

KfK 5366
August 1994

**Zur bautechnischen Machbarkeit
eines alternativen Containments
für Druckwasserreaktoren
– Stufe 3 –**

J. Eibl
Projekt Nukleare Sicherheitsforschung

Kernforschungszentrum Karlsruhe

KERNFORSCHUNGSZENTRUM KARLSRUHE

Projekt Nukleare Sicherheitsforschung

KfK 5366

Zur bautechnischen Machbarkeit eines alternativen Containments
für Druckwasserreaktoren
- Stufe 3 -

J. Eibl*

*Ingenieurbüro Eibl, Beratende Ingenieure für Bauwesen, Karlsruhe

Kernforschungszentrum Karlsruhe GmbH, Karlsruhe

Als Manuskript gedruckt
Für diesen Bericht behalten wir uns alle Rechte vor

Kernforschungszentrum Karlsruhe GmbH
Postfach 3640, 76021 Karlsruhe

ISSN 0303-4003

Mit dem vorliegenden Bericht wird eine Machbarkeitsstudie für das Containment eines neuen Leichtwasserreaktors vorgelegt, der sich am Druckwasserreaktor des Konvoy Typs mit einer elektrischen Leistung von etwa 1300 MW orientiert.

Ziel dieser gemeinsam mit dem Kernforschungszentrum Karlsruhe durchgeführten Containmententwicklung war es, zukünftig bei einem extremen Reaktorunfall die schädlichen Folgen ausschließlich auf das Innere des Containments bei anschließend passiver Abfuhr der Nachwärme aus einem Core-Catcher zu beschränken.

Demzufolge wurde für das Konzept von physikalisch möglichen Obergrenzen der Beanspruchung ausgegangen, d.h. von einem maximalen statischen Innendruck von 1,5 MPa bei etwa 200 °C, einem maximalen globalen und lokalen Detonationsdruck von 8,4 MPa bei einem Impuls von 5,0 kPas, einer aufwärts gerichteten Festhaltekraft für das Druckgefäß von 300 MN, einer horizontal auf die Umgebung ausgeübten Kraft des Druckgefäßes von 70 MN, Kavernendrücken im Bereich des Core-Catchers von 3,0 resp. 2,0 MPa und einer begrenzten Dampfexplosion mit einer freigesetzten Energie von 300 MJ.

Ein auf diesen Vorgaben basierender Containment-Entwurf wird vorgestellt und im Hinblick auf seine Ausführbarkeit statisch und dynamisch in allen wichtigen Einzelheiten einschließlich des Lastfalles Erdbeben im Sinne einer solchen Machbarkeitsstudie nachgewiesen.

Feasibility Study for an Alternative PWR-Containment.

The following report deals with a feasibility study on a lightwater reactor containment which is oriented at the German 1300 MW Convoy Type reactor.

It was the aim of this containment development for a future nuclear reactor to restrict all consequences of an extreme reactor failure exclusively to the interior of the containment. Also the decay heat of the relevant core catchers is provided to be removed by passive means. This containment development was a common project with the Nuclear Research Centre at Karlsruhe (KfK).

As a consequence of this intention the concept started from upper physical limits, such as a maximum static pressure of 1,5 MPa at 200 °C, a global and local detonation pressure of 8,4 MPa at an impulse of 5,0 kPas, an upward directed force exerted by the pressure vessel of 300 MN, a horizontal force exerted by the moving pressure vessel onto its environment of 70 MN, a cavern pressure around the core catcher of 3,0 resp. 2,0 MPa and a steam explosion-energy of 300 MJ.

Such a containment concept is presented and investigated with respect to its feasibility, statically and dynamically in all relevant details including earthquake actions.

Inhaltsverzeichnis

1. Vorbemerkungen - Zielsetzung	1
2. Anforderungen - Beanspruchungen der Baustrukturen	2
3. Die Konzeption des Containments	3
4. Durchgeführte Standsicherheitsnachweise	6
4.1 Gesamtcontainment und Aufbau der Außenwand	6
4.1.1 Flugzeugabsturz	7
4.1.2 Erdbebennachweis	7
4.1.2.1 Ausgangswerte	7
4.1.2.2 Modellabbildung und Rechenverfahren	8
4.1.2.3 Ergebnisse	9
4.1.3 Statischer Innendruck	10
4.1.4 Detonationsbeanspruchung der Außenwand	10
4.1.4.1 Ermittlung eines Belastungsansatzes	10
4.1.4.2 Dynamische Berechnungen	11
4.2 Innere Schutzwand	13
4.2.1 Fliegende Fragmente	13
4.2.2 Detonationsbeanspruchung	14
4.2.2.1 Statische Berechnung	14
4.2.2.2 Dynamische Berechnungen	14
4.3 Stahlkühlzellen mit Liner	16
4.4 Umgebung des Reaktordruckbehälters und Corecatcher	17
5. Zusammenfassung und Ausblick	18
Literaturverzeichnis	19
Zeichnungen zum Containment-Entwurf	25

Anlagen

- Anlage A: Erdbebennachweis
- Anlage B: Belastungsansatz für H₂-Detonation
- Anlage C: Statische und dynamische Nachweise der Außenwand des Gesamtcontainments
- Anlage D: Statische und dynamische Nachweise für die innere Schutzwand
- Anlage E: Statische und dynamische Nachweise für die Stahlkühlzellen mit Liner
- Anlage F: Statische und dynamische Nachweise für die Umgebung des Reaktordruckbehälters

1. Vorbemerkung - Zielsetzung

Bereits im Jahre 1988 hat der Verantwortliche für den vorliegenden Bericht die Frage aufgeworfen, ob nicht zukünftige Containments für Druckwasser-Reaktoren des Konvoi-Typs mit 1300 MW oder ähnlicher Leistung, gegebenenfalls in einer verbesserten Systemausführung, derart ausgebildet werden könnten, daß auch bei schweren Unfällen Beeinträchtigungen der Umgebung ausgeschlossen werden können [1], [2], [6].

Dies hat u.a. in der Folgezeit zu einem Forschungsprojekt des Kernforschungszentrums Karlsruhe (KfK) geführt, mit der generellen Zielsetzung, entsprechende Konzepte für zukünftige Druckwasser-Reaktoren, die sich an den genannten Konvoi-Reaktoren orientieren, hinsichtlich einer Machbarkeit zu überprüfen, bzw. solche zu entwickeln.

Ausgehend von der Überlegung, daß die Versagenswahrscheinlichkeit der Systemtechnik nicht mehr wesentlich weiter mit einem vertretbaren Aufwand reduziert werden kann, sollte vorrangig geprüft werden, ob ein Containment so konstruiert und ausgelegt werden kann, daß es den Beanspruchungen bei Unfällen mit Kernschmelzen und den entsprechenden Folgeereignissen langfristig passiv standhalten kann.

Der für den nachfolgenden Bericht Verantwortliche sollte dabei die notwendige bautechnische Entwurfsarbeit einschließlich erforderlicher Nachweise für eine Machbarkeitsstudie im Rahmen dieses Vorhabens erbringen.

Hierzu wurden von der KfK die entsprechenden Beanspruchungs-Szenarien im Falle eines schweren Unfalls identifiziert und quantifiziert. Ausgehend von der Meinung, daß ein probabilistisches Vorgehen bei der bereits erreichten kleinen Versagenswahrscheinlichkeit die öffentliche Akzeptanz nicht wesentlich erhöhen wird, sollte die Limitierung der Beanspruchungen nach einem "upper boundary"-Konzept, d.h. ausschließlich nach deterministischen, physikalischen Gesetzmäßigkeiten erfolgen [4], [14], [21], [53], [55].

Vereinfacht formuliert sollte die Auslegung nach Murphy's Law erfolgen:

"Everything that can go wrong, goes wrong"

Auf dieser Grundlage wurde die nachfolgend erörterte Konzeptstudie als Ergebnis einer Reihe von Alternativ-Untersuchungen durchgeführt, mit der ausschließlichen Zielsetzung, die prinzipielle Machbarkeit eines derartigen Containments für weitere Diskussionen mit kompetenten Erstellern von Reaktoren nachzuweisen. Es ist nicht beabsichtigt, Einzelheiten im Sinne eines Entwurfes zu konstruieren.

Der nun vorliegende Bericht zur dritten Stufe unserer Untersuchungen baut auf den Ergebnissen der Berichte vom Dezember 1990 [51] und vom Dezember 1991 [59] auf und gibt den derzeitigen Stand der bautechnischen Zuarbeit zu den Arbeiten des KfK wieder.

Schwerpunktmäßig werden die folgenden Problemkreise behandelt:

- Das generelle Konzept.
- Der Aufbau der mehrschaligen äußeren Containment-Umhüllung mit einer Möglichkeit zur passiven Wärmeabfuhr einschließlich der wichtigsten Festigkeitsnachweise.
- Der Entwurf und Festigkeitsnachweis der Betonstrukturen in der Umgebung des Reaktor-Druckgefäßes.
- Überlegungen zur Durchführung von Leitungen durch das Containment.

2. Anforderungen - Beanspruchungen der Baustrukturen

Ausgehend von einem Druckwasserreaktor des Konvoi-Typs mit 1300 MW wurden die nachfolgend aufgeführten Unfallszenarien sowie die daraus resultierenden Beanspruchungen resp. Sicherheitsforderungen vom KfK als relevant erkannt:

Interne statische Drücke:

Bei der Nachwärmeabfuhr	$p \leq 1,2 \text{ MPa}$
Als Folge einer schnellen Wasserstoffverbrennung	$p \leq 1,5 \text{ MPa}$

Interne dynamische Drücke:

Wasserstoff-Detonation nach Bild 10	global:	$\max p \leq 8,4 \text{ MPa}$
	lokal:	$\max \int p \cdot dt \leq 5 \text{ kPas}$

Versagen des Druckgefäßes unter hohem System-Druck:

Festhaltekraft für eine Aufwärtsbewegung des Druckgefäßes	$F = 300 \text{ MN}$
Seitliche Aufprallkraft des Druckgefäßes	$F = 70 \text{ MN}$

Obere Kaverne - Innendruck	$p \leq 3,0 \text{ MPa}$
Untere Kaverne - Innendruck	$p \leq 2,0 \text{ MPa}$

In Vessel-Dampfexplosion (physikalisch begrenzt):

Stoß der unteren abgesprengten Halbkugel auf eine Auffangkonstruktion	$E = 300 \text{ MJ}$
--	----------------------

Weiter war die Forderung nach einer passiven Nachwärmeabfuhr sowie die äußeren Einwirkungen aus Flugzeugabsturz, Bemessungserdbeben und Gaswolkenexplosion Auslegungskriterium.

Diese Zusammenstellung von Einwirkungen als Folge möglicher Unfallszenarien wird derzeit hinsichtlich ihrer Vollständigkeit weiter überprüft. Die Notwendigkeit, Kräfte zu berücksichtigen, wie sie bei einem Guillotine-Bruch von Rohrleitungen ohne Ausschlagsicherung auf die Baustrukturen einwirken könnten, zeichnet sich bereits ab.

3. Die Konzeption des Containments

Ausgangspunkt für die durchgeführten Untersuchungen ist der derzeitige Druckwasser-Reaktor vom Typ Konvoi 1300 MW, wie er zuletzt mehrfach in der Bundesrepublik gebaut wurde. Das auf dieser Basis entwickelte vorliegende Containment ist das Ergebnis einer Reihe von modifizierten Entwürfen. Diese bisher untersuchten Varianten sind in den Berichten zur 1. und 2. Stufe dargestellt und erläutert.

Die nunmehr vorliegende letzte Variante ist schematisch in Bild 1 dargestellt.

Sie besteht aus einer bewehrten, nicht vorgespannten, äußeren Betonschale, deren Dicke von etwa 1.80 m im wesentlichen durch den Lastfall "Flugzeugabsturz" bestimmt ist und die ansonsten die Innendrucke aus H_2 -Deflagration und H_2 -Detonation aufzunehmen hat.

An der Innenseite dieser Betonschale sind im unteren zylindrischen Teil vorgefertigte Blech-Kühlzellen angeordnet. Diese dienen einerseits als Dichtliner - ihre Innenbleche sind durchgehend dicht verschweißt - und gleichzeitig als passive Kühleinrichtung zur Abführung der Nachwärme nach einem schweren Unfall mit Kernschmelze. Dieser Dichtliner übernimmt voll die Funktion der derzeitigen Stahldruckumschließung von 38 mm Wandstärke mit wesentlich weniger Materialaufwand (siehe Bilder 2 bis 4). Dies ist trotz der sehr viel

größeren Druckbeanspruchung möglich, da, abweichend von der früheren Konzeption, bei der die Funktion "Aufnahme des Innendruckes" dem Stahlbehälter und die Funktion "Aufnahme externer Beanspruchungen" der Betonschale zugewiesen wurden, nunmehr beide Funktionen der einen Verbundstruktur Betonschale mit sich darauf abstützender Stahl-Kühl linerstruktur zugewiesen ist.

Die äußere Betoncontainment-Wand ist ausgelegt gegen Flugzeugabsturz, Erdbeben, Wasserstoffdetonation lokal wie global und Wasserstoffdeflagration, sowie für die Drücke beim Abführen der Nachwärme (Siehe Anlagen).

Die nach außen abzuführende Nachwärme wird diesen Kühlzellen in Form von Wasserdampf, der nach Wasserzufuhr aus Sumpf-Wasser-Behältern zum Corecatcher entsteht, zugeführt. Dieser kontaminierte Wasserdampf, der im Containmentinneren verbleibt, kommt mit der äußeren Umgebung des Reaktorgebäudes nicht in Kontakt.

Die Kühlzellen am Kühl liner (Bilder 2 bis 4) bestehen aus rechteckigen, ausgesteiften Blechkammern, die am unteren Ende im Betriebszustand fest verschlossen sind, sodaß jeder Kontakt mit der Umwelt unterbrochen ist. Damit entsteht praktisch ein zweischaliges Containment. Nur bei einem schweren auslegungsüberschreitenden Notfall würden die Kühlzellen an ihrem unteren Ende automatisch - elektrisch oder mechanisch - geöffnet. Das Kühlmedium Außenluft wird dann ausschließlich durch Naturzug gefördert, am Liner entlang geführt und über ein Filter am oberen Ende des Containments und den bereits vorhandenen Anlagenkamin an die Umgebung abgegeben. Der notwendige Druckgradient wird durch den Anschluß des Filters an diesen Kamin gewährleistet.

Am oberen Ende des zylindrischen Containmentabschnittes ist außerdem ein Ringkanal angeordnet, von dem aus Wasser zur Kühlung auf die Liner-Außenseite gesprüht werden kann. Davon nimmt die "Passive Kühlung durch Naturzug" jedoch keinen Kredit. Der Kanal soll lediglich dazu benutzt werden, um zu einem beliebigen Zeitpunkt nach dem Kernschmelzunfall, wenn Wasser wieder zur Verfügung steht, durch zusätzliche Kühlung den Innendruck und damit eventuelle geringfügige Leckagen zu minimieren.

Unter normalen Betriebsbedingungen würden Minimalleckagen in den Kühlspalt ebenfalls über einen erzeugten Druckgradienten zum Filter und anschließenden Kamin abgeleitet.

Die Blechkühlzellen, die sich ihrerseits auf das äußere Betoncontainment abstützen, sind gegen einen statischen Überdruck von 70 bis 90 bar und einen lokalen Impuls von 5 kPas mit Spitzendrücken bis zu 200 bar Überdruck ausgelegt. Neben der Ausführung nach Bild 3, bei der der Innendruck infolge Detonation resp. Deflegation durch Membranwirkung im abschirmenden Kühlzellenblech aufgenommen wird, wurde eine Biegekonstruktion mit einem

gewellten Innenblech, welches über die abstützenden Querwände durchläuft, untersucht. (vgl. Anlage E). Eine weitere diskutierte Lösung bestünde in der Anordnung von Stahlwolle zwischen Innenblech und anschließender Beton-Schutzwand, womit eine Detonation in diesem Zwischenraum ausgeschlossen werden kann. Der Gewinn an geringerer Beanspruchung der Blechwand scheint jedoch den damit verbundenen Aufwand nicht zu rechtfertigen.

Vor dem Stahl liner mit Kühlzellen ist eine Betonschutz-Struktur aus Betonfertigteilen angeordnet (Bilder 1 bis 4), die den Liner vor einer Beschädigung durch fliegende Fragmente, Beeinträchtigungen durch abreißende Rohrleitungen etc. und insbesondere vor dem H_2 -Detonationsdruck schützen soll. Die Ausbildung der Schutzhülle in abmontierbaren Fertigteilen und der Aufbau des Kühlliners aus vorgefertigten Elementen erlaubt eine einfache Unterhaltung bzw. Reparatur des Linerssystems.

Dem Konzept entsprechend wird Wasserdampf mit einem sich langsam aufbauenden Druck über Öffnungen in der Unterstützungs-Konstruktion der Betonschutz-Struktur (Bilder 2, 4) dem Kühlliner zugeführt. Die Fragment-Schutzwand ist gegen lokalen und globalen Detonationsdruck ausgelegt. Die wesentlichen Abmessungen können dem Bild 3 sowie den Anlagen entnommen werden.

Der obere Abschluß des Containments in Form eines Ellipsoids wird nicht mehr zur Kühlung herangezogen. Nur der Dichtliner wird in diesem Bereich vollständig durchgeführt. Die Luftführung erfolgt über Kanäle zum Filter (Bild 5) ohne Not-Kühlfunktion.

Die Umgebung des Druckgefäßes ist in den Bildern 6 und 7 dargestellt. Hier sind auch die Kräfte, Drücke und Energien eingetragen, die bei Kernschmelzen unter hohem Systemdruck (HP) und unter Behälter-Dampfexplosion (SE) zu berücksichtigen sind. Danach wird der oberseitige sphärische Abschluß direkt durch eine entsprechende Verankerungskonstruktion, die an der Oberseite des Behälterdeckels fest mit diesem verbunden ist und ihre Kräfte in den umgebenden Betonzylinder überträgt, in Position gehalten. Die entsprechenden Auflagerkräfte werden von Spanngliedern aufgenommen, die in der Bodenplatte verankert sind. Die kegelförmige Umhüllung des Corecatchers erlaubt es, die resultierenden Kräfte in die nun aus Bodenplatte und oberer Innenraumplatte bestehende, biegesteife Struktur sicher abzuführen.

Der möglicherweise abgesprengte untere sphärische Abschluß wird beim Abreißen von einem unter dem Druckgefäß angeordneten Scheiben-Gitterrost abgefangen (Bild 6), der seinerseits den Durchfluß der Kernschmelze zum Corecatcher nicht behindert.

Der Corecatcher selbst ist nicht Gegenstand bautechnischer Überlegungen. (vgl. hierzu u.a. [24], [61]).

Von mehreren prinzipiellen Möglichkeiten zur Durchführung von Rohrleitungen mit Notfallabschluß von Hand ist eine in Bild 8 skizziert. Danach könnten, wie bereits derzeit der Fall, alle ausgehenden Leitungen in drei Sektoren gesammelt durch die Wand über abgeschlossene, gefilterte Raumeinheiten nach außen abgeführt werden. Entsprechende abstützende Vorrichtungen in der Wand, verbunden mit sogenannten "Bellows" und einfachen Guillotine-Abschlüssen wären denkbar. Letztere könnten als Stahlscheiben mit Löchern, die notfalls über Winden verschoben werden, ausgebildet werden.

Dieses Problem der Durchführung ist ansonsten nicht weiter Gegenstand des vorliegenden Berichtes.

Analoges gilt für eine Materialschleuse. Im Bereich einer solchen würden die Kühlzellen mit ertragbarem Verlust für die Kühlleistung über eine kurze Strecke entfallen. Die innere Kühlzellenwand würde als Liner durchgeführt, aber wie derzeit auch das Stahlcontainment beim Konvoi-Reaktor durch einen verschraubten Zugang unterbrochen. Eine Öffnung in der äußeren Stahlbeton-Außenwand kann durch Betonfertigteile, wie bereits beschrieben (vgl. [52], [63]) verschlossen werden. Die Fragment-Schutzwand im Containment-Inneren vor dem Liner, generell ausgeführt in Stahlbetonfertigteilen, kann abschnittsweise im Bereich der notwendigen Öffnung ab- und wieder aufgebaut werden.

4. Durchgeführte Standsicherheitsnachweise

4.1 Gesamt-Containment und Aufbau der Außenwand

Die im vorliegenden Bericht untersuchte Containment-Variante (Bild 1) geht von einer Zylinderschale mit einem Außenradius von 29.60 m und einer Höhe von über 41.00 m aus. Darauf stützt sich ein Rotationsellipsoid mit einer Höhe von ca. 24.60 m ab. Die Wanddicke im Bereich der Zylinderschale beträgt 1.80 m, ebenso im Bereich der Kuppel. Die Bodenplatte des Innenraums wird 2.00 m dick angenommen, die Sohlplatte etwa 4.00 m. Die Dicke des Schutzzyinders um das Druckgefäß ist mit 2.00 m abgeschätzt, die Kegelschale um den Corecatcher mit 3.00 m.

Die Dicke der Schutzwand aus vorgefertigten Betonelementen soll 70 cm betragen, die Kühlkästen mit Dichtliner sind etwa 80 cm dick.

4.1.1 Flugzeugabsturz

Aus einer Reihe von Untersuchungen in unserem Hause ist bekannt, daß die geplanten Wanddicken für die in Deutschland nach KTA-Regelentwurfsvorschlag 2203 geforderten Nachweise gegen den Absturz eines Phantom RF-4E-Flugzeugs mit 20 t Masse und einer Auftreffgeschwindigkeit von 215 m/s ausreichend sind. Mit der vorgesehenen Bewehrung können sowohl die globalen, als auch die lokalen Auswirkungen eines Flugzeuganpralls beherrscht werden.

4.1.2. Erdbebennachweis (Anlage A)

Für das alternative Containment wurde ein Erdbebennachweis für das Bemessungserdbeben - früher Sicherheitserdbeben - analog zu den Untersuchungen für die Reaktorgebäude des Konvoi-Typs geführt. Es wurde darauf geachtet, daß die Ergebnisse weitgehendst standortunabhängig sind.

4.1.2.1 Ausgangswerte

- Baugrundkennwerte -

Hinsichtlich des Baugrundes waren Annahmen zu treffen, welche die Bandbreite möglicher Böden umfaßt, die als Baugrund für exponierte Projekte wie Kernkraftwerke als geeignet angesehen werden können. Es wurden daher drei Varianten zur Abschätzung minimaler und maximaler Baugrundsteifigkeiten in Form eines mitteldicht gelagerten Sandes, eines sehr stark verdichteten Kiesbodens und eines Felsbodens betrachtet mit folgenden dynamischen Kennwerten:

Baugrund 1 (Sand):

$$G = 5.0 \cdot 10^4 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Schubmodul}$$

$$\nu = 0,4 \quad \text{Querdehnzahl}$$

Baugrund 2 (stark verdichteter Kies):

$$G = 5.0 \cdot 10^5 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Schubmodul}$$

$$\nu = 0,3 \quad \text{Querdehnzahl}$$

Baugrund 3 (Fels):

$$G = 5.0 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Schubmodul}$$

$$\nu = 0,2 \quad \text{Querdehnzahl}$$

Die innere Bodendämpfung (Hysterese) wurde auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt.

- Baustoffkennwerte -

Im Rahmen einer linearen Schwingungsberechnung für den Lastfall Bemessungserdbeben können die dynamischen Kennwerte für den Baustoff Stahlbeton wie folgt angesetzt werden:

$E = 3.0 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2$	Elastizitätsmodul
$\nu = 0.2$	Poissonzahl
$\gamma = 25.0 \text{ kN/m}^3$	spez. Gewicht
$D = 7\%$	Materialdämpfung

- Erdbebenanregung -

Die Erdbebenanregung wird nach dem Antwortspektrum des Regulatory Guide 1.60 der USAEC angenommen. Dieses standortunabhängige Spektrum wurde bereits der Auslegung der Konvoi-Linie zugrundegelegt. Als horizontale Grundbeschleunigung für das Bemessungserdbeben wurde 2.10 m/s^2 angesetzt, was den Verhältnissen am Standort Philippsburg entspricht. Für die vertikale Anregung gelten die halben Werte. Bei einer größeren Grundbeschleunigung müßten die Schnittgrößen entsprechend erhöht werden.

4.1.2.2 Modellabbildung und Rechenverfahren

- Modellabbildung -

Zur Analyse des Schwingungsverhaltens und zur Ermittlung der Erdbebenschnittgrößen des Reaktorgebäudes mit alternativem Containment wurde ein Rechenmodell entwickelt, mit dem eine dynamische Finite-Element-Berechnung durchgeführt werden kann. Da es sich bei dem vorliegenden Konzept noch nicht um einen technischen Entwurf handelt, in dem sämtliche Abmessungen festliegen und die Lastannahmen genau spezifiziert sind, wurden bei der Modellierung Annahmen getroffen, die hinsichtlich der dynamischen Erdbebenauswirkungen hinreichend auf der sicheren Seite liegen. Die Massen und Steifigkeiten der Innenstruktur des Reaktorgebäudes wurden näherungsweise wie bei den Reaktorgebäuden der Konvoi-Linie angenommen. Das Gesamtgewicht des Gebäudes wurde zu 1978 MN abgeschätzt. Die einzelnen aussteifenden Gebäudestrukturen wurden durch Ersatzbalken modelliert, die hinsichtlich der Biege- und Schubsteifigkeiten sowie der Massenbelegung mit dem geplanten Gebäude übereinstimmen. Wie die Erfahrungen aus vergleichbaren Berechnungen in unserem Hause belegen, ist diese Art der Modellierung als sog. Stimmgabelmodell sehr gut dazu geeignet, die globalen dynamischen Erdbebenschnittgrößen zutreffend zu berechnen. Eine

detailliertere Modellierung wäre für die Ermittlung von Komponentenbelastungen im Erdbebenlastfall erforderlich.

- Rechenverfahren -

Die dynamischen Berechnungen für den Lastfall Bemessungserdbeben erfolgten nach dem Verfahren der Modalen Analyse. Dabei wird zunächst das ungedämpfte Eigenwertproblem gelöst und anhand der so ermittelten Eigenformen und -frequenzen die zugehörigen modalen Dämpfungen berechnet. Diese sind nach KTA 2201.1 auf Werte von 15% in horizontaler und auf 30% in vertikaler Richtung zu beschränken. Im vorliegenden Fall wurden sie, um auf der sicheren Seite zu liegen, auf 7% und 15% beschränkt. Für die einzelnen Eigenfrequenzen und die zugeordneten modalen Dämpfungen wurden mit den Beschleunigungen aus dem vorgegebenen Bodenspektrum die dynamischen Analysen für die einzelnen Eigenformen durchgeführt. Die Anteile an den resultierenden Verformungen und Schnittgrößen richten sich nach ihren Beteiligungsfaktoren, die Überlagerung zur Gesamtantwort erfolgte nach der Methode der quadratischen Mittelwertbildung, d.h. es wurde die Wurzel der Summe der Quadrate der einzelnen Anteile errechnet.

4.1.2.3 Ergebnisse

Für die drei genannten Varianten wurden Eigenfrequenzanalysen durchgeführt und die dynamischen Schnittgrößen errechnet (vgl. Anlage A). Exemplarisch werden im folgenden die Ergebnisse für die Variante 2 - stark verdichteter Kiesboden - angegeben.

Die Grundfrequenzen für Horizontal- und Vertikalschwingungen f_h und f_v betragen:

Horizontalschwingungen:

$$\begin{aligned} f_{h,1} &= 1,44 \text{ Hz} \\ f_{h,2} &= 4,30 \text{ Hz} \end{aligned}$$

Vertikalschwingungen:

$$f_{v,1} = 3,13 \text{ Hz}$$

Die maximalen, auf das Fundament bezogenen Schnittkräfte betragen:

max M = 22330 MNm	Biegemoment
max Q = 512 MN	Querkraft
max V = 352 MN	Vertkalkraft

Unter Annahme einer Sohlplatte von 29.6 m Radius tritt demnach in der Sohlfuge folgende extreme Randspannung auf :

$$\min \sigma = -1.93 \text{ MN/m}^2 \quad \text{größte Randdruckspannung}$$

Die Gleitsicherheit beträgt bei einem angenommenen Winkel der inneren Reibung des Baugrundes von $\varphi = 30^\circ$ ohne Berücksichtigung des günstig wirkenden passiven Erddruckanteils mindestens $\eta_g = 2.1$.

