschiedliche Modelldiskretisierung in die Modelle I und II vorgenommen worden.

Beide Finiten Element Modelle werden mit dem ADINA-81 Code analysiert, d. h. es liegen jeweils die gleichen Grundannahmen und -voraussetzungen vor - wie vorangehend erläutert; wegen der Differenzierung in der Diskretisierung können sich zahlenmäßig keine identischen Aussagen ergeben. Eine generelle Überprüfung der globalen Eigenwerte für beide Modelle zeigt jedoch eine vorzügliche Übereinstimmung, so daß gleichzeitig noch eine hervorragende Überprüfung der (aufwendigen) Modellelementverknüpfungen gegeben ist. Des weiteren wird für das Modell IB eine Variation der Anforderungen für den Grad der Nachiteration und der Nichtlinearitäten vorgenommen, so daß auch hierbei - wegen Durchlaufens unterschiedlicher Programmschleifen - von einer weiteren Ergebnisüberprüfung gesprochen werden kann.

Betrachtet man die Auswertung aller Berechnungen für das generelle Strukturverhalten, so wird der obere Zylinderrand als die nachgiebigste Belastungsstelle ausgewiesen; trotz vorhandener verstärkter Ringbewehrung dürfte dies aus der Tatsache resultieren, daß der Lastabtrag

im wesentlichen nur allein durch die Ringtragwirkung erfolgen kann. Dies wird besonders durch Betrachtung der rechnerisch ausgewiesenen Stahlzugdehnungen beleuchtet, die hier oberhalb der im KTA-RE 2203 vorgeschlagenen Grenze liegen; die rechnerisch erhaltene Stahldruckdehnung, die auch näherungsweise der betragsmäßig maximalen Randdehnung für das Betonelement entspricht, liegt genau im Grenzbereich des KTA-Vorschlags. - Die rechnerisch ermittelten Betonspannungen zeigen ebenfalls die gleichen Tendenzen. Im Randbereich bildet sich im wesentlichen für die Ringtragwirkung ein 'eindimensionaler' Spannungszustand aus; die bereits im Gaußpunkt ermittelte maximale Druckspannung liegt hier um ein Vielfaches oberhalb der Betonrechenfestigkeit wie auch der Betondruckfestigkeit, so daß auch aufgrund des konstatierten Spannungszustandes eine soweit erhöhte Verfestigung oberhalb des (rechnerisch) tolerablen Rahmens liegt. Wegen der konstatierten relativ hohen Restzugspannungen dürften auch (rechnerisch) die Tragreserven des Zylinders für den oberen Rand erschöpft sein, so daß sich für diesen Bereich eine weitere Interpretation des Tragvermögens erübrigt.

Des weiteren ist für einen 'mittleren' Lastaufpunkt das Tragverhalten analysiert worden, und zwar zur besseren Ergebnisbeurteilung in den Modellen IB und IIB. Die Ergebnisauswertung zeigt hier generell eine Aufteilung des Lastabtrags in die Ringrichtung bei gleichzeitiger Beteiligung der Meridianrichtung, so daß hier näherungsweise von einem zweidimensionalen Tragzustand gesprochen werden kann. Die ausgewiesenen Zug- und Druckdehnungen der Bewehrung liegen für Modell IB und IIB innerhalb der Grenzwerte des KTA-Regelvorschlages, und zwar sind die Druckdehnungen beider Modelle nahezu identisch, während die Zugdehnungen für Modell IB rechnerisch etwas höher ermittelt werden. Schwieriger ist die Beurteilung des Betonspannungsverhaltens. Wegen des ausgewiesenen zweidimensionalen Spannungszustandes ist eine Überhöhung gegenüber der eindimensionalen Grenzspannung zulässig.

Andererseits liegt schon die maximale Druckspannung im Gaußpunkt, die kleiner ist als die Spannung in der Randfaser, für beide Modelle bereits um den Faktor 2 oberhalb der Druckfestigkeit des rechnerisch unterstellten Betons. Diese Überhöhung steht selbstverständlich auch im Zusammenhang mit dem unterstellten Materialmodell nach Drucker-Prager, dürfte jedoch wohl auch rechnerisch jenseits des Grenztragbereiches für den angesetzten Baustoff Beton liegen, zumal auch die ausgewiesenen Restzugspannungen als nicht gering einzustufen sind, so daß eine mögliche interne Lastumlagerung infolge Begrenzung der oberen Druckspannung nicht mehr möglich erscheint. Der Vergleich der ermittelten maximalen Druckspannungswerte, bezogen auf die (Druck-) Bewehrungslage, ergibt für das feinere Modell IIB gegenüber Modell IB eine Zusatzüberhöhung um ca. 20 %.

An dieser Stelle ist zusätzlich auf diejenigen Parameter zu verweisen, die vollständig nicht durch das Rechenmodell erfaßt

werden können: Mit Blick auf die Bewehrung, für die im Rechenmodell eine Fixierung in den Elementknotenpunkten der Betonrandelemente zu unterstellen ist, muß im wesentlichen einmal die Frage der vorhandenen Überlappungsstöße angeschnitten werden, die ein Fortleiten der Zugkraft in der Bewehrung im Überlappungsbereich durch Schubverbund gewährleisten muß. Schlupf und/oder auch Eigensteifigkeit der Stahlbewehrung gerade im Bereich der Überlappung dürften das Tragvermögen eher nachteilig modifizieren, wenn auch gleichzeitig unter Umständen infolge punktueller lokaler Lastumlagerung zur Aufrechterhaltung des Gleichgewichts ein größerer Lastbereich angesprochen würde.

Von konstruktivem Nachteil dürfte auch das Fehlen einer (Schub-) Verbügelung sein; dies setzt einen wirklich gesunden, also keineswegs durch Risse vorgeschädigten Beton voraus, damit der Durchstanzeffekt ausgeschlossen werden kann. Auch in diesem Zusammenhang dürften sich die lokal ausgewiesenen, wenn auch sehr kurzzeitigen maximalen Druckspannungen eher noch nachteilig auswirken, die unter Umständen eine Zerstörung der Betonmatrix bewirken könnten.

Somit ist festzustellen, daß für den Randbereich der Penetrationschutz unter den angegebenen Bedingungen für Flugzeugabsturz ausgeschlossen sein dürfte.

Im Mittelbereich dürfte unter den vorliegenden Annahmen für die Materialcharakteristiken nach 4.3 (s. Bild 12a und Bild 13a) bei Abwägen aller rechnerischen Ergebnisse und konstruktiven Vorgaben das Tragvermögen wohl auch nicht mehr extremst am Rande liegen, sondern höchstwahrscheinlich dürfte die Tragkapazität bereits erschöpft sein. Hier gilt, jedoch zu betonen, daß im Grundsatz rechnerisch einmal relativ konservative Annahmen für den Baustoff Beton getroffen wurden und gleichzeitig in diesem Fall einer Sondernachbetrachtung für eine bereits ausgeführte Konstruktion die Unterstellung der üblichen Last-Zeit-Funktion (s. Bild 10) eine zusätzlich konservative Bedingung darstellt.

5.4 Berechnung des Lastfalls Flugzeugabsturz mit einem Absturzwinkel von 40° gegen die Horizontale

Zieht man in Betracht, daß es sich bei dem AYR-Reaktor um eine Anlage kleinerer Leistungsgröße handelt - wie es bereits aus dem einschränkenden Nachweis des oben 'offenen' Betonzyllinders hervorgeht -, so könnte sich die in 5.3.3 getroffene Aussage unter Umständen bei Annahme modifizierter Kriterien umkehren.

In /15/ werden nähere Angaben zum Einschlag von abstürzenden Flugzeugen gegeben; betrachtet man hier insbesondere die Häufigkeitsverteilung für den ausgewiesenen Absturzwinkel (gemessen gegen die Horizontale), so liegt der Winkel etwa bei 40° für eine ca. 50 %ige Unter- bzw. Überschreitung. Ähnliche Angaben wurden auch von Schuëller u. a. gegeben. Bei Unterstellung eines Treffers unter 40° reduziert sich damit die in Bild 10 gegebene Last-Zeit-Funktion um den Faktor

0.766. Während in 5.3 bei horizontalem Lastangriff eine gleichförmig verteilte Flächenlast von 3 m Durchmesser vorgegeben ist, wird in 5.4 zusätzlich eine Variation der Lastverteilung derart vorgenommen, daß in der Lastmitte die geringste Ordinate vorliegt.

Hinsichtlich der Materialannahmen wären ebenfalls leichte Modifikationen denkbar. Legt man den Mittelwert und nicht den Minimalwert der Betonfestigkeit aus den Konstruktionsunterlagen zugrunde, so handelt es sich näherungsweise um einen B 50 mit einem rechnerischen Elastizitätsmodul von 39000 MN/m^2 (N/mm^2). Nach /16/ wäre noch eine Erhöhung infolge zeitlicher Nachverfestigung anzusetzen; jedoch ist die Streuweite nach /17/ aufgrund des Zuschlagstoffes von erheblich größerem Einfluß, so daß o.g. rechnerischer Wert nach DIN 1045 weiter verwandt wird.

Im Hinblick auf die obere Begrenzung der rechnerischen Druckspannung wird nach Abwägen aller möglichen festigkeitssteigernden Einflußgrößen eine Begrenzung des rechnerischen Druckwertes von -70 N/mm^2 eingeführt (s. Bild 13b). Der Grenzwert des rechnerischen Zugspannungswertes wird unverändert niedrig angenommen, um ein komplettes Aufreißen (und damit Versagen) des Querschnitts auszuschließen. Vergleichsweise wird für den Baustoff Stahl zusätzlich die ideal elasto-plastische Spannungs-Dehnungs-Beziehung vorgegeben (s. Bild 12b).

5.4.1 Auswertung von Modell I

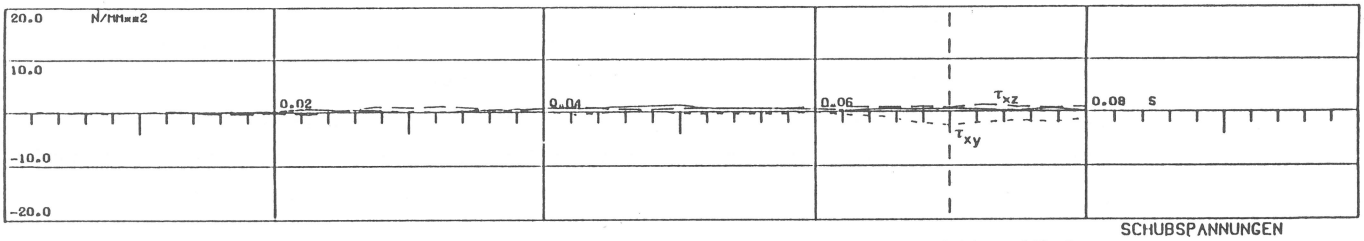
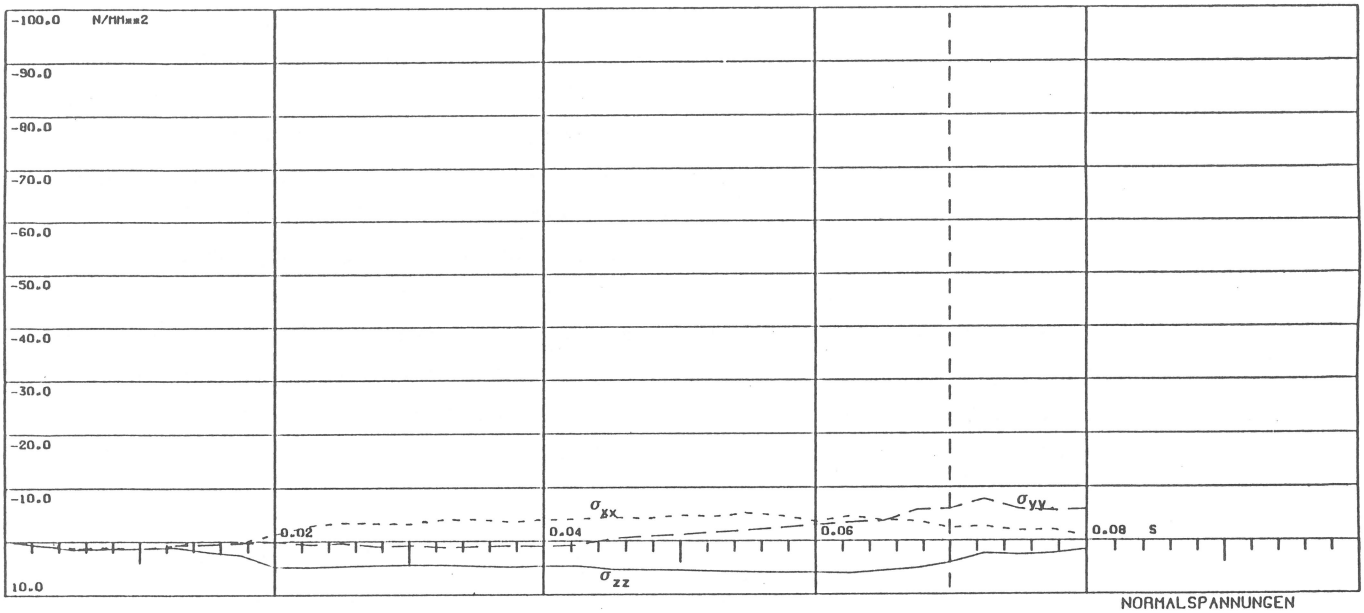
Zur Verifikation der in 5.4 getroffenen allgemeinen Anmerkungen werden - wie in 5.1 eingehend beschrieben - für das Modell IB folgende Vorgaben getroffen:

Bezeichnung	Modell	TRUSS Element (Stahl)	VOLUME Element (Beton)	Iteration
IB.5	IB	elast./plast. (isotropic-hard.) geometr.nichtlin. (updat. Lagr.)	Drucker-Prager geometr.nichtlin. (total Lagr.)	mit
IB.6	IB	ideal-elast./plast. geometr.nichtlin. (updat. Lagr.)	Drucker-Prager geometr.nichtlin. (total Lagr.)	mit

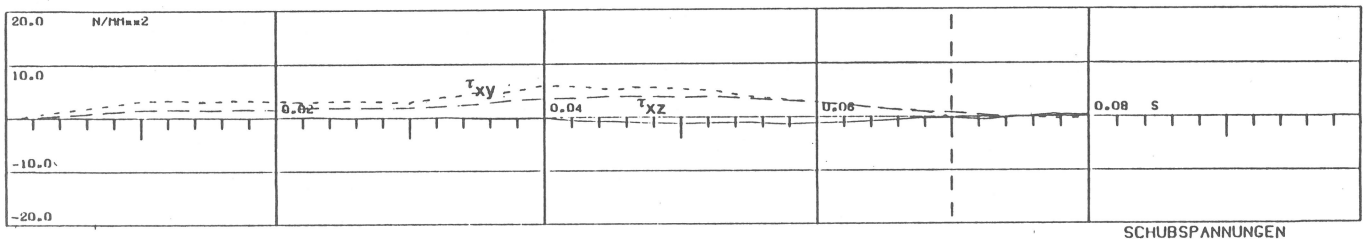
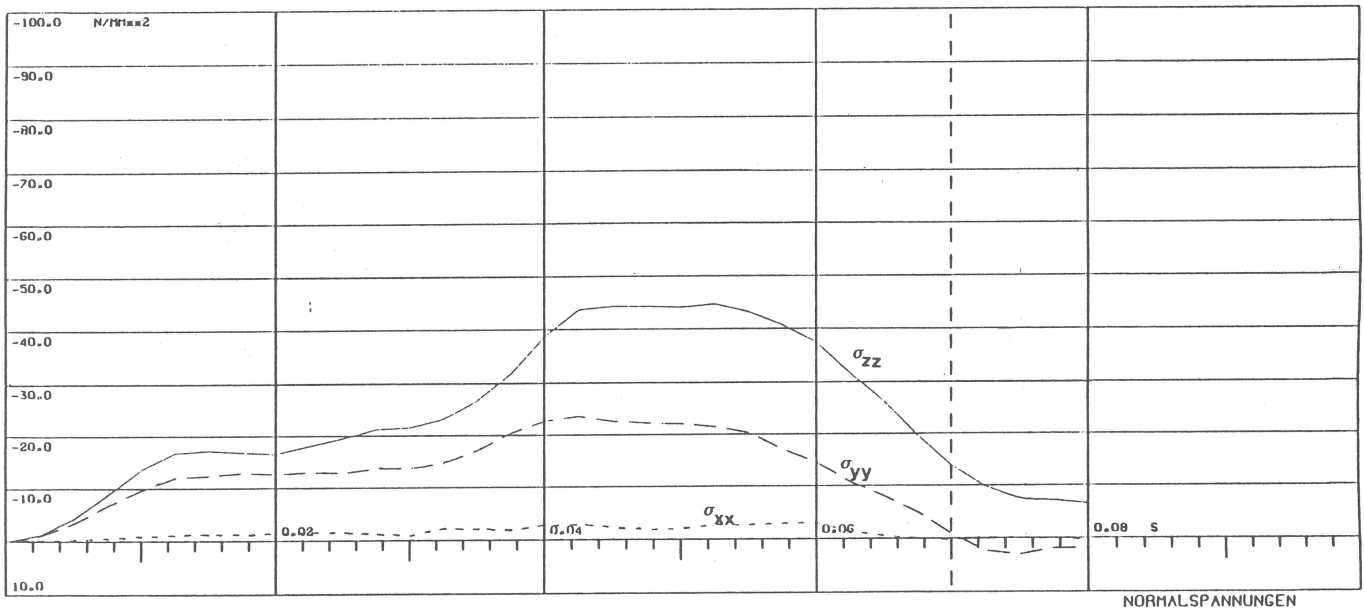
Infolge zusätzlicher Iteration ist auch eine relative Vergleichsmöglichkeit zum Modell IB.4 gegeben.

Modell IB.5 und IB.6 unterscheiden sich jeweils durch leicht modifizierte Materialvorgaben entsprechend Bild 12 und Bild 13. Für Modell IB.5 wird für den Baustahl eine Nachverfestigung (Bild 12a) angenommen, während im Modell IB.6 für den Stahl elastisch ideal-plastisches Verhalten (Bild 12b) sowie für den Beton eine Festigkeitsobergrenze bei -70 N/mm^2 vorausgesetzt wird.