4.1.3. Statischer Innendruck (Anlage C)

Für den statischen Innendruck von 18 bar Überdruck bei der Nachwärmeabfuhr, der die äußere Wand beaufschlägt, ergibt sich aus den Nachweisen eine erforderliche Ringbewehrung von ca. 470 cm²/m aus Sonderstahl St 1100, die auch für die dazu orthogonale Richtung vorgesehen wird.

4.1.4 Detonations-Beanpruchung der Außenwand

4.1.4.1 Ermittlung eines Bemessungsansatzes (Anlage B)

Zur Analyse von Strukturen des Reaktorgebäudes auf Beanspruchungen durch Druck-Zeit-Verläufe aus Wasserstoffdetonation sollte ein repräsentativer Belastungsansatz entwickelt werden. Dabei sollten globale und lokale Einwirkungen beachtet werden und der Einfluß anderer charakteristischer Größen wie Druckspitzen und Impuls untersucht werden.

Seitens des KfK wurden für verschiedene Zündorte im Reaktorgebäude mit Hilfe eines Rechencodes [62] Druck-Zeitverläufe an ca. 300 verschiedenen Stellen im Gebäude errechnet und gespeichert. Für den Zündpunkt in der Mitte des Containments, d.h. für den Fall C, der als maßgebend erkannt wurde, stellte BREITUNG (KfK) die entsprechenden gespeicherten Daten für 290 Gebäudepunkte zur weiteren Auswertung zur Verfügung.

Von den einzelnen Druck-Zeit-Verläufen wurden jeweils Antwortspektren für verschiedene Dämpfungen errechnet und anschließend die einhüllenden Spektren aller 290 Gebäudepunkte ermittelt. Da für das Containment von einer Strukturdämpfung von mindestens 2% ausgegangen werden kann, wurde das zugehörige einhüllende und geglättete Spektrum als Grundlage gewählt. Anschließend wurde eine Belastungsfunktion entwickelt, dessen Antwortspektrum wiederum das o.g. Spektrum einhüllt. Die so ermittelte Belastungsfunktion

ist repräsentativ für den Lastfall Wasserstoffdetonation und kann für die weiteren Berechnungen verwendet werden.

Ein typischer Druck-Zeitverlauf ist in Bild 9 dargestellt, ebenso das daraus ermittelte Antwortspektrum und das geglättete einhüllende Spektrum für sämtliche Gebäudepunkte.

Der aus dem geglätteten einhüllenden Antwortspektrum abgeleitete repräsentative Druck-Zeitverlauf ist in Bild 10 dargestellt. Der Spitzendruck von 8,4 MPa (84 bar) steht bis zur Zeit 3,0 ms an und fällt dann bis zur Zeit 3,5 ms auf den adiabatischen, isochoren, vollständigen Verbrennungsdruck (AICC-Druck) von 1,35 MPa (13.5 bar) ab, der über längere Zeit als konstant angenommen werden kann.

4.1.4.2 Dynamische Berechnungen (Anlage C)

Zum Nachweis der Integrität der äußeren Betonschale des Containment-Entwurfes für diesen Lastfall wurden dynamische Berechnungen durchgeführt und dabei sowohl die Beanspruchungen und Verformungen bei einer Detonation mit globaler Auswirkung, d.h. bei einer Beaufschlagung der gesamten Containmentkuppel, als auch für lokale Auswirkungen, d.h. für eine örtlich begrenzte Belastung analysiert.

Untersuchung mit nichtlinearem Einmassenschwinger:

Mit Hilfe dieses einfachen Rechenmodells kann gezeigt werden, daß die o.g. dynamischen Belastungen vom Containment aufgenommen werden können. Die beaufschlagte Struktur läßt sich auf einen Einmassenschwinger übertragen, dessen Federungscharakteristik, entsprechend dem Verformungsverhalten der Stahlbetonkonstruktion, nichtlinear ist. Ausgegangen wurde von einem 1.80 m dicken Stahlbetonring der, auf der sicheren Seite liegend, den zylindrischen Bereich des Containments repräsentiert. Als Belastung wurde sowohl der Druckverlauf nach Bild 10 mit einem Spitzenwert von 84 bar, als auch ein konstanter AICC-Druck von 13.5 bar angesetzt. Für diese Lastfälle verformt sich die Bewehrung plastisch, jedoch liegen die maximalen Dehnungen nur bei ca. 1% und sind für den vorgesehenen Sonderstahl zulässig. Die maximale Auslenkung des Containments beträgt dabei ca. 28 cm.

Untersuchung mit nichtlinearem FE-Modell:

Zur Verifizierung obiger Ergebnisse wurden ergänzende stofflich nichtlineare dynamische Berechnungen mit dem Finite-Element-Programm ADINA durchgeführt.

In der Anlage C ist die Diskretisierung des Containments, bestehend aus Zylinder- und Kegelschale dargestellt. Das Modell bildet die 1.80 m dicke äußere Betonschale ab,

berücksichtigt aber die Massenbelegung des gesamten Verbund-Containments. Die innere Belastung - maßgebend für die Auslegung ist der Lastfall H_2 -Detonation - wird über die innere Betonwandung und die Stahlkühlzellen mit Dichtliner auf die äußere Umhüllung übertragen. Das Rechenmodell besteht aus 960 Knoten und 920 Schalenelementen. Die Zahl der Freiheitsgrade beträgt 5520. Die Kreisplatte mit Zylinder, die den oberen Abschluß der Kuppel bildet, wird durch Balkenelement mit entsprechend großen Steifigkeiten simuliert.

In der Analyse wurde die zeitliche Integration nach dem Verfahren von Newmark durchgeführt. Das Zeitinkrement beträgt für die ersten 20 Schritte 0.5 ms und für die weiteren Schritte 2 ms. Es wurde bis zu einer Zeit von 0.2 s gerechnet. Die Berechnungen berücksichtigen sowohl angepasste nichtlineare Materialbeschreibungen, als auch geometrische Nichtlinearitäten. Die Abbildung des Werkstoffes Stahlbeton erfolgte mit einem bilinearen, elasto-plastischen Materialmodell mit Fließbedingungen nach von Mises, wobei auf der sicheren Seite liegend der Verzerrungs-Verfestigungs-Modul zu Null gesetzt wurde. Die Aufbereitung und graphische Darstellung der Ergebnisse wurde mit einigen nachgeschalteten Programmen durchgeführt.

Es wurden folgende Materialkennwerte zugrundegelegt:

Beton B35:

$E_0 = 34000 \text{ MPa}$	Elastizitätsmodul
$\nu = 0.2$	Querdehnzahl
$\beta_c = 35.0 \text{ MPa}$	Zylinderdruckfestigkeit
$\beta_z = 3.5 \text{ MPa}$	Zugfestigkeit

Sonderstahl St 1100:

$E_0 = 210000 \text{ MPa}$	Elastizitätsmodul
$\beta_s = 1100.0 \text{ MPa}$	Streckgrenze
$\beta_z = 1350.0 \text{ MPa}$	Zugfestigkeit
$\epsilon_u = 3\%$	Versagensdehnung

Normalstahl St 500:

$E_0 = 210000 \text{ MPa}$	Elastizitätsmodul
$\beta_s = 500.0 \text{ MPa}$	Streckgrenze
$\beta_z = 550.0 \text{ MPa}$	Zugfestigkeit
$\epsilon_u = 5\%$	Versagensdehnung

Es wurden zwei Lastfälle untersucht. Im ersten Lastfall wurde der gesamte Bereich der Kuppel mit dem repräsentativen Druckverlauf nach Bild 10 beaufschlagt, was etwa einer Zündung in der Mitte des Containments entspricht, während im zweiten Lastfall dieser Druckverlauf nur örtlich im Übergangsbereich Zylinder - Kuppel auf eine reduzierte Fläche von ca. 40 m² aufgebracht wurde, um lokale Auswirkungen infolge unmittelbar benachbarter Zündung studieren zu können. Die übrigen Containment-Bereiche wurden jeweils mit dem AICC-Druck belastet.

Die Ergebnisse bestätigen, daß das vorgeschlagene alternative Containment die spezifizierten Lasten aus Wasserstoffdetonation aufnehmen kann. Zwar wird die Bewehrung plastisch verformt, die Dehnungen liegen jedoch im Bereich von ca. 1% und sind sicher für derartige Lastfälle, die einen äußerst seltenen oberen Grenzwert darstellen, zulässig. Im Lastfall Detonation mit lokaler Auswirkung kommt es zunächst zu einer ausgeprägten Beulenbildung im unmittelbar getroffenen Bereich (Bild 11), jedoch klingt diese örtliche Störung rasch ab und ist zu Beginn der Plastifizierung der Struktur nach ca. 0.5 s nicht mehr signifikant. Die maximale Verformung des Containments beträgt 28.3 cm nach 0.11 s. Es wird auf die sehr gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen der nichtlinearen Einmassenschwinger-Berechnung verwiesen.

4.2 Innere Schutzwand

Die innere Schutzwand wird durch fliegende Fragmente und durch die Detonationsdruckwelle beaufschlagt.

4.2.1 Fliegende Fragmente

Voruntersuchungen haben gezeigt, daß bei platzenden Behältnissen bzw. Rohren "Hard missiles" mit Fluggeschwindigkeiten von etwa 300 - 400 m/s erwartet werden müssen. Diese erzeugen, wie Überschlagsberechnungen gezeigt haben, Schockwellen mit hydrostatischen Drücken im Beton von etwa 30 kbar über wenige Zentimeter Dicke von der Oberfläche aus gemessen. Diese zerstören die Schutzwände jedoch mit Sicherheit nicht. Vorläufig wurden in Schockexperimenten sogenannte Hugoniot-Kurven bestimmt (Bilder 12 und 13), welche die notwendigen stoffgesetzlichen Voraussetzungen für eine analytische Verfolgung dieser hohen Drücke erlauben und insbesondere die Ermittlung einer sinnvollen Bügelbewehrung ermöglichen. Letzteres ist jedoch im Rahmen einer Machbarkeitsstudie derzeit nicht weiter wichtig.

4.2.2 Detonationsbeanspruchung (Anlage D)

Die Schutzwand wurde für eine Last-Zeitfunktion nach Bild 10 Vorbemessen. Es wurde eine Berechnung und Bemessung für eine Bauteildicke von 70 cm und 2.00 m Stützweite durchgeführt. Durchlaufwirkungen über den Stützen wurden nicht berücksichtigt. Als Biegebewehrung wurden je 100 cm²/m aus Sonderstahl St 1100 innen und außen vorgesehen. Als Schubbewehrung sind 100 cm²/m² Stahl IV geplant. Die Betongüte beträgt B55.

4.2.2.1 Statische Berechnung

Unter dem anzunehmenden statischen Druck bei H₂-Detonation von 70 bar ist eine Biegebewehrung von ca. 70 cm²/m aus Sonderstahl St 1100 erforderlich.

4.2.2.2 Dynamische Berechnung

- mit nichtlinearem Einmassenschwinger -

Anhand dieses einfachen Rechenmodells kann gezeigt werden, daß die 70 cm dicke Schutzwand (Bild 3) die dynamischen Belastungen aus H₂-Detonation aufnehmen kann. Ferner läßt sich nachweisen, daß auch drei unmittelbar aufeinander folgende Druckspitzen, die im zeitlichen Abstand der Eigenschwingzeit der Schutzwand aufeinander folgen, aufgenommen werden können. Die plastischen Dehnungen betragen maximal ca. 2% und bleiben damit im zulässigen Bereich.

- mit nichtlinearem FE-Modell -

Zur Ermittlung der dynamischen Beanspruchungen der Betonschutzwand wurden nichtlineare Finite-Element-Berechnungen mit dem Programm ADINA durchgeführt. Als maßgebende Belastung wurde wieder der Druckverlauf nach Bild 10 angesetzt.

Die Abbildung des Werkstoffes Beton erfolgte mit einem speziellen, selbst entwickelten Materialmodell. Es berücksichtigt insbesondere die Ribbildung nach Überschreiten der Zugfestigkeit. Während der Berechnung erfolgt in jedem Last- oder Iterationsschritt eine Überprüfung der Spannungen. Ist die größte Hauptspannungskomponente - Zugspannungen positiv - größer als die Zugfestigkeit des Betons, wird sie zu Null gesetzt und die Auswirkung dieser Spannungslösung auf die beiden anderen Hauptrichtungen unter Berücksichtigung der Querdehnungen übertragen. Danach werden auch die beiden übrigen Hauptspannungskomponenten überprüft. Das verwendete Ribmodell ist ein sogenanntes "Rotated Crack Model", in dem der erste Rib immer senkrecht zur größten Hauptdehnung angenommen wird und insgesamt bis zu drei orthogonale Risse auftreten können. Ist einmal die

Zugfestigkeit überschritten worden, wird dies in der sog. "Element-History" vermerkt und in späteren Berechnungsschritten in dem jeweiligen Integrationspunkt eine Zugspannung in der entsprechenden Richtung ausgeschlossen. Ein Riß kann sich jedoch in Abhängigkeit der Last auch wieder schließen und Druckspannungen übertragen.

Zum Aufbau der Systemsteifigkeitsmatrix werden für gerissene Elemente spezielle Spannungs-Dehnungs-Matrizen verwendet. Bei gerissenen Elementen wird die Schubsteifigkeit mit einem konstanten Faktor η reduziert, wobei unterschiedliche Faktoren verwendet werden für Elemente mit offenen und wieder geschlossenen Rissen.

In den FE-Berechnungen wurden für den Beton B55 folgende Kennwerte verwendet:

$E_0 = 39000 \text{ MPa}$	Elastizitätsmodul
$\nu = 0.2$	Querdehnzahl
$\beta_c = 55.0 \text{ MPa}$	Zylinderdruckfestigkeit
$\beta_z = 5.5 \text{ MPa}$	Zugfestigkeit
$\eta_0 = 0.2$	Schubsteifigkeitsfaktor bei offenen Rissen
$\eta_c = 0.8$	Schubsteifigkeitsfaktor bei wieder geschlossenen Rissen

Für den Sonderstahl St 1100 und den Normalstahl St 500 sind die angenommenen Materialkennwerte bereits unter Punkt 4.1.4.2 zusammengestellt.

Der Bewehrungsstahl wurde wie der Beton durch Kontinuumselemente diskretisiert, die als zweites Netz über den Beton gelegt werden. Hierbei werden die einzelnen Bewehrungsstäbe über das Element "verschmiert" betrachtet. Innerhalb eines Elementes wird in Abhängigkeit der Orientierung der enthaltenen Bewehrungselemente ein orthogonales Koordinatensystem definiert, für dessen einzelne Richtungen jeweils voneinander unabhängige einaxiale Steifigkeiten und nichtlineare Spannungs-Dehnungs-Beziehungen eingeführt werden. Die Elemente besitzen keinerlei Schubsteifigkeit. Aus den in Richtung der Bewehrung transformierten Elementdehnungen ϵ_{elem} werden die spannungswirksamen Dehnungen ϵ_{eff} und daraus für jede Richtung i aus den einaxialen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen die Stahlspannungen bestimmt.

Die Berechnungen ergaben, daß eine innere und äußere Bewehrung von je $100 \text{ cm}^2/\text{m}$ aus Sonderstahl St 1100 und eine Schubbewehrung von $100 \text{ cm}^2/\text{m}^2$ Stahl IV erforderlich sind, um die spezifizierten dynamischen Kräfte aufzunehmen. Die Betongüte muß wegen örtlich großer Druckspannungsspitzen mindestens B 55 betragen.

Die Verformungen wurden für unterschiedliche Zeiten errechnet, die maximalen Durchbiegungen betragen ca. 6.3 mm.

Aufgrund dieser Nachweise wurde schließlich ein Entwurf gewählt, wie ihn Bild 3 prinzipiell zeigt. Statt der außenliegenden Bewehrung wurde ein Blech der Dicke 10 mm gewählt, welches mit sogenannten "Studs" befestigt und für Horizontalzug entsprechend einem Bogentragwerkmodell verankert ist. Außerdem werden Bügel vorgesehen. An der Innenseite wird ebenfalls ein Blech u. a. zur Verhinderung des "Spalling Effekts" angeordnet.

4.3 Stahlkühlzellen mit Liner (Anlage E)

Die Stahlkühlzellen (Bild 3) bestehen aus einem 10 mm dicken dichtverschweißten Linerblech aus Stahl 15 MnNi 6 3, wie er bereits mehrfach in Kernkraftwerken, so auch in denen der Konvoi-Linie, eingesetzt wurden. Das Blech kann entweder eben oder tonnenförmig mit einem Stich von etwa 10 cm (vgl. Anlage E) ausgebildet werden. Das Linerblech stützt sich alle 40 cm auf Stützrippen ab, die ihrerseits ebenfalls 10 mm dick und 800 mm lang und alle 480 mm durch horizontale Aussteifungen stabilisiert sind. Diese Rippen bilden mit dem Linerblech und einem etwa 8 mm dicken Stahlblech, das an der Innenseite der Containment-Außenwand anliegt, geschlossene Kammern, in denen im Falle eines Kernschmelzunfalls die Außenluft zirkulieren und mit passiven Mitteln die Nachzerfallswärme abgeführt werden kann.

Es wurden folgende statische Lastfälle untersucht:

$p = 18 \text{ bar}$	Druck bei Nachwärmeabfuhr
$T = 200 \text{ °C}$	Temperatur bei Nachwärmeabfuhr
$p = 70 \text{ bar}$	Druck bei Wasserstoffdetonation

Für das Linerblech aus Stahl 15 MnNi 6 3 kann für Blechdicken $\leq 38 \text{ mm}$ bei Raumtemperatur eine garantierte Zugfestigkeit von $R_m = 510.0 \text{ MPa}$ angesetzt werden. Die garantierte Streckgrenze beträgt $R_{p0.2} = 370.0 \text{ MPa}$. Da die Zugfestigkeit mit steigender Temperatur abnimmt, wurde bei den Nachweisen nur eine reduzierte Zugfestigkeit von 410.0 MPa als zulässig angenommen.

Das Linerblech wirkt wie eine Membran mit Zugspannungen, die für $p = 18 \text{ bar}$ bei der ebenen Ausführung 72 MN/m^2 und bei der gekrümmten Ausführung 45 MN/m^2 erreichen. Für $p = 70 \text{ bar}$ betragen die Zugspannungen 280 MN/m^2 resp. 175 MN/m^2 . Für die Variante als Biegekonstruktion mit gewelltem Innenblech beträgt die maximale plastische Dehnung bei einem Impuls von 5 kPas ca. 7%.

Die Beulsicherheit der Stützrippen konnte auf der Basis der gültigen Stahlbaunorm nachgewiesen werden.

Die Rückverankerung der Kühlkästen in der Außenschale erfolgt über entsprechend dimensionierte Bolzen, die an das hintere Abschlußblech angeschweißt werden und gegebenenfalls mit Bewehrung rückgehängt werden.

4.4 Umgebung des Reaktordruckbehälters und Corecatcher (Anlage F)

Der RDB-Raum wird von einem Kreiszyylinder mit 10.0 m Innendurchmesser und 2.0 m Wandstärke umschlossen. Die Zylinderhöhe wird zu ca. 17.0 m angenommen. Etwa auf halber Höhe befinden sich Öffnungen zur Druckentlastung, darunter ist die Innenwand mit feuerfester Keramik verkleidet. Unter diesem Raum befindet sich der Corecatcher-Raum, in dem im Falle eines Kernschmelzunfalls die Schmelze aufgefangen wird. Den oberen Abschluß bildet ein Stahlbeton-Bodengitter, das als massiver Trägerrost ausgebildet wird. Pro Richtung sind drei sich kreuzende Stahlbetonscheiben von 85 cm Dicke und 4.00 m Höhe vorgesehen, die im Abstand von je 1.00 m angeordnet werden. Die gesamte Öffnungsfläche beträgt ca. 20.0 m². Oberhalb dieses Kreuzwerkes verläuft der Liner aus einem 8 mm dickem Stahlblech.

Bei einem Kernschmelzunfall unter hohem Systemdruck (**HD-Pfad**) fließt die Schmelze in den unteren Teil des Reaktordruckbehälters und sammelt sich dort. Infolge des Zusammenwirkens von hohem Druck und hohen Temperaturen kann ein Kalottenstück oder die gesamte untere Kalotte des Reaktordruckbehälters (RDB) versagen und nach unten beschleunigt werden (Bilder 6 und 7). Als Reaktion darauf würde der verbleibende Teil des RDB eine Beschleunigung nach oben erfahren, wenn er nicht durch seine Aufhängung an dieser Bewegung gehindert werden kann.

Für die Auslegung der RDB-Verankerung wurde in Berechnungen von JACOBS [18], [19] eine Kraft von 300 MN ermittelt, die in der Betonkonstruktion rückzuverankern ist. Die Übertragung der Last vom RDB zum Betonaufleger läßt sich durch eine verstärkte Stahlkonstruktion bewerkstelligen. Nach Abschätzungen der MPA Stuttgart ist bereits bei der heutigen Ausbildung der RDB-Aufhängung unter Einbeziehung der Rohrstützen eine Kraft von ca. 300 MN im Grenzfall übertragbar. Für den Lastfall "seitliches Anschlagen" des RDB an die Zylinderwandung wurde eine horizontale Ersatzkraft von 70 MN abgeschätzt. Des weiteren muß die gesamte Umgebung des RDB gegen den Systemdruck ausgelegt werden, der bei einem Kernschmelzunfall ansteht. Dieser Druck beträgt nach derzeitigem Kenntnisstand 30 bar im Reaktorraum und 20 bar im Corecatcher-Raum.

Im Falle einer Behälter-Dampfexplosion (SE-Pfad) wird die untere Kugelkalotte des RDB nach unten geschleudert und belastet das Bodengitter stoßartig. Die dabei freigesetzte kinetische Energie beträgt 300 MJ und muß vom Trägerrost aufgenommen werden.

Die durchgeführten statischen und dynamischen Berechnungen zeigen, daß die Strukturen mit den vorgesehenen Abmessungen und Bewehrungsmengen in der Lage sind, die Beanspruchungen bei einem Kernschmelzunfall aufzunehmen. Dazu genügen für die Außenwand des Reaktorraumes horizontal und vertikal je 210 cm²/m Sonderstahl St 1100. Für den Corecatcher-Raum sind 140 cm²/m erforderlich. Das Bodengitter unter dem RDB kann mit 62 Stäben St 1100 mit $d = 28$ mm so bewehrt werden, daß die plastischen Dehnungen nur ca. 2.4% betragen, ein Wert, der heute schon nach den einschlägigen Regelwerken für wesentlich wahrscheinlichere Ereignisse wie etwa Flugzeugabsturz zulässig ist.

5. Zusammenfassung und Ausblick

In enger Zusammenarbeit mit dem Kernforschungszentrum Karlsruhe wurde in drei Stufen ein grundlegendes Konzept für ein alternatives Containment erarbeitet. Nach den bisher gewonnenen Erkenntnissen kann offensichtlich ein Druckwasser-Reaktor so ausgebildet werden, daß auch bei schweren Kernschmelzunfällen eine Beeinträchtigung der Umgebung weitgehend ausgeschlossen werden kann.

In der vorliegenden Stufe 3 wird die Integrität der Strukturen der Containment-Außenwand, der inneren Schutzwand und der Stahlkühlzellen mit Dichtliner, sowie der RDB-Umgebung unter den spezifizierten Belastungen nachgewiesen.

Weitere Arbeiten sind aus unserer Sicht noch erforderlich zur Detaillierung des Wandaufbaus des Containments, insbesondere zur Optimierung der Stahlkühlzellen, sowie zum Studium der Durchdringungs- und Übergangsbereiche und der Materialschleuse.

Literatur

- [1] Eibl, J.: A new Containment Design for PWR's. SMIRT-Pre-Conference Seminar on Containment of Nuclear Reactors, UCLA - Los Angeles, CA(USA), August 9-11, 1989.
- [2] Hennies, H.H., Kessler, G., Eibl, J.: Improved Containment Concept for Future PWR. 5th Int. Conference on Emerging Nuclear Energy Systems. Karlsruhe SRG, July 3-6, 1989. World Scientific, 1989, 19-24.
- [3] Eibl, J.: Core Melt-Proof Containments for PWR-Reactors. Vortrag SANDIA, USA, März 1990.
- [4] Kuczera, B., Alsmeyer, H., Krieg, R., Eibl, J.: Considerations on Alternative Containment Concepts for Future PWR's. 2nd Int. Conf. on Containment Design and Operation, Toronto, Canada, October 14-17, 1990. Proc. Vol. 1 Session 4
- [5] Eibl, J.: Advanced PWR-Containments - Concept. Vortrag Kernforschungszentrum Karlsruhe, 20.06.90.
- [6] Eibl, J., Feyerabend, M., Kuczera, B., Alsmeyer, H.: Ergänzende bauliche Schutzmaßnahmen für Kernreaktoren - Vorstudie. Inst. für Massivbau TU Karlsruhe, Kernforschungszentrum Karlsruhe, Mai 1988.
- [7] Jacobs, H., Krieg, R.: Discussion of Steam Explosion Structural Consequences in German Pressurized Water Reactors. Third Int. Seminar on Containment of Nuclear Reactors, Los Angeles, CA(USA), August 10-11, 1989. Northern Illinois University, 1990, 321-31
- [8] GRS Köln: Deutsche Risikostudie Kernkraftwerke - Phase B : Eine zusammenfassende Darstellung. Gesellschaft für Reaktorsicherheit mbH, GRS-72, Köln, Juni 1989.
- [9] Battelle-Institut e.V. F/M : Voruntersuchung zum zukünftigen Bedarf an experimentellen Forschungsarbeiten auf dem Gebiet Containments unter Einbeziehung des Accident Management sowie zu den Realisierungsmöglichkeiten Arbeitsvorschlag für die GRS, Köln. Juni 1989.
- [10] Arbeitsgespräch BMFT. Bonn, 31.10.89.

- [11] Arbeitssitzung Kernforschungszentrum Karlsruhe. KfK, 12.12.89.
- [12] Arbeitssitzung Kernforschungszentrum Karlsruhe: F+E - Arbeiten zu einem Containmentkonzept für zukünftige DWR-Anlagen. KfK, 25.01.90.
- [13] Arbeitssitzung Kernforschungszentrum Karlsruhe: Containmentkonzepte für DWR-Anlagen der nächsten Generation. KfK, 16.02.1990.
- [14] Eibl, J., Hennies, H.-H., Kuczera, B.: Besuch der Sandia National Laboratories (SNL), USA, 06-07.03.90.
- [15] Arbeitsgespräch TU Karlsruhe: Wärmeabfuhr, Kamine, Wandaufbau. TU Karlsruhe, 06.03.90.
- [16] Arbeitsgespräch TU Karlsruhe: Wandaufbau, Containmentform. TU Karlsruhe, 18.04.90.
- [17] Arbeitssitzung Kernforschungszentrum Karlsruhe: Containmentkonzepte für DWR-Anlagen der nächsten Generation. KfK, 31.05.1990.
- [18] Arbeitsgespräch Kernforschungszentrum Karlsruhe: Ausströmvorgang RDB, Belastungen. KfK, 16.08.90.
- [19] Arbeitsgespräch Kernforschungszentrum Karlsruhe: Ausströmvorgang RDB, Belastungen. KfK, 06.09.90.
- [20] Arbeitsgespräch Kernforschungszentrum Karlsruhe: Wärmeentwicklung, Wärmeaufnahme und Wärmeabfuhr. KfK, 09.10.90.
- [21] Kessler, G.: Sicherheitskonzepte zukünftiger DWR. Interner Vortrag Kernforschungszentrum Karlsruhe, 19.10.90.
- [22] Hennies, H.-H.: Auslegung eines DWR-Containments zur Aufnahme der Belastung bei einem Kernschmelzunfall. Vortrag 22. Kraftwerkstechnisches Kolloquium, TU Dresden, 16.10.1990.
- [23] Arbeitsgespräch Kernforschungszentrum Karlsruhe: Filter für neue Containments. KfK, 30.10.90.

- [24] Arbeitsgespräch Kernforschungszentrum Karlsruhe: Core-Catcher, H₂-Detonationen. KfK, 12.11.90.

- [25] Arbeitssitzung Kernforschungszentrum Karlsruhe: Containmentkonzepte für DWR-Anlagen der nächsten Generation. KfK, 16.11.90.

- [26] Abolfadl, M.A., Theofanous, T.G.: An Assessment of Steam-Explosion-Induced Containment Failure. Part II : Premixing Limits. Nuclear Science and Engineering 97, 282-295 (1987).

- [27] Amarasooriya, W.H., Theofanous, T.G.: An Assessment of Steam - Explosion - Induced Containment Failure. Part III : Expansion and Energy Partition. Nuclear Science and Engineering 97, 296-315 (1987).