Für beide Modelle ergibt sich - wie in 5.3.3 bereits ausführlich dargelegt ähnliches Tragverhalten, die weitere Auswertung erfolgt daher auch gleichartig. Die entsprechenden Zeitverläufe für Normalspannungen, Hauptspannungen und Dehnungen sind beispielsweise für Modell IB.6 in Bild 55 bis Bild 60 zusammengestellt. Die Werte der auftretenden maximalen Spannungen und maximalen Dehnungen ein-

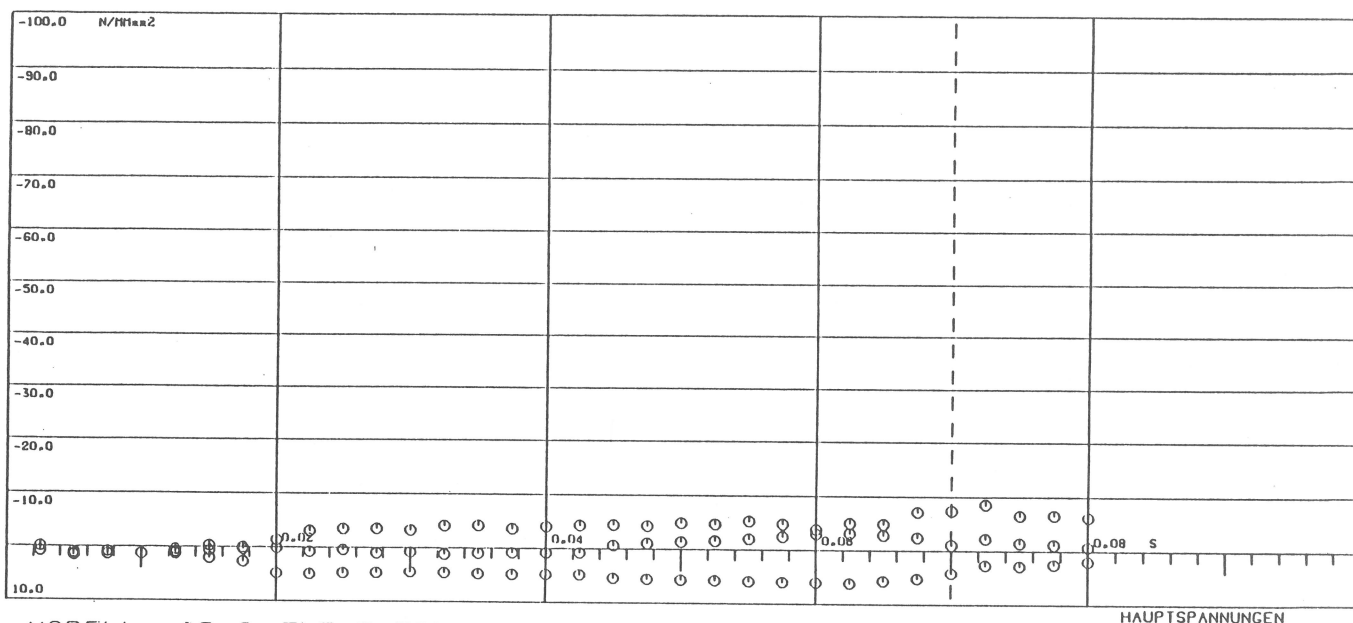


MODELL IB.6 ELEMENTGRUPPE 18. ELEMENT 1. GAUSSPUNKT 6.
 Bild 55
 Höchster positiver (Zug) Normalspannungsverlauf für Variante IB.6



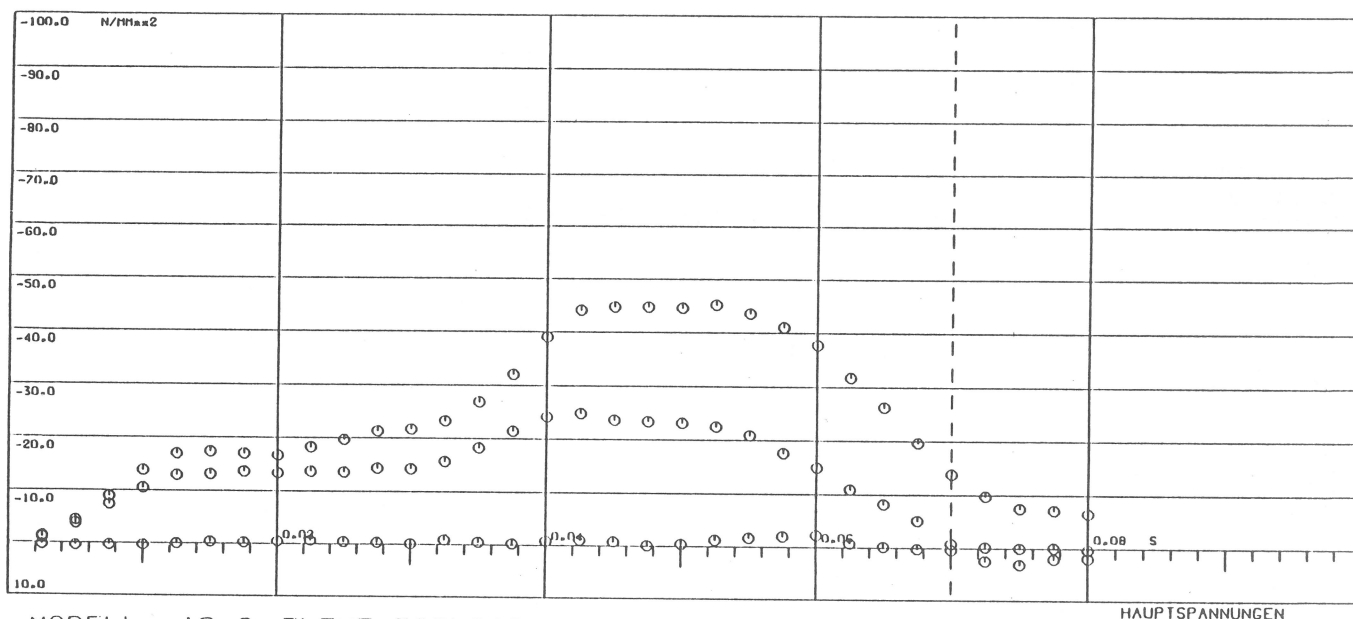
MODELL IB.6 ELEMENTGRUPPE 20. ELEMENT 1. GAUSSPUNKT 7.

Bild 56
 Höchster negativer (Druck) Normalspannungsverlauf für Variante IB.6



MODELL IB.6 ELEMENTGRUPPE 18. ELEMENT 1. GAUSSPUNKT 6.

Bild 57
Hauptspannungsverlauf für höchsten positiven (Zug)
Normalspannungsverlauf für Variante IB.6



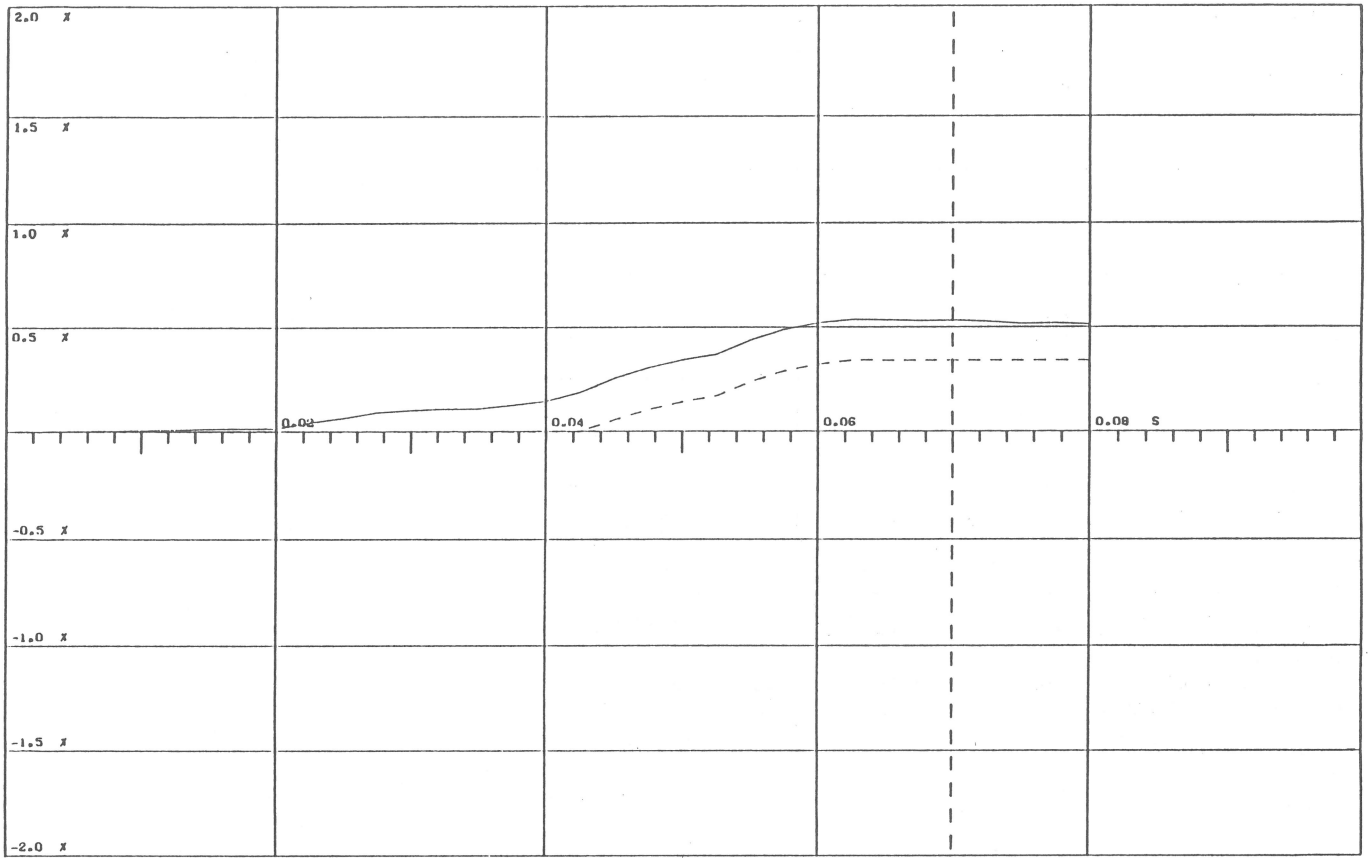
MODELL IB.6 ELEMENTGRUPPE 20. ELEMENT 1. GAUSSPUNKT 7.

Bild 58
Hauptspannungsverlauf für höchsten negativen (Druck)
Normalspannungsverlauf für Variante IB.6

schließlich zugehöriger plastischer Werte sind für die Modelle IB.5 und IB.6 im Anhang in Tabelle 16 bis Tabelle 18 angegeben. Extremale Betonspannungen und Stahldehnungen (unter Beibehalten der in 5.1 gegebenen Anmerkungen) ergeben sich für:

Modell IB.5
 $\max \sigma = + 6.1 \text{ MN/m}^2$
 $\min \sigma = - 44.5 \text{ MN/m}^2$
 $\max \epsilon = + 0.50 \%$
 $\max \epsilon_{pl} = + 0.28 \%$
 $\min \epsilon = - 0.14 \%$
 $\min \epsilon_{pl} = - \%$

Modell IB.6
 $\max \sigma = + 6.1 \text{ MN/m}^2$
 $\min \sigma = - 44.7 \text{ MN/m}^2$
 $\max \epsilon = \pm 0.54 \%$
 $\max \epsilon_{pl} = + 0.34 \%$
 $\min \epsilon = - 0.14 \%$
 $\min \epsilon_{pl} = - \%$

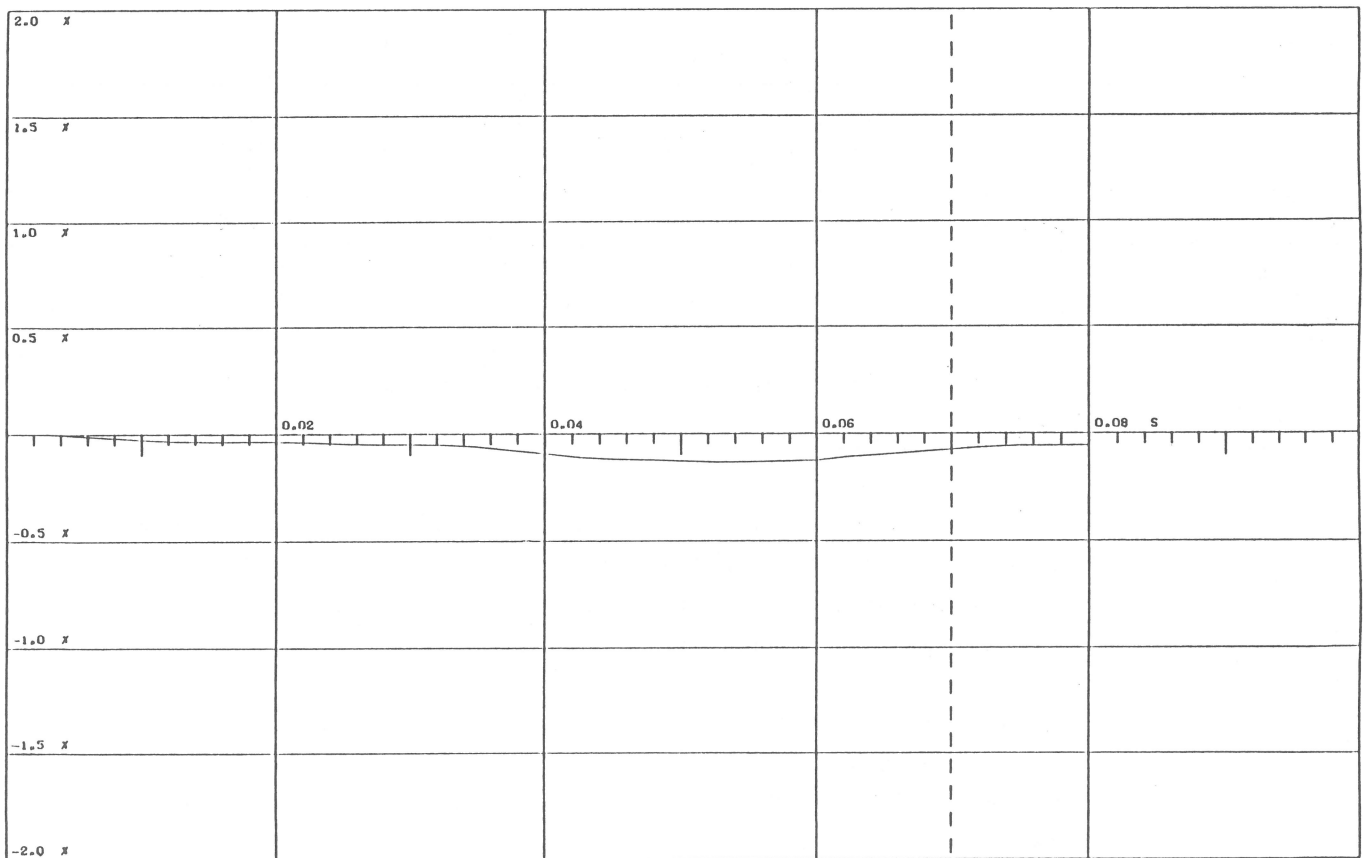


STAHL-DEHNUNGEN

MODELL IB.6 ELEMENTGRUPPE 38. ELEMENT 1.

Bild 59

Höchster positiver Dehnungsverlauf für Variante IB.6



STAHL-DEHNUNGEN

MODELL IB.6 ELEMENTGRUPPE 43. ELEMENT 1.

Bild 60

Höchster negativer Dehnungsverlauf für Variante IB.6

Diese Gegenüberstellung (vor allem der Dehnungen) zeigt - infolge der Stahl-Material-Beziehung - für Modell IB.6 eine 'weichere' Tragweise an; jedoch ist die Gesamtaussage beider Modelle prinzipiell gleichwertig zu sehen.

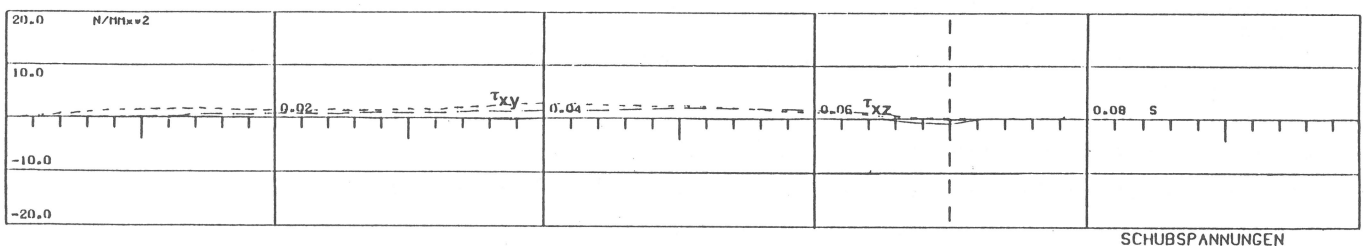
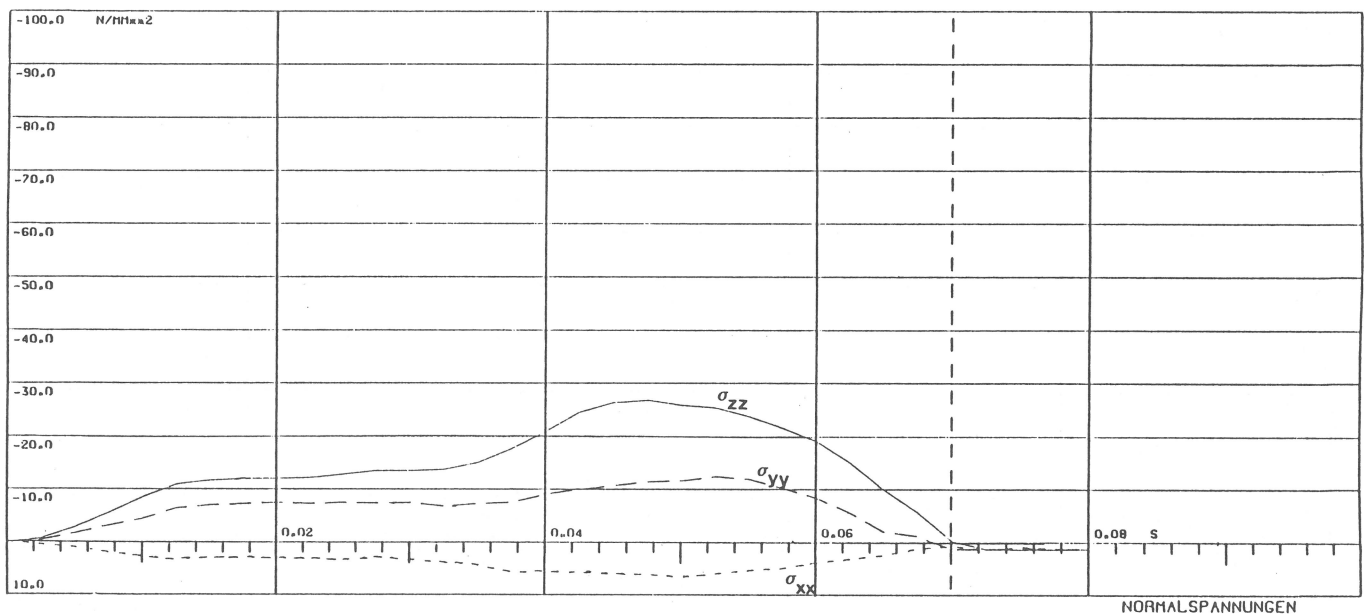
5.4.2 Auswertung von Modell II

Für das Modell IIB werden die Annahmen nach 5.4 in prinzipieller Weise nach 5.2 getroffen:

Bezeichnung	Modell	TRUSS Element	VOLUME Element	Iteration
IIB.6	IIB	ideal-elast./plast. geometr. nichtlin. (updat. Lagr.)	Drucker-Prager geometr. nichtlin. mit (total Lagr.)	