- [28] Brockmann, J.E. et al.: Conceptual Reactor Cavity Design for Accidental Mitigation. Sandia National Laboratories, Albuquerque, NM(USA). NUREG/CR-5169, SAND88-1192, May 1989.

- [29] Menaker, B.J., Allen, R.E., Painter, H.E.: Passive containment cooling for an advanced small pressurized water reactor. Presented at " Safety of next generation power reactors". Seattle, Washington, May 1-5, 1988, 523-527.

- [30] Karwat, H.: Ignitors to mitigate the Risk of Hydrogen Explosions - A Critical Review.

- [31] Lucas, G.E., Amarasooriya, W.H., Theofanous, T.G.: An Assessment of Steam-Explosion-Induced Containment Failure. Part IV : Impact Mechanics, Dissipation and Vessel Head Failure. Nuclear Science and Engineering 97, 316-326 (1987).

- [32] Sherman, M.P.: Hydrogen Flammability, Deflagration, Flame Acceleration and Detonation Work at SANDIA. Presentation to Prof.Dr. Kessler and Prof.Dr. Eibl. Sandia, August 22, 1989.

- [33] Theofanous, T.G., Najafi, B., Rumble, E.: An Assessment of Steam-Explosion-Induced Containment Failure. Part I : Probabilistic Effects. Nuclear Engineering and Science 97, 259-281 (1987).

- [34] Barbe, B., Costaz, J.L.: Design and Behaviour of French Containments. July 1989.

- [35] Turricchia, A.: Containment Design for Severe Accidents: Defense of Containment Basemat Integrity against Corium Attack. Ente Nazionale per L'Energia Elettrica, 9N0-2110-TNIU-0001, Roma, February 16, 1989.
- [36] U.S.Department of Energy: Overall Plant Design Descriptions VVER, Water- Cooled, Water-Moderated, Energy Reactor. DOE/NE-0084, Revision 1, October 1987.
- [37] Kasai, Y. (ed.): Demolition and Reuse of Concrete and Masonry. Volume I: Demolition Methods and Practice. Volume II: Reuse of Demolition Waste. Proc.Sec. Int.Symp. held by RILEM. Tokyo, Japan, Nov. 7-11,1988. Chapman and Hall, London : 1988.
- [38] Watzel, G. et al.: Technik und Kosten bei der Stilllegung von Kernkraftwerken nach Ende ihrer Einsatzdauer. Fortschritt-Berichte des VDI. Reihe 15 Nr.52. Düsseldorf: VDI-Verlag, 1987.
- [39] Sicherheitskriterien für Kernkraftwerke. Bundesanzeiger Nr. 206 vom 3.11.77.
- [40] Buschmann, W.: Die Beseitigung von stillgelegten Kernkraftwerken mit Druckwasserreaktoren am Beispiel des Kernkraftwerkes Obrigheim. Fortschritt-Berichte des VDI. Reihe 6 Nr.52. Düsseldorf : VDI-Verlag, 1978.
- [41] International Atomic Energy Agency: Factors Relevant to the Decommissioning of Land-Based Nuclear Reactor Plants. IAEA Safety Series No. 52, Vienna, 1980.
- [42] International Atomic Energy Agency: Decommissioning of Nuclear Facilities: Decontamination, Disassembly and Waste Management. IAEA Technical Reports Series No. 230, Vienna, 1983.
- [43] International Atomic Energy Agency: Methodology and Technology of Decommissioning Nuclear Facilities. IAEA Technical Reports Series No. 267, Vienna, 1986.
- [44] International Atomic Energy Agency: Decontamination and Demolition of Concrete and Metal Structures during the Decommissioning of Nuclear Facilities. IAEA Technical Reports Series No. 286, Vienna, 1988.
- [45] NUKEM GmbH, Hanau - Alfred Kunz GmbH: Beseitigung von Kernkraftwerken durch Absenken in den Untergrund. München, Jan. 1988.

- [46] Grundmann, H., Baseler, J., Hertle, R.: Zur Wirkung eines Erdbebens während des Absenkens eines stillgelegten Kernkraftwerkes. *Beton- und Stahlbetonbau* 85 (1990), pp.221-227.
- [47] Baehr, H.D., Schwier, K.: *Die thermodynamischen Eigenschaften der Luft*. Berlin, Göttingen, Heidelberg: Springer, 1961.
- [48] Stephan, K., Mayinger, F.: *Thermodynamik - Grundlagen und theoretische Anwendungen*. Bd. 1: Einstoffsysteme. Berlin, Heidelberg: Springer, 12.Aufl., 1986.
- [49] Gersten, K.: *Einführung in die Strömungsmechanik*. Studienbücher Naturwissenschaft und Technik, Band 20, 2.Aufl., Braunschweig, Wiesbaden: Vieweg, 1981.
- [50] Geiger, W., Langer, G.: *Dynamische Containment-Belastungen durch H₂-Explosionen: Festlegung realistischer Belastungsfunktionen*. Abschlußbericht des Battelle-Instituts zum Forschungsvorhaben für die GRS, Köln, März, 1984.
- [51] Eibl, J. u.a.: *Zur bautechnischen Machbarkeit eines alternativen Containments für Druckwasserreaktoren - Stufe 1 -*. Bericht Ingenieurbüro Eibl. Karlsruhe, Dezember 1990.
- [52] Eibl, J., Schlüter, F.H., Cüppers, H., Hennies, H.-H., Kessler, G., Breitung, W.: *Containments for Future PWR-Reactors*. 11. Conf. on Structural Mech. in Reactor Technology (SMIRT 11) Vol A. Tokyo, Japan, August 1991, 57-68.
- [53] Kessler, G., Breitung, W., Eibl, J.: *A new Generation of Pressurized Water Reactors*. IVBH-Kongress "Leben durch Bauen". Neu-Delhi, Indien, 1.-6. März 1992.
- [54] Eibl, J., Cüppers, H.: *Core Melt Proof Nuclear Reactor Containments - A New Generation -*. FIP-Symposium 1992, Budapest, Hungary, May 11-14, 1992.
- [55] Hennies, H.-H., Kessler, G.: *Improved Containment and Core-Catcher for Future LWRs and FBRs*. Int. Conf. on Emerging Nuclear Energy Systems (ICENES 91), LLNL, Monterey, CA, USA, June 16-21, 1991. *Fusion Technology*, 20 (1991) Part 2, 550-560.
- [56] Hennies, H.-H., Kessler, G., Kuczera, B., Eibl, J.: *An Improved Containment Concept for next Generation PWR-PLants*. IAEA, Technical Committee Meeting to review the Safety Features of new Reactor Designs, Vienna, November 11-15, 1991.

- [57] Breitung, W.: Conservative Estimates for Dynamic Containment Loads from Hydrogen Combustions. Smirt-Pre-Conference Seminar on Containment of Nuclear Reactors Shanghai, China, August 1991. SMIRT 11, Tokyo, Japan, August 1991.
- [58] Turricchia, A.: No Evacuation and no Land Contamination - A possible Goal for Future Reactor Containment Systems. ENEL, Italy, Rome, September 1991.
- [59] Eibl, J. u.a.: Zur bautechnischen Machbarkeit eines alternativen Containments für Druckwasserreaktoren -Stufe 2-. Bericht Ingenieurbüro Eibl. Karlsruhe, Dezember 1991.
- [60] Eibl, J., Schlüter, F.H., Klätte, T., Breitung, W., Erbacher, F., Göller, B., Krieg, R., Scholtyssek, J., Wilhelm, J.: An Improved Design Concept for Next Generation PWR Containments -.Fifth Workshop on Containment Integrity, Washington, DC, May 12-14, 1992. Nureg/CP-0120, 337-363
- [61] Krieg, R., Alsmeyer, H., Jacobs, G., Jacobs, H., Eibl, J., Schlüter, F.H., Klätte, T.: Extreme Loadings of Inner Structures of Next Generation PWR Containments -. Fifth Workshop on Containment Integrity, Washington, DC, May 12-14, 1992. Nureg/CP - 0120, 323-325
- [62] Breitung, W.: Wasserstoffverbrennung und Gebäudelasten bei schweren Kernreaktorunfällen, KfK-Nachrichten 24 (1992), S. 192-211

Zeichnungen zum Containment-Entwurf

- Bild 1:** Alternatives Verbund - Containment
 - Bild 2:** Nachwärmeabfuhr und Wandaufbau
 - Bild 3:** Wandaufbau Verbund-Containment mit Kühlzellen und Liner
 - Bild 4:** Wandaufbau - Ansicht von Innen
 - Bild 5:** Luftführung zum Filter im Kuppelbereich
 - Bild 6:** Reaktordruckgefäß mit Auffangkonstruktion
 - Bild 7:** Umgebung des Reaktordruckgefäßes - Belastungsannahmen
 - Bild 8:** Durchführung von Rohrleitungen mit Notfallanschluß
 - Bild 9:** Typischer Druck-Zeitverlauf und Antwortspektrum für H_2 -Detonation
 - Bild 10:** Repräsentativer Druck-Zeitverlauf für H_2 -Detonation
 - Bild 11:** Verformung der Containment - Außenhülle bei H_2 -Detonation
 - Bild 12:** Hugoniot - Kurven
 - Bild 13:** Typische Druckbelastung bei High-Velocity-Impact
- Übersichtszeichnung zum alternativen Containment für Druckwasserreaktoren

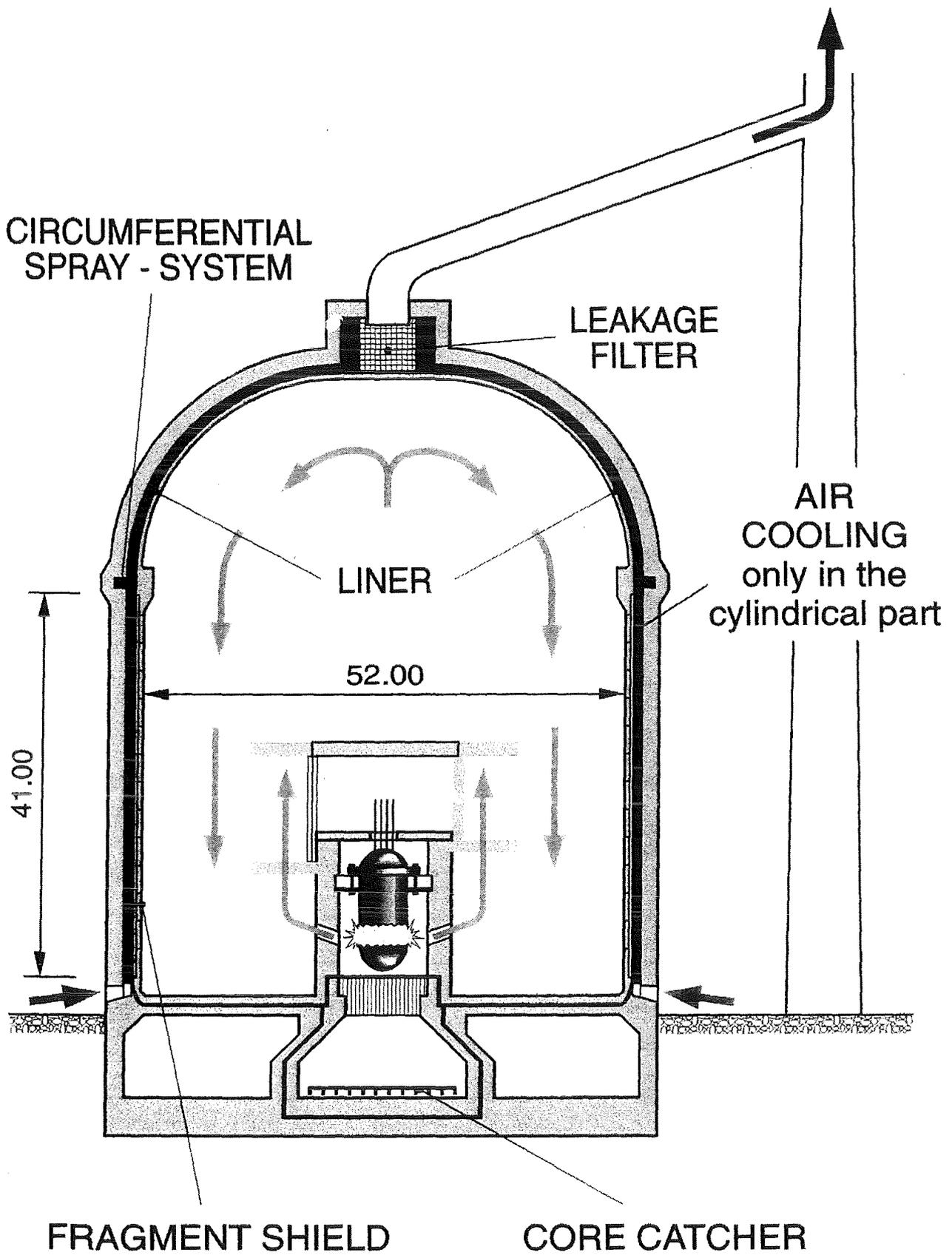


Bild 1: Alternatives Verbund-Containment

WALL DETAILS

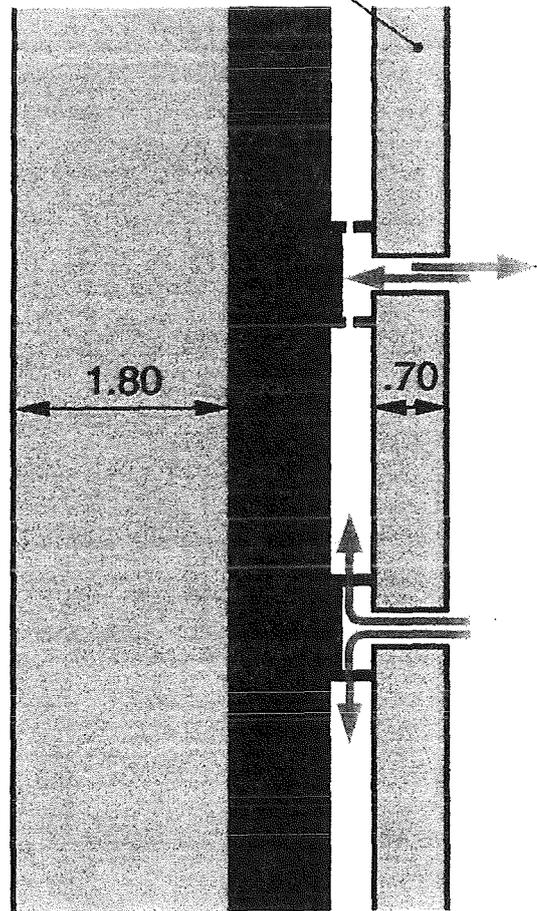
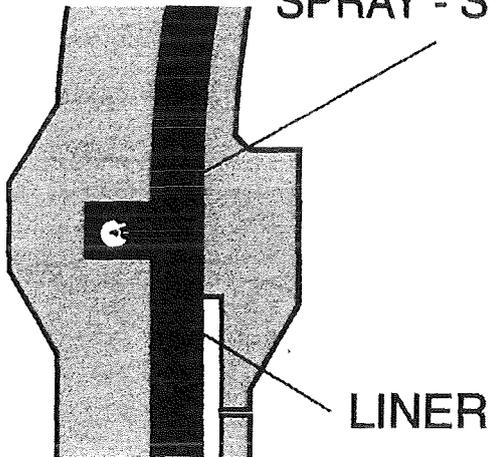
WALL

UPPER END OF CYLINDER

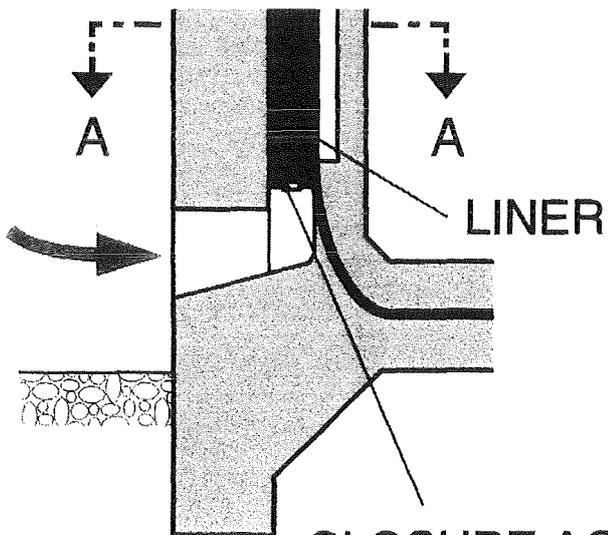
SECTION A - A

CIRCUMFERENTIAL SPRAY - SYSTEM

FRAGMENT SHIELD



BOTTOM END



WALL OF COOLING CELLS FORMING A LINER

CLOSURE AGAINST ENVIRONMENT
(under service conditions)

Bild 2: Nachwärmeabfuhr und Wandaufbau

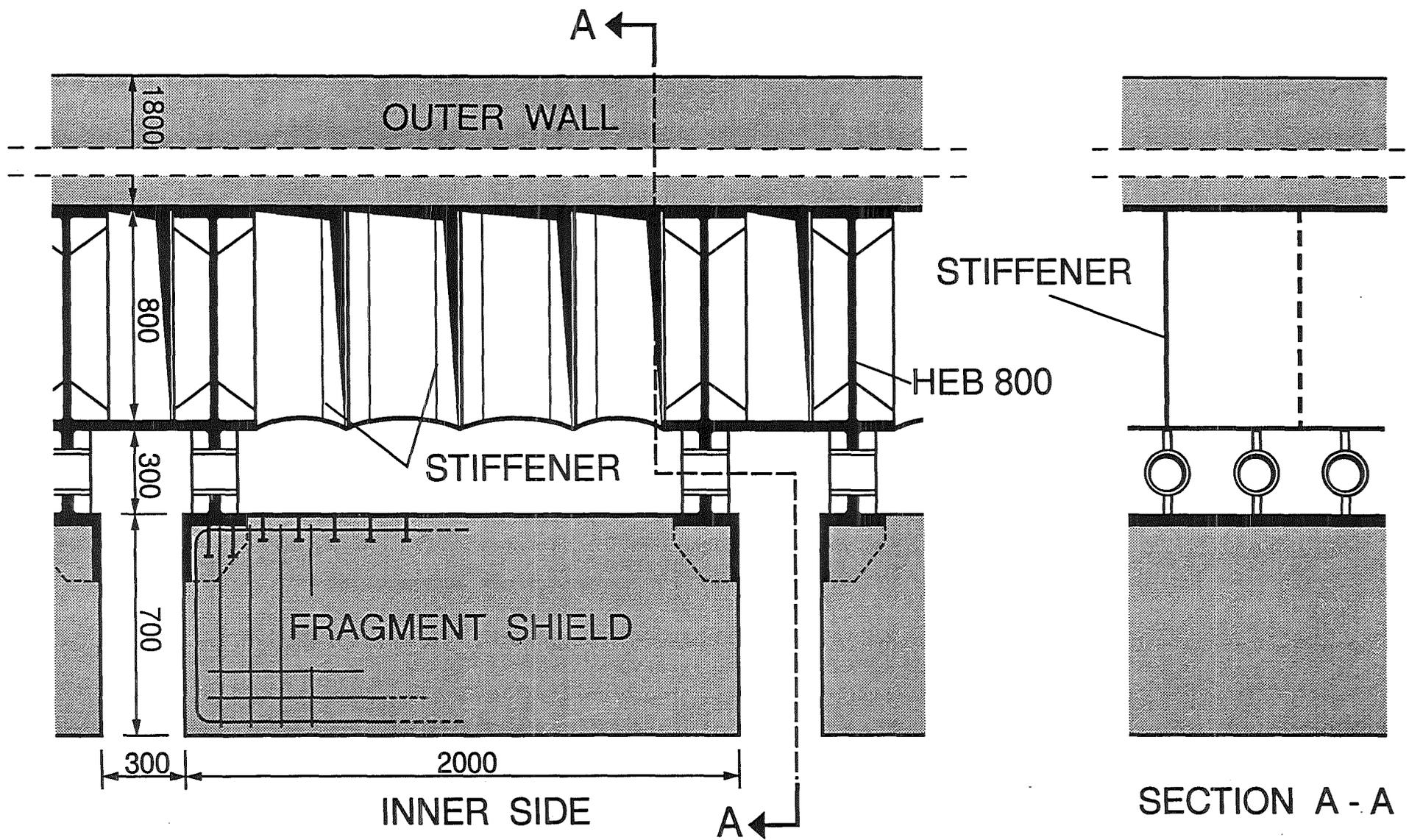


Bild 3: Wandaufbau Verbund-Containment mit Kühlzellen und Liner

WALL STRUCTURE

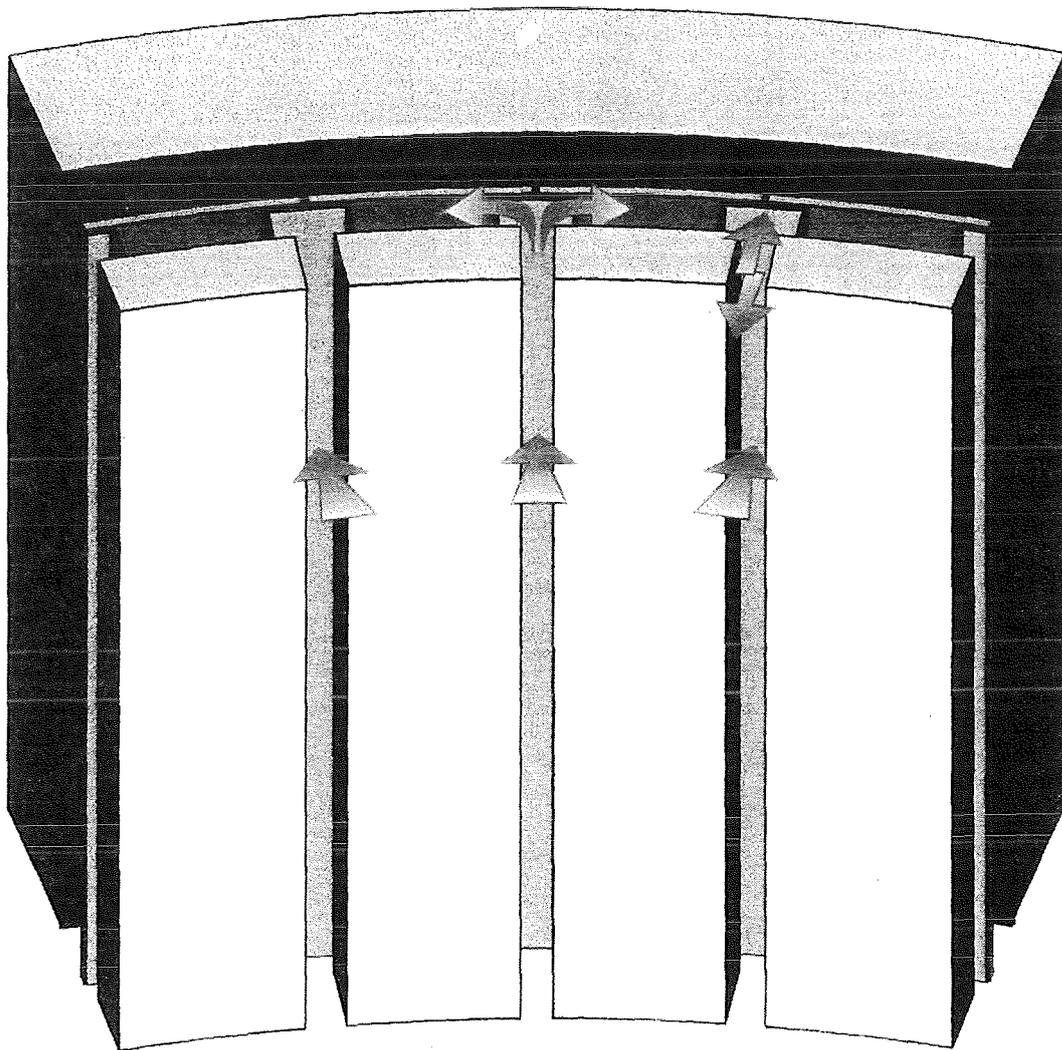
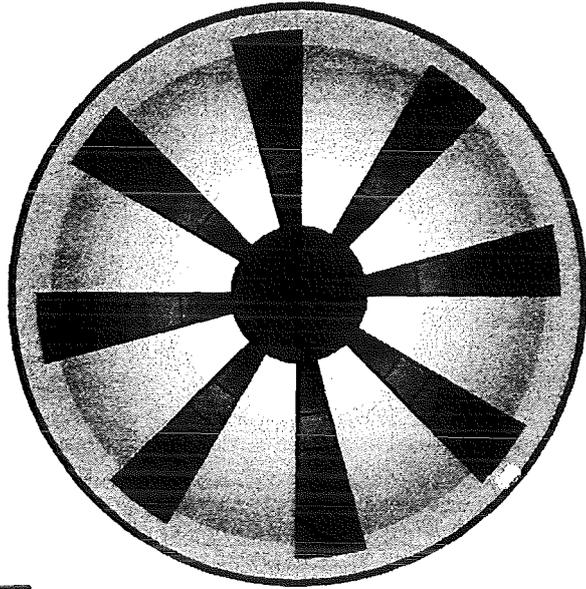


Bild 4: Wandaufbau - Ansicht von innen

UPPER SPHERE
(outer shell
removed)



SECTION A - A

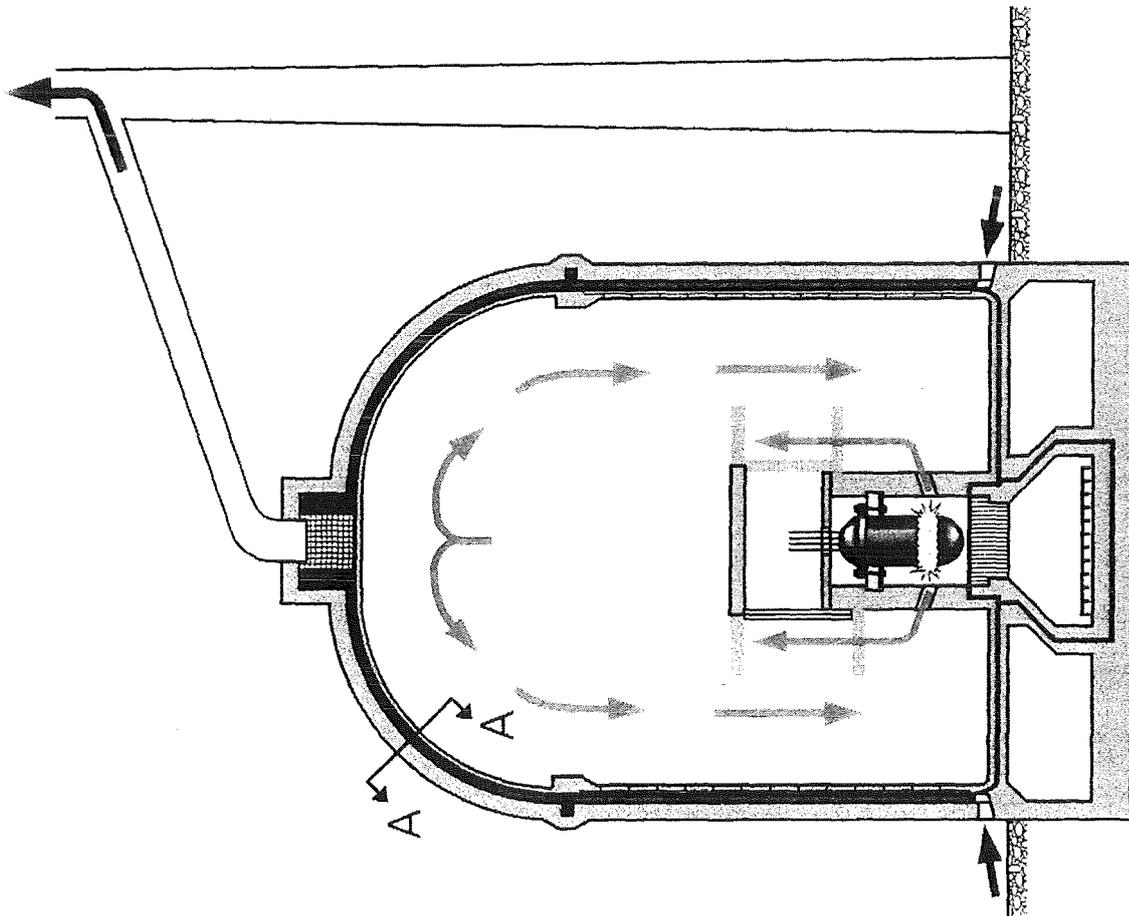
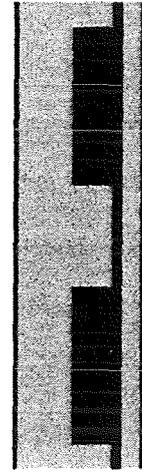
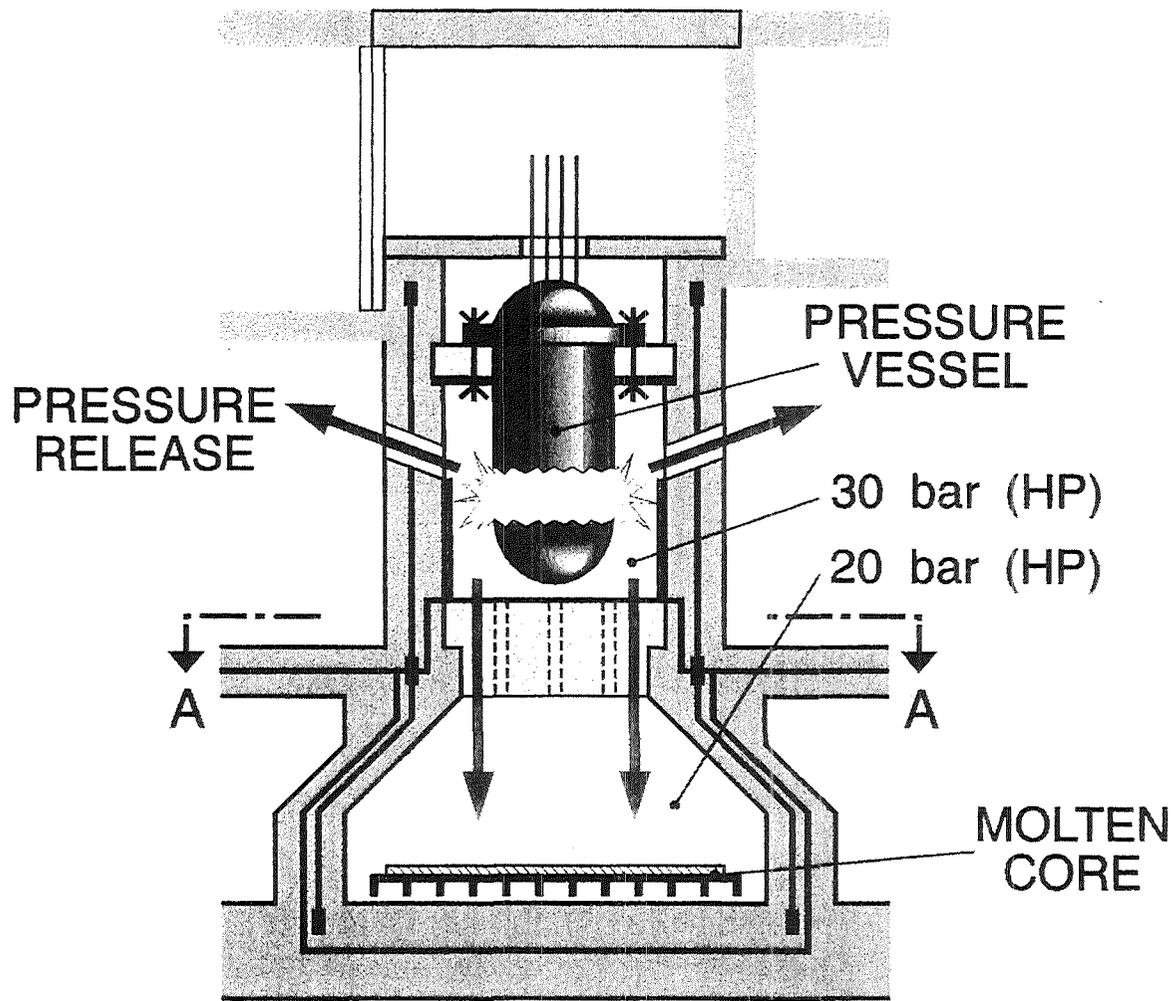
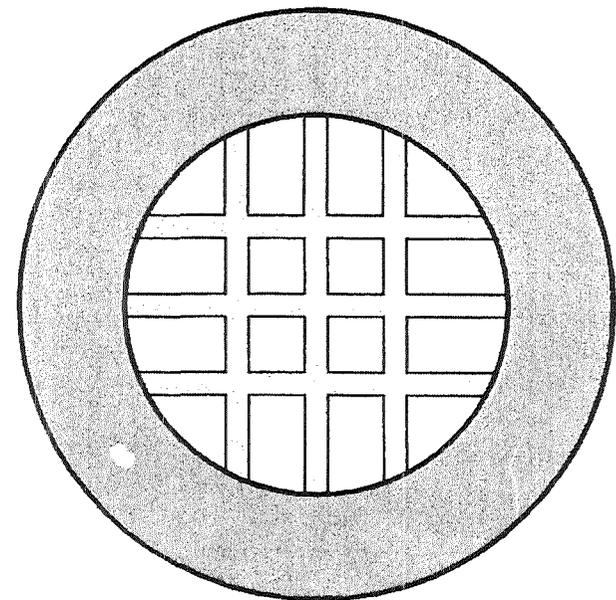


Bild 5: Luftführung zum Filter im Kuppelbereich



SECTION A - A
MIN. OPENING 1x1m



BOTTOM GRID BETWEEN
PRESSURE VESSEL
AND CORE CATCHER
(not in scale)

Bild 6: Reaktordruckgefäß mit Auffangkonstruktion

REACTOR PRESSURE VESSEL ENVIRONMENT

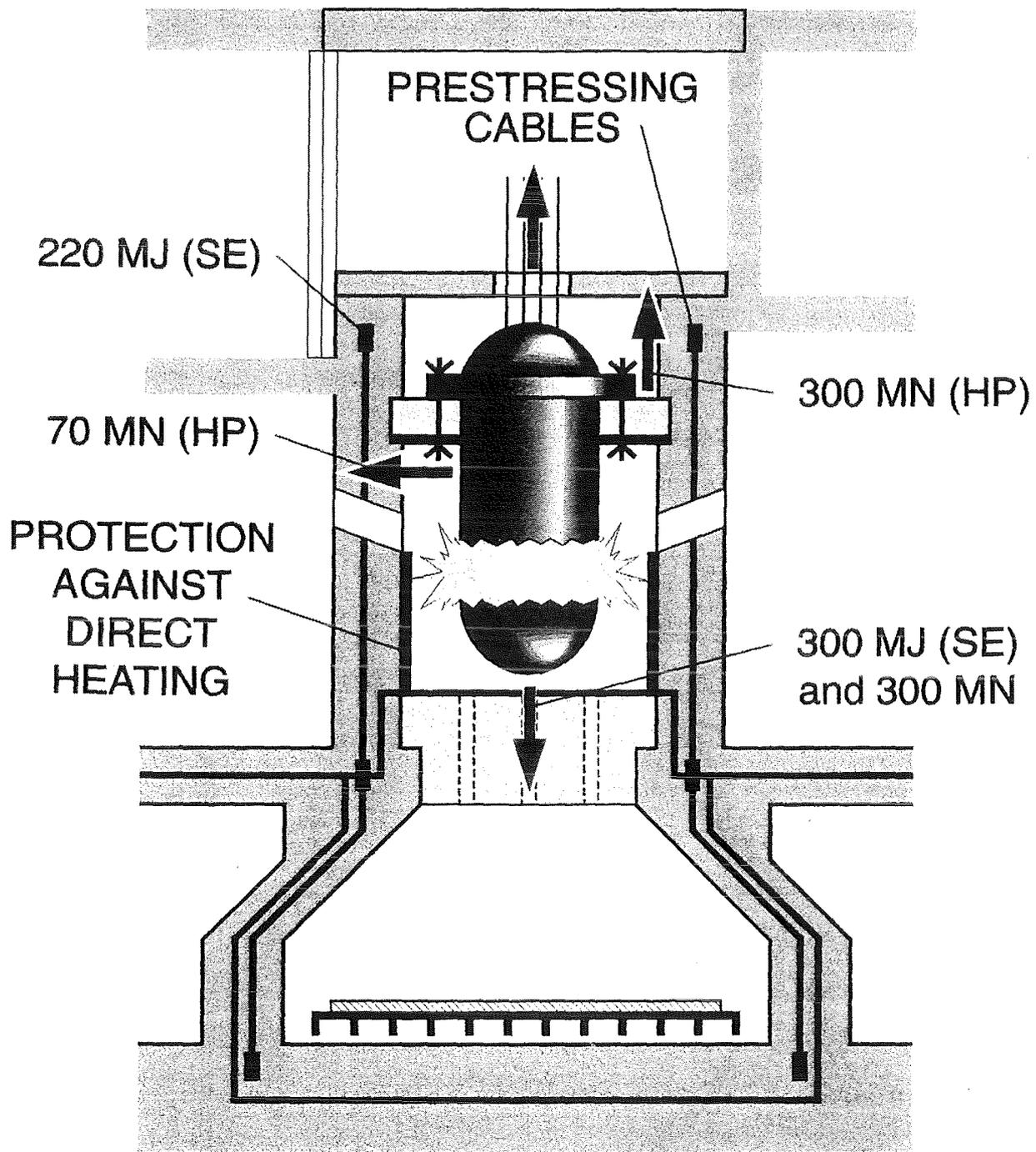
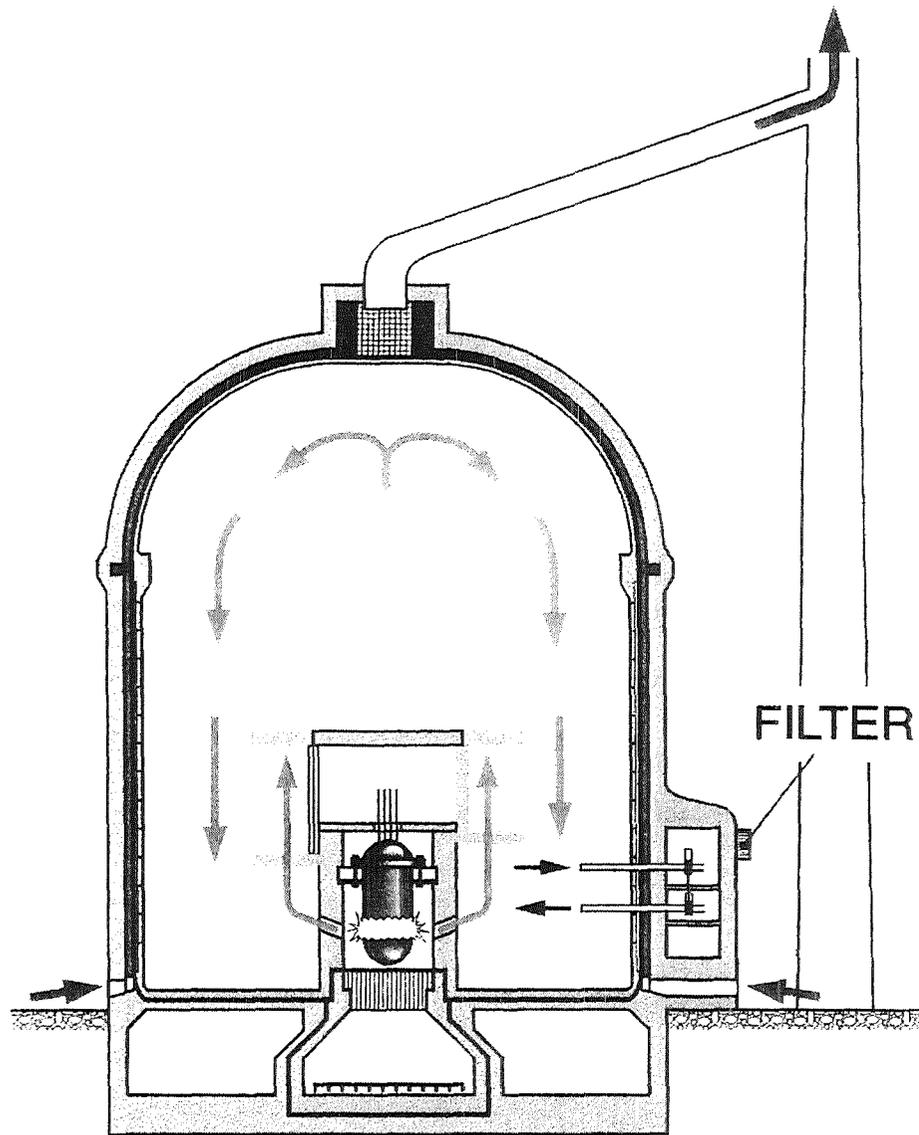


Bild 7: Umgebung des Reaktordruckgefäßes - Belastungsannahmen



CONTAINMENT WALL

PASSIVE CLOSURE MECHANISM

COOLING CELL



INSIDE

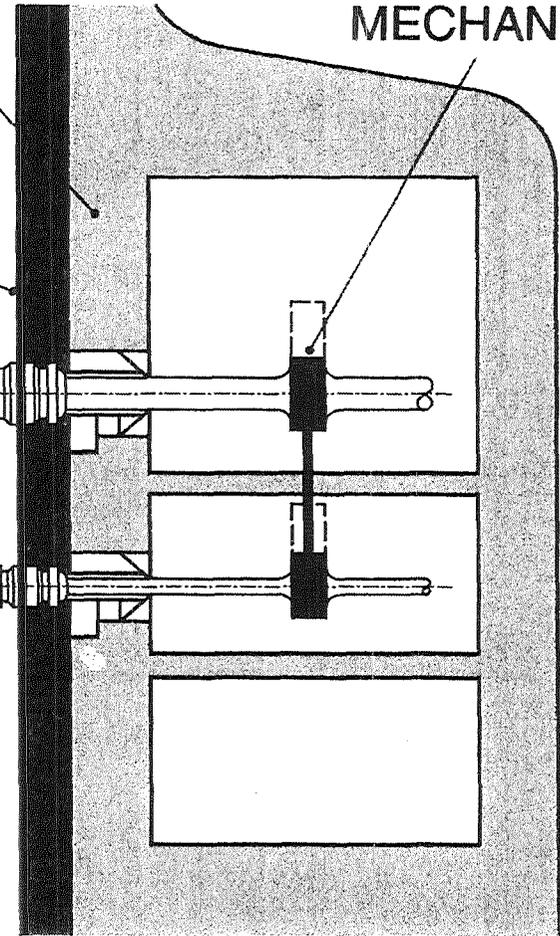
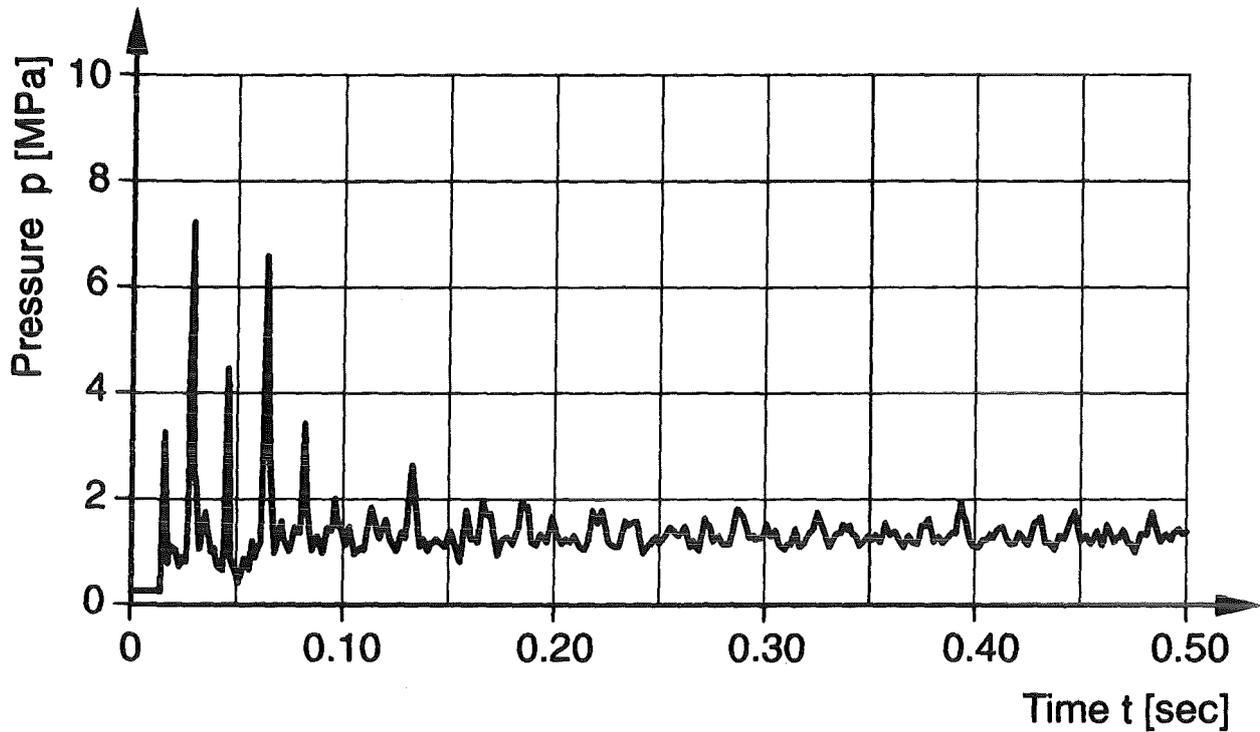


Bild 8: Durchführung von Rohrleitungen mit Notfallanschluß

PRINCIPAL ARRANGEMENT

LOCAL P - T



RESPONSE SPECTRUM

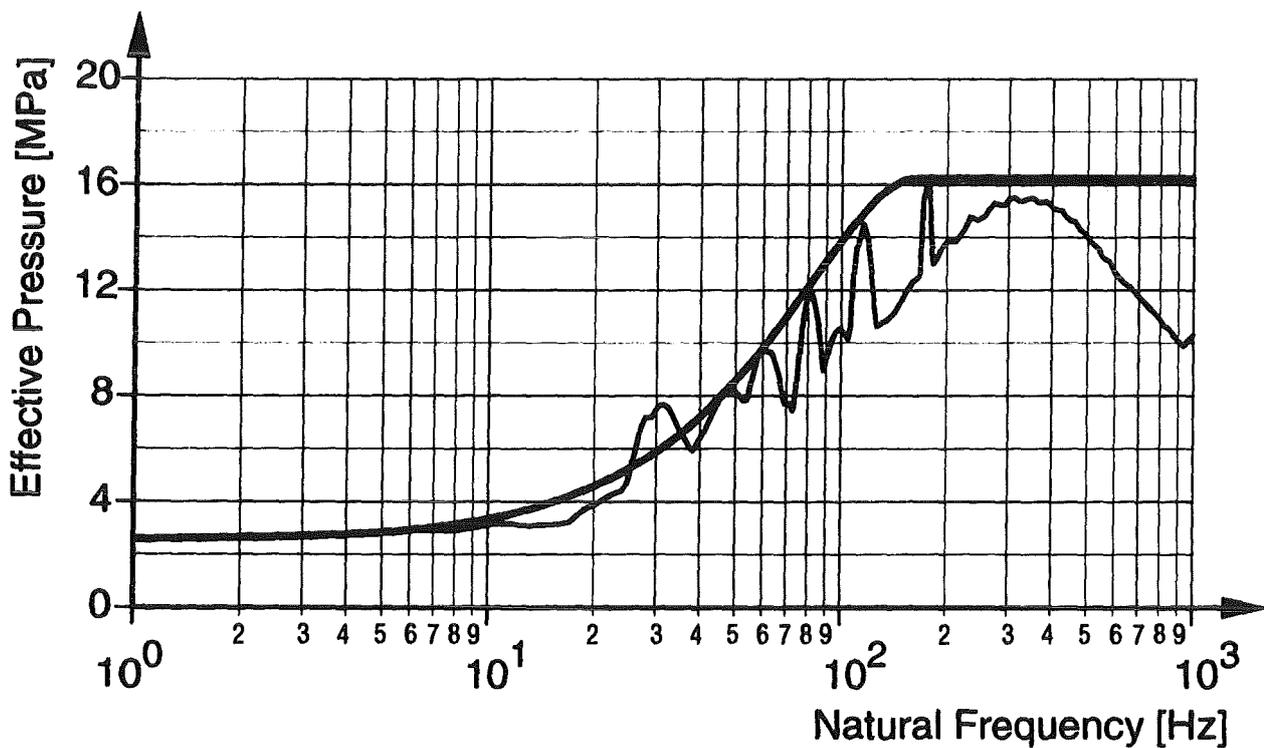


Bild 9: Typischer Druck-Zeitverlauf und Antwortspektrum für H_2 -Detonation

Load - Time History

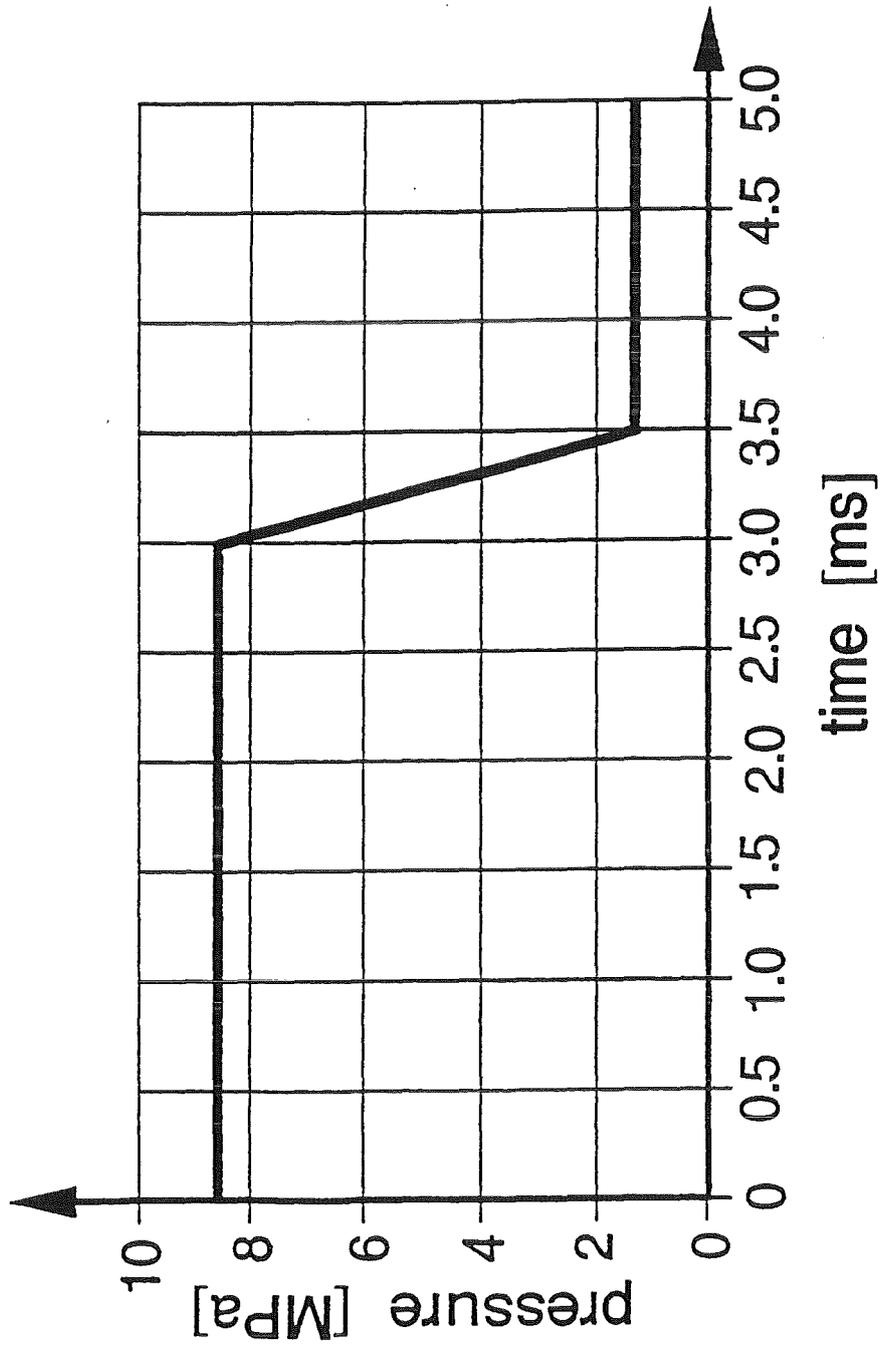
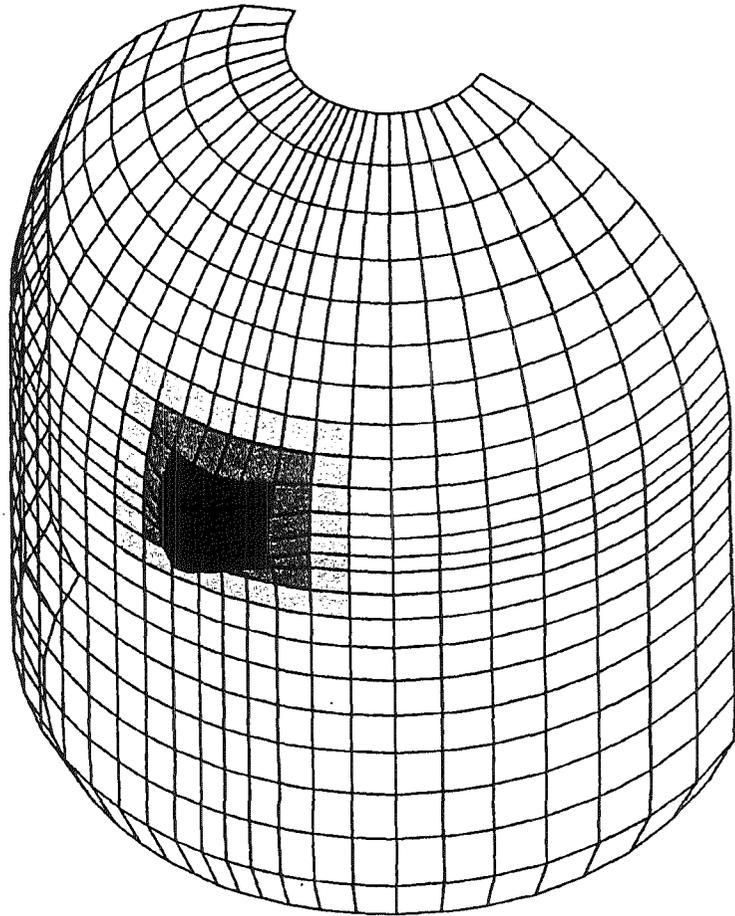