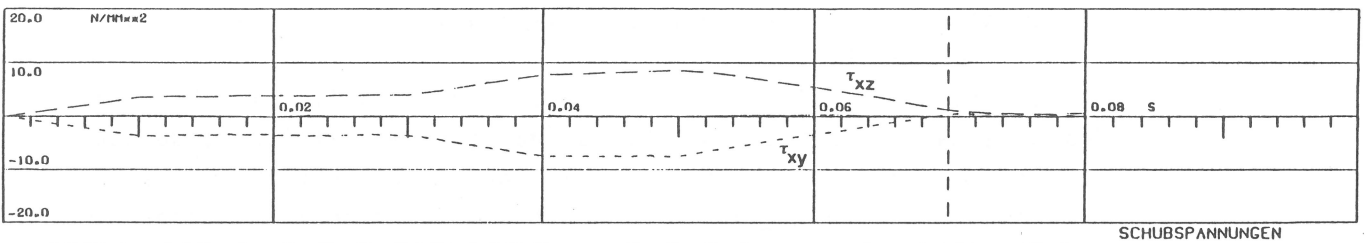
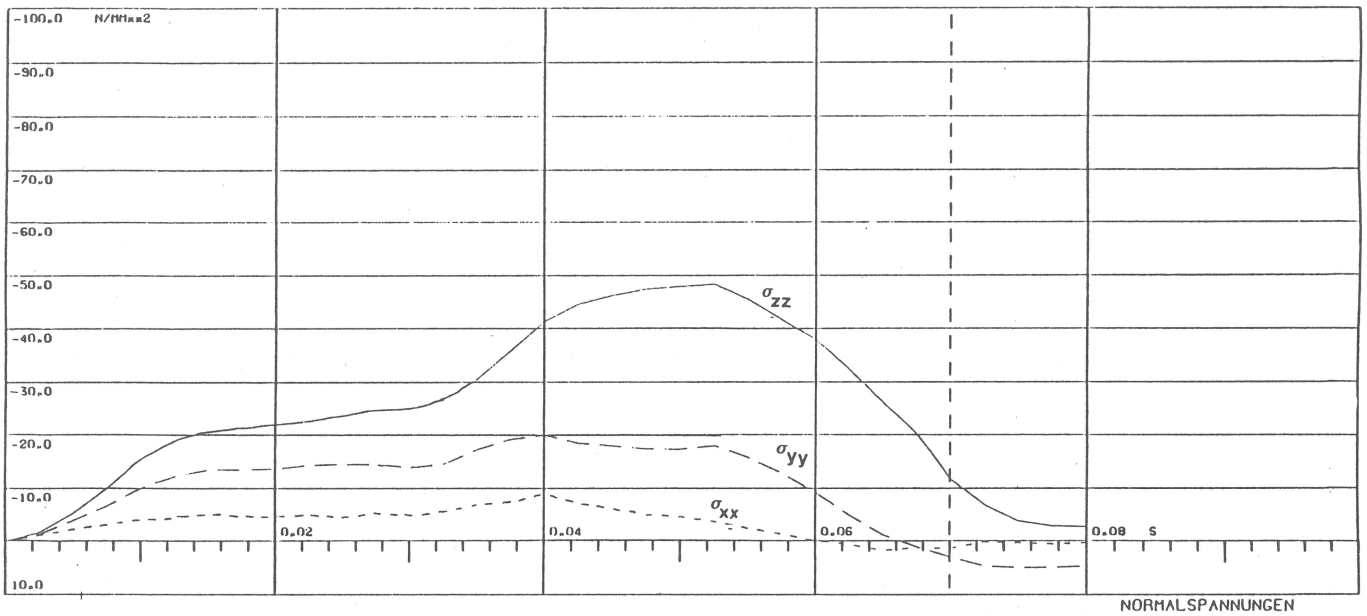
Damit gilt für Modell IIB.6 die elastisch ideal-plastische Beziehung für den Baustahl nach Bild 12b sowie die Drucker-Prager-Beziehung mit Festigkeitsgrenze für den Beton nach Bild 13b, d.h., Modell IIB.6 ist - von der Systemdiskretisierung abgesehen - relativ ähnlich zu Modell IB.6.

Qualitativ gesehen ist das Tragverhalten von Modell IIB.6 ähnlich dem bereits ausführlich in 5.3.2 dargelegtem Modell IIB.4, so daß in gleicher Weise die weitere Auswertung durchgeführt werden kann. Die entsprechenden Zeitverläufe für Normalspannungen, Hauptspannungen und Dehnungen sind in Bild 61 bis Bild 66 ausgewiesen, auftre-

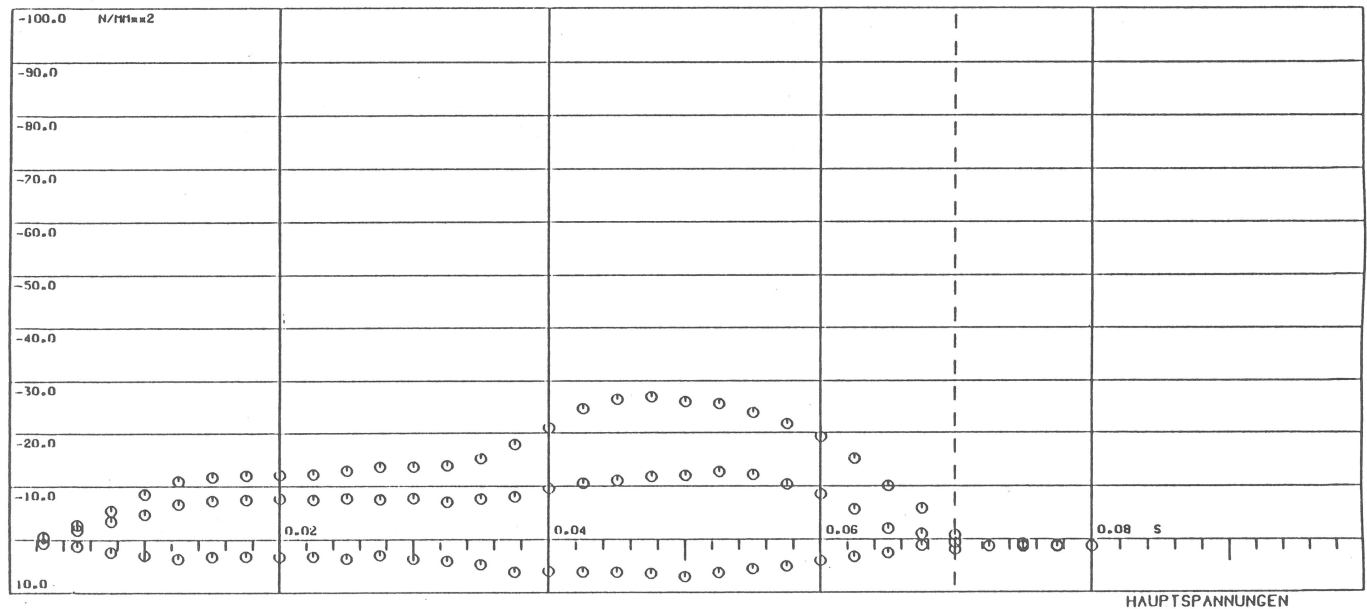


MODELL IIB.6 ELEMENTGRUPPE 6. ELEMENT 1. GAUSSPUNKT 4.

Bild 61
Höchster positiver (Zug) Normalspannungsverlauf für Variante IIB.6



MODELL IIB.6 ELEMENTGRUPPE 5. ELEMENT 1. GAUSSPUNKT 3.
 Bild 62
 Höchster negativer (Druck) Normalspannungsverlauf für Variante IIB.6

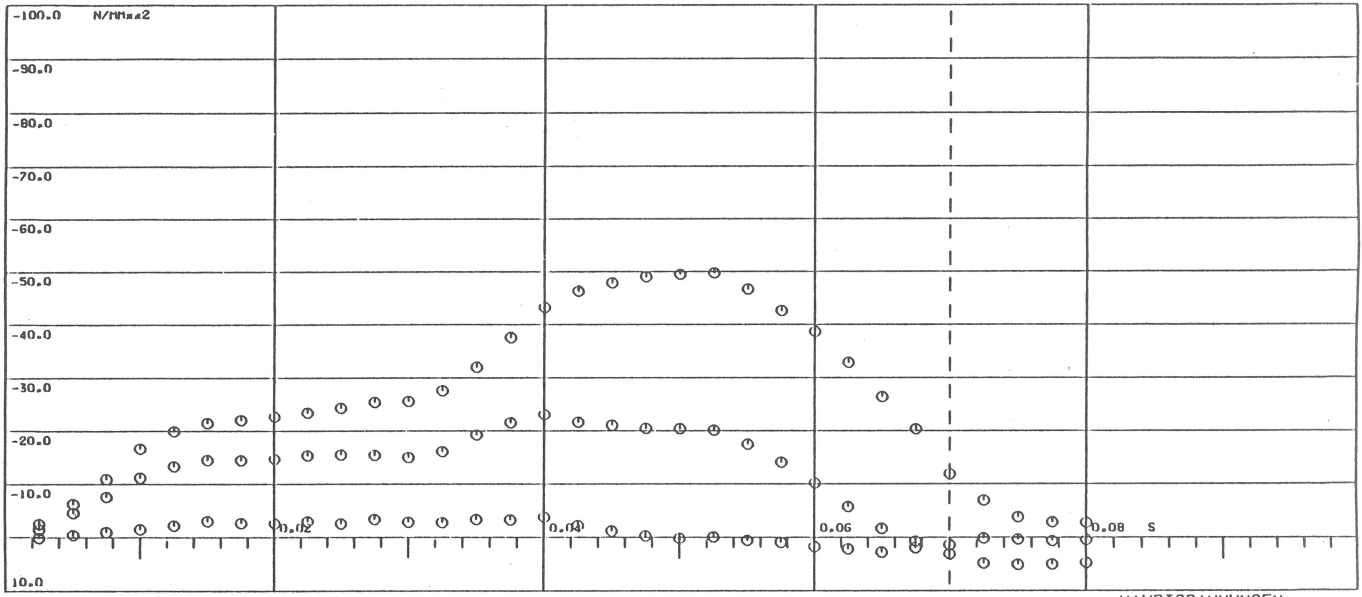


MODELL IIB.6 ELEMENTGRUPPE 6. ELEMENT 1. GAUSSPUNKT 4.
 Bild 63
 Hauptspannungsverlauf für höchsten positiven (Zug) Normalspannungsverlauf für Variante IIB.6

tende maximale Spannungen und maximale Dehnungen einschließlich zugehöriger plastischer Werte sind im Anhang in Tabelle 19 und Tabelle 20 zusammengestellt. Extremale Betonspannungen und Stahldehnungen sind ermittelt für

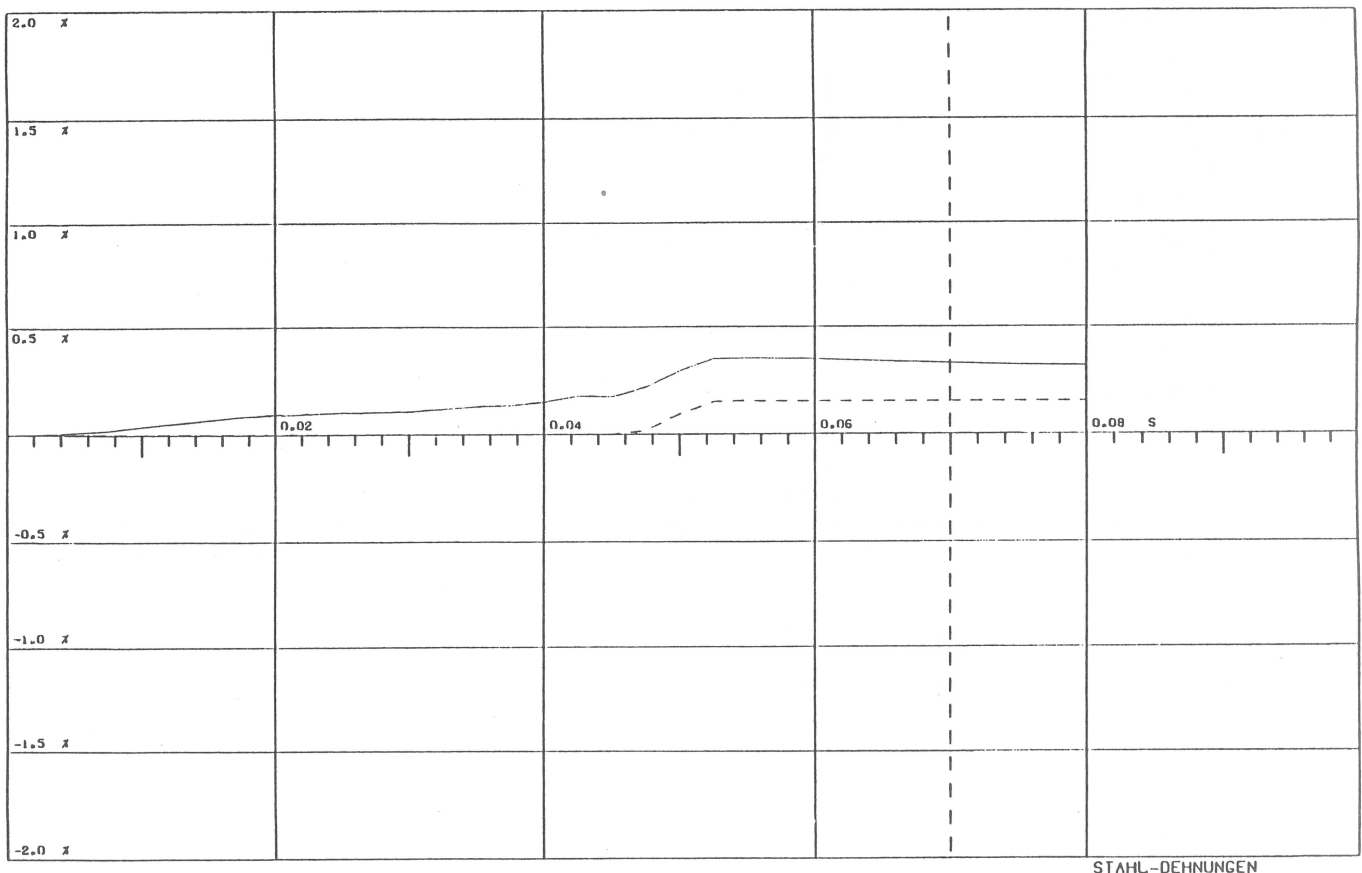
Modell IIB.6
 max σ = + 6.7 MN/m²
 min σ = - 48.2 MN/m²

max ϵ = + 0.35 %
 max ϵ_{pl} = + 0.15 %
 min ϵ = - 0.18 %
 min ϵ_{pl} = - %



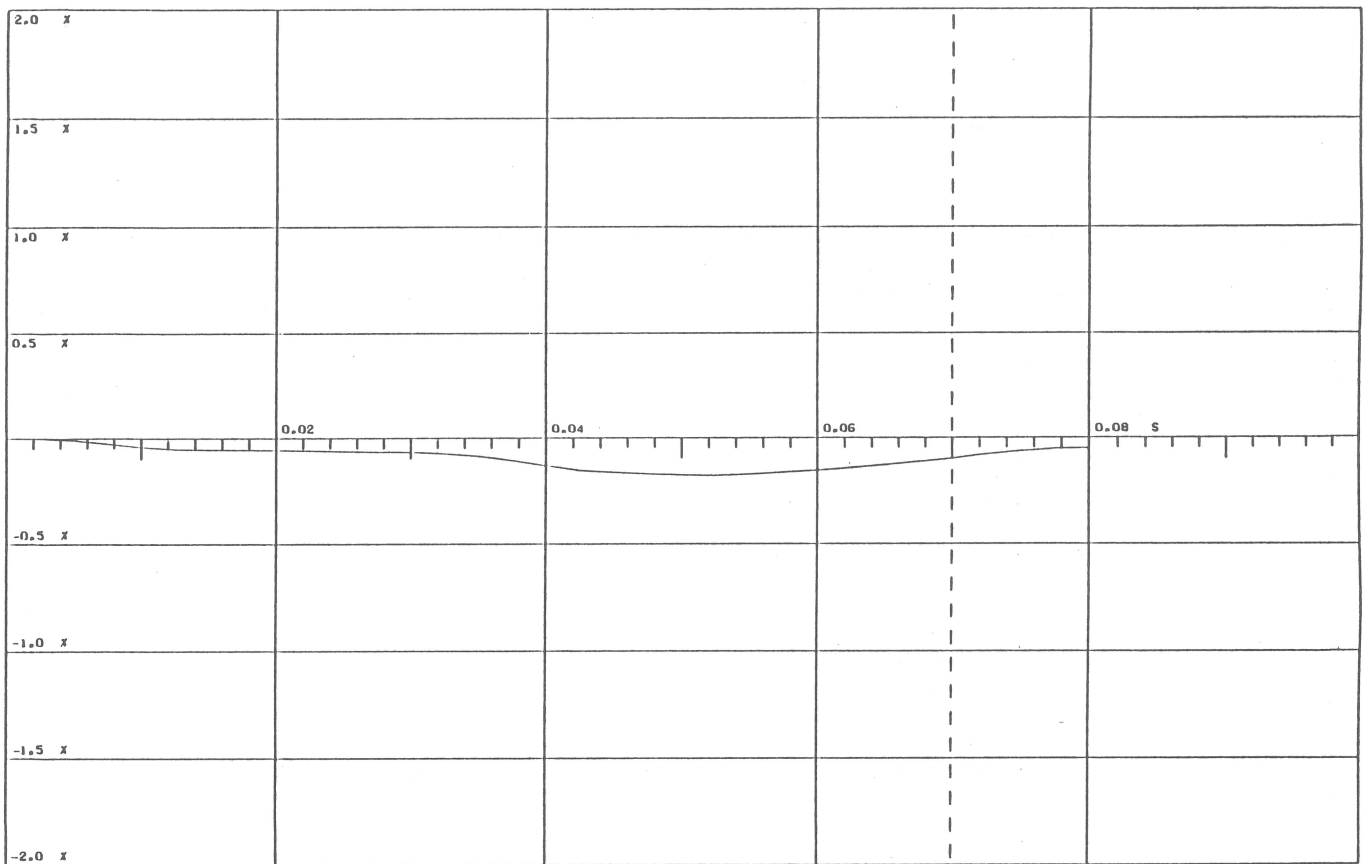
MODELL IIB.6 ELEMENTGRUPPE 5. ELEMENT 1. GAUSSPUNKT 3.

Bild 64
 Hauptspannungsverlauf für höchsten negativen (Druck)
 Normalspannungsverlauf für Variante IIB.6



MODELL IIB.6 ELEMENTGRUPPE 15. ELEMENT 118.

Bild 65
 Höchster positiver Dehnungsverlauf für Variante IIB.6



STAHL-DEHNUNGEN

MODELL IIB.6 ELEMENTGRUPPE 13. ELEMENT 116.

Bild 66

Höchster positiver Dehnungsverlauf für Variante IIB.6

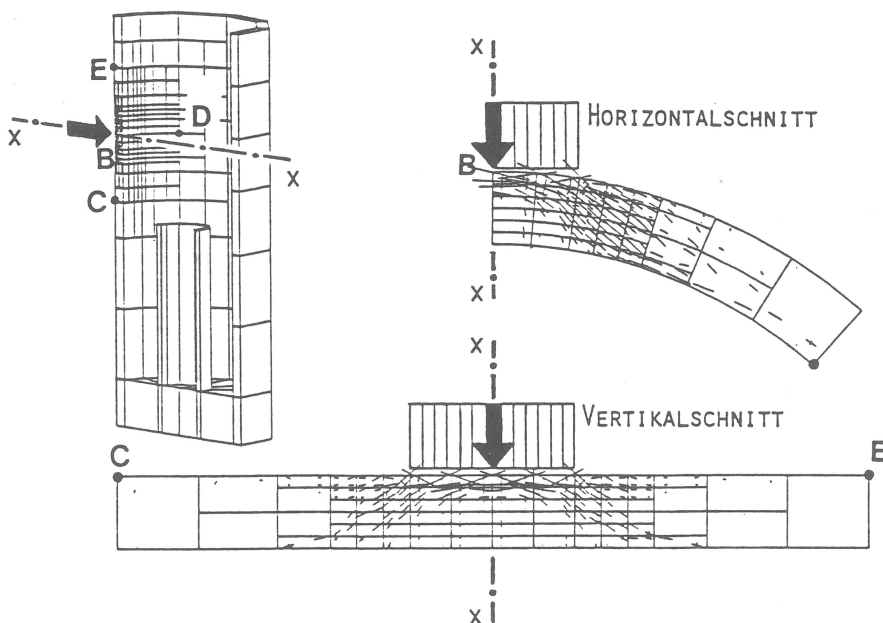


Bild 67
Druckspannungstrajektorien
für die Lastauftrefffläche
zum Zeitpunkt $t = 0.04 \text{ s}$

Einen Einblick in den gewölbeartigen Druckspannungsverlauf an der Lastauftrefffläche zeigt Bild 67 durch einen Horizontal- und Vertikalschnitt im nichtlinearen Rechenbereich.

5.4.3 Folgerungen

In Anbetracht der Vorgabe eines Nachweises des oben 'offenen' Betonzylinders ist zur weiteren möglichen Beurteilungsfähigkeit die Untersuchung mit folgender einschränkender Bedingung geführt wor-

den: Unter Beachtung von /15/ erfolgt bei Unterstellung eines Trefferwinkels von 40° gegen die Horizontale eine Amplituden-Reduktion der Last-Zeit-Funktion (s. Bild 10) um den Faktor 0.766. Entsprechend der vorhandenen Finite-Element-Netzteilung wird diese Lastvorgabe realistisch umgesetzt.

Hinsichtlich des Lastaufpunktes wird diese Betrachtung nur für den Punkt B (s. 3) durchgeführt, der direkte Treffer am oberen Zylinder- rand bleibt also unberücksichtigt. Demzufolge kommen nur die B-Modelle nach 3 zur Anwendung.

Zur Verbesserung des Verständnisses zum allgemeinen Tragverhalten erfolgt für das IB-Dreischichtenmodell bei sonst gleichen Voraussetzungen noch einmal ein Sensitivitätsvergleich hinsichtlich numerisch stabilisierender (Bilder 12a und 13a) bzw. realistischerer (Bilder 12b und 13b) Materialvorgaben. Die Gegenüberstellung der Ergebnisse von IB.5 und IB.6 zeigt sowohl für die Dehnungswerte als auch Spannungswerte nahezu gleichartiges Verhalten; außerdem bleibt die maximale Druckspannung deutlich unterhalb der rechnerisch eingeführten 'Betonfestigkeitsgrenze'. Für den extrem aufwendigen Lauf IIB.6 sind ebenfalls die genannten realistischeren Modifikationen angesetzt worden. Auch zur Vergleichbarkeit wird weiterhin eine Iteration vorgenommen.

Wie in 5.3 zeigt die Ergebnisauswertung ähnliches Tragverhalten. Die ausgewiesenen Zug- und Druckdehnungen der Bewehrung liegen für Modell IB und IIB innerhalb der Grenzwerte des KTA-Regelvorschlages, und zwar sind die Druckdehnungen beider Modelle nahezu identisch und liegen noch im linearen Bereich, während die Zugdehnungen für Modell IB rechnerisch etwas höher ermittelt werden; diese Maximalwerte liegen jedoch innerhalb des Grenzwertes, der für konventionelle Bauten unterstellt wird, beim feineren Modell IIB sogar darunter.

Im Hinblick auf die Beurteilung des Betonspannungsverhaltens dürfte wegen des ausgewiesenen zweidimensionalen Spannungszustandes eine Oberhöhung der eindimensionalen Grenzspannung zulässig sein. Für einen fiktiv angenommenen Beton B 50 (s. 5.3) ist diese Grenze über die Invariante $\min I_1 = -70 \text{ N/mm}^2$ eingeführt worden, die bei beiden Modellen (im Gaußpunkt) nicht annähernd erreicht wird; damit liegt die maximal zu konstatierende Spannung am Rand bei etwa -55 N/mm^2 . Eine Beurteilung des numerischen Modells sollte jedoch auch die ermittelte Restzugfestigkeit beinhalten.

Im Hinblick auf die mechanisch-physikalische Bewertung dürfte die Aussage in 5.3.3 zu Fragen

- des Schubverbundes
- der Überlappungsstöße
- der (fehlenden) Schubverbügelung

ihre volle Gültigkeit beibehalten.

Für den Mittelbereich dürfte unter den vorliegenden Annahmen einschließlich der Lastmodifikation bei Abwägen aller rechnerischen Ergebnisse und konstruktiven Vorgaben das Tragvermögen im oberen, jedoch gerade noch tolerierbaren Bereich liegen. Die rechnerisch

ermittelten Zugspannungs-Spitzenwerte im Beton überschreiten formal die nach KTA-RE 2203 zulässigen Werte, so daß hiermit der vollständige Penetrationsschutz für den Betonzylinder nicht nachgewiesen ist.

Ein Perforationsschutz allerdings sollte unter den getroffenen Lastannahmen dennoch als vorhanden betrachtet werden, zumal auch aus konservativen Gründen Materialeigenschaften wie z. B. Betonachverfestigung und dynamische Festigkeitssteigerung angenommen werden können, die rechnerisch nicht berücksichtigt wurden; eine Schädigung der Zylinderwand ist allerdings nicht auszuschließen. Hier sollte aber noch einmal betont werden, daß diese Aussage einen wirklich gesunden, also keineswegs durch Risse vorgeschädigten Beton voraussetzt, da im gegenteiligen Fall mit Blick auf die bestimmt nicht vorhandenen optimalen konstruktiven Gegebenheiten der mögliche Spielraum zur 'Selbstheilung' durch weitere Schnittkraftumlagerungen als äußerst eng einzuschätzen wäre.

6 Gesamtbewertung

Durch die vorliegende Untersuchung wird eine schlüssige Überprüfung des AVR-Reaktors zum Penetrationsschutz für den Lastfall Flugzeugabsturz vorgenommen, die prinzipiell in 2 Phasen durchgeführt wird:

- Bemessung mit einem Absturzwinkel von 0° gegen die Horizontale
- Bemessung mit einem Absturzwinkel von 40° gegen die Horizontale

In der Phase 1 wird zusätzlich eine Unterscheidung für den Einschlagnachweis (am oben 'offenen' Betonzylinder) vorgenommen, nämlich in einen 'mittleren' Bereich (Kote + 25.4) sowie in den direkten Randbereich (Kote + 36.4). Hierfür sind sowohl Drei- als auch Sechschichtenmodelle (in der Lasteinschlagzone) aufbereitet, die Aufschluß über das Tragverhalten bei v o l l e r Last-Zeit-Funktion (Bild 10) entsprechend aktueller Vorgabe geben sollen.

Entsprechend den in 5.3 diskutierten Modell- und Materialvoraussetzungen sowie konstruktiven Bedingungen läßt sich aus der umfangreichen Studie entnehmen:

- Für den Randbereich dürfte der Penetrationsschutz ausgeschlossen sein
- Im Mittelbereich dürfte das Tragvermögen wohl auch nicht mehr extremst am Rande liegen, sondern höchstwahrscheinlich bereits erschöpft sein.

In der Phase 2 werden die Bemessungsbedingungen für einen Reaktor kleinerer Leistungsgröße dahingehend reduziert, daß bei Annahme eines Einschlagwinkels von 40° gegen die Horizontale /15/ ein geringerer Lastimpuls zu verzeichnen ist. Zusätzlich erfolgen geringfügig modifizierte realistischere Materialannahmen (s. Bild 12b und 13b). Diese Untersuchung wird nur für den Mittelbereich durchgeführt.

Die folgende Übersicht zeigt eine Zusammenstellung der Rechenmodelle für den Mittelbereich B sowie die jeweils erzielten extremalen Spannungen und Dehnungen; die Ergebnisse belegen den Grad der Übereinstimmung zwischen den Modellen I und II:

MODELL	SCHICHT-ZAHL	DOF	ΔT (s)	RECHNUNG	BAU-STAHL	BETON	LAST	MAX σ (MN/M ²)	MIN σ (MN/M ²)	MAX ϵ %	MAX ϵ_{PL} %
IB.1	3	2990	$5 \cdot 10^{-5}$	M NL O IT				7.1	- 71.9	0.80	0.54
IB.2	"	"	"	M NL M IT	"	"	"	7.6	- 72.3	0.86	0.59
IB.3	"	"	"	M+G NL O IT	"	"	"	7.1	- 72.6	0.83	0.57
IB.4	"	"	"	M+G NL M IT	"	"	"	7.2	- 73.0	0.89	0.62
IB.5	"	"	"	"	"	"		6.1	- 44.5	0.50	0.28
IB.6	"	"	"	"			"	6.1	- 44.7	0.54	0.34
IIB.4	6	7028	$1 \cdot 10^{-5}$	M+G NL M IT				7.2	- 98.8	0.61	0.37
IIB.6	"	"	"	"				6.7	- 48.2	0.35	0.15

M = MATERIAL
G = GEOMETRIE
IT = ITERATION
NL = NICHTLINEAR
O = OHNE
M = MIT

Entsprechend den in 5.4 diskutierten Modell- und Materialvoraussetzungen sowie konstruktiven Bedingungen läßt sich aus der Studie entnehmen:

- Im Mittelbereich des Zylinders dürfte das Tragvermögen im oberen, jedoch gerade noch tolerierbaren Rahmen bei Vorgabe einer reduzierten Last-Zeit-Funktion liegen.

Dieser Nachweis erfolgt für Kote + 25.4. Grundsätzlich sollte hier noch einmal hervorgehoben werden, daß diese Aussage auf der Annahme eines gesunden, keineswegs durch Risse vorgeschädigten Betons zu treffen ist.

Literatur

- /1/ Ziermann: The AYR Nuclear Power Facility-Progress Report Nuclear Engineering and Design 78 (1984), S 99 - 108
- /2/ KTA-RE 2203: Schutz von Kernkraftwerken gegen Flugzeugabsturz; Auslegung der baulichen Anlagen (bei vorgegebener Lastannahme)
- /3/ Buchhardt, Magiera, Matthees, Weber: Untersuchungen zum Penetrationsschutz des AVR-Reaktorgebäudes (unter dem Lastfall Flugzeugabsturz), Untersuchungsbericht der BAM, 1985
- /4/ DIN 1045: Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung
- /5/ BMI: Sicherheitskriterien für Kernkraftwerke (21.10.1977)
- /6/ BMFT RS 308: Methodenuntersuchungen zur erdbebensicheren Auslegung von Kernkraftwerken
- /7/ Bathe, Wilson: Numerical Methods in Finite Element Analysis
- /8/ ASHSD2 Manual: Dynamic Stress Analysis of Axisymmetric Structures under Arbitrary Loading
- /9/ Zienkiewicz: The Finite Element Method in Engineering Science
- /10/ ADINA Manual: A Finite Element Program for Automatic Dynamic Incremental Nonlinear Analysis
- /11/ Buchhardt, Magiera, Matthees, Weber: Untersuchung zum Tragverhalten eines Kernkraftwerkes für den Lastfall Flugzeugabsturz Amts- u. Mitteilungsblatt der BAM 14, 1984, S. 212 - 215
- /12/ Brandes, Limberger, Herter: Kinetische Grenztragfähigkeit von stoßartig belasteten Stahlbetonbauteilen Forschungsbericht 90 der BAM, 1983
- /13/ Müller, Keintzel, Charlie: Dynamische Probleme im Stahlbetonbau Deutscher Ausschluß für Stahlbeton, Heft 342, 1983
- /14/ Proceedings des RILEM-CEB-IABSE-IASS interassociation symposium Concrete Structures under Impact and Impulsive Loading BAM, 1982
- /15/ Balfanz, Hein, Wietfeldt: Ermittlung der Trefferwahrscheinlichkeit durch abstürzende Flugzeuge T0 23, Nr. 3, 1982
- /16/ Weber: Empirische Formeln zur Beschreibung der Festigkeitsentwicklung und der Entwicklung des E-Moduls von Beton Betonwerk + Festigkeit-Technik, Heft 12, 1979
- /17/ Wesche: Baustoffe für tragende Bauteile Band 2; Beton 1981, Bauverlag

Element-gruppe	Element	Integra-tions-punkt	Maximale Normalspannungen [MN/m^2]			(dazugehörige Schubspannungen [MN/m^2])		
			σ_{xx}	σ_{yy}	σ_{zz}	τ_{xy}	τ_{xz}	τ_{yz}
34	1	6	-0.723558E+01	-0.639495E+01	0.700721E+01	0.106478E+01	-0.112756E+00	0.217505E+00
43	1	1	-0.638121E+01	-0.766597E+01	0.678775E+01	-0.427351E+00	0.182765E+01	0.143671E+01
54	1	1	-0.559315E+01	0.659605E+01	-0.557144E+01	0.987883E+00	-0.213656E+00	0.412563E-01
40	1	5	-0.497221E+01	-0.546903E+01	0.649589E+01	0.742463E+00	0.113597E+01	0.866779E-01
36	1	7	-0.375142E+01	-0.839288E+01	0.630431E+01	-0.832453E+00	0.420091E+00	0.154209E+01
43	1	5	-0.413368E+01	-0.439879E+01	0.627657E+01	-0.959458E+00	0.119684E-01	0.316152E+00
39	2	8	-0.110933E+02	0.623183E+01	-0.155228E+02	-0.623967E-02	0.774859E+01	0.217810E+01
45	1	6	-0.457986E+01	-0.425845E+01	0.617790E+01	0.950230E+00	0.591641E+00	-0.125438E+01
51	1	5	-0.323549E+01	0.610454E+01	-0.910045E+01	0.106515E+01	-0.141028E+01	0.645348E+00
34	1	4	-0.676777E+01	-0.139978E+02	0.606483E+01	0.371981E+01	0.268471E+01	0.309150E+01
39	1	7	-0.126636E+02	-0.447739E+01	-0.997311E+02	0.797271E+01	0.164869E+02	-0.816672E+00
39	1	5	-0.145448E+02	-0.512593E+01	-0.972856E+02	-0.138951E+02	0.189807E+02	-0.150605E+01
42	1	5	-0.953721E+01	-0.675077E+01	-0.971511E+02	-0.100061E+02	0.143834E+02	0.160052E+01
36	1	5	-0.241312E+02	-0.490030E+00	-0.880544E+02	-0.134129E+02	0.262559E+02	-0.118510E+01
36	1	7	-0.458997E+01	-0.909160E+01	-0.859934E+02	0.143040E+02	0.629311E+01	-0.269051E+01
39	1	1	-0.884405E+01	-0.436165E+01	-0.769215E+02	-0.122252E+02	0.103118E+02	-0.720689E+01
42	1	7	-0.892717E+01	-0.258541E+01	-0.766411E+02	0.541192E+01	0.130710E+02	0.821350E+00
39	1	3	-0.624095E+01	-0.538407E+01	-0.763423E+02	0.545566E+01	0.108314E+02	-0.857199E+01
42	1	1	-0.963338E+01	-0.685252E+01	-0.750504E+02	-0.157108E+02	0.940672E+01	-0.675186E+01
36	1	3	-0.724097E+01	-0.311235E+01	-0.672176E+02	0.759353E+01	0.434660E+01	-0.120200E+02

Tabelle 1

Maximale Betonspannungswerte für Modell IA, Variante IA.1 (Absturzwinkel 0°)