Bild 10: Repräsentativer Druck-Zeitverlauf für H₂-Detonation

HYDROGEN - DETONATION



Load - Time History

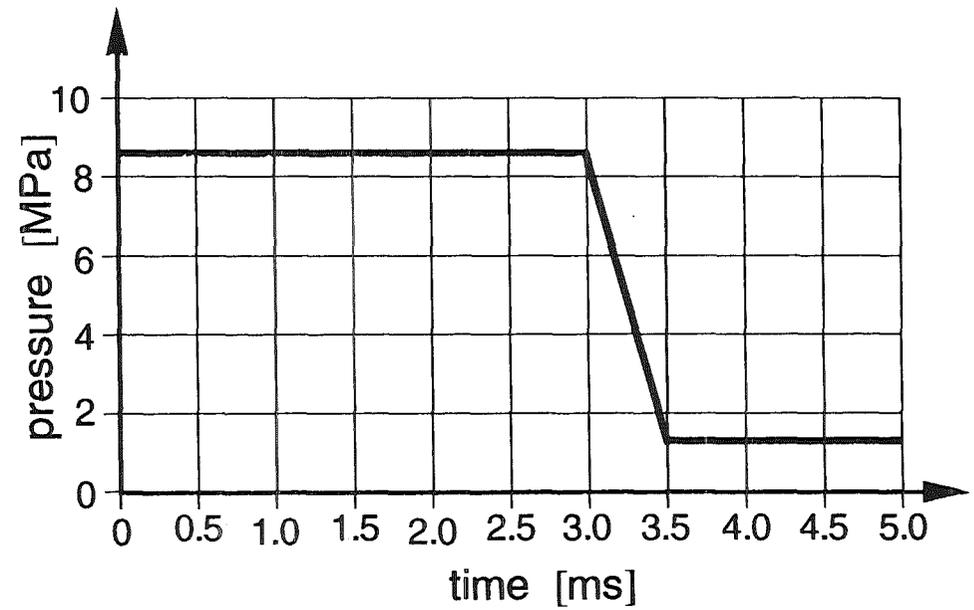


Bild 11: Verformung der Containment - Außenhülle bei lokaler H₂-Detonation

Hugoniot - Kurve

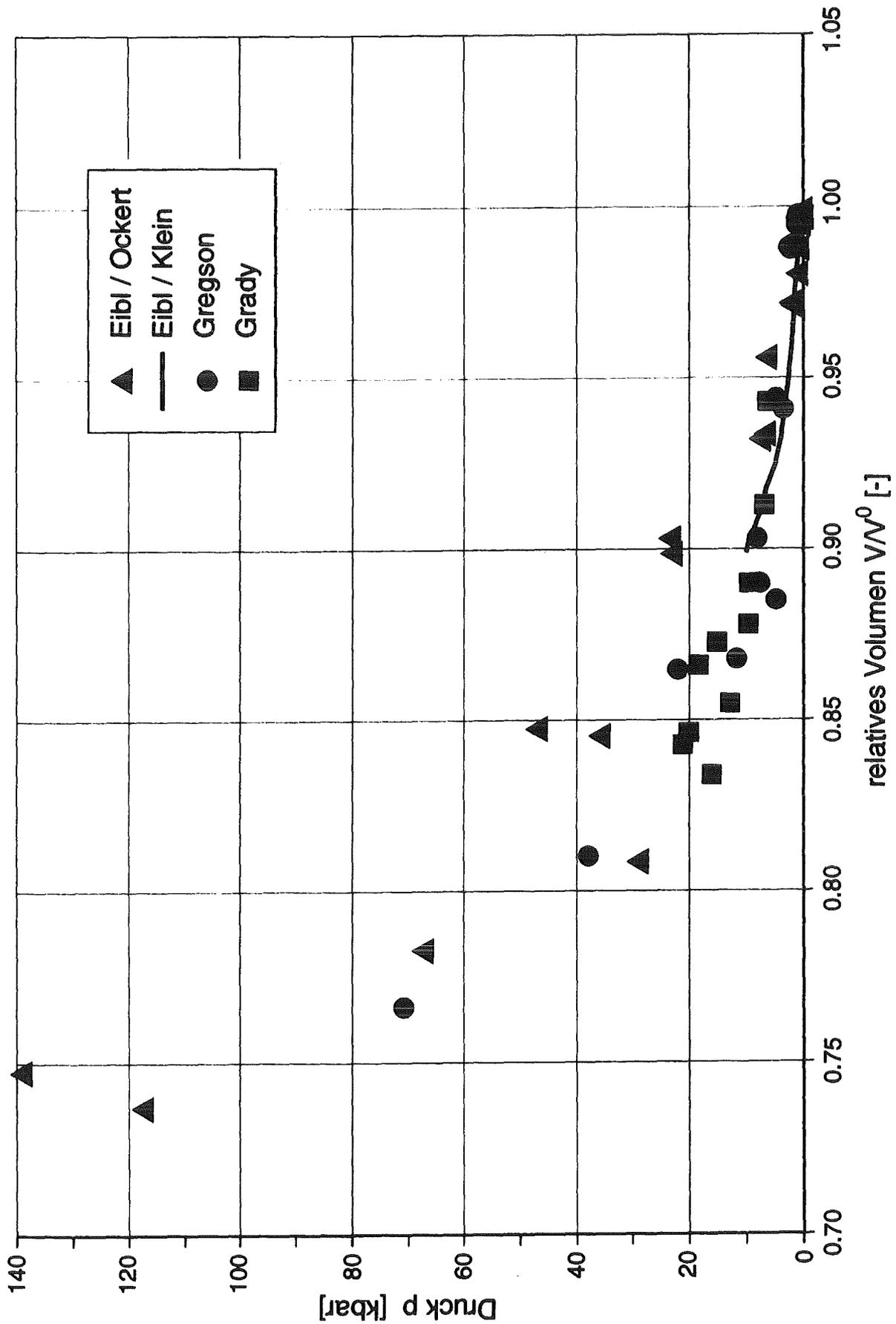


Bild 12: Hugoniot - Kurven

TEST SETUP

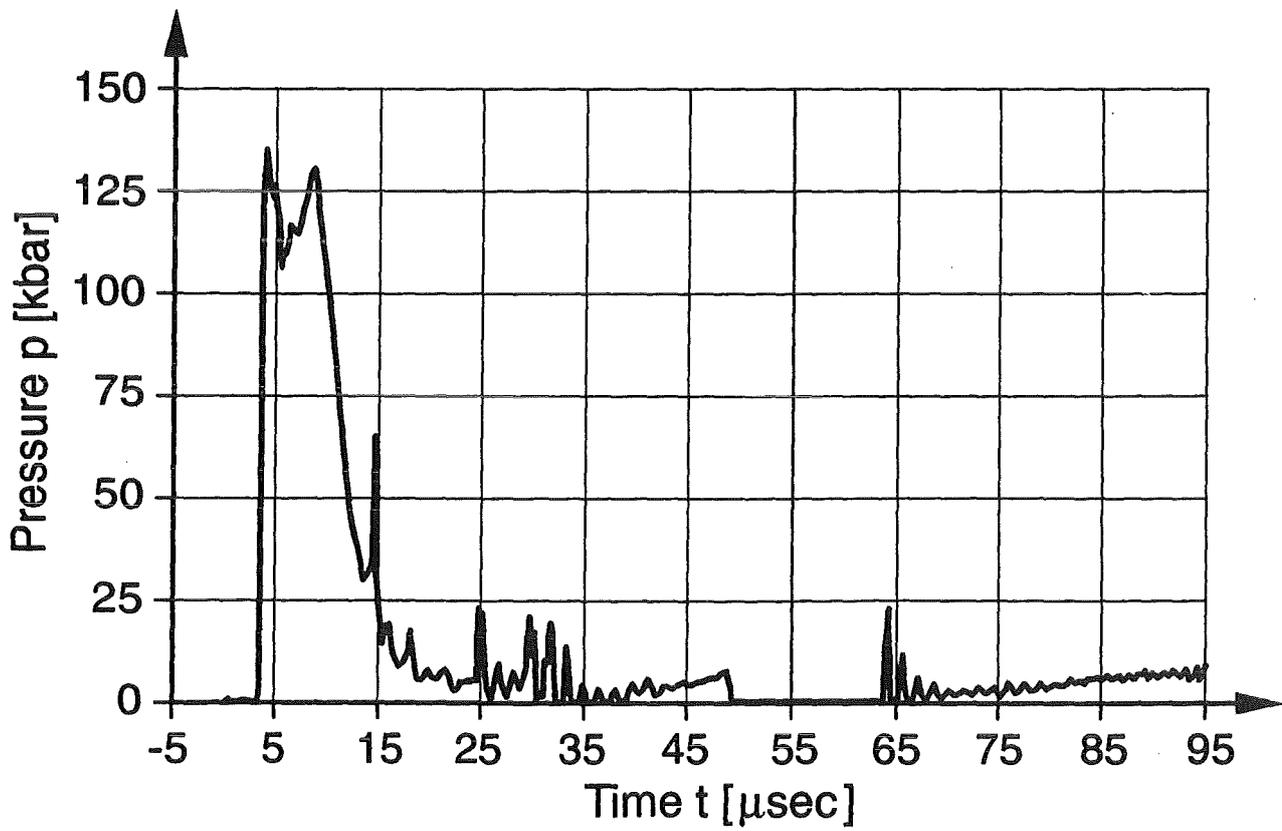
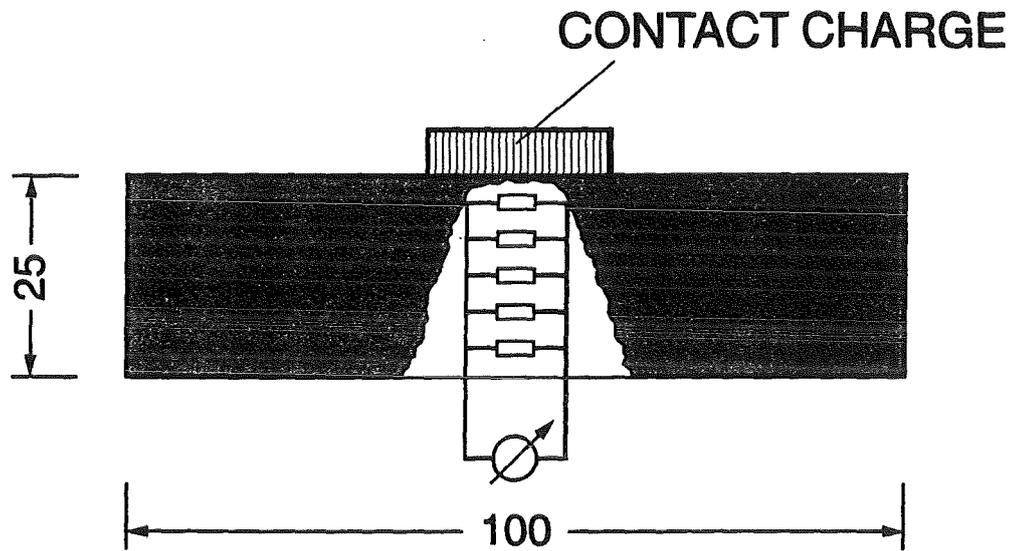
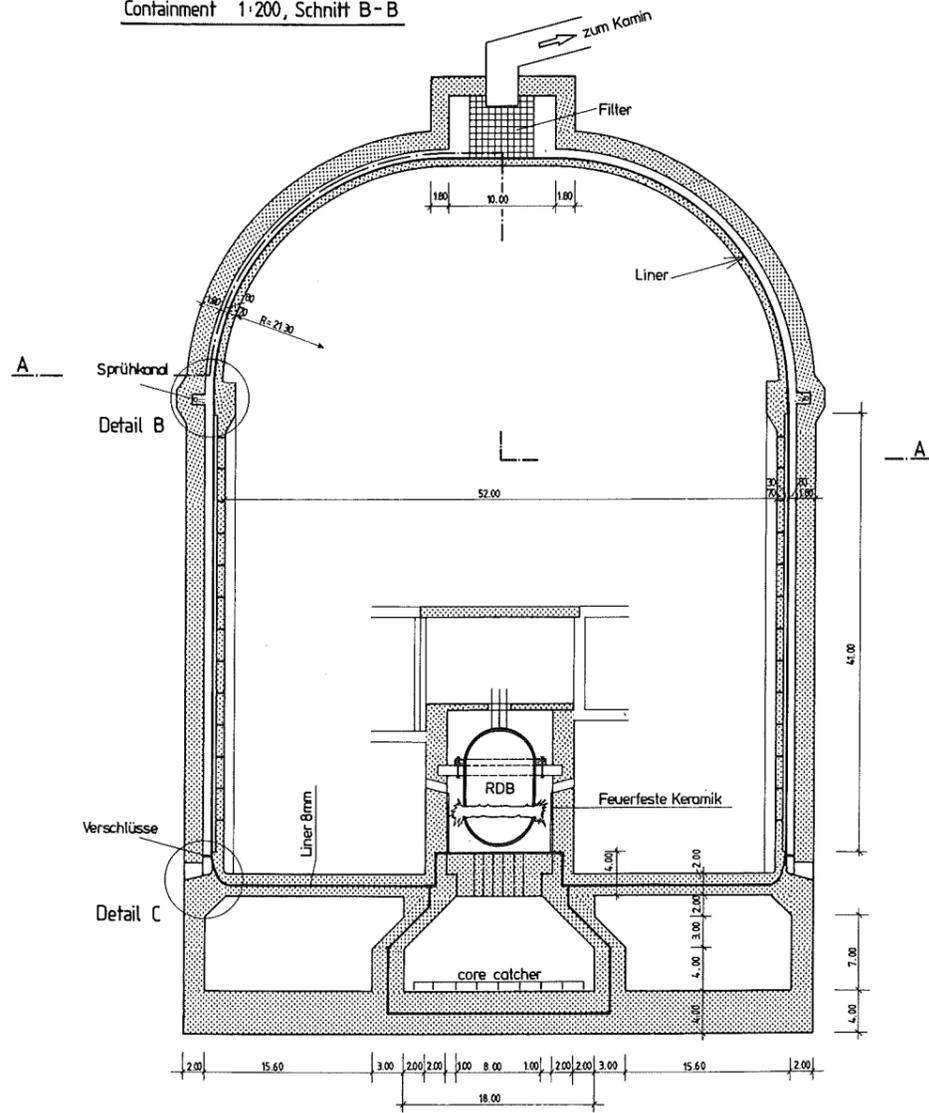
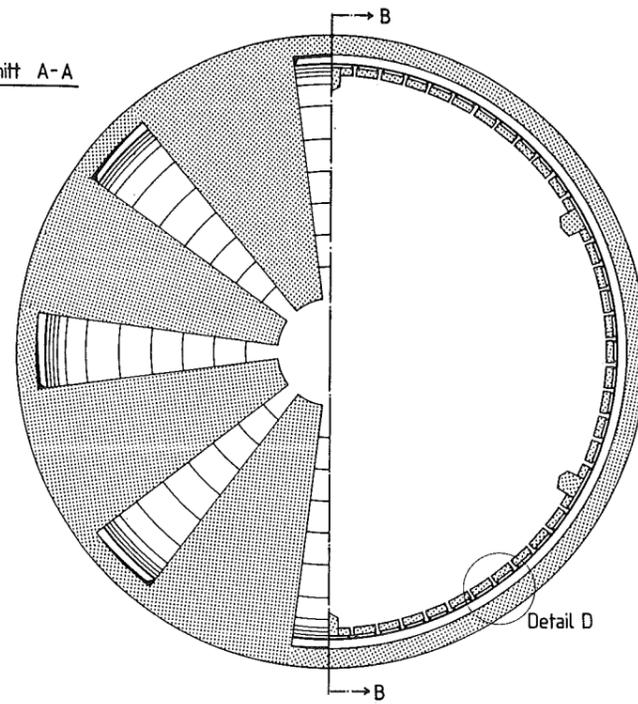


Bild 13: Typische Druckbelastung bei High-Velocity-Impact

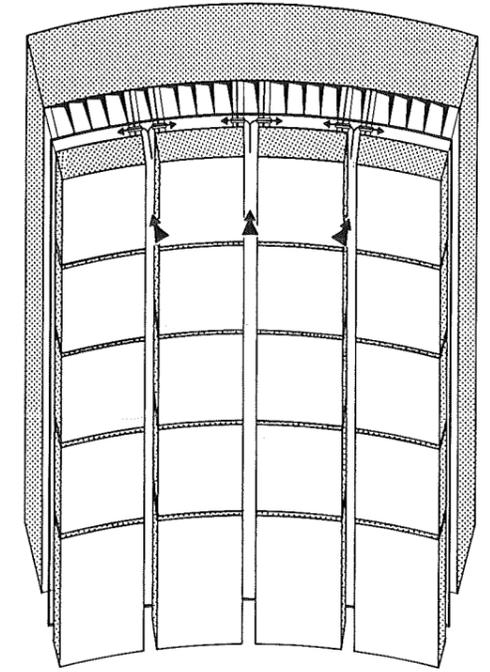
Containment 1:200, Schnitt B-B



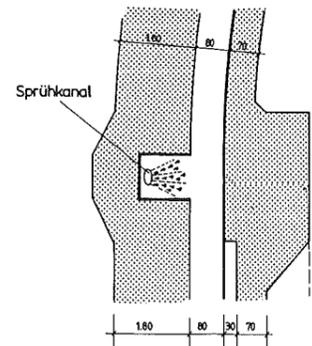
Schnitt A-A



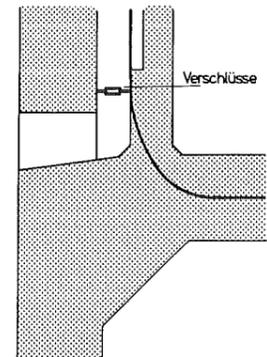
Wandansicht (von Innen)



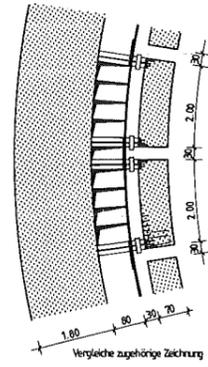
Detail B



Detail C



Detail D



Index	Datum	Änderung		gez.	gepr.
INGENIEURBÜRO EIBL Beratende Ingenieure für Bauwesen Bielefelder Allee 19 Telefon (07 21) 35 61 71 76171 Karlsruhe Telefax (07 21) 37 68 39					
Bauherr					
Bauvorhaben	CONTAINMENT 2000 STUFE 3				
Bauart	Übersicht				
Maßstab:		gez.	Name	Datum	
		gepr.			
Blattgr.: m²		gez.			
Projekt Nr.:			Plan Nr.:		

Anlage A

Erdbebennachweis

Inhalt

1. Allgemeines	A.1
2. Ausgangswerte	A.1
2.1 Baugrundkennwerte	A.1
2.2 Baustoffkennwerte	A.2
2.3 Erdbebenanregung	A.2
3. Modellabbildung und Rechenverfahren	A.3
3.1 Modellabbildung	A.3
3.2 Rechenverfahren	A.3
4. Ergebnisse	A.6

A.1

1. Allgemeines

Für das alternative Containment wird ein Erdbebennachweis für das Bemessungserdbeben (früher Sicherheitserdbeben) analog zu den Untersuchungen für die Reaktorgebäude des Konvoi-Typs geführt. Es wird darauf geachtet, daß die Ergebnisse weitgehendst standort-unabhängig sind. Die Berechnungen werden mit dem FE-Programm SAP IV durchgeführt.

2. Ausgangswerte

2.1 Baugrundkennwerte

Für steife Bauwerke - bei dem vorliegenden Reaktorgebäude handelt es sich um ein derartiges Bauwerk - ist die Interaktion zwischen Bauwerk und Baugrund für die dynamischen Schwingungsantworten des Gebäudes von elementarer Bedeutung und unbedingt zu berücksichtigen. Da für die vorliegende Studie naturgemäß keine Angaben zum Baugrund vorliegen, sind Annahmen zu treffen, welche die Bandbreite möglicher Böden umfaßt, die als Baugrund für exponierte Projekte wie Kernkraftwerke als geeignet angesehen werden können.

Es werden daher drei Varianten zur Abschätzung minimaler, mittlerer und maximaler Baugrundsteifigkeiten in Form eines mitteldicht gelagerten Sandes, eines sehr stark verdichteten Kiesbodens und eines Felsbodens betrachtet mit folgenden dynamischen Kennwerten:

Variante 1 (Sand):

$$\begin{array}{ll} G = 5.0 \cdot 10^4 \text{ kN/m}^2 & \text{Schubmodul} \\ \nu = 0,4 & \text{Querdehnzahl} \end{array}$$

Variante 2 (stark verdichteter Kies):

$$\begin{array}{ll} G = 5.0 \cdot 10^5 \text{ kN/m}^2 & \text{Schubmodul} \\ \nu = 0,3 & \text{Querdehnzahl} \end{array}$$

Variante 3 (Fels):

$$\begin{array}{ll} G = 5.0 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2 & \text{Schubmodul} \\ \nu = 0,2 & \text{Querdehnzahl} \end{array}$$

Die innere Bodendämpfung (Hysterese) wird auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt.

A.2

2.2 Baustoffkennwerte

Im Rahmen der linearen Schwingungsberechnungen für den Lastfall Bemessungserdbeben werden für den Baustoff Stahlbeton die folgenden dynamischen Kennwerte angesetzt:

$E = 3.0 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2$	Elastizitätsmodul
$\nu = 0.2$	Poissonzahl
$g = 25.0 \text{ kN/m}^3$	spez. Gewicht
$D = 7\%$	Materialdämpfung

2.3 Erdbebenanregung

Es wird eine Erdbebenanregung nach dem Antwortspektrum des Regulatory Guide 1.60 der USAEC angenommen. Dieses standortunabhängige Spektrum wurde bereits der Auslegung der Konvoi-Linie zugrundegelegt. Als horizontale Grundbeschleunigung für das Bemessungserdbeben wird 2.10 m/s^2 angesetzt, was den Verhältnissen am Standort Philippsburg entspricht. Für die vertikale Anregung gelten die halben Werte. Bei einer größeren Grundbeschleunigung müßten die Schnittgrößen entsprechend erhöht werden.

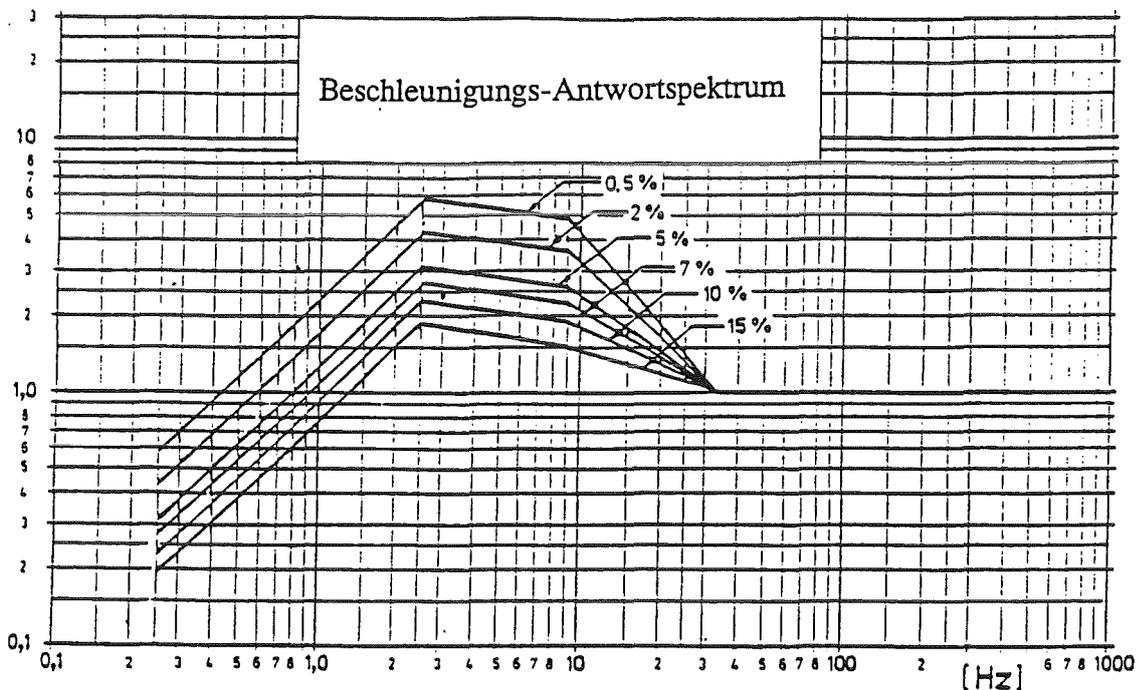


Bild A.1: Beschleunigungs-Antwortspektrum nach USAEC, RG 1.60

3. Modellabbildung und Rechenverfahren

3.1 Modellabbildung

Zur Analyse des Schwingungsverhaltens und zur Ermittlung von Erdbebenschnittgrößen des Reaktorgebäudes mit alternativem Containment wird ein mechanisch-mathematisches Rechenmodell entwickelt, mit dem eine dynamische Finite-Element-Berechnung durchgeführt werden kann. Da es sich bei dem vorliegenden Konzept noch nicht um einen technischen Entwurf handelt, in dem sämtliche Abmessungen festliegen und die Lastannahmen genau spezifiziert sind, werden bei der Modellierung Annahmen getroffen, die jedoch hinsichtlich der dynamischen Erdbebenauswirkungen hinreichend auf der sicheren Seite liegen. Die Massen und Steifigkeiten der Innenstruktur des Reaktorgebäudes können näherungsweise wie bei den Reaktorgebäuden der Konvoi-Linie angenommen werden. Die Außenstruktur umfaßt die innere Schutzwand, den Dichtliner mit Kühlkästen und die Außenwand. Das Gesamtgewicht des Gebäudes wird zu 1978 MN abgeschätzt. Die einzelnen aussteifenden Gebäudestrukturen werden durch Ersatzbalken modelliert, die hinsichtlich der Biege- und Schubsteifigkeiten sowie der Massenbelegung mit dem geplanten Gebäude hinreichend übereinstimmen. Wie die Erfahrungen aus vielen vergleichbaren Berechnungen in unserem Hause belegen, ist diese Art der Modellierung als sog. Stimmgabelmodell hervorragend dazu geeignet, die globalen dynamischen Erdbebenschnittgrößen zutreffend zu berechnen.

3.2 Rechenverfahren

Die dynamischen Berechnungen für den Lastfall Bemessungserdbeben erfolgten nach dem Verfahren der Modalen Analyse. Dabei wird zunächst das ungedämpfte Eigenwertproblem gelöst und mit Hilfe der damit ermittelten Eigenformen und -frequenzen die zugehörigen Dämpfungen berechnet. Diese Dämpfungen - es handelt sich dabei um die modalen Dämpfungen - werden den einzelnen Eigenformen zugeordnet. Sie sind nach KTA 2201.1 auf 15% in horizontaler und auf 30% in vertikaler Richtung zu beschränken. Im vorliegenden Fall werden diese Werte auf der sicheren Seite liegend auf 7% bzw. 15% beschränkt. Für die einzelnen Eigenfrequenzen und die zugeordneten modalen Dämpfungen werden die Beschleunigungen aus dem vorgegebenen Bodenspektrum abgelesen und dynamische Analysen für die einzelnen Eigenformen durchgeführt. Die Anteile an den resultierenden Verformungen und Schnittgrößen richten sich nach ihren Beteiligungsfaktoren, die Überlagerung zur Gesamtantwort erfolgt nach der Methode der quadratischen Mittelwertbildung, d.h. es wird die Wurzel der Summe der Quadrate der einzelnen Anteile errechnet.

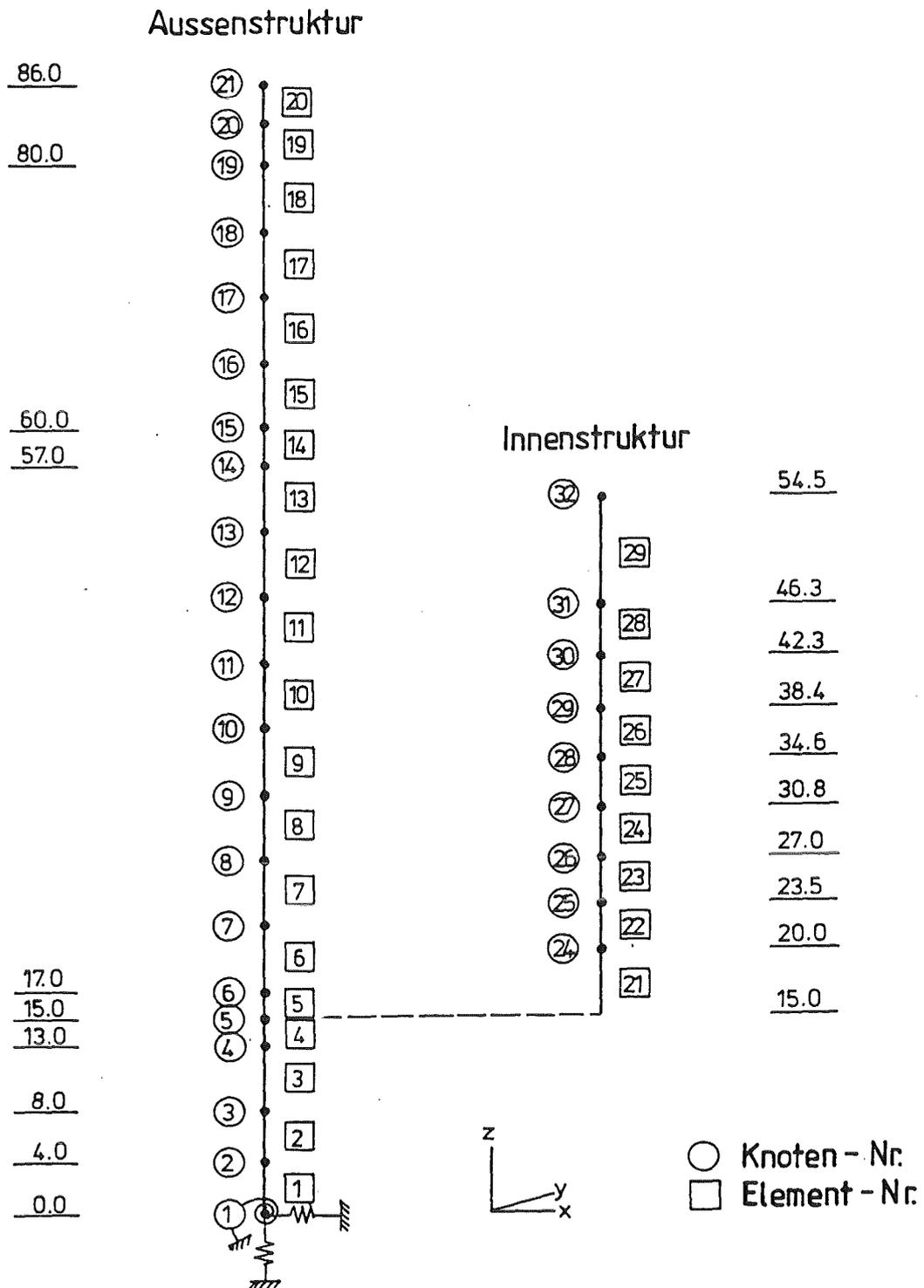


Bild A.2: Dynamisches Rechenmodell eines Reaktorgebäudes mit alternativem Containment

A.5

Modelldaten:

Flächen A, Schubflächen A_s und Flächenträgheitsmomente I

Stäbe	A [m ²]	A _s [m ²]	I [m ⁴]
1,4	2605	2084	540000
2,3	547	274	146000
5	175	88	67500
6-14	350	175	135000
15	588	294	250000
16	566	283	190000
17	600	300	175000
18	680	340	86000
19,20	670	335	2400

Stäbe	A [m ²]	A _s [m ²]	I [m ⁴]
21	226	133	47000
22	240	120	37000
23	520	260	54000
24	318	160	41000
25,26	278	140	31000
27-29	500	250	20000

Massen m [MN s²/m] und Drehmassen Θ [MN s²m] für Knoten-Nr.