Element-gruppe	Element	Integra-tions-punkt	Maximale Normalspannungen [MN/m^2]			(dazugehörige Schubspannungen [MN/m^2])		
			σ_{xx}	σ_{yy}	σ_{zz}	τ_{xy}	τ_{xz}	τ_{yz}
54	1	3	-0.806287E+01	0.766100E+01	-0.147121E+02	0.304659E+00	0.239823E+01	0.187200E+00
34	1	4	-0.994112E+01	-0.113356E+02	0.676460E+01	0.324496E+00	0.308308E+01	0.391760E+01
34	1	6	-0.586419E+01	-0.396955E+01	0.636603E+01	0.853697E+00	-0.302062E+00	0.885639E+00
36	1	6	-0.416126E+01	-0.522018E+01	0.639975E+01	-0.636621E+00	-0.820771E+00	0.608566E+00
43	1	5	-0.401631E+01	-0.515431E+01	0.631145E+01	-0.476762E+00	0.106636E+01	0.351494E+00
43	1	1	-0.454658E+01	-0.465649E+01	0.628596E+01	-0.750361E+00	0.195655E+01	0.417097E+00
40	1	5	-0.466737E+01	-0.545278E+01	0.617674E+01	0.252136E+00	0.213290E+01	-0.519229E+00
37	3	6	-0.430451E+01	-0.329142E+01	0.617659E+01	0.439411E+00	-0.975240E-01	-0.111842E+00
51	1	5	-0.278298E+01	0.604689E+01	-0.110954E+02	0.559254E-01	0.363415E+00	-0.463769E+00
52	1	4	-0.454158E+01	0.603185E+01	-0.373670E+01	-0.612789E+00	-0.167910E+01	0.445344E+00
39	1	7	-0.126655E+02	-0.549675E+01	-0.100505E+03	0.639161E+01	0.187413E+02	-0.572647E+00
42	1	5	-0.908676E+01	-0.774676E+01	-0.976109E+02	-0.100106E+02	0.152260E+02	0.170667E+01
39	1	5	-0.169624E+02	-0.678936E+01	-0.964009E+02	-0.122253E+02	0.161124E+02	-0.197124E+01
36	1	7	-0.654473E+01	-0.644037E+01	-0.899665E+02	0.144611E+02	0.100797E+02	-0.146852E+01
36	1	5	-0.219870E+02	-0.696795E+00	-0.824160E+02	-0.177645E+02	0.213487E+02	-0.271007E+01
42	1	7	-0.103605E+02	-0.172044E+01	-0.775751E+02	0.644764E+01	0.131856E+02	0.176193E+01
39	1	1	-0.816151E+01	-0.483705E+01	-0.744462E+02	-0.127295E+02	0.974132E+01	-0.770726E+01
39	1	3	-0.569449E+01	-0.536709E+01	-0.737639E+02	0.450649E+01	0.109894E+02	-0.902961E+01
42	1	1	-0.117256E+02	-0.930296E+01	-0.733941E+02	-0.156515E+02	0.921572E+01	-0.716460E+01
45	1	5	-0.961165E+01	-0.358999E+01	-0.662171E+02	-0.136391E+02	0.816000E+01	-0.947664E+00

Tabelle 2

Maximale Betonspannungswerte für Modell IA, Variante IA.4 (Absturzwinkel 0°)

Element-gruppe	Element	Maximale Dehnungen		Element-gruppe	Element	Maximale Dehnungen	
		ϵ	ϵ_{pl}			ϵ	ϵ_{pl}
57	1	0.320177E-01	0.270159E-01	57	1	0.371961E-01	0.316916E-01
59	1	0.293202E-01	0.245981E-01	59	1	0.330604E-01	0.279647E-01
55	1	0.269855E-01	0.224921E-01	55	1	0.320668E-01	0.270855E-01
101	1	0.256152E-01	0.212784E-01	101	1	0.299577E-01	0.251620E-01
99	1	0.230965E-01	0.190132E-01	99	1	0.254405E-01	0.211175E-01
61	1	0.215535E-01	0.175981E-01	63	1	0.249620E-01	0.206658E-01
103	1	0.205478E-01	0.167075E-01	61	1	0.242294E-01	0.200248E-01
63	1	0.170089E-01	0.135090E-01	103	1	0.231092E-01	0.189993E-01
105	1	0.156341E-01	0.122835E-01	105	1	0.177265E-01	0.141611E-01
107	1	0.123004E-01	0.927206E-02	107	1	0.144885E-01	0.112488E-01
56	1	-0.501288E-02	-0.271161E-02	56	1	-0.502321E-02	-0.274471E-02
58	1	-0.459458E-02	-0.233514E-02	58	1	-0.472636E-02	-0.245683E-02
60	1	-0.438287E-02	-0.214459E-02	60	1	-0.465539E-02	-0.241884E-02
102	1	-0.368998E-02	-0.152213E-02	102	1	-0.373985E-02	-0.156862E-02
100	1	-0.351971E-02	-0.136777E-02	100	1	-0.355781E-02	-0.140205E-02
104	1	-0.316968E-02	-0.105487E-02	62	1	-0.323772E-02	-0.112115E-02
62	1	-0.303321E-02	-0.932811E-03	104	1	-0.323436E-02	-0.111608E-02
101	5	-0.262991E-02	-0.573035E-03	101	5	-0.282666E-02	-0.744977E-03
106	1	-0.197344E-02	0.000000E+00	64	1	-0.223425E-02	-0.229063E-03
64	1	-0.178490E-02	0.000000E+00	106	1	-0.198899E-02	-0.432967E-05

Tabelle 3

Maximale Dehnungswerte für Modell IA, Variante IA.1 (Absturzwinkel 0°)

Tabelle 4

Maximale Dehnungswerte für Modell IA, Variante IA.4 (Absturzwinkel 0°)

Element-gruppe	Element	Integrationspunkt	Maximale Normalspannungen [MN/m ²]	(dazugehörige Schubspannungen [MN/m ²])				
			σ_{xx}	σ_{yy}	σ_{zz}	τ_{xy}	τ_{xz}	τ_{yz}
12	1	1	-0.617539E+01	-0.102502E+02	0.713855E+01	-0.354305E+00	0.389214E+00	-0.143031E+01
17	1	5	0.691651E+01	-0.616441E+01	-0.199278E+02	0.332423E+00	0.650574E+00	0.322413E+00
27	1	7	-0.531313E+01	-0.781321E+01	0.673053E+01	-0.152703E+01	-0.783990E-01	0.816471E+00
15	1	7	-0.422325E+01	-0.604664E+01	0.649257E+01	0.605858E+00	0.592514E+00	0.229157E+00
18	1	1	-0.516586E+01	-0.504042E+01	0.645138E+01	-0.107032E+01	0.755698E+00	0.559025E+00
14	1	8	-0.443799E+01	-0.466892E+01	0.637354E+01	-0.741600E+00	-0.454239E-01	-0.567375E+00
17	1	6	-0.425071E+01	-0.405901E+01	0.621741E+01	0.859366E+00	-0.203611E+00	-0.752832E+00
18	1	7	-0.452038E+01	-0.484952E+01	0.618151E+01	-0.927976E+00	0.483529E+00	0.166181E+01
24	1	7	-0.399319E+01	-0.355686E+01	0.612707E+01	0.157016E+00	0.682549E+00	-0.733168E+00
21	1	7	-0.343321E+01	-0.350057E+01	0.612117E+01	-0.971414E-02	-0.113057E+00	-0.309211E+00
23	1	5	-0.166210E+02	-0.471792E+02	-0.719528E+02	-0.807365E+01	0.134004E+02	-0.281110E+00
23	1	7	-0.154772E+02	-0.465092E+02	-0.703786E+02	0.691550E+01	0.127382E+02	-0.432853E+00
20	1	7	-0.153503E+02	-0.421828E+02	-0.688120E+02	0.110298E+02	0.101444E+02	-0.453808E+00
26	1	5	-0.155025E+02	-0.422586E+02	-0.665895E+02	-0.110950E+02	0.973400E+01	-0.256994E+00
20	1	5	-0.141777E+02	-0.331527E+02	-0.618367E+02	-0.546814E+01	0.747378E+01	-0.401397E+00
26	1	7	-0.131977E+02	-0.315235E+02	-0.578145E+02	0.492774E+01	0.794270E+01	-0.277762E+00
23	1	1	-0.953224E+01	-0.418755E+02	-0.563620E+02	-0.768980E+01	0.250500E+01	0.409907E+00
23	1	3	-0.999756E+01	-0.418752E+02	-0.560858E+02	0.717797E+01	0.215951E+01	-0.208843E+01
20	1	3	-0.150994E+02	-0.401241E+02	-0.550135E+02	0.105593E+02	0.169950E+01	0.418501E+00
26	1	1	-0.154368E+02	-0.398935E+02	-0.540967E+02	-0.103087E+02	0.170951E+01	-0.201229E+01

Tabelle 5

Maximale Betonspannungswerte für Modell IB, Variante IB.1
(Absturzwinkel 0°)

Element-gruppe	Element	Integrationspunkt	Maximale Normalspannungen [MN/m ²]	(dazugehörige Schubspannungen [MN/m ²])				
			σ_{xx}	σ_{yy}	σ_{zz}	τ_{xy}	τ_{xz}	τ_{yz}
17	1	5	0.764220E+01	-0.817948E+01	-0.218219E+02	0.135930E+01	0.143407E+01	0.632703E+00
17	1	6	-0.714371E+01	-0.528996E+01	0.677602E+01	-0.847677E+00	0.447986E-01	-0.790387E+00
9	1	3	-0.414062E+01	-0.936986E+01	0.651818E+01	0.850582E-01	-0.483510E+00	-0.136338E+01
15	1	5	-0.496422E+01	-0.814335E+01	0.640753E+01	0.218591E+01	-0.149718E+01	0.222727E+00
14	1	8	-0.433203E+01	-0.444567E+01	0.635195E+01	0.208694E+00	0.892655E-01	-0.710166E+00
24	1	1	-0.357723E+01	-0.654323E+01	0.634399E+01	0.100819E+00	0.100128E+01	0.314804E+00
18	1	5	-0.409111E+01	-0.468513E+01	0.621930E+01	0.705440E+00	0.841453E+00	0.957560E+00
32	1	6	-0.379483E+01	-0.487183E+01	0.617284E+01	0.600891E+00	-0.501609E+00	0.613107E+00
27	1	5	-0.317454E+01	-0.621633E+01	0.615397E+01	-0.605104E+00	0.857761E+00	-0.932263E+00
15	1	3	-0.392218E+01	-0.694477E+01	0.614537E+01	-0.368731E+00	0.807468E+00	-0.962837E+00
23	1	5	-0.159255E+02	-0.458362E+02	-0.722653E+02	-0.783743E+01	0.129392E+02	-0.562422E+00
23	1	7	-0.150250E+02	-0.468916E+02	-0.710868E+02	0.714933E+01	0.133906E+02	-0.813232E+00
20	1	7	-0.174416E+02	-0.429519E+02	-0.701441E+02	0.104226E+02	0.100639E+02	-0.798916E+00
26	1	5	-0.150877E+02	-0.418982E+02	-0.671008E+02	-0.120310E+02	0.972825E+01	-0.500241E+00
20	1	5	-0.132388E+02	-0.346101E+02	-0.626331E+02	-0.544840E+01	0.790131E+01	-0.734455E+00
26	1	7	-0.132395E+02	-0.310601E+02	-0.585158E+02	0.476939E+01	0.800372E+01	-0.266767E+00
23	1	3	-0.992249E+01	-0.420398E+02	-0.562069E+02	0.785109E+01	0.278636E+01	-0.227709E+01
23	1	1	-0.972486E+01	-0.415466E+02	-0.557068E+02	-0.754712E+01	0.311173E+01	-0.239576E-01
26	1	1	-0.152292E+02	-0.402119E+02	-0.545618E+02	-0.100279E+02	0.143806E+01	-0.210455E+01
20	1	3	-0.163303E+02	-0.405558E+02	-0.543577E+02	0.974755E+01	0.244790E+01	-0.106522E+00

Tabelle 6

Maximale Betonspannungswerte für Modell IB, Variante IB.2
(Absturzwinkel 0°)

Element-gruppe	Element	Integrationspunkt	Maximale Normalspannungen [MN/m ²]	(dazugehörige Schubspannungen [MN/m ²])				
			σ_{xx}	σ_{yy}	σ_{zz}	τ_{xy}	τ_{xz}	τ_{yz}
17	1	5	0.713790E+01	-0.869389E+01	-0.230608E+02	0.611350E+00	-0.336490E+00	0.250959E+00
14	1	8	-0.479840E+01	-0.780400E+01	0.672684E+01	-0.274034E+00	0.157267E+00	-0.997741E+00
9	1	3	-0.477923E+01	-0.915560E+01	0.670753E+01	-0.540481E-02	-0.220673E+00	-0.147636E+01
17	1	6	-0.624868E+01	-0.526447E+01	0.668498E+01	-0.646903E+00	-0.730735E+00	-0.557806E+00
15	1	5	-0.516647E+01	-0.757858E+01	0.649363E+01	0.239438E+01	-0.265533E+00	0.208137E+00
27	1	5	-0.406848E+01	-0.577220E+01	0.629311E+01	-0.156617E+01	0.401432E+00	-0.251356E+00
18	1	5	-0.455997E+01	-0.685429E+01	0.629022E+01	-0.103432E+01	0.118343E+01	0.179573E+01
24	1	3	-0.405427E+01	-0.697178E+01	0.627345E+01	0.176979E+01	0.534549E+00	0.294517E+00
24	1	5	-0.389018E+01	-0.402969E+01	0.621224E+01	0.196649E+00	0.546179E-01	-0.819671E+00
21	1	5	-0.369367E+01	-0.414090E+01	0.621069E+01	-0.421590E+00	-0.132524E+00	0.585168E+00
23	1	5	-0.158357E+02	-0.463376E+02	-0.725523E+02	-0.768058E+01	0.134839E+02	-0.127282E+00
23	1	7	-0.159059E+02	-0.472760E+02	-0.722615E+02	0.711101E+01	0.136597E+02	-0.570925E+00
20	1	7	-0.167080E+02	-0.432627E+02	-0.702969E+02	0.104982E+02	0.103916E+02	-0.471740E+00
26	1	5	-0.153787E+02	-0.422092E+02	-0.677927E+02	-0.115677E+02	0.968133E+01	-0.423739E+00
20	1	5	-0.144426E+02	-0.333562E+02	-0.627090E+02	-0.550935E+01	0.826625E+01	-0.343575E+00
26	1	7	-0.139945E+02	-0.320648E+02	-0.589684E+02	0.495441E+01	0.804988E+01	-0.427597E+00
23	1	1	-0.103258E+02	-0.424203E+02	-0.562629E+02	-0.732512E+01	0.282177E+01	0.337029E+00
23	1	3	-0.106467E+02	-0.424351E+02	-0.560458E+02	0.734164E+01	0.290620E+01	-0.204147E+01
20	1	3	-0.160160E+02	-0.410345E+02	-0.548307E+02	0.102478E+02	0.200141E+01	0.172598E+00
17	1	7	-0.149310E+02	-0.264352E+02	-0.544455E+02	0.130913E+02	0.521872E+01	0.458853E+00

Tabelle 7

Maximale Betonspannungswerte für Modell IB, Variante IB.3
(Absturzwinkel 0°)

Element-gruppe	Element	Integra-tions-punkt	Maximale Normalspannungen [MN/m ²] (dazugehörige Schubspannungen [MN/m ²])					
			σ_{xx}	σ_{yy}	σ_{zz}	τ_{xy}	τ_{xz}	τ_{yz}
14	1	8	-0.654048E+01	-0.936216E+01	0.720179E+01	-0.113323E+01	0.195800E+00	-0.111005E+00
17	1	6	-0.631153E+01	-0.700181E+01	0.696226E+01	0.599909E+00	-0.787852E+00	-0.491110E+00
18	1	5	-0.553584E+01	-0.506069E+01	0.654857E+01	0.918854E-01	0.790170E+00	0.902228E+00
12	1	6	-0.404778E+01	-0.730142E+01	0.652555E+01	-0.174271E+00	-0.467550E+00	-0.751325E+00
17	1	5	0.629101E+01	-0.728696E+01	-0.242513E+02	-0.883208E+00	-0.735102E+00	-0.978138E+00
32	1	6	-0.401106E+01	-0.474195E+01	0.618255E+01	0.120193E+01	-0.453331E+00	0.685131E+00
15	1	5	-0.390902E+01	-0.486010E+01	0.605908E+01	0.185078E+01	-0.145448E+00	-0.727183E+00
14	1	7	0.603708E+01	-0.521690E+01	-0.147913E+02	-0.236007E+00	0.899283E+00	-0.152127E+01
27	1	5	-0.291103E+01	-0.367123E+01	0.600885E+01	-0.561103E+00	0.569323E+00	0.101680E-01
29	1	8	0.593151E+01	-0.648268E+01	-0.790800E+01	-0.378585E+01	0.747898E+00	0.143850E+01
23	1	5	-0.156585E+02	-0.465621E+02	-0.730438E+02	-0.734322E+01	0.133344E+02	-0.329971E+00
23	1	7	-0.168083E+02	-0.485483E+02	-0.727462E+02	0.725694E+01	0.135410E+02	-0.739951E+00
20	1	7	-0.159520E+02	-0.422600E+02	-0.709913E+02	0.952557E+01	0.103980E+02	-0.923493E+00
26	1	5	-0.149972E+02	-0.421535E+02	-0.679525E+02	-0.119799E+02	0.984509E+01	-0.594820E+00
20	1	5	-0.124375E+02	-0.334121E+02	-0.633145E+02	-0.555304E+01	0.895109E+01	-0.936907E+00
26	1	7	-0.147233E+02	-0.317229E+02	-0.592803E+02	0.472310E+01	0.778383E+01	-0.371580E+00
23	1	3	-0.104176E+02	-0.422863E+02	-0.565151E+02	0.767039E+01	0.245614E+01	-0.200250E+01
23	1	1	-0.104043E+02	-0.412471E+02	-0.559497E+02	-0.757616E+01	0.284350E+01	0.307130E+00
17	1	7	-0.132789E+02	-0.272125E+02	-0.551676E+02	0.119008E+02	0.557926E+01	-0.200862E+00
26	1	1	-0.152079E+02	-0.402488E+02	-0.547405E+02	-0.103111E+02	0.123647E+01	-0.170874E+01

Tabelle 8

Maximale Betonspannungswerte für Modell IB, Variante IB.4 (Absturzwinkel 0°)

Element-gruppe	Element	Maximale Dehnungen		Element-gruppe	Element	Maximale Dehnungen	
		ϵ	ϵ_{pl}			ϵ	ϵ_{pl}
42	1	0.797162E-02	0.539546E-02	40	1	0.855001E-02	0.594860E-02
40	1	0.764992E-02	0.510695E-02	42	1	0.845860E-02	0.584770E-02
44	1	0.755011E-02	0.501819E-02	44	1	0.826679E-02	0.564651E-02
46	1	0.728722E-02	0.475896E-02	46	1	0.694093E-02	0.445064E-02
48	1	0.679095E-02	0.431376E-02	50	1	0.671700E-02	0.426909E-02
50	1	0.642906E-02	0.398618E-02	48	1	0.651981E-02	0.408479E-02
96	1	0.492255E-02	0.263185E-02	100	1	0.553493E-02	0.319003E-02
94	1	0.478608E-02	0.251391E-02	94	1	0.548329E-02	0.313499E-02
98	1	0.471973E-02	0.244779E-02	96	1	0.524698E-02	0.294697E-02
102	1	0.460325E-02	0.234296E-02	98	1	0.520165E-02	0.288928E-02
45	1	-0.203937E-02	-0.366578E-04	45	1	-0.206653E-02	-0.833054E-04
47	1	-0.194882E-02	0.000000E+00	47	1	-0.199957E-02	-0.645213E-05
101	1	-0.177004E-02	0.000000E+00	43	1	-0.179865E-02	0.000000E+00
43	1	-0.174691E-02	0.000000E+00	101	1	-0.179288E-02	0.000000E+00
99	1	-0.164712E-02	0.000000E+00	99	1	-0.166775E-02	0.000000E+00
49	1	-0.158256E-02	0.000000E+00	49	1	-0.161400E-02	0.000000E+00
103	1	-0.155988E-02	0.000000E+00	103	1	-0.158358E-02	0.000000E+00
97	1	-0.127350E-02	0.000000E+00	97	1	-0.124709E-02	0.000000E+00
41	1	-0.118779E-02	0.000000E+00	105	1	-0.118188E-02	0.000000E+00
105	1	-0.114970E-02	0.000000E+00	51	1	-0.113031E-02	0.000000E+00

Tabelle 9

Maximale Dehnungswerte für Modell IB, Variante IB.1 (Absturzwinkel 0°)

Tabelle 10

Maximale Dehnungswerte für Modell IB, Variante IB.2 (Absturzwinkel 0°)

Element-gruppe	Element	Maximale Dehnungen		Element-gruppe	Element	Maximale Dehnungen	
		ϵ	ϵ_{pl}			ϵ	ϵ_{pl}
42	1	0.829922E-02	0.568555E-02	42	1	0.891935E-02	0.623965E-02
44	1	0.809942E-02	0.549200E-02	40	1	0.843193E-02	0.579048E-02
40	1	0.792589E-02	0.534266E-02	50	1	0.673145E-02	0.427989E-02
46	1	0.733654E-02	0.480290E-02	48	1	0.660617E-02	0.417442E-02
50	1	0.654758E-02	0.409283E-02	38	1	0.557498E-02	0.322664E-02
48	1	0.647394E-02	0.404332E-02	100	1	0.553846E-02	0.319910E-02
94	1	0.537233E-02	0.303571E-02	98	1	0.548321E-02	0.314439E-02
96	1	0.497419E-02	0.267788E-02	94	1	0.547483E-02	0.312978E-02
98	1	0.494362E-02	0.265538E-02	96	1	0.522619E-02	0.291139E-02
100	1	0.464352E-02	0.238499E-02	102	1	0.487514E-02	0.259718E-02
45	1	-0.207293E-02	-0.656482E-04	45	1	-0.211495E-02	-0.113592E-03
47	1	-0.199152E-02	-0.847997E-05	47	1	-0.200557E-02	-0.338436E-04
101	1	-0.178987E-02	0.000000E+00	43	1	-0.184636E-02	0.000000E+00
43	1	-0.177769E-02	0.000000E+00	101	1	-0.180876E-02	0.000000E+00
99	1	-0.165798E-02	0.000000E+00	99	1	-0.169192E-02	0.000000E+00
49	1	-0.162480E-02	0.000000E+00	49	1	-0.163543E-02	0.000000E+00
103	1	-0.157915E-02	0.000000E+00	103	1	-0.159804E-02	0.000000E+00
97	1	-0.127697E-02	0.000000E+00	97	1	-0.128067E-02	0.000000E+00
105	1	-0.118503E-02	0.000000E+00	41	1	-0.123110E-02	0.000000E+00
41	1	-0.117815E-02	0.000000E+00	105	1	-0.118873E-02	0.000000E+00

Tabelle 11

Maximale Dehnungswerte für Modell IB, Variante IB.3 (Absturzwinkel 0°)

Tabelle 12

Maximale Dehnungswerte für Modell IB, Variante IB.4 (Absturzwinkel 0°)

Element- gruppe	Element	Integra- tions- punkt	Maximale Normalspannungen [MN/m ²]			(dazugehörige Schubspannungen [MN/m ²])		
			σ_{xx}	σ_{yy}	σ_{zz}	τ_{xy}	τ_{xz}	τ_{yz}
6	1	4	0.722446E+01	-0.153828E+02	-0.309394E+02	0.445731E+01	0.163072E+01	-0.483812E-01
6	10	2	0.717010E+01	-0.142916E+02	-0.309904E+02	-0.425750E+01	0.171561E+01	-0.685970E-01
10	27	4	-0.489748E+01	-0.539174E+01	0.648000E+01	-0.742875E-01	-0.337493E+00	-0.127816E+01
8	91	1	-0.344257E+01	-0.604396E+01	0.626745E+01	0.108650E+01	-0.180201E+00	-0.320348E+00
7	71	1	-0.365554E+01	-0.583933E+01	0.620714E+01	0.148637E+01	0.472280E+00	0.432563E+00
9	88	1	-0.455268E+01	-0.591942E+01	0.620210E+01	-0.169766E+00	-0.234938E+01	0.898430E-01
6	51	2	-0.374874E+01	-0.373973E+01	0.605978E+01	0.495940E+00	0.104686E+01	0.638136E+00
4	4	2	-0.263923E+01	-0.288656E+01	0.579491E+01	-0.192380E+00	-0.395523E+00	0.107211E+01
7	84	1	-0.178067E+01	-0.377779E+01	0.575570E+01	-0.871686E+00	0.147775E+00	0.164788E+00
9	67	1	-0.178425E+01	-0.506868E+01	0.574958E+01	0.106564E+01	-0.405907E+00	-0.323061E+00
4	1	1	-0.193269E+02	-0.680131E+02	-0.987962E+02	0.140198E+02	0.179844E+02	0.279917E+00
4	2	3	-0.193391E+02	-0.679706E+02	-0.984349E+02	-0.140553E+02	0.180347E+02	-0.669009E+00
4	1	3	-0.167949E+02	-0.595138E+02	-0.922871E+02	-0.929027E+01	0.186748E+02	0.111809E+01
4	2	1	-0.164319E+02	-0.600710E+02	-0.910921E+02	0.907115E+01	0.185338E+02	-0.159583E+01
5	1	1	-0.211553E+02	-0.547890E+02	-0.872170E+02	0.137908E+02	0.143532E+02	0.106682E+01
5	6	3	-0.232467E+02	-0.551535E+02	-0.853645E+02	-0.156691E+02	0.150949E+02	-0.162202E+01
4	1	5	-0.155840E+02	-0.594593E+02	-0.737527E+02	0.148634E+02	-0.814937E+00	0.274426E+00
4	2	7	-0.155980E+02	-0.591873E+02	-0.735615E+02	-0.149524E+02	-0.826599E+00	-0.146408E+01
5	1	3	-0.798188E+01	-0.358869E+02	-0.714687E+02	-0.247966E+01	0.969160E+01	0.160153E+01
4	1	7	-0.868515E+01	-0.511360E+02	-0.688061E+02	-0.982407E+01	-0.125000E+01	0.442616E+01

Tabelle 13

Maximale Betonspannungswerte für Modell IIB, Variante IIB.4
(Absturzwinkel 0°)

Element- gruppe	Element	Maximale Dehnungen	
		ϵ	ϵ_{pl}
15	116	0.611664E-02	0.371935E-02
15	117	0.402269E-02	0.183284E-02
15	118	0.263693E-02	0.581423E-03
13	131	0.247931E-02	0.431474E-03
14	12	0.171635E-02	0.000000E+00
14	14	0.119409E-02	0.000000E+00
14	21	0.112482E-02	0.000000E+00
14	19	0.111145E-02	0.000000E+00
15	120	0.105564E-02	0.000000E+00
14	16	0.104708E-02	0.000000E+00
13	116	-0.249389E-02	-0.459462E-03
13	117	-0.175344E-02	0.000000E+00
13	118	-0.146105E-02	0.000000E+00
12	17	-0.134854E-02	0.000000E+00
12	16	-0.134301E-02	0.000000E+00
14	30	-0.121143E-02	0.000000E+00
15	131	-0.119974E-02	0.000000E+00
12	18	-0.116928E-02	0.000000E+00
12	15	-0.114396E-02	0.000000E+00
14	2	-0.113199E-02	0.000000E+00

Tabelle 14

Maximale Dehnungswerte für Modell IIB, Variante IIB.4
(Absturzwinkel 0°)

Element- gruppe	Element	Integra- tions- punkt	Maximale Normalspannungen [MN/m ²]			(dazugehörige Schubspannungen [MN/m ²])		
			σ_{xx}	σ_{yy}	σ_{zz}	τ_{xy}	τ_{xz}	τ_{yz}
17	1	6	-6.1725	-2.9008	6.1392	0.0673	-0.5848	-0.4857
29	1	8	6.1034	-4.1288	-5.3569	-1.8364	0.2740	1.1484
30	1	8	-2.4772	-6.8282	6.0250	-0.7192	0.6715	0.2544
15	1	5	-3.4594	-4.5776	6.0128	1.2661	1.1803	-0.0818
12	1	5	-2.9104	-5.7485	5.9167	-0.3255	-1.8962	0.1629
27	1	3	-4.1362	-5.3785	5.8873	0.5086	0.4483	1.4281
18	1	6	-3.7134	-2.9610	5.8686	-0.0265	1.4445	0.4934
27	1	5	-3.7160	-2.8828	5.8640	-0.7395	0.7723	-1.0366
30	1	5	-2.3771	-6.1597	5.7556	-1.8744	0.0710	0.6035
27	1	4	-2.2164	-2.1470	5.6394	-0.8249	-0.4463	-0.5064
20	1	7	-2.9627	-21.6167	-44.5207	4.8240	3.5968	-1.3128
26	1	5	-3.2576	-23.0058	-43.6228	-5.9460	3.3342	0.4185
23	1	5	-4.8039	-23.7313	-41.4467	-4.4876	6.5236	0.2835
23	1	7	-4.6631	-23.3071	-41.3309	4.0970	6.6156	-0.9634
20	1	5	-7.3815	-21.8009	-40.3588	-8.0117	6.0740	-1.3561
17	1	7	-9.7067	-16.9917	-40.2957	12.5720	4.8796	1.0115
26	1	7	-7.3643	-21.5661	-39.4923	6.8685	5.7105	0.7740
29	1	5	-11.3462	-16.7413	-39.1585	-11.7864	4.7420	-1.2491
23	1	3	-3.6951	-26.0643	-38.5103	4.7335	2.4420	-1.6491
23	1	1	-3.5462	-25.9547	-38.3791	-5.1663	2.2670	-0.1979

Tabelle 15

Maximale Betonspannungswerte für Modell IB, Variante IB.5
(Absturzwinkel 40°)

Element- gruppe	Element	Maximale Dehnungen	
		ϵ	ϵ_{p1}
38	1	0.00504368	0.00277287
40	1	0.00476494	0.00252059
48	1	0.00389888	0.00174604
44	1	0.00354972	0.00141353
46	1	0.00351277	0.00138110
42	1	0.00330858	0.00118160
50	1	0.00328215	0.00116833
96	1	0.00306407	0.00096814
98	1	0.00290005	0.00081244
94	1	0.00264380	0.00058313
43	1	-0.00136619	0.00000000
45	1	-0.00133264	0.00000000
47	1	-0.00126895	0.00000000
49	1	-0.00124035	0.00000000
101	1	-0.00116137	0.00000000
99	1	-0.00114642	0.00000000
103	1	-0.00109503	0.00000000
97	1	-0.00094332	0.00000000
41	1	-0.00090189	0.00000000
105	1	-0.00087712	0.00000000

Tabelle 16

Maximale Dehnungswerte für Modell IB, Variante IB.5
(Absturzwinkel 40°)

Element- gruppe	Element	Integra- tions- punkt	Maximale Normalspannungen [MN/m ²]			(dazugehörige Schubspannungen [MN/m ²])		
			σ_{xx}	σ_{yy}	σ_{zz}	τ_{xy}	τ_{xz}	τ_{yz}
18	1	6	-4.5328	-3.3790	6.1199	-0.6809	0.9694	0.2626
17	1	6	6.1034	-5.9856	-8.5172	3.1334	1.1292	-1.2257
29	1	8	6.1034	-4.1288	-5.3569	-1.8364	0.2740	1.1484
15	1	5	-3.2368	-5.2718	6.0400	1.3676	0.9853	-0.1867
27	1	3	-4.4331	-4.6433	6.0300	-0.2709	0.8118	1.3326
12	1	5	-3.5968	-6.5139	6.0157	0.1177	-2.3220	-0.4262
27	1	5	-3.8321	-3.2514	5.9415	-1.1718	0.7630	-0.5849
30	1	8	-2.2895	-7.9504	5.9191	-0.5673	0.8118	0.5767
30	1	5	-2.3771	-6.1597	5.7556	-1.8744	0.0710	0.6035
27	1	4	-2.8995	-1.9459	5.7039	-0.7755	-0.5828	0.2397
20	1	7	-2.6477	-21.4218	-44.6479	4.8697	3.8121	-1.1513
26	1	5	-3.2524	-23.0499	-43.6246	-5.9666	3.3443	0.4285
23	1	5	-3.9893	-22.2637	-41.6051	-4.6964	6.0029	0.1100
23	1	7	-4.6403	-22.2031	-41.3905	3.6737	6.1803	-1.0152
17	1	7	-9.4895	-17.0030	-40.1166	12.2015	5.0665	1.0971
20	1	5	-6.1181	-21.7982	-39.7048	-7.6537	6.1899	-1.1551
26	1	7	-7.2301	-21.5209	-39.3999	7.1026	5.6487	0.5355
29	1	5	-11.6251	-17.0635	-39.0496	-11.7260	4.8353	-1.3390
23	1	1	-3.6073	-25.9757	-38.3743	-5.1798	2.2289	-0.1986
23	1	3	-3.5223	-25.8421	-38.3119	4.8578	2.3660	-1.6255

Tabelle 17

Maximale Betonspannungswerte für Modell IB, Variante IB.6
(Absturzwinkel 40°)

Element- gruppe	Element	Maximale Dehnungen	
		ϵ	ϵ_{p1}
38	1	0.00536686	0.00339379
40	1	0.00502287	0.00304111
48	1	0.00394327	0.00195498
44	1	0.00364984	0.00166679
46	1	0.00358232	0.00158232
42	1	0.00346665	0.00148203
50	1	0.00333894	0.00137230
96	1	0.00315342	0.00116878
98	1	0.00298957	0.00099296
94	1	0.00278101	0.00078101
43	1	-0.00135779	0.00000000
45	1	-0.00134414	0.00000000
47	1	-0.00128322	0.00000000
49	1	-0.00123071	0.00000000
101	1	-0.00117070	0.00000000
99	1	-0.00115347	0.00000000
103	1	-0.00110118	0.00000000
97	1	-0.00094736	0.00000000
41	1	-0.00092576	0.00000000
105	1	-0.00088105	0.00000000

Tabelle 18

Maximale Dehnungswerte für Modell IB, Variante IB.6
(Absturzwinkel 40°)

Element- gruppe	Ele- ment	Integra- tions- punkt	Maximale Normalspannungen [MN/m ²]			(dazugehörige Schubspannungen [MN/m ²])		
			σ_{xx}	σ_{yy}	σ_{zz}	τ_{xy}	τ_{xz}	τ_{yz}
6	1	4	6.6807	-11.6170	-25.8316	2.3580	1.8899	-0.0754
9	67	4	-4.9098	-8.1944	6.1781	0.8905	-3.1051	-0.1240
7	84	1	-3.9293	-4.4910	6.0964	-1.4950	0.8270	0.2159
4	8	7	-4.8215	-5.2819	6.0669	0.2269	2.1844	0.0011
7	71	3	-4.0960	-4.9253	6.0668	1.5618	1.4154	0.1102
6	60	2	-4.7649	-4.6650	6.0552	-0.3381	2.0038	-1.2313
8	108	1	-3.0064	-3.3377	5.9774	-0.3341	0.7265	0.2729
6	10	2	5.8875	-11.9914	-26.0502	-2.3596	1.5134	-0.0930
8	91	3	-2.1622	-4.9239	5.8757	0.9853	0.4124	-0.2804
9	88	2	-2.1287	-3.9911	5.7875	-1.0481	-0.6454	-0.1106
5	1	3	-3.6162	-17.8966	-48.2394	-6.4126	8.0894	0.0867
5	1	1	-1.1267	-20.7235	-47.0464	9.3886	8.5765	0.3151
5	6	1	-5.0058	-17.6420	-46.4191	7.2093	8.2944	-0.1626
5	6	3	-2.3127	-21.1116	-45.9894	-10.7578	8.7218	-0.6937
4	1	3	-1.9204	-20.5942	-45.8693	-6.0012	11.7230	1.2346
4	2	3	-1.6102	-22.3949	-45.4677	-8.6167	10.6644	-0.7455
4	2	1	-3.0507	-20.8698	-45.3961	6.6084	12.3315	-1.9662
4	1	1	-1.1864	-22.6974	-45.3702	8.2287	10.7525	0.1029
6	1	1	-7.4450	-17.6773	-43.6406	12.8260	7.1088	1.3891
6	1	3	2.9031	-10.6473	-42.5918	-1.5646	1.5166	1.3114

Tabelle 19

Maximale Betonspannungswerte für Modell IIB, Variante IIB.6
(Absturzwinkel 40°)

Element- gruppe	Element	Maximale Dehnungen	
		ϵ	ϵ_{p1}
15	118	0.00352352	0.00153986
15	117	0.00195484	0.00000000
15	116	0.00191550	0.00000000
13	131	0.00143218	0.00000000
14	22	0.00124340	0.00000000
15	119	0.00107222	0.00000000
15	120	0.00101932	0.00000000
14	2	0.00093260	0.00000000
14	5	0.00084372	0.00000000
14	19	0.00079460	0.00000000
13	116	-0.00181351	0.00000000
13	117	-0.00131109	0.00000000
12	16	-0.00102393	0.00000000
12	17	-0.00100743	0.00000000
14	3	-0.00100025	0.00000000
13	118	-0.00096420	0.00000000
14	4	-0.00089393	0.00000000
12	15	-0.00089071	0.00000000
14	30	-0.00087730	0.00000000
12	18	-0.00084715	0.00000000

Tabelle 20

Maximale Dehnungswerte für Modell IIB, Variante IIB.6
(Absturzwinkel 40°)

Bisher erschienene Forschungsberichte der BAM

Nr. 1/September 1968

Forschung und Entwicklung in der Bundesanstalt für Materialprüfung (BAM)
Rechenschaftsbericht für den Bundesminister für Bildung und Wissenschaft

Nr. 2/Juli 1970 (vergriffen)

Zum Problem des Feuchtigkeitsschutzes von Dehnungsmeßstreifen und Halbleitergebern
von Dr.-Ing. Götz Andreae

Nr. 3/September 1970 (vergriffen)

Über das mechanische Verhalten von Aluminium-Stahl-Freileitungsseilen als Beispiel für Verbundbauteile
von Dr.-Ing. Josef Ziebs

Nr. 4/Dezember 1970 (vergriffen)

Formbeständigkeit von Holz gegenüber Feuchtigkeit — Grundlagen und Vergütungsverfahren
von Dr. rer. nat. Arno Burmester

Nr. 5/März 1971

Die Bedeutung der Netzstellenart und der Netzwerkkettendichte für die Beschreibung der elastischen Eigenschaften und des Abbaus von elastomeren Netzwerken
von Dr. rer. nat. Norbert Steiner

Nr. 6/April 1971

Zur Problematik der Prüfung und Beurteilung des Luftschallschutzes von Bauelementen bei unterschiedlichen Einbaubedingungen
von Prof. Dr.-Ing. Paul Schneider