Nr.	m	Θ
1	13.00	2700
2	15.74	3450
3	6.17	1650
4	9.94	2250
5	7.13	1590
6	3.69	1440
7	6.15	2400
8	6.15	2400
9	6.15	2400
10	6.15	2400

Nr.	m	Θ
11	6.15	2400
12	6.15	2400
13	6.15	2400
14	5.18	2000
15	5.78	2400
16	6.50	2550
17	6.58	2050
18	8.00	1600
19	4.50	500
20	0.50	20

Nr.	m	Θ
21	0.45	10
24	8.06	2520
25	10.27	2240
26	8.71	1890
27	10.90	2370
28	8.06	1750
29	5.84	1270
30	5.03	1040
31	3.84	720
32	0.94	140

Bodenfedern k_h (horizontal), k_v (vertikal) und k_φ (Kippen)

Variante	k_h [MN/m]	k_v [MN/m]	k_φ [MNm]
1	$7.20 \cdot 10^3$	$9.60 \cdot 10^3$	$5.30 \cdot 10^6$
2	$7.00 \cdot 10^4$	$8.30 \cdot 10^4$	$4.55 \cdot 10^7$
3	$6.80 \cdot 10^5$	$7.20 \cdot 10^5$	$4.00 \cdot 10^8$

A.6

4. Ergebnisse

Für die drei genannten Varianten wurden Eigenfrequenzanalysen durchgeführt und die dynamischen Schnittgrößen errechnet

Die Grundfrequenzen f_h - horizontal - und f_v - vertikal - betragen:

Variante	$f_{h,1}$ [Hz]	$f_{h,2}$ [Hz]	f_v [Hz]
1	0.53	1.65	1.10
2	1.44	4.30	3.13
3	2.66	5.52	7.01

Es ergaben sich folgende, auf das Fundament bezogenen maximalen Schnittkräfte Biegemoment M , Querkraft Q und Vertikalkraft N :

Variante	M [MNm]	Q [MN]	N [MN]
1	5176	193	198
2	22330	512	352
3	37350	709	302

Die Standsicherheit kann für alle drei Varianten nachgewiesen werden. Unter Annahme einer Sohlplatte von 29.60 m Radius und einem Winkel der inneren Reibung im Baugrund von $\varphi=30^\circ$ wurden folgende extreme Randdruckspannungen $\min \sigma$ und Gleitsicherheiten η_g ermittelt:

Variante	$\min \sigma$ [MN/m ²]	η_g
1	1.01	5.66
2	1.93	2.10
3	3.99	1.56

Auf den nächsten Seiten werden die maximalen Kantenpressungen und Gleitsicherheiten für die drei gerechneten Varianten ermittelt.

A.7

Berechnung der maximalen Kantenpressungen:

Die Fundamentfläche beträgt 2752 m^2 , das Gewicht des Bauwerkes beträgt $G = 1978 \text{ MN}$. Zum Nachweis der maximalen Kantenpressungen wird die zusätzliche Druckkraft aus Erdbeben N durch quadratische Überlagerung mit der horizontalen Schnittgröße ermittelt.

$$\begin{array}{ll} \text{Variante 1:} & M = 5176 \text{ MNm} \\ & N = 84 \text{ MN} \quad (\text{quadratisch überlagert}) \end{array}$$

Die Lastausmitte beträgt:

$$e = \frac{M}{G + N} = \frac{5176}{1978 + 84} = 2.51 \text{ m}$$

Daraus folgt:

$$\frac{e}{r} = \frac{2.51}{29.6} = 0.085 \rightarrow \frac{\max \sigma}{\sigma} = 1.34$$

und:

$$\max \sigma = 1.34 \cdot \frac{1978 + 84}{2752} = 1.01 \text{ MN/m}^2$$

$$\begin{array}{ll} \text{Variante 2:} & M = 22330 \text{ MNm} \\ & N = 109 \text{ MN} \quad (\text{quadratisch überlagert}) \end{array}$$

Lastausmitte:

$$e = \frac{M}{G + N} = \frac{22330}{1978 + 109} = 10.70 \text{ m}$$

Daraus folgt:

$$\frac{e}{r} = \frac{10.7}{29.6} = 0.361 \rightarrow \frac{\max \sigma}{\sigma} = 2.54$$

und:

$$\max \sigma = 2.54 \cdot \frac{1978 + 109}{2752} = 1.93 \text{ MN/m}^2$$

A.8

Variante 3:

$$\begin{aligned} M &= 37350 \text{ MNm} \\ N &= 62 \text{ MN} \quad (\text{quadratisch überlagert}) \end{aligned}$$

Die Lastausmitte beträgt:

$$e = \frac{M}{G + N} = \frac{37350}{1978 + 62} = 18.31 \text{ m}$$

Daraus folgt:

$$\frac{e}{r} = \frac{18.31}{29.6} = 0.62 \rightarrow \frac{\max \sigma}{\sigma} = 5.38$$

und:

$$\max \sigma = 5.38 \cdot \frac{1978 + 62}{2752} = 3.99 \text{ MN/m}^2$$

Berechnung der Gleitsicherheiten:

Die Gleitsicherheiten werden für einen Winkel der inneren Reibung von 30° berechnet. Der Erdwiderstand wird auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt.

Variante 1:

$$\begin{aligned} \min V &= 1978 - 84 = 1894 \text{ MN} \\ \max Q &= 193 \text{ MN} \end{aligned}$$

$$\mu_g = \frac{\min V \cdot \tan 30^\circ}{\max Q} = \frac{1894 \cdot .577}{193} = 5.66$$

Variante 2:

$$\begin{aligned} \min V &= 1978 - 109 = 1869 \text{ MN} \\ \max Q &= 512 \text{ MN} \end{aligned}$$

$$\mu_g = \frac{\min V \cdot \tan 30^\circ}{\max Q} = \frac{1869 \cdot .577}{512} = 2.10$$

A.9

Variante 3:

$$\min V = 1978 - 62 = 1916 \text{ MN}$$

$$\max Q = 709 \text{ MN}$$

$$\mu_g = \frac{\min V \cdot \tan 30^\circ}{\max Q} = \frac{1916 \cdot .577}{709} = 1.56$$

Auf den nächsten Seiten A.10 bis A.13 sind exemplarisch die dynamischen Schnittgrößen für die Variante 2 aufgezeichnet.

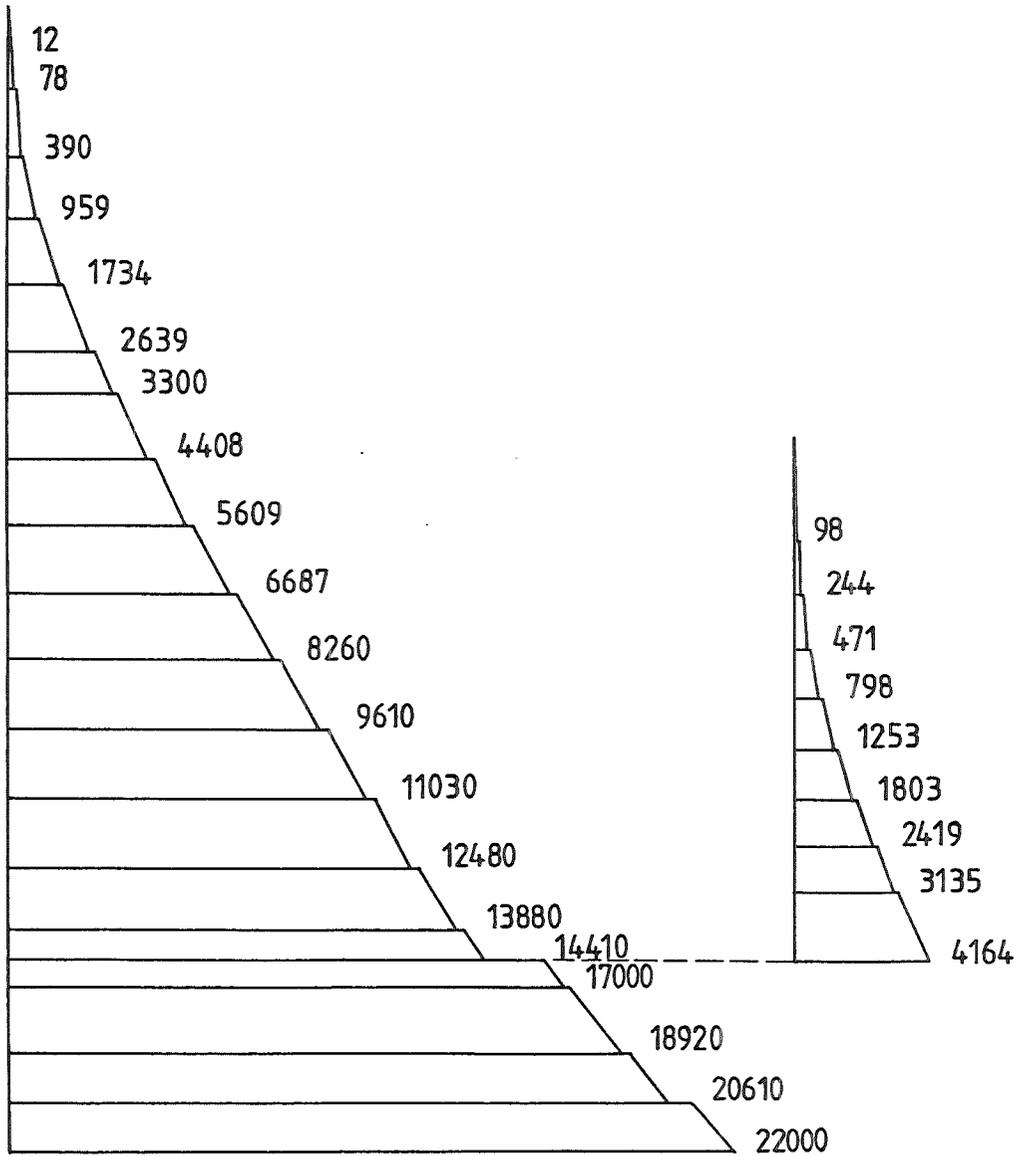


Bild A.3: Biegemomente in [MNm] für Variante 2

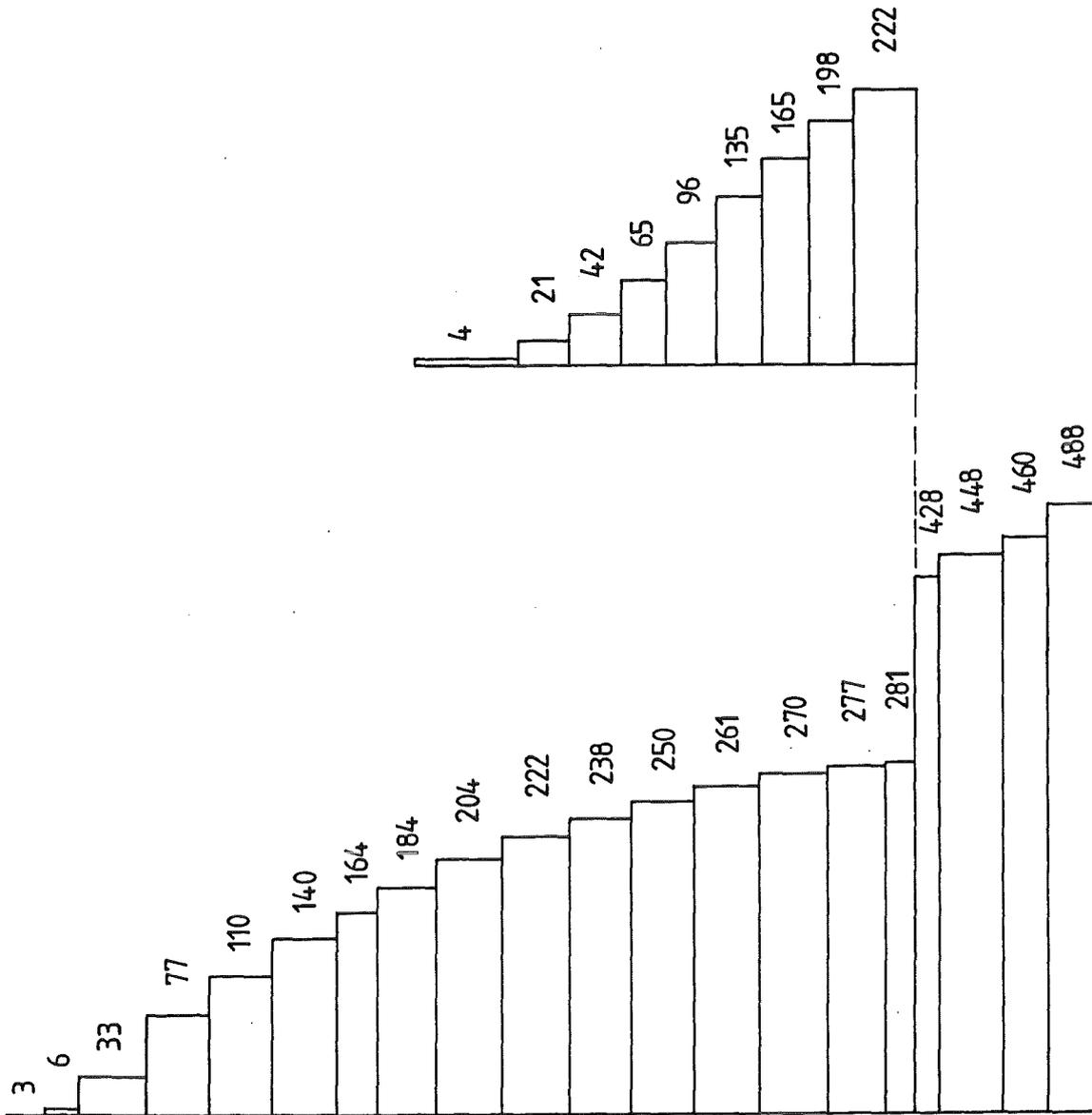


Bild A.4: Querkräfte in [MN] für Variante 2

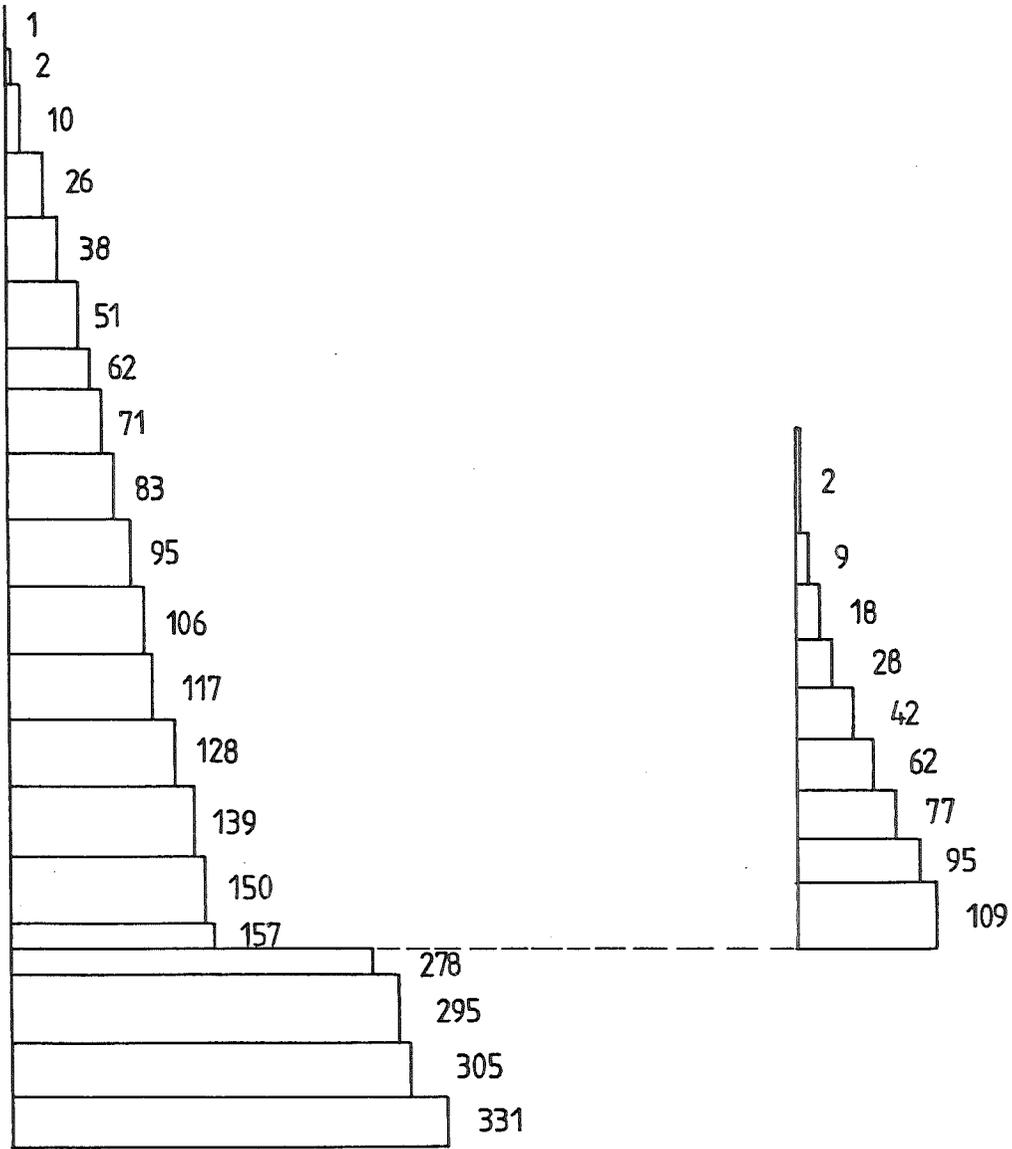


Bild A.5: Vertikalkräfte in [MN] für Variante 2

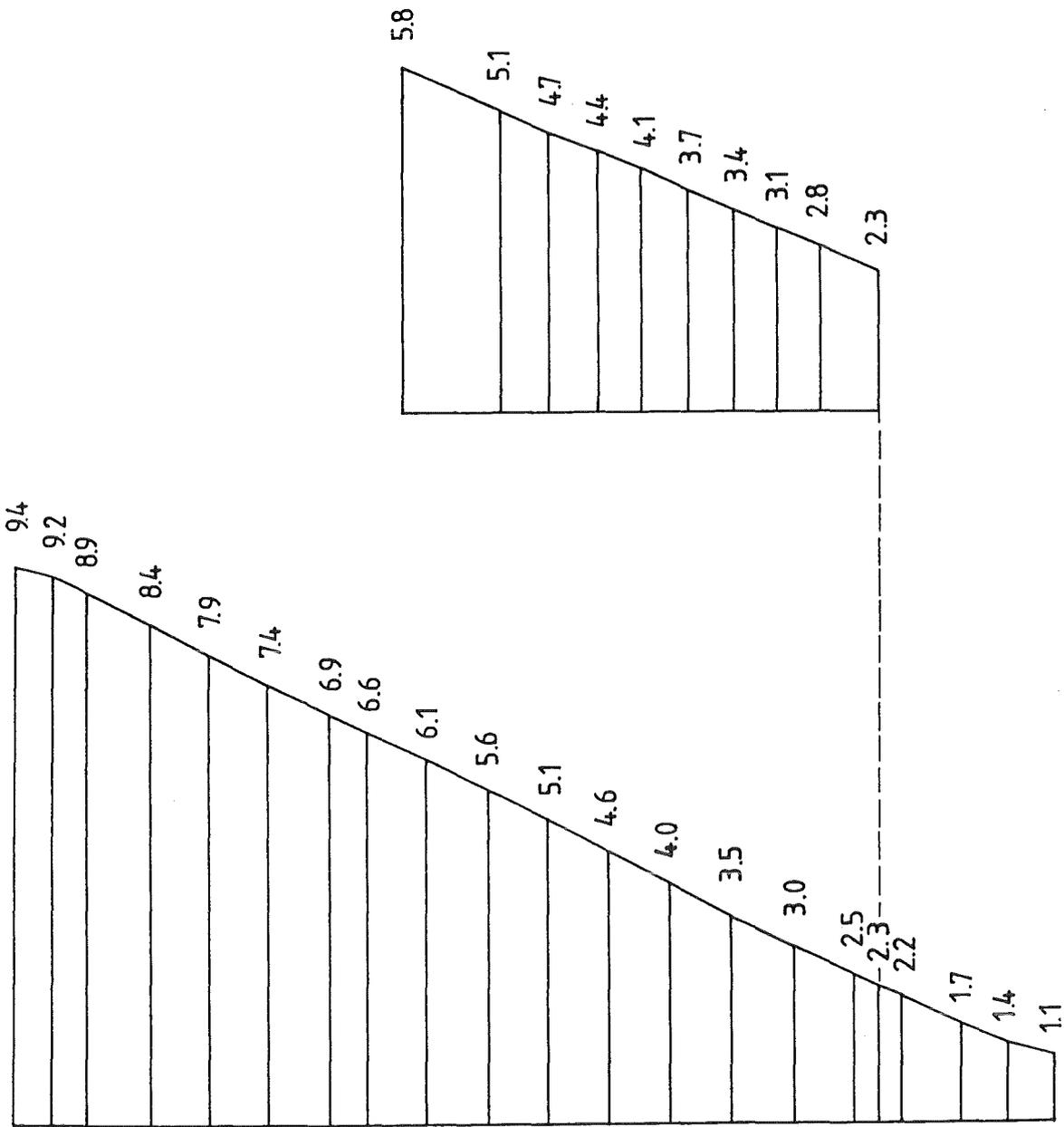


Bild A.6: 1,5-fache Horizontalverformungen in [cm] für Variante 2

Anlage B

Belastungsansatz für H₂-Detonation

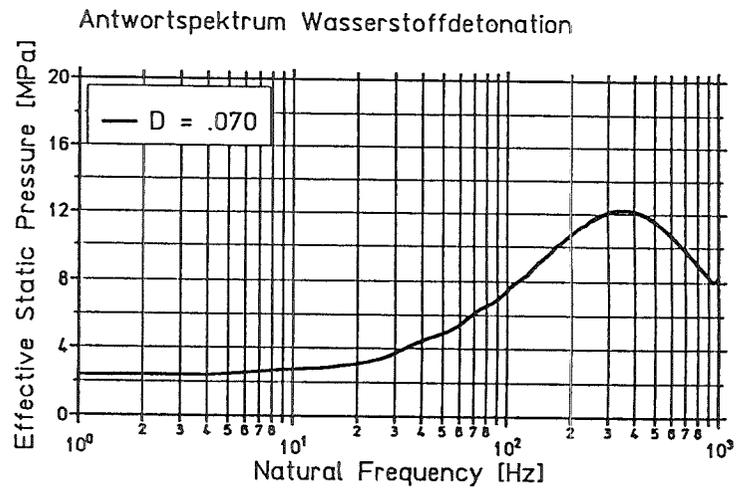
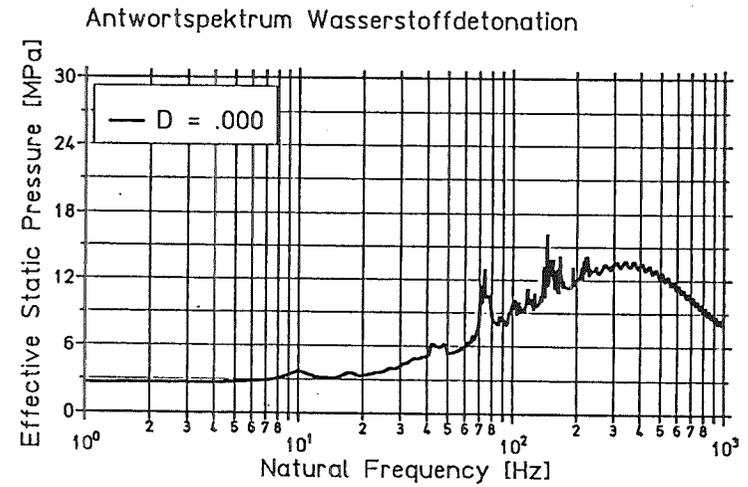
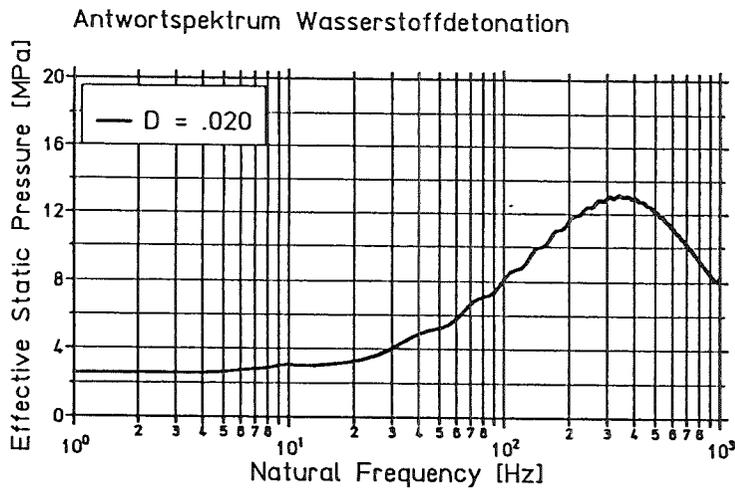
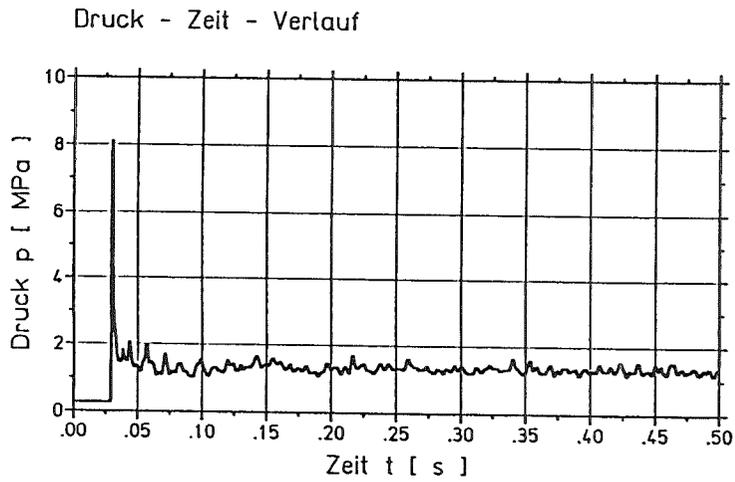
Ermittlung eines Bemessungsansatzes für H₂-Detonation

Die Strukturen des Reaktorgebäudes sind für Beanspruchungen durch Druck-Zeitverläufe aus Wasserstoffdetonation zu analysieren. Dafür sollte ein repräsentativer Belastungsansatz entwickelt werden. Es sollten globale und lokale Einwirkungen beachtet und der Einfluß anderer charakteristischer Größen wie Druckspitzen und Impuls untersucht werden.