Nr. 7/Juli 1971

Chromatographie und chemische Konstitution — Untersuchungen über den Einfluß der Struktur organischer Verbindungen auf das Verhalten bei der Dünnschicht-Chromatographie
von Dr.-Ing. Hans-Joachim Petrowitz

Nr. 8/November 1971

Zum Spannungs-Dehnungs-Verhalten von Baustählen bei Wechselbeanspruchung
von Dr.-Ing. Helmut Veith

Nr. 9/November 1971

Untersuchung über die sichernde Wirkung poröser Massen in Acetylenflaschen
von Dr.-Ing. Karl-Heinz Möller

Nr. 10/Januar 1972 (vergriffen)

Untersuchungen über die Korngrößenbestimmung mit Ultraschall zur Entwicklung einer für die Praxis geeigneten zerstörungsfreien Meßmethode
von Dr.-Ing. Dietmar Aurich und Prof. Dr. phil. Erich Martin

Nr. 11/Februar 1972

Beitrag zur Kenntnis der Schnittriefenbildung und Schnittgütwerte beim Brennschneiden
von Dr.-Ing. Hans-Joachim Krause

Nr. 12/Mai 1972

Über Veränderungen von Nylon-6-Fasern beim Texturieren
von Dir. u. Prof. Dr. rer. nat. Hubert Feuerberg

Nr. 13/Juni 1972

Festkörpergleitreibung und Verschleiß von Eisen, Kobalt, Kupfer, Silber, Magnesium und Aluminium in einem Sauerstoff-Stickstoff-Gemisch zwischen 760 und $2 \cdot 10^{-7}$ Torr
von Dr.-Ing. Karl-Heinz Habig (Berichter), Prof. Dr.-Ing. Kurt Kirschke, Dr.-Ing. Wolfgang-Werner Maennig und Dipl.-Phys. Harald Tischer

Nr. 14/Juli 1972

Untersuchungen zur Amplitudenabhängigkeit der Ultraschalldämpfung in Metallen bei 20 kHz
von Eberhard Fischer

Nr. 15/August 1972

Studie und Probleme der chemischen Edelmetall-Analyse
von Dir. u. Prof. Dr.-Ing. Heinz Pohl

Nr. 16/August 1972

Über Ausführung und Aussagefähigkeit des Normbrandversuches nach DIN 4102, Blatt 2, im Hinblick auf die Nachbildung natürlicher Schadensfeuer
von Dr.-Ing. Erwin Knublauch

Nr. 17/August 1972

Aktivierungsanalyse mit schnellen Neutronen, Photonen und geladenen Teilchen
von Dr.-Ing. Peter Reimers

Nr. 18/Januar 1973

Das Sprödbruchverhalten des Baustahles R St 37-2 N in geschweißten Konstruktionen, dargestellt mit Hilfe der Methode des Temperaturvergleiches
von Dr.-Ing. Werner Struck

Nr. 19/Januar 1973

Die Bestimmung von Grenzflächentemperaturen bei tribologischen Vorgängen
Literaturrecherche von Dipl.-Phys. K. Kaffanke und Dr.-Ing. H. Czichos

Nr. 20/April 1973

Brandrisiko elektrischer Leitungen und Installationen in Wänden
von Dipl.-Ing. R. Rudolphi

Nr. 21/Juli 1973

Die kontinuumsmechanische Erfassung des zeitlichen Ablaufs der elastisch-plastischen Dehnungen bei der Zerrüttung
Literaturrecherche von Dipl.-Phys. D. Klaffke und Dr.-Ing. W. Maennig

Nr. 22/Juli 1973

Untersuchungen für ein Prüfverfahren zur Bemessung der Brandschutzbekleidung von Stahlstützen
von Dipl.-Ing. R. Rudolphi und Dr.-Ing. E. Knublauch

Nr. 23/November 1973

Reichs- und preußische Landesanstalten in Berlin Ihre Entstehung und Entwicklung als außeruniversitäre Forschungsanstalten und Beratungsorgane der politischen Instanzen
von Prof. Dr. rer. nat. habil. Walter Ruske

Nr. 24/November 1973

Das Brandverhalten von Holzstützen unter Druckbeanspruchung
von Dipl.-Ing. J. Stanke, Ing. grad. E. Klement und Dipl.-Ing. R. Rudolphi

Nr. 25/Dezember 1973

Über das Brandgeschehen vor der Fassade eines brennenden Gebäudes unter besonderer Berücksichtigung der Feuerbeanspruchung von Außenstützen
von Dr.-Ing. E. Knublauch

Nr. 26/August 1974

Der Elektronen-Linearbeschleuniger der BAM — Eigenschaften und erste Anwendungen —
von Dipl.-Ing. P. Jost, Dr.-Ing. P. Reimers und Dr.-Ing. P. Weise

Nr. 27/August 1974

Untersuchungen zum Schallfeld von Winkelprüfköpfen für die Materialprüfung mit Ultraschall
von Dr.-Ing. Hermann Wüstenberg

Nr. 28/August 1974

Zum Ablauf von Gasexplosionen in mit Rohrleitungen verbundenen Behältern
von Prof. Dr. rer. nat. Hans-Jürgen Heinrich

Nr. 29/August 1974

Theorie der dissipativen Luftschalldämmung bei einem idealisotropen porösen Material mit starrem Skelett für senkrechten, schrägen und allseitigen Schalleinfall
von Prof. Dr.-Ing. P. Schneider

Nr. 30/September 1974 (vergriffen)

The Application of Systems Thinking and Systems Analysis to Tribology
von Dr. Horst Czichos und Dr. Geert Salomon

Nr. 31/August 1975

Untersuchungen zur Klärung des Verhaltens thermoplastischer Kunststoffe bei Wechseldehnungsbeanspruchung
von Dr.-Ing. Gerhard Fuhrmann

Nr. 32/September 1975

Ein thermo-elektrisches Netzwerkverfahren zur Berechnung stationärer Temperatur- und Wärmestromverteilungen mit Anwendungsbeispielen
von Dipl.-Ing. Reinald Rudolphi und Dr.-Ing. Bernhard Böttcher

Nr. 33/November 1975

Die Bestimmung der Temperaturleitfähigkeit von Baustoffen mit Hilfe eines nichtstationären Meßverfahrens
von Dipl.-Ing. Armin Wagner, Dipl.-Phys. Gerhard Kieper und Dipl.-Ing. Reinald Rudolphi

Nr. 34/Januar 1976 (vergriffen)

Untersuchungen zur Vergütung von Holzwerkstoffen
von Dipl.-Forsting. Dr. rer. sylv. Hans-Joachim Deppe

Nr. 35/Januar 1976

Der Widerstand von Platten, die als Beplankungsmaterial leichter Wände verwendet werden, gegenüber dem Aufprall harter Körper — Vorschlag für ein Prüfverfahren —
von Dipl.-Ing. Ernst Limberger

Nr. 36/Januar 1976 (vergriffen)

Wärme- und Feuchtigkeitsleitung in Beton unter Einwirkung eines Temperaturgefälles
von Dipl.-Ing. Jürgen Hundt

Nr. 37/Februar 1976

Die stoßartige Beanspruchung leichter, nichttragender Bauteile durch einen mit der Schulter gegenprallenden Menschen — Vorschlag für ein Prüfverfahren —
von Dr.-Ing. Werner Struck

Nr. 38/Juni 1976

Verschleißuntersuchungen an gas-, bad- und ionisiertem Stahl 42 CrMo 4
von Dr.-Ing. Karl-Heinz Habig

Nr. 39/Juni 1976

Untersuchung der viskoelastischen Eigenschaften von Flüssigkeiten (mit nicht-Newton'schem Fließverhalten) insbesondere bei höherer Scherbeanspruchung
von Prof. Dr.-Ing. K. Kirschke und Dipl.-Phys. G. Kempf

- Nr. 40/Juni 1976
Zum Untergrundabzug bei energiedispersiven Spektren nach verschiedenen Verfahren
von Dr. rer. nat. H. Hantsche
- Nr. 41/Okttober 1976
Optische Eigenschaften cholesterinischer Flüssigkeiten
von Dr. rer. nat. Bernhard Böttcher
- Nr. 42/Okttober 1976
Ermittlung der Mindestzündenergie brennbarer Gase in Mischung mit Luft
von Dr.-Ing. Siegmund Dietlen
- Nr. 43/Okttober 1976
Das Sprödbruchverhalten geschweißter Bauteile aus Stahl mit zähspödem Übergang im Bruchverhalten, dargestellt mit Hilfe der Methode des Temperaturvergleiches
von Dr.-Ing. Werner Struck
- Nr. 44/November 1976
Berechnung von räumlichen, linear elastischen Systemen, die aus finiten Stab- und Balkenelementen zusammengesetzt sind, unter Verwendung des Programms „Stab-Werk“
von Dipl.-Ing. W. Matthees
- Nr. 45/Dezember 1976
Untersuchung des Elektrodenverhaltens im Vakuum aufgedampfter Metallschichten
von Dr.-Ing. W. Paatsch
- Nr. 46/Mai 1977 (vergriffen)
Versuchsergebnisse zur Festigkeit und Verformung von Beton bei mehraxialer Druckbeanspruchung
Results of Test Concerning Strength and Strain of Concrete Subjected to Multiaxial Compressive Stresses
von Dipl.-Ing. Gerald Schickert und Dipl.-Ing. Helmut Winkler
- Nr. 47/Juni 1977
Bautechnische Einflüsse auf die Tragfähigkeit von Kunststoffdübeln für Fassadenbekleidungen
von Dr.-Ing. Arno Plank
- Nr. 48/Okttober 1977
Setzung von Fundamenten infolge dynamischer Last, angewendet auf die Fundamente einer geplanten Schnellbahn
von Dr.-Ing. U. Holzlöhner
- Nr. 49/Dezember 1977
Untersuchungen zur Anwendung von Mikrowellen in der zerstörungsfreien Prüfung
von Dr.-Ing. Günther Wittig
- Nr. 50/Juni 1978 (vergriffen)
Zur Meßtechnik für die Sicherheitsbeurteilung und -überwachung von Spannbeton-Reaktordruckbehältern
von Prof. Dipl.-Phys. Norbert Czaika, Dipl.-Phys. Norbert Mayer, Dipl.-Ing. Claus Amberg, Dipl.-Ing. Götz Magiera, Dr.-Ing. Götz Andreae und Dipl.-Ing. Winfried Markowski
- Nr. 51/Juni 1978
Auswirkung von chemischen und physikalisch-technologischen Einflußfaktoren auf das Beständigkeitsverhalten von Oberflächenbeschichtungen auf der Basis von Reaktionsbeschichtungsstoffen
von Dr. rer. nat. J. Sickfeld
- Nr. 52/August 1978
Zum Einfluß der Gleitgeschwindigkeit auf das tribologische Verhalten von Werkstoffen hoher Härte bei reiner Festkörperreibung
von Dr.-Ing. Aleksandar Tomov
- Nr. 53/Okttober 1978
Bemessung und Optimierung beheizbarer Straßen- und Brückenbeläge
von Rolf Günter Rohrmann und Reinald Rudolphi
- Nr. 54/Okttober 1978
Magnetisches Verhalten dünner Eisenschichten bei mechanischer Wechselbeanspruchung
von Dr.-Ing. Harro Sander
- Nr. 55/November 1978
Beobachtung und Orientierungsbestimmung der Oberflächenkristallite polykristalliner 99,999 %-Al-Proben bei Biegewechselbeanspruchung
von Dr.-Ing. Dieter Klaffke
- Nr. 56/Januar 1979
Stabilität von Sandwichbauteilen
von Dipl.-Ing. W. Brünner und Prof. Dr.-Ing. C. Langlie
- Nr. 57/März 1979
Untersuchungen an Prüfmitteln für die Magnetpulverprüfung
Investigations on Inspection-Media for Magnetic-Particle-Testing
von Dipl.-Ing. Meinhard Stadthaus
- Nr. 58/März 1979
Ermittlung des Bauteilwiderstandes aus Versuchsergebnissen bei vereinbartem Sicherheitsniveau
von Dr.-Ing. Werner Struck
- Nr. 59/Juli 1979
Ermittlung der Verformungen biegebeanspruchter Stahlbetonbalken mit der Methode der Finiten Elemente unter besonderer Berücksichtigung des Verbundes zwischen Beton und Stahl
von Dr.-Ing. Günther Plauk
- Nr. 60/August 1979
Untersuchungen zur Erfassung der Kaltformbarkeit von Feinblechen beim Strecken
von Dr.-Ing. H. Spreckelmeyer, Dr.-Ing. R. Helms und Dr.-Ing. J. Ziebs
- Nr. 61/Dezember 1979
Beschreibung von Problemen der höheren Farbmeterik mit Hilfe des Gegenfarbensystems
von Dr. Klaus Richter
- Nr. 62/Dezember 1979
Geomagnetobiologisch bedingter Zusammenhang zwischen der Fraßaktivität von Termiten und der Zahl der Sterbefälle
von Dir. u. Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Gerisch und Prof. Dr. habil. Dr. h. c. Günther Becker
- Nr. 63/Dezember 1979
Untersuchungen an Stopfbuchsen von Ventilen und Schiebern für Gase
von Dipl.-Ing. E. Behrend und Dipl.-Ing. J. Ludwig
- Nr. 64/Februar 1980
Ermittlung der Schwingungserregung beim Betrieb schienengebundener Fahrzeuge in Tunneln sowie Untersuchung des Einflusses einzelner Parameter auf die Ausbreitung von Erschütterungen im Tunnel und dessen Umgebung
von Dr.-Ing. Werner Rücker
- Nr. 65/Februar 1980
Untersuchungen über den Einfluß des Spannungszustandes auf bruchmechanische Kennwerte
von Dr.-Ing. Peter Schmidt, Dr.-Ing. Dietmar Aurich, Dr.-Ing. Rolf Helms, Dr.-Ing. Helmut Veith und Dr.-Ing. Josef Ziebs
- Nr. 66/Mai 1980
Auswirkung von Druckentlastungsvorgängen auf die Umgebung
von Dr. rer. nat. Martin Hattwig
- Nr. 67/Mai 1980
Beitrag zur dynamischen Analyse von vorgespannten und vorbelasteten Feder-Masse-Systemen mit veränderlicher Gliederung unter stoßartiger Beanspruchung
von Dr.-Ing. Wolfgang Matthees
- Nr. 68/Mai 1980
Oberflächenmeßverfahren unter besonderer Berücksichtigung der Stereomeßtechnik.
Entwicklung eines volleuzentrischen Präzisions-Goniometers
von Dr. rer. nat. Dieter Petersohn
- Nr. 69/Juni 1980
Untersuchungen zur Integrität des Liners von Reaktorsicherheitschillen (Containments) in Stahlbeton- und Spannbetonbauweise
von Dr.-Ing. Frank Buchhardt und Dipl.-Ing. Peter Brandl
- Nr. 70/August 1980 (vergriffen)
Schwellenwerte beim Betondruckversuch
von Dr.-Ing. Gerald Schickert
- Nr. 71/August 1980
Untersuchungen über durch den Boden gekoppelte dynamische Wechselwirkungen benachbarter Kernkraftwerksbauten großer Masse unter seismischen Einwirkungen
von Dr.-Ing. Wolfgang Matthees und Dipl.-Ing. Götz Magiera
- Nr. 72/September 1980
Übertragbarkeit der Ergebnisse von Brandprüfungen am Beispiel von Stahl- und Holzstützen
von Dr.-Ing. Reinald Rudolphi
- Nr. 73/November 1980
Vergleichende Untersuchungen zum Tragverhalten von Klemmkupplungen für Stahlrohrgerüste nach bestehenden deutschen Prüfvorschriften und geplanten europäischen bzw. internationalen Prüfnormen
von Dipl.-Ing. Peter Wegener
- Nr. 74/November 1980
ALGOL-Computerprogramm zur Berechnung zweidimensionaler instationärer Temperaturverteilungen mit Anwendungen aus dem Brand- und Wärmeschutz
von Dr.-Ing. Reinald Rudolphi und Dipl.-Inform. Renate Müller
- Nr. 75/November 1980
Beitrag zur Kenntnis des zeitlichen und örtlichen Druckverlaufs bei der plötzlichen Entlastung unter Druck stehender Behälter und Behälterkombinationen
von Dir. u. Prof. Dr. Hans-Jürgen Heinrich
- Nr. 76/November 1980
Deformationsverhalten von Rein- und Reinstaluminium sowie Cu 99,9 und St 37 bei Biegewechselbeanspruchung im Rasterelektronenmikroskop
von Dr.-Ing. Dieter Klaffke und Prof. Dr.-Ing. Wolfgang-Werner Maennig
- Nr. 77/April 1981
Untersuchung des Verhaltens von Lagerzementen
von Dipl.-Ing. Michael Gierloff und Dr.-Ing. Matthias Maultzsch
- Nr. 78/September 1981
Dynamische Wechselwirkung eines Schienen-Schwellensystems mit dem Untergrund
von Dr.-Ing. Werner Rücker
- Nr. 79/Dezember 1981
Ein Beitrag zur Untersuchung der wasserstoffbeeinflussten Kalttribneigung höherfester niedriglegierter Feinkornbaustähle mit dem Implantversuch
von Dr.-Ing. Volker Neumann

Nr. 80/Dezember 1981

Ursachen des Teileinsturzes der Kongreßhalle in Berlin-Tiergarten
von Dr.-Ing. Arno Plank, Dr.-Ing. Werner Struck und Dr.-Ing. Manfred Tzschätzsch

Nr. 81/Dezember 1981

Graphisch-rechnerisches Verfahren zum Erfassen der Zündhäufigkeit zündbarer Stoffe; Anwendung auf Datenmaterial aus dem Bereich der Statistik
von Dipl.-Ing. Jürgen Schmidt

Nr. 82/April 1982

Zur werkstoffmechanischen Beurteilung des Kerbschlagbiegeversuches
Assessment of the mechanical behaviour of materials in the notched bar impact test
von Rolf Helms, Hans-Joachim Kühn und Siegmard Ledworuski

Nr. 83/Juli 1982

Tribologisches Verhalten von thermoplastischen Kunststoffen — Kontaktdeformation, Reibung und Verschleiß, Oberflächenuntersuchungen —
von Prof. Dr.-Ing. Horst Czichos und Dr.-Ing. Paul Feinle

Nr. 84/Juli 1982

Übertragbarkeit der Ergebnisse von Brandprüfungen im Kleinprüfstand (Vergleichsversuche)
von Dipl.-Inform. Renate Müller und Dr.-Ing. Reinald Rudolphi

Nr. 85/ISBN 3-88314-231-X/Okttober 1982

Technische Materialforschung und -prüfung — Entwicklungstendenzen und Rahmenvorschläge für ein EG-Programm „Basic Technological Research“ — Materials Research and Testing — Development Trends and Outline Proposals for a Community Programme “Basic Technological Research“ —
von Prof. Dr. Horst Czichos

Nr. 86/ISBN 3-88314-232-8/November 1982

Zur quantitativen Kennzeichnung des Verwitterungsverhaltens von Naturwerksteinen anhand ihrer Gefügemerkmale
von Dr.-Ing. Konrad Niesel und Dr. rer. nat. Peter Schimmelwitz

Nr. 87/ISBN 3-88314-240-9/Dezember 1982

Einfluß baupraktischer Umgebungsbedingungen auf das Korrosionsverhalten von Spannstählen vor dem Injizieren
von Dr.-Ing. Bernd Isecke und Dr.-Ing. Wolfgang Stichel

Nr. 88/ISBN 3-88314-254-9/Februar 1983

Untersuchungen zur Ausbreitung von Longitudinalwellen an Oberflächen bei der Materialprüfung mit Ultraschall
von Dr.-Ing. Anton Erhard

Nr. 89/ISBN 3-88314-263-8/April 1983

Untersuchungen zur Zerfallsfähigkeit von Distickstoffoxid
von Dr. rer. nat. Dietrich Conrad und Dr.-Ing. Siegmund Dielten

Nr. 90/ISBN 3-88314-264-6/April 1983

Kinetische Grenztragfähigkeit von stoßartig belasteten Stahlbetonbauteilen
Konzeption für geregelte Versuche
Versuchseinrichtung
Vorversuche an Stahlbetonbalken
von Dr.-Ing. Klaus Brandes, Dipl.-Ing. Ernst Limberger und Dipl.-Ing. Jürgen Herter

Nr. 91/ISBN 3-88314-265-4/April 1983

Dreidimensionale Analyse von unbewehrtem Beton mit nichtlinear-elastischem Materialgesetz
von Dr.-Ing. Michael Weber

Nr. 92/ISBN 3-88314-266-2/August 1983

Ausbreitung von Erschütterungen durch den Boden
von Dipl.-Ing. Lutz Auersch

Nr. 93/ISBN 3-88314-283-2/August 1983

Unterdrückung stick-slip-induzierter Kurvengeräusche schienengebundener Fahrzeuge durch eine physikalisch-chemische Oberflächenbehandlung der Schienen
von Dr. rer. nat. Peter Studt

Nr. 94/ISBN 3-88314-284-0/August 1983

Untersuchungen der Störschwingungen beim Kerbschlagbiegeversuch und deren Abschwächungen
von Dr.-Ing. Xian-Quan Dong

Nr. 95/ISBN 3-88314-289-1/August 1983

Über die Fokussierung des Schallfeldes von Ultraschall-Prüfköpfen mit Fresnelschen Zonenplatten
von Dr.-Ing. Manfred Römer

Nr. 96/ISBN 3-88314-296-4/Okttober 1983

Verbundverhalten zwischen Beton und geripptem Betonstahl sowie sein Einfluß auf inelastische Verformungen biegebeanspruchter Stahlbetonbalken
von Dr.-Ing. Heinz Eifler

Nr. 97/ISBN 3-88314-297-2/November 1983

Typische Bruchflächenausbildung thermoplastischer Kunststoffe nach wechselnder mechanischer Beanspruchung
von Dipl.-Ing. Gerhard Fuhrmann und Prof. Dr. rer. nat. Wolfram Schwarz

Nr. 98/ISBN 3-88314-312-X/Dezember 1983

Bestimmung des elastischen Verhaltens von Maschenwaren — Stretch- und Erholungsvermögen —
von Dr. rer. nat. Edmund Schnabel

Nr. 99/ISBN 3-88314-317-0/Dezember 1983

Kinetische Grenztragfähigkeit von stoßartig belasteten Stahlbetonbauteilen
Versuche an Stahlbetonbalken mit Biegebewehrung aus Betonstahl BSt 420/500 RK und BSt 1080/1320
von Dr.-Ing. Klaus Brandes, Dipl.-Ing. Ernst Limberger und Dipl.-Ing. Jürgen Herter

Nr. 100/ISBN 3-88314-298-0/Januar 1984

Untersuchungen zur Prüfung von Beton auf Frostwiderstand
von Günter Klamrowski und Paul Neustupny

Nr. 101/ISBN 3-88314-327-8/Februar 1984

Röntgen- und Gammastrahlen Computer-Tomographie
von Dr.-Ing. Peter Reimers, Dr. rer. nat. Jürgen Goebels, Dr.-Ing. Heinrich Heidt, Dr.-Ing. Hans-Peter Weise und Dipl.-Phys. Kay Wilding

Nr. 102/ISBN 3-88314-335-9/März 1984

Weiterentwicklung des hydraulischen Kompensationsverfahrens zur Druckspannungsmessung in Beton
von Dr.-Ing. Götz Magiera

Nr. 103/ISBN 3-88314-328-6/März 1984

Radiographie mit Elektronen aus Metallverstärkerfolien
von Dr.-Ing. Dierk Schnitger

Nr. 104/ISBN 3-88314-339-1/April 1984

Beeinflussung von Betoneigenschaften durch Zusatz von Kunststoffdispersionen
von Dr.-Ing. Michael Gierloff

Nr. 105/ISBN 3-88314-345-6/Juni 1984

Beitrag zum Bremsverhalten energieumwandelnder Aufsetzpuffer in Aufzugsanlagen
von Dr.-Ing. Bernd Schulz-Forberg

Nr. 106/ISBN 3-88314-360-X/Okttober 1984

Setzung von Fundamenten infolge dynamischer Last
von Dr.-Ing. Jan Lehnert

Nr. 107/ISBN 3-88314-361-8/Okttober 1984

Korrosion von Stahlradiatoren
von Dr.-Ing. Wolfgang Stichel und Jörg Ehreke

Nr. 108/ISBN 3-88314-363-4/Okttober 1984

Durch Bodenerschütterungen angeregte Gebäudeschwingungen — Ergebnisse von Modellrechnungen
von Dipl.-Ing. Lutz Auersch

Nr. 109/ISBN 3-88314-381-2/Februar 1985

Zur Wirkung der Schrumpfbegrenzung auf den Schweißspannungszustand und das Spröbruchverhalten von unterpulvergeschweißten Blechen aus St E 460 N
von Dr.-Ing. Mohamed Omar

Nr. 110/ISBN 3-88314-382-0/Februar 1985

Wasserstoff als Energieträger
von Dr. Hermann Walde (Mitglied des Kuratoriums der BAM i. R.) und Dr. Bernhard Kropp

Nr. 111/ISBN 3-88314-383-9/Februar 1985

Über den Einfluß der Initiierung auf die detonative Umsetzung von Analex-Sprengstoffen unter Berücksichtigung sicherheitstechnischer Gesichtspunkte
von Dr.-Ing. Kurt Ziegler

Nr. 112/ISBN 3-88314-409-6/Juli 1985

Zeitstandverhalten und strukturelle Veränderungen von vielfach wiederverarbeiteten Polyethylenen
von Dr.-Ing. Wolfgang Lützw

Nr. 113/ISBN 3-88314-410-X/Juli 1985

Untersuchungen zum Frequenzeinfluß auf die Schwingungsrißkorrosion von Offshore-Konstruktionen
von Rolf Helms, Horst Henke, Gerhard Oelrich (BAM, Berlin) und Tetsuya Saito (NRIM, Japan)

Nr. 114/ISBN 3-88314-419-3/Juli 1985

Neue Verfahren für die Prüfung von Reaktorkomponenten mittels Röntgen- und Gammastrahlen
von Dipl.-Ing. Peter Rose, Dipl.-Ing. Peter Raabe, Dipl.-Ing. Werner Daum und Andreas Szameit

Nr. 115/ISBN 3-88314-420-7/Juli 1985

Farbempfindungsmerkmal Elementarabunton und Buntheitsabstände als Funktion von Farb- und Leuchtdichte von In- und Umfeld
von Privatdozent Dr. Klaus Richter

Nr. 116/ISBN 3-88314-460-6/Okttober 1985

Theoretische Ermittlung des Wärmedurchgangskoeffizienten von Fensterkonstruktionen unter besonderer Berücksichtigung der Rahmenproblematik
von Dr. rer. nat. Franz-Josef Kasper, Dipl.-Inform. Renate Müller, Dr.-Ing. Reinald Rudolphi und Dr.-Ing. Armin Wagner

Nr. 117/ISBN 3-88314-468-1/Okttober 1985

Materials Technologies and Techno-Economic Development
A study for the German Foundation for International Development (Deutsche Stiftung für Internationale Entwicklung)
by Prof. Dr. H. Czichos in cooperation with Dr. G. Sievers, Bundesministerium für Forschung und Technologie (BMFT), Bonn

Nr. 118/ISBN 3-88314-469-X/Oktober 1985

Brand- und Explosionsgefahren explosionsgefährlicher Stoffe bei Herstellung und Lagerung
Modellversuche mit pyrotechnischen Sätzen und Gegenständen
von Dr. rer. nat. Hartwig Treumann, Dipl.-Ing. Hilmar Andre, Dr. rer. nat. Eduard Blossfeld, Dr. rer. nat. Norbert Pfeil und Ing. grad. Matthias-Michael Zindler

Nr. 119/ISBN 3-88314-472-X/November 1985

Kinetische Grenztragfähigkeit von stoßartig belasteten Stahlbetonbauteilen
Versuche an Stahlbetonplatten, Teil I
Kinetic Load Bearing Capacity of Impulsively Loaded Reinforced Concrete Members
Tests on Reinforced Concrete Slabs, Part I
von Dipl.-Ing. Jürgen Herter, Dr.-Ing. Klaus Brandes und Dipl.-Ing. Ernst Limberger

Nr. 120/ISBN 3-88314-514-9/April 1986

Zerstörungsfreie Korngrößenbestimmung an austenitischen Feinblechen mit Hilfe der Ultraschallrückstreuung
von Dr.-Ing. Andreas Hecht

Nr. 121/ISBN 3-88 314-530-0/Juni 1986

Versagenskriterien von Stahlgleitpaarungen unter Mischreibungsbedingungen: Einflüsse von Stahlzusammensetzung und Wärmebehandlung
von Dr.-Ing. Paul Feinle und Prof. Dr.-Ing. Karl-Heinz Habig

Nr. 122/ISBN 3-88 314-521-1/Juli 1986

Entsorgung kerntechnischer Anlagen
von J. Mischke
Sonderkolloquium der Bundesanstalt für Materialprüfung (BAM) am 10. 12. 1985 mit Beiträgen von B. Schulz-Forberg, K. E. Wieser und B. Droste

Nr. 123/ISBN 3-88 314-531-9/Juli 1986

Physikalisch-chemische Analyse sowie toxische Beurteilung der beim thermischen Zerfall organisch-chemischer Baustoffe entstehenden Brandgase
von Dr. rer. nat. Detlef Rennoch

Nr. 124/ISBN 3-88 314-538-6/Juli 1986

Zur Anwendung des Impuls-Wirbelstromverfahrens in der zerstörungsfreien Materialprüfung
von Dr.-Ing. Hans-Martin Thomas

Nr. 125/ISBN 3-88 314-540-8/Juli 1986

Untersuchungen zur Wirksamkeit der Brandschutzisolierung von Flüssiggas-Lagertanks
von Dr.-Ing. Berhard Droste und Dipl.-Ing. Ulrich Probst

Nr. 126/ISBN 3-88 314-547-5/August 1986

Korrosion und Korrosionsschutz von Metallen in Schwimmhallen
von Dr.-Ing. Wolfgang Stichel

Nr. 127/ISBN 3-88 314-564-5/November 1986

Kinetische Grenztragfähigkeit von stoßartig belasteten Stahlbetonbauteilen
Kinetic Load Bearing Capacity of Impulsively Loaded Reinforced Concrete Members
Versuche an Stahlbetonbalken, Teil I
Tests on Reinforced Concrete Beams, Part I
von / by Dipl.-Ing. Ernst Limberger, Dr.-Ing. Klaus Brandes, Dipl.-Ing. Jürgen Herter und Dipl.-Ing. Klaus Berner

Nr. 128/ISBN 3-88 314-568-8/November 1986

Kinetische Grenztragfähigkeit von stoßartig belasteten Stahlbetonbauteilen
Kinetic Load Bearing Capacity of Impulsively Loaded Reinforced Concrete Members
Versuche an Stahlbetonbalken, Teil II
Tests on Reinforced Concrete Beams, Part II
von / by Dipl.-Ing. Ernst Limberger, Dr.-Ing. Klaus Brandes, Dipl.-Ing. Jürgen Herter und Dipl.-Ing. Klaus Berner

Nr. 129/ISBN 3-88 314-569-6/November 1986

Kinetische Grenztragfähigkeit von stoßartig belasteten Stahlbetonbauteilen
Kinetic Load Bearing Capacity of Reinforced Concrete Members under Impact Load
Zugversuche an Betonstahl mit erhöhter Dehngeschwindigkeit
Reinforcing Steel Tension Tests with high strain rates
von / by Dr.-Ing. Klaus Brandes, Dipl.-Ing. Ernst Limberger, Dipl.-Ing. Jürgen Herter und Dipl.-Ing. Klaus Berner

Nr. 130/ISBN 3-88 314-570-X /November 1986

Einfache Abschätzung der Durchbiegung und der Energieaufnahme von Trägern aus duktilem Material bei Belastung durch eine Einzelkraft
von Dr.-Ing. Werner Struck

Nr. 131/ISBN 3-88-314-585-8/November 1986

Kinetische Grenztragfähigkeit von stoßartig belasteten Stahlbetonbauteilen
Kinetic Load Bearing Capacity of Reinforced Concrete Members under Impact Load
Versuche an Stahlbetonplatten, Teil II
Tests on Reinforced Concrete Slabs, Part II
von / by Dipl.-Ing. Ernst Limberger, Dr.-Ing. Klaus Brandes und Dipl.-Ing. Jürgen Herter

Nr. 132/ISBN 3-88-314-595-5/Januar 1987

Ermittlung der Ursachen von Schäden an bituminösen Dachabdichtungen unter besonderer Berücksichtigung klimatischer Beanspruchungen
von Dipl.-Ing. Christian Herold und Dipl.-Ing. Frank-Ulrich Vogdt

Nr. 133/ISBN 3-88 314-609-9/Januar 1987

Technisch-physikalische Grundlagen zum tribologischen Verhalten keramischer Werkstoffe
von Dipl.-Ing. Mathias Woydt und Prof. Dr.-Ing. Karl-Heinz Habig

Nr. 134/ISBN 3-88 314-615-3/Februar 1987

Über den Kernstrahlungseinfluß auf Dehnungsmeßstreifen
von Dr. Götz Andreae und Gottfried Niessen

Nr. 135/ISBN 3-88 314-618-8/Februar 1987

Untersuchungen über das Verhalten von Tankcontainern für unter Druck verflüssigte Gase bei Fallbeanspruchungen
von Dipl.-Ing. Jörg Ludwig, Dipl.-Ing. Wolf-Dietrich Mischke und Dipl.-Ing. Armin Ulrich

Nr. 136/ISBN 3-88314-636-6/April 1987

Untersuchung zur Beurteilung von Brettschichtverleimungen für den Holzbau
von Prof. Dr. rer. silv. Hans-Joachim Deppe und Klaus Schmidt

Nr. 137/ISBN 3-88314-637-4/Mai 1987

Analyse und Weiterentwicklung bruchmechanischer Versagenskonzepte auf der Grundlage von Forschungsergebnissen auf dem Gebiet der Komponentensicherheit
Projektleiter: Dr. Dietmar Aurich

Nr. 138/ISBN 3-88314-635-8/Mai 1987

Zur geowissenschaftlichen Einordnung des Gebietes der Bundesrepublik Deutschland und einer sicheren Auslegung technischer Systeme gegen den Lastfall Erdbeben.
von Dipl.-Geol. Michael Dogunke und Dr.-Ing. Frank Buchhardt

Nr. 139/ISBN 3-88314-658-7/Juni 1987

Numerische Untersuchung zum Verhalten des Hochtemperaturwerkstoffes Nimonic PE 16 unter monotoner und zyklischer Belastung bei Verwendung verschiedener plastischer und viskoplastischer Materialmodelle.
von Dipl.-Ing. Jürgen Olschewski und Sven-Peter Scholz

Nr. 140/ISBN 3-88314-643-9/Juni 1987

Kinetische Grenztragfähigkeit von stoßartig belasteten Stahlbetonbauteilen
Kinetic Load Bearing Capacity of Impulsively Loaded Reinforced Concrete Members
von / by Dr.-Ing. Klaus Brandes, Dipl.-Ing. Ernst Limberger und Dipl.-Ing. Jürgen Herter

Nr. 141/ISBN 3-88314-694-3/Oktober 1987

Zum Einfluß des Sicherheits- und Auslegungserdbebens auf die Bemessung von Kernkraftwerken
von Dr.-Ing. Frank Buchhardt, Dr.-Ing. Wolfgang Matthees, Dr.-Ing. Götz Magiera und Dr.-Ing. Friedrich Mathiak

Nr. 142/ISBN 3-88314-695-1/Oktober 1987

Sicherheitstechnische Kenndaten und Gefahrezahlen binärer Mischungen aus oxidierenden und verbrennlichen Substanzen
von Dr. rer. nat. Hartwig Treumann, Ing. Günter Krüger, Dr. rer. nat. Norbert Pfeil und Dr. rer. nat. Sigrid von Zahn-Ullmann

Nr. 143/ISBN 3-88314-701-X/November 1987

Kinetische Grenztragfähigkeit von stoßartig belasteten Stahlbetonbauteilen
Kinetic Load Bearing Capacity of Impulsively Loaded Reinforced Concrete Members
Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonbauteilen bei Stoßbelastung
Experimental and numerical Investigations concerning Load Bearing Behaviour of Reinforced Concrete Members under Impact Load
von/by Dr.-Ing. Klaus Brandes, Dipl.-Ing. Ernst Limberger, Dipl.-Ing. Jürgen Herter

Nr. 144/ISBN 3-88314-702-8/November 1987

Nichtlineare dynamische Berechnungen zum Penetrationsverhalten des AVR-Reaktorgebäudes
von Dr.-Ing. Frank Buchhardt, Dr.-Ing. Götz Magiera, Dr.-Ing. Wolfgang Matthees, Dr.-Ing. Michael Weber,
Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM)
Dr.-Ing. Jürgen Altes,
Kernforschungsanlage Jülich GmbH (KFA)

Nr. 145/ISBN 3-88314-711-7/November 1987

Untersuchung selbstähnlicher Systeme zur Bestimmung von Materialeigenschaften
von Dr.-Ing. Ulrich Holzöhrner

Nr. 146/ISBN 3-88314-714-1/November 1987

Untersuchungen zur Wirksamkeit von Wasserberieselungseinrichtungen als Brandschutzmaßnahme für Flüssiggas-Lagertanks
von Dipl.-Ing. Wolfgang Schön und Dipl.-Ing. Michael Mallon