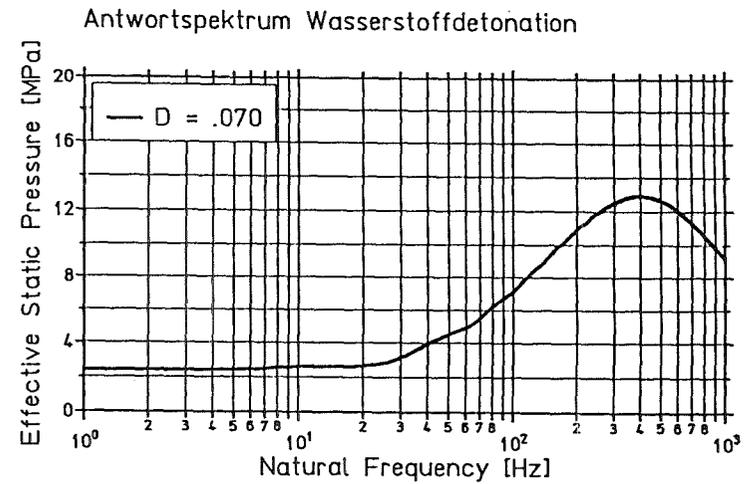
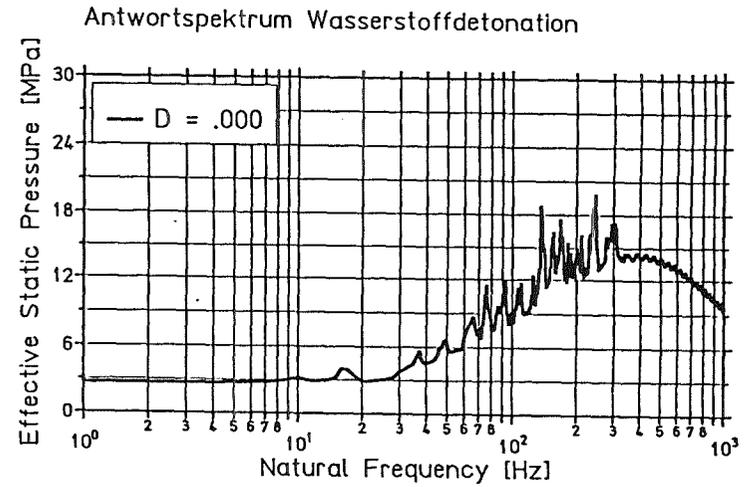
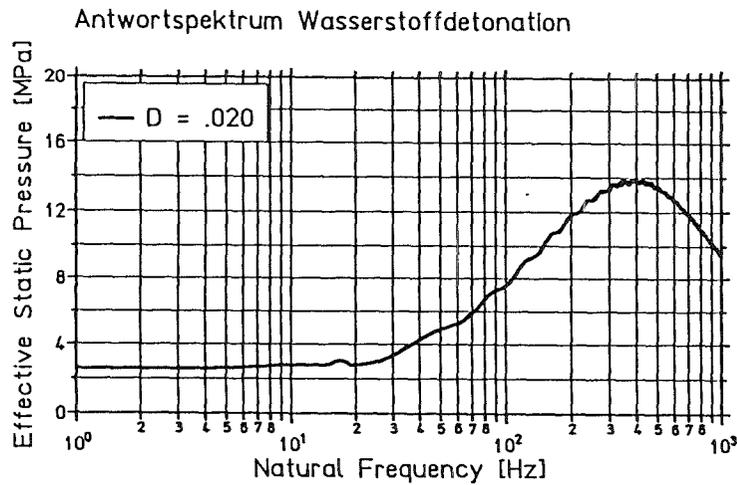
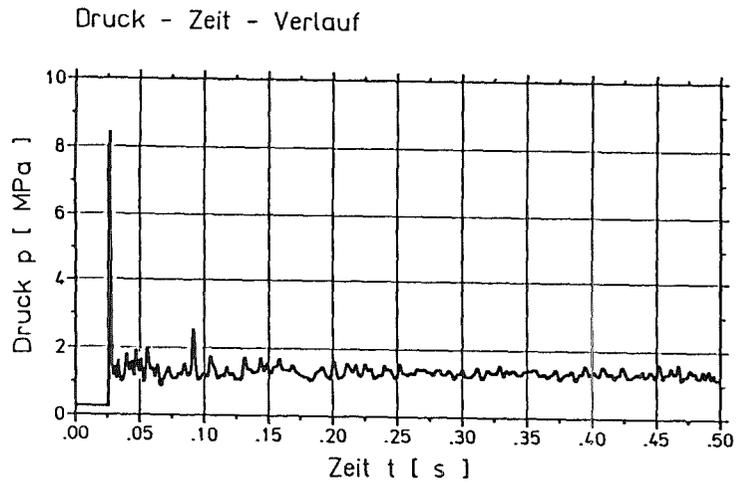
Seitens des KfK wurden für verschiedene Zündorte im Reaktorgebäude mit Hilfe eines entsprechenden Rechencodes Druck-Zeitverläufe an ca. 300 verschiedenen Punkten des Gebäudes errechnet und gespeichert. Für den Zündpunkt in der Mitte des Containments, d.h. für den Fall C, der als maßgebend erkannt wurde, stellte uns BREITUNG (KfK) die gespeicherten Daten für 290 Gebäudepunkte zur weiteren Auswertung zur Verfügung.

Von den einzelnen Druck-Zeitverläufen wurden jeweils Frequenzspektren für die Dämpfungen 0, 2 und 7% ermittelt. Auf den nächsten Seiten sind exemplarisch für 6 Stellen die Zeitverläufe und die daraus errechneten Frequenzspektren beigelegt. Anschließend wurden die einhüllenden Spektren über alle 290 Stellen errechnet - vgl. S. B.8 -. Da für den in Frage stehenden Lastfall mindestens von einer 2%-igen Strukturdämpfung des Containments ausgegangen werden kann, wurde das zugehörige einhüllende und geglättete Spektrum als Grundlage zur Ermittlung einer repräsentativen Belastungsfunktion gewählt.

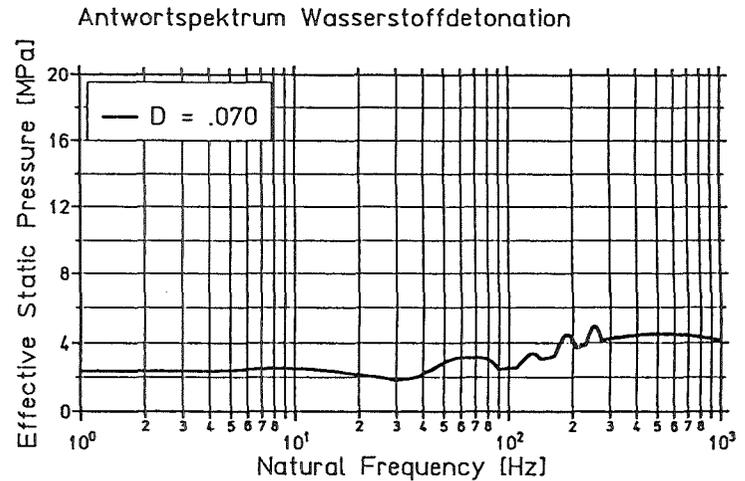
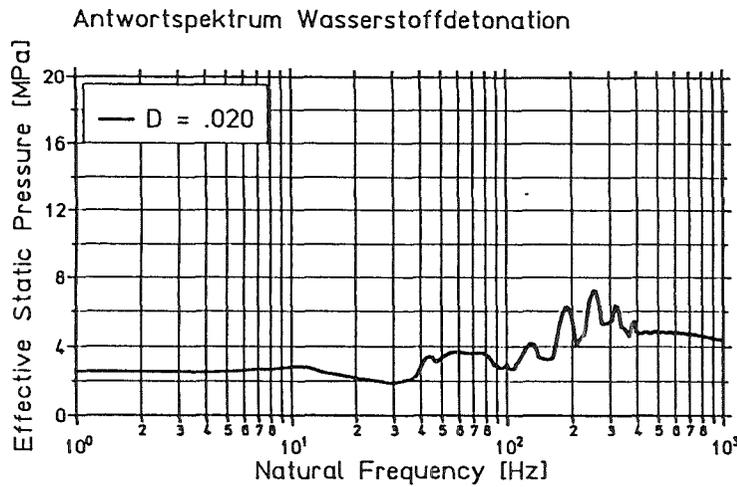
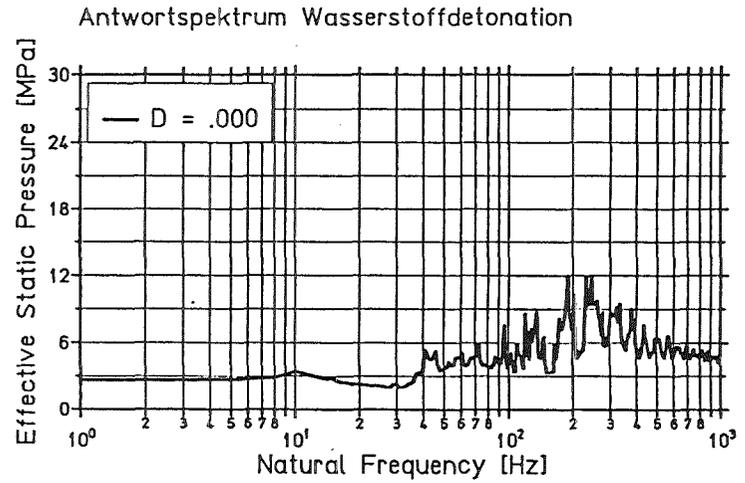
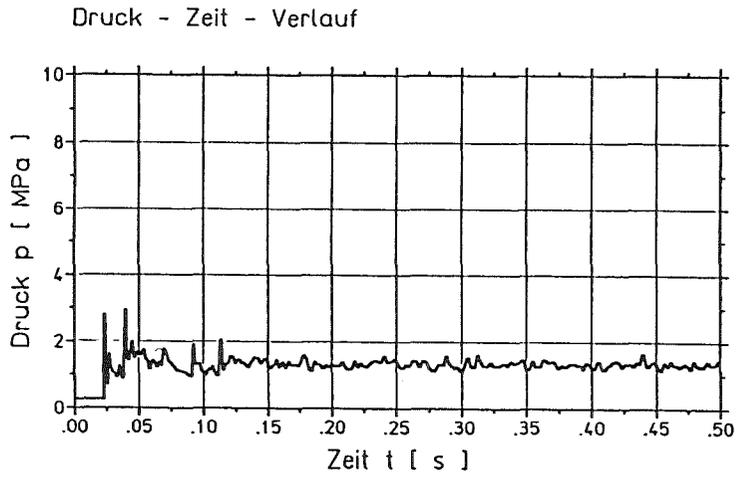
Der aus diesem Frequenzspektrum abgeleitete repräsentative Druck-Zeitverlauf ist auf der Seite B.9 dargestellt. Der Spitzendruck von 8,4 MPa (84 bar) steht bis zur Zeit 3,0 ms an und fällt dann bis zur Zeit 3,5 ms auf den adiabatischen, isochoren, vollständigen Verbrennungsdruck (AICC-Druck) von 1,35 MPa (13.5 bar) ab. Das zu diesem Zeitverlauf gehörende Spektrum befindet sich auf Seite B.10.



Geber Nr. 65 : Wasserstoffdetonation (Case C)



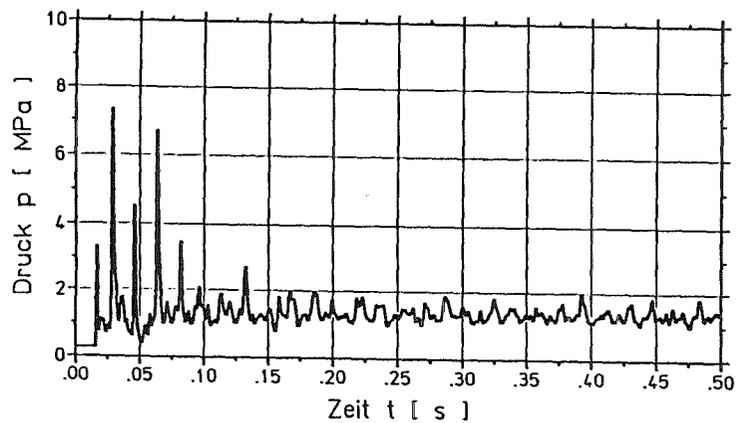
Geber Nr.138 : Wasserstoffdetonation (Case C)



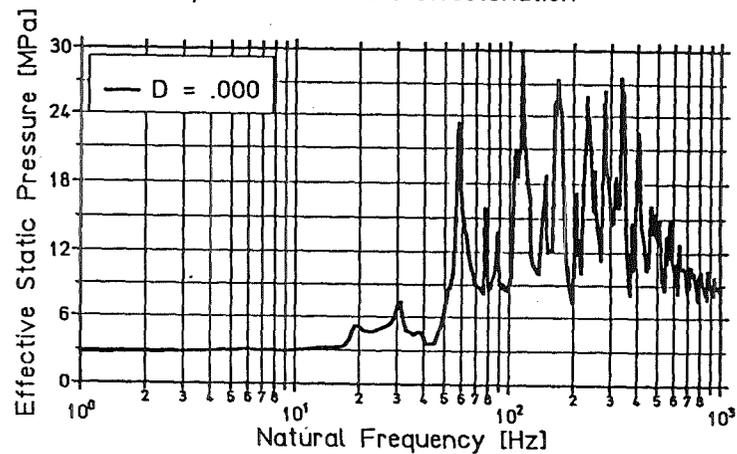
Geber Nr.184 : Wasserstoffdetonation (Case C)

Bild B.4: Zeitverlauf und Antwortspektren für H₂-Detonation - Geber Nr. 229 -

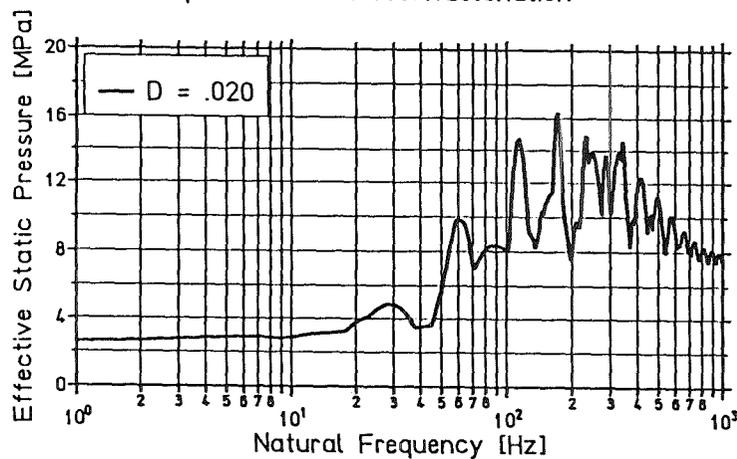
Druck - Zeit - Verlauf



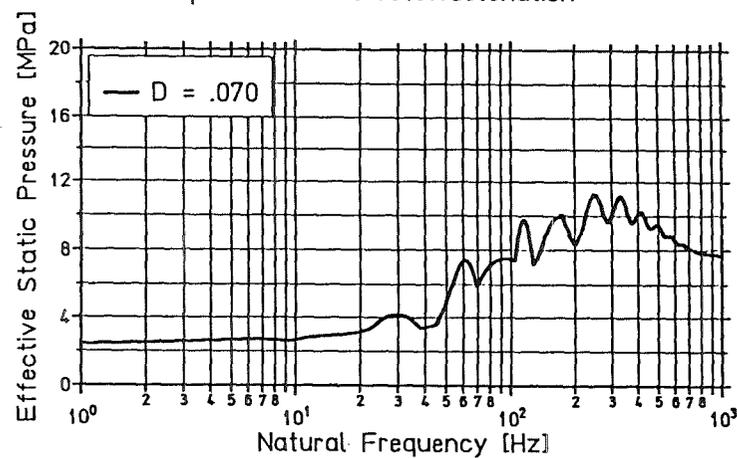
Antwortspektrum Wasserstoffdetonation



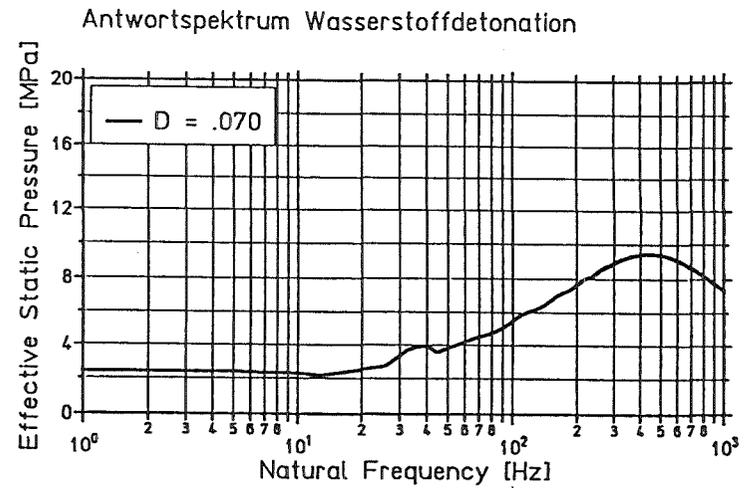
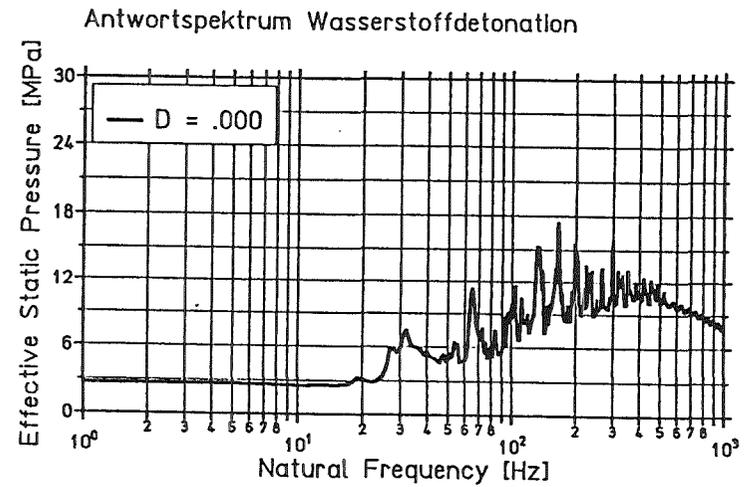
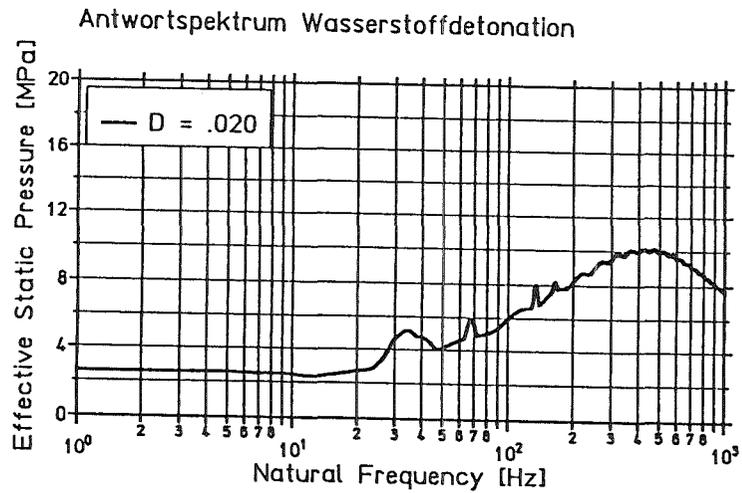
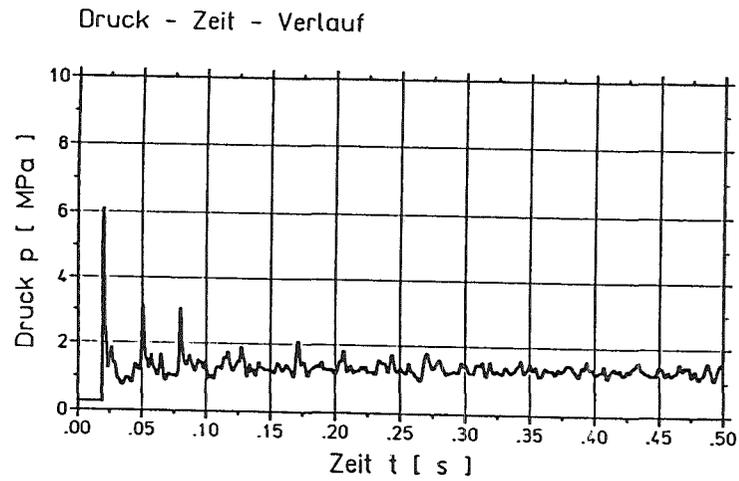
Antwortspektrum Wasserstoffdetonation



Antwortspektrum Wasserstoffdetonation



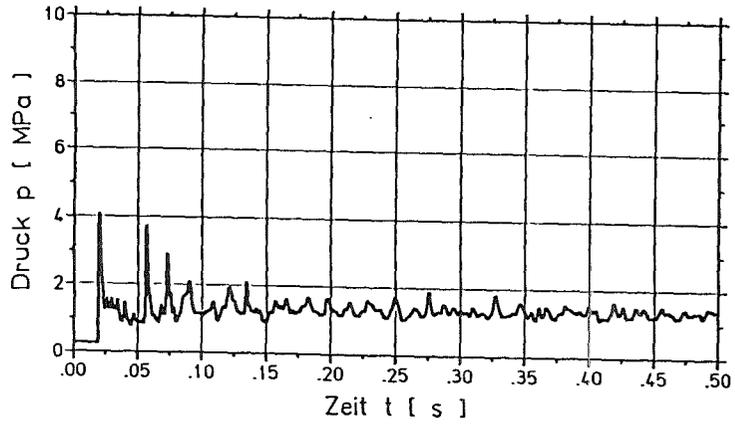
Geber Nr.229 : Wasserstoffdetonation (Case C)



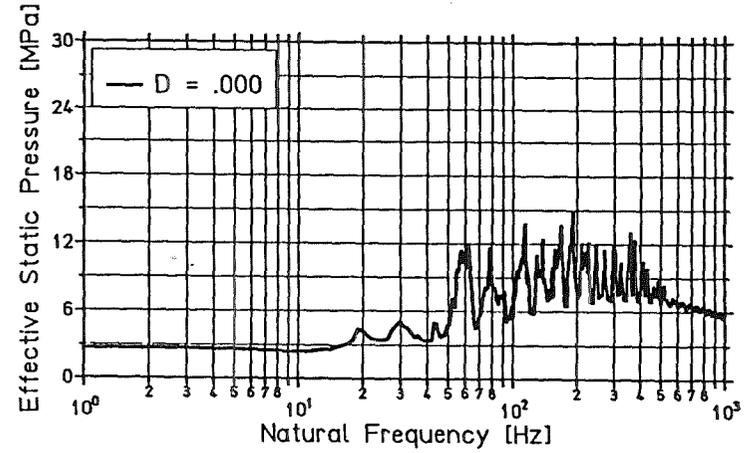
Geber Nr.250 : Wasserstoffdetonation (Case C)

Bild B.6: Zeitverlauf und Antwortspektren für H₂-Detonation - Geber Nr. 273 -

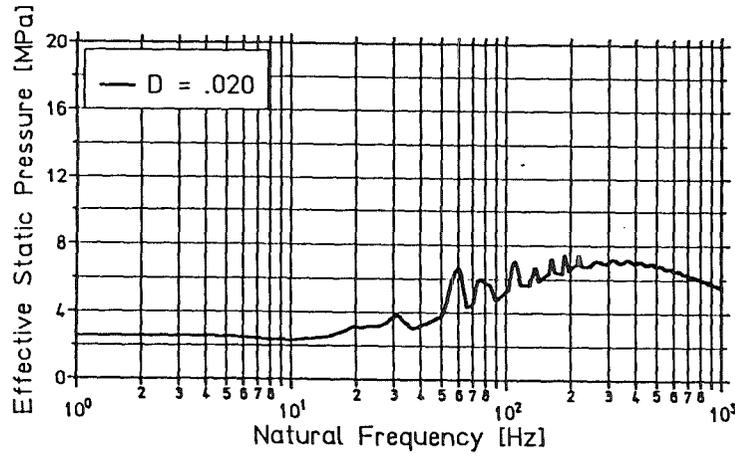
Druck - Zeit - Verlauf



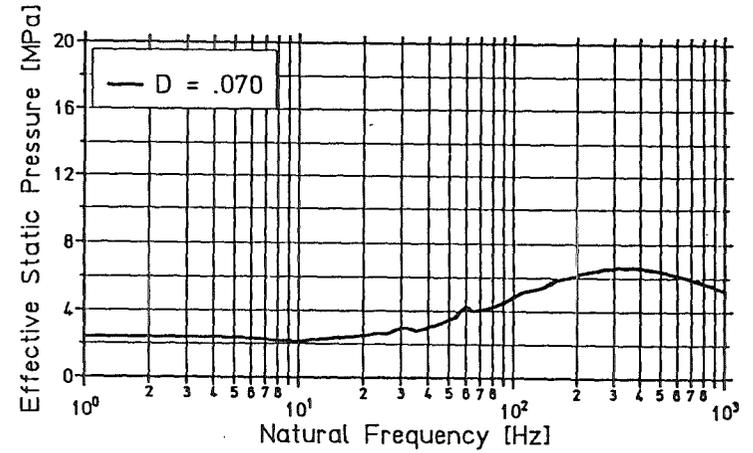
Antwortspektrum Wasserstoffdetonation



Antwortspektrum Wasserstoffdetonation



Antwortspektrum Wasserstoffdetonation



Geber Nr.273 : Wasserstoffdetonation (Case C)

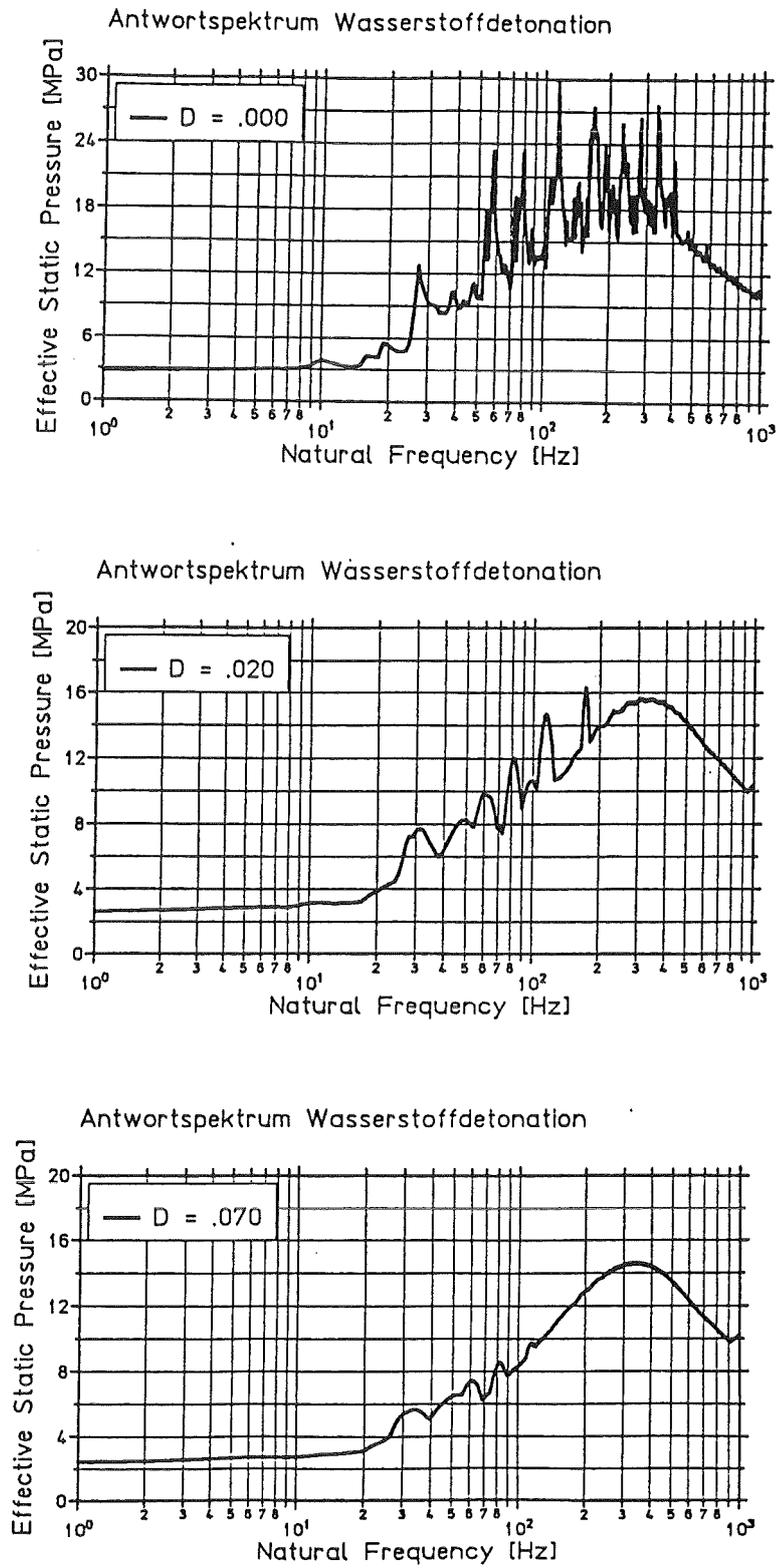
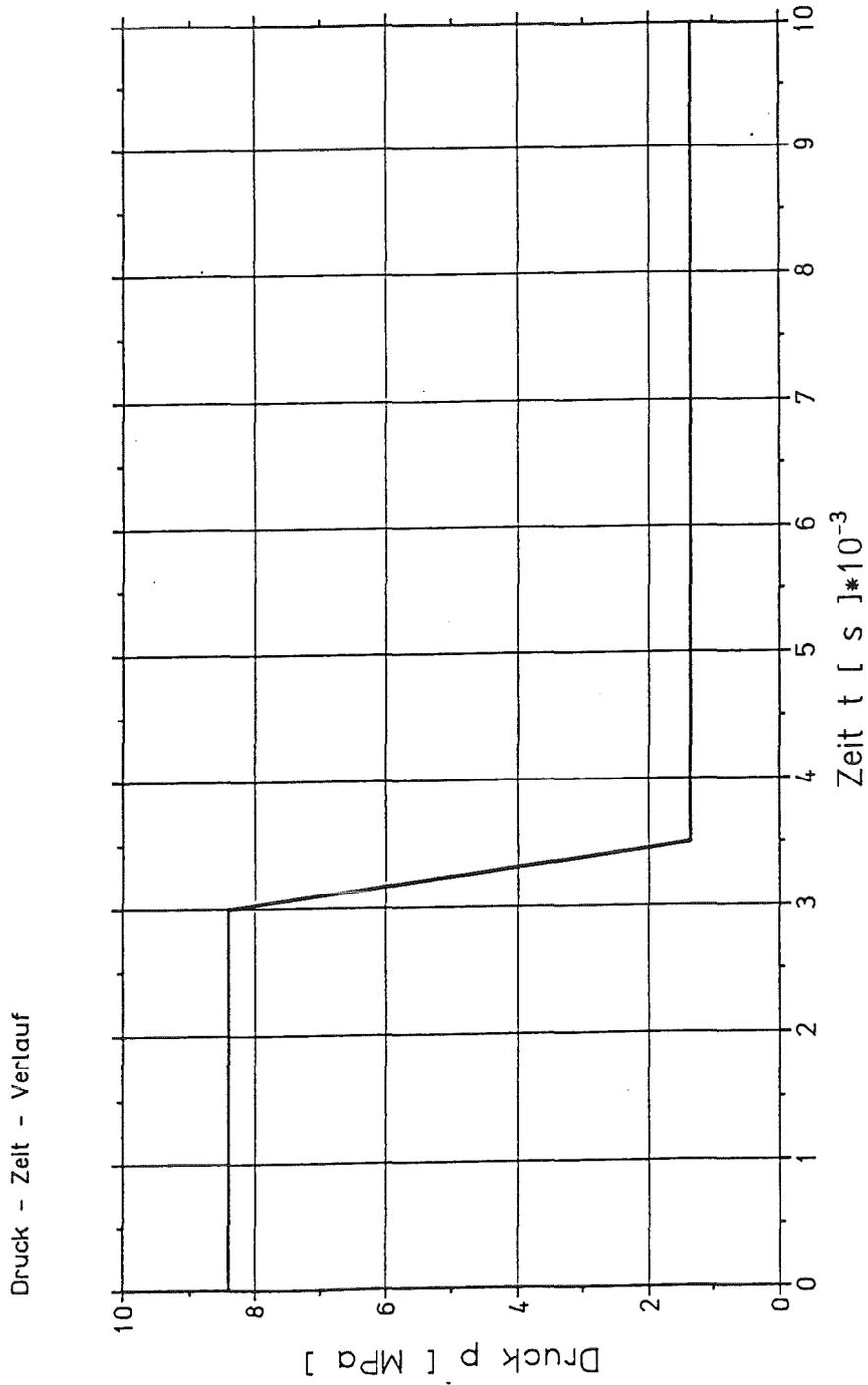
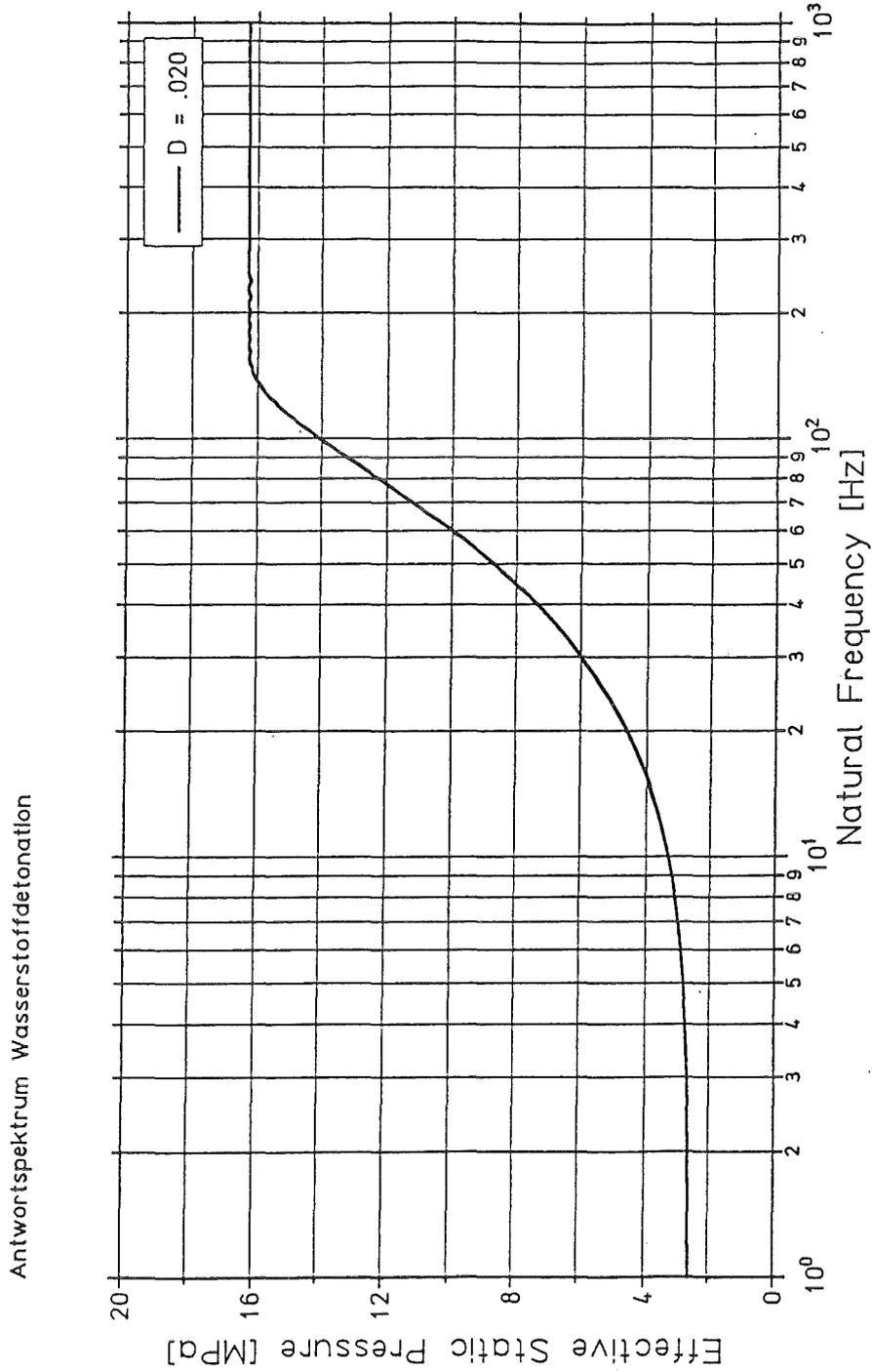


Bild B.7: Einhüllende Antwortspektren für H₂-Detonation



Ersatzimpuls E : Wasserstoffdetonation (Case C)

Bild B.8: Repräsentativer Zeitverlauf für H₂-Detonation



Ersatzimpuls E : Wasserstoffdetonation (Case C)

Bild B.9: Antwortspektrum des repräsentativen Zeitverlaufs für H₂-Detonation

Anlage C

Statische und dynamische Nachweise
der Außenwand des Containments

Inhalt

1. Allgemeines - Belastungsansätze	C.1
2. Statische Berechnung	C.2
3. Dynamische Berechnungen mit Einmassenschwinger (EMS)	C.3
3.1 Ableitung des nichtlinearen EMS	C.3
3.2 Berechnung des nichtlinearen EMS für H ₂ -Detonation	C.6
3.3 Berechnung des nichtlinearen EMS für AICC-Druck	C.11
3.4 Ergebnisse	C.16
4. Dynamische Berechnungen mit Finite-Element-Modell	C.17
4.1 Berechnungsgrundlagen	C.17
4.2 Berechnung für H ₂ -Detonation - globale Auswirkung -	C.20
4.3 Berechnung für H ₂ -Detonation - lokale Auswirkung -	C.32
4.4 Ergebnisse	C.41

C.1

1. Allgemeines - Belastungsansätze

Zum Nachweis der Integrität der äußeren Betonschale des Containment-Entwurfes bei schweren Kernschmelzunfällen werden statische und dynamische Berechnungen durchgeführt, von denen im Folgenden die wichtigsten dokumentiert sind.

Es sind folgende Belastungsansätze zu berücksichtigen:

- Innendruck bei der Nachwärmeabfuhr: $p = 18 \text{ bar}$ - statisch -
- inzwischen reduziert auf 12 bar -
- Druckverlauf aus H_2 -Detonation nach Bild C.1 - dynamisch -

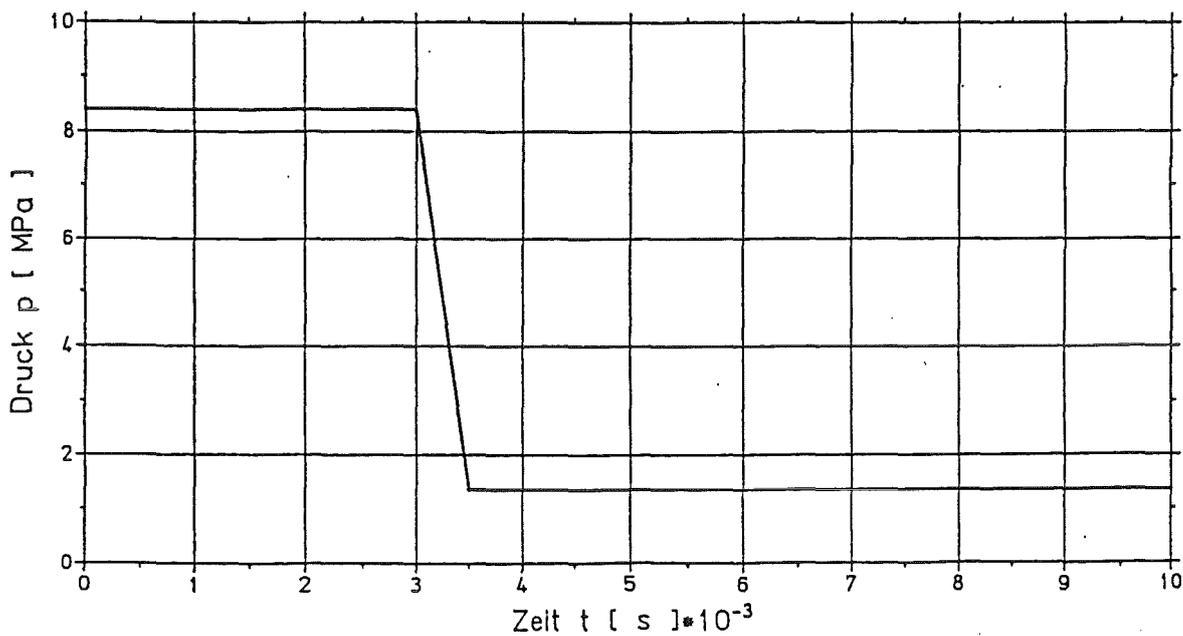


Bild C.1: Repräsentativer Druckverlauf bei H_2 -Detonation

2. Statische Berechnung

Nach einem Kernschmelzunfall muß die Nachzerfallswärme abgeführt werden. Dabei ist ein statischer Innendruck von 18 bar bei einer Temperatur von 200°C zu berücksichtigen. Dieser Druck erzeugt in der Außenschale Zugkräfte, die von der Bewehrung aufgenommen werden müssen. Es wird eine statische Berechnung durchgeführt, um die Zugkräfte zu ermitteln und die erforderliche Bewehrung zu errechnen.

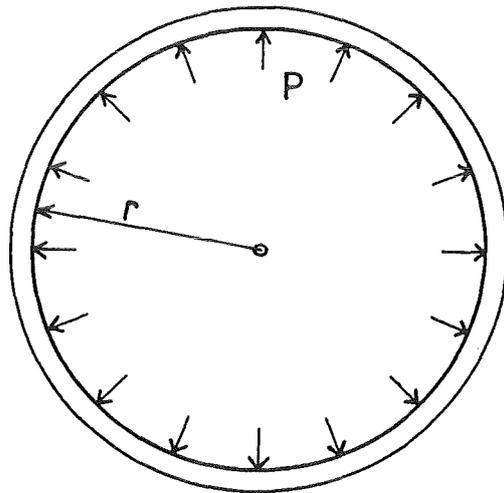


Bild C.2: Außenschale unter statischem Innendruck

Die Ringzugkraft pro m Höhe errechnet sich zu:

$$n_{\varphi} = p \cdot r = 1.80 \cdot 28.70 = 51.66 \text{ MN/m}$$

Für Sonderstahl St 1100 kann eine Zugfestigkeit von $\beta_s = 1100 \text{ MN/m}^2$ angesetzt werden, so daß sich pro m Höhe die erforderliche Horizontalbewehrung wie folgt errechnet:

$$\text{erf } a_s = \frac{50.66}{1100} \cdot 10^4 = 470 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Es wird eine Horizontalbewehrung von ca. 492 cm² pro m Höhe vorgesehen, das entspricht etwa einer Bewehrung von je 4 Lagen innen und außen aus Sonderstahl St 1100 mit einem Durchmesser $d = 28 \text{ mm}$ und einem Abstand von 10 cm.

3. Dynamische Berechnungen mit Einmassenschwinger (EMS)

Anhand eines einfachen Rechenmodells wird hier gezeigt, daß die dynamische Belastung aus der H_2 -Detonation von dem Containment aufgenommen werden kann. Es wird von einem 1.80 m dicken Kreisring aus Stahlbeton ausgegangen, der - auf der sicheren Seite liegend - den zylindrischen Bereich des Containments repräsentiert.

Dieses System läßt sich auf einen Einmassenschwinger (EMS) übertragen, wobei die Federcharakteristik entsprechend dem Verformungsverhalten des Stahlbetonzylinders elastoplastisch, d.h. nichtlinear ist.

In einer ersten Analyse wird der gesamte Ring mit dem repräsentativen Druckverlauf nach Bild C.1 belastet. Diese Betrachtung ist konservativ, da nach Angaben des KfK wegen der inneren Strukturen im Containment diese Belastung nur im Kuppelbereich auftreten kann. In einer zweiten Berechnung wird der gesamte Ring mit dem konstanten AICC-Druck von 13.5 bar beaufschlagt.

3.1 Ableitung des nichtlinearen EMS

Wegen der symmetrischen Belastung wird die Membrantragwirkung aktiviert (nur Zugkräfte im Ring)

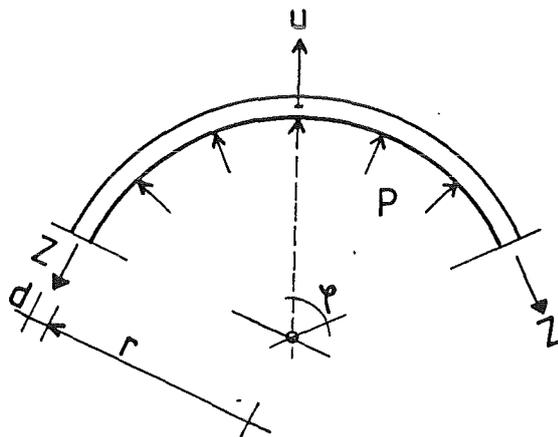


Bild C.3: Ableitung des nichtlinearen Einmassenschwingersystems

C.4

Für den 1.00 m hohen Stahlbetonring werden folgende Annahmen getroffen:

$$r = 28.70 \text{ m}$$

$$d = 1.80 \text{ m}$$

$$\rho = 0.0035 \text{ MNs}^2/\text{m}^4 \quad \text{- mit Vorsatzschale -}$$

$$m = 0.0035 \cdot 1.80 \cdot 28.70 = 0.181 \text{ MNs}^2/\text{m}$$

Für die eingelegte Bewehrung aus Sonderstahl St 1100 werden folgende Annahmen getroffen:

$$\sigma_F = 1100 \text{ MN/m}^2$$

$$E_S = 210000 \text{ MN/m}^2$$

$$\epsilon_F = \sigma_F / E_S = 0.00524 \quad \text{- Fließdehnung -}$$

$$\epsilon_U = .025 \quad \text{- Bruchdehnung -}$$

Daraus lassen sich die Fließ- und Bruchverformungen des Ringes errechnen nach:

$$u_F = r \cdot \epsilon_F = 0.150 \text{ m}$$

$$u_U = r \cdot \epsilon_U = 0.718 \text{ m}$$

Die Ringzugkräfte R_F beim Beginn des Fließens und R_U im Bruchzustand ergeben sich zu:

$$R_F = a_s \cdot \sigma_F$$

$$R_U = a_s \cdot \sigma_S \left(u / r \right) = Z_U$$

Für vorh $a_s = 500 \text{ cm}^2/\text{m} = 0.05 \text{ m}^2/\text{m}$ folgt:

$$R_F = 0.05 \cdot 1100 = 55 \text{ MN/m}$$

Die Dämpfungskonstante für 1% Materialdämpfung - konservativ - errechnet sich zu:

$$D = 2 \cdot d \cdot \sqrt{k \cdot m} = 0.163$$

wobei:

$$d = 0.01$$

Materialdämpfung

$$k = R_F / u_F \approx 365.0$$

Federkonstante des elastischen Systems

$$m = 0.181$$

Masse

C.5

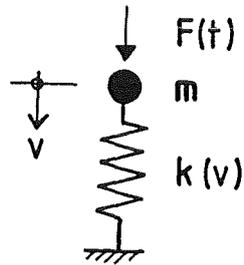


Bild C.4: Nichtlinearer Einmassenschwinger (EMS)

Der Last-Zeit-Verlauf für den EMS errechnet sich wie folgt:

$$F(t) = p(t) \cdot r$$

für:

$t = 0.0 \text{ s}$	$F = 8.40 \cdot 28.70 = 241.10 \text{ MN}$
$t = 0.003 \text{ s}$	$F = 8.40 \cdot 28.70 = 241.10 \text{ MN}$
$t = 0.035 \text{ s}$	$F = 1.35 \cdot 28.70 = 38.75 \text{ MN}$

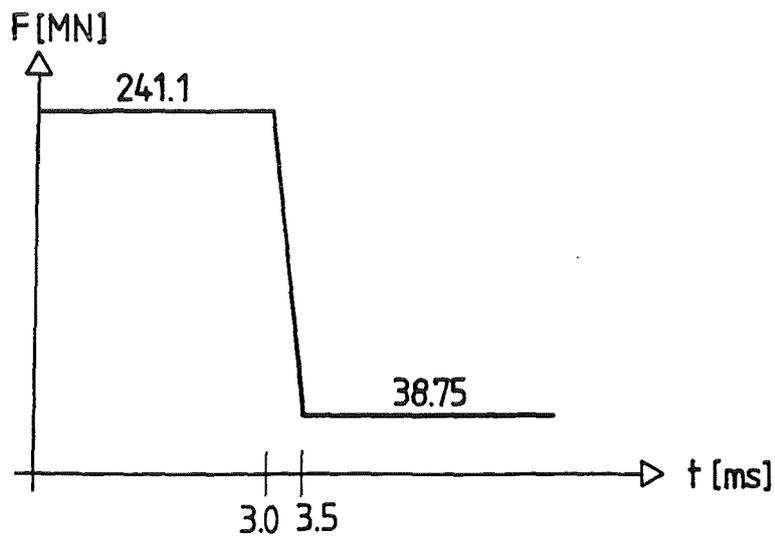


Bild C.5: Last-Zeit-Verlauf für EMS-System

C.6

3.2 Berechnung des nichtlinearen EMS für H₂-Detonation

EINGABEWERTE ZUR BERECHNUNG EINES ZWEIMASSENSCHWINGERS

=====

```

ANZAHL DER ZEITSCHRITTE ..... IT =          30000
ZEITSCHRITTINKREMENT ..... DT =          .2000E-04
AUSGABEINTERVALL ..... IDRU =              0
PLOT INTERVALL ..... IPLO =              10
MASSE DES PUNKTES 1 ..... M1 =          .1810E+00
MASSE DES PUNKTES 2 ..... M2 =          .0000E+00
DAEMPFUNGSKONSTANTE FESTP. - PUNKT 1 ..... D1 =          .1630E+00
DAEMPFUNGSKONSTANTE PUNKT 1 - PUNKT 2 ..... D2 =          .0000E+00
DAEMPFUNGSKONSTANTE FESTP. - PUNKT 2 ..... D3 =          .0000E+00
ANFANGSVERFORMUNG DES PUNKTES 1 ..... X10 =          .0000E+00
ANFANGSVERFORMUNG DES PUNKTES 2 ..... X20 =          .0000E+00
ANFANGSGESCHWINDIGKEIT DES PUNKTES 1 ..... V10 =          .0000E+00
ANFANGSGESCHWINDIGKEIT DES PUNKTES 2 ..... V20 =          .0000E+00
    
```

```

ANZAHL D. FEDERN VOM FESTP. ZUM PUNKT 1 ... NF1 =          1
  GE. 1
    
```

```

ANZAHL D. FEDERN VOM PUNKT 1 ZUM PUNKT 2 .. NF2 =          0
  GE. 1
    
```

```

ANZAHL D. FEDERN VOM FESTP. ZUM PUNKT 2 ... NF3 =          0
  GE. 0
    
```

F E D E R 1

=====

```

ANZAHL DER PUNKTE DES BELASTUNGSASTES ..... NPB =          4
    
```

PUNKT	UB	PB
1	-.1000E+01	-.3650E+03
2	.0000E+00	.0000E+00
3	.1500E+00	.5500E+02
4	.1000E+01	.5500E+02

```

ANZAHL DER PUNKTE DES ENTLASTUNGSASTES ..... NPE =          3
    
```

PUNKT	UE	PE
1	-.1000E+02	-.3650E+04
2	.0000E+00	.0000E+00
3	.1000E+02	.3650E+04

```

BRUCHVERFORMUNG DER FEDER IM NEG. BEREICH .. UUN =        -.2000E+01
BRUCHVERFORMUNG DER FEDER IM POS. BEREICH .. UUP =          .9000E+00
    
```

C.7

LASTFUNKTIONEN

=====

ANZAHL DER PUNKTE LASTFUNKTION PT1 NPT1 = 4
 ANZAHL DER PUNKTE LASTFUNKTION PT2 NPT2 = 0

LASTFUNKTION 1

PUNKT	T1	P1
1	.0000E+00	.2411E+03
2	.3000E-02	.2411E+03
3	.3500E-02	.3875E+02
4	.1000E+01	.3875E+02

EXTREMWERTE

=====

BELASTUNGEN

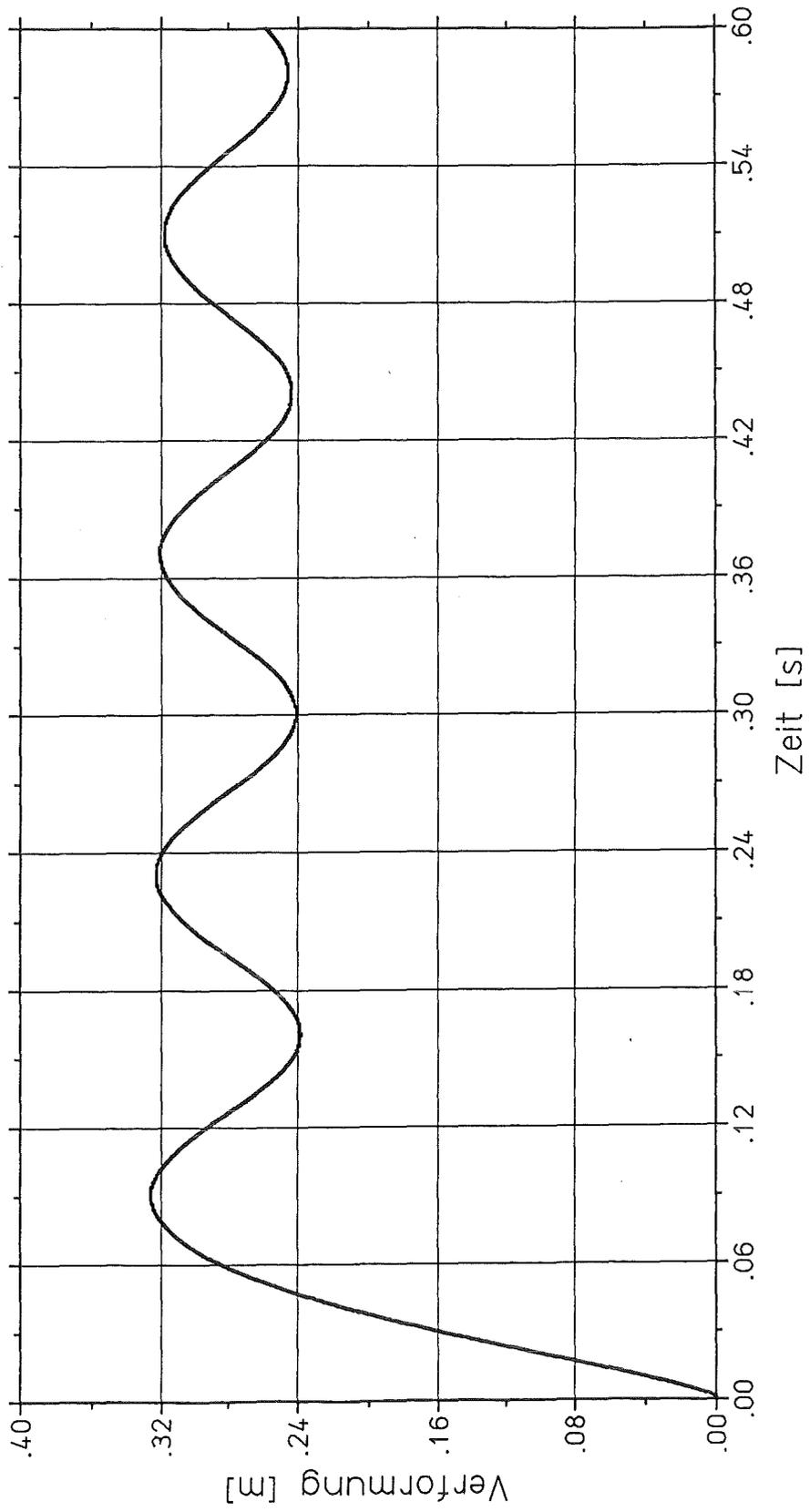
LAST 1 :	P1MAX = .2411E+03	ZEIT T = .0000E+00	
	P1MIN = .3875E+02	ZEIT T = .3500E-02	
LAST 2 :	P2MAX = .0000E+00	ZEIT T = .0000E+00	
	P2MIN = .0000E+00	ZEIT T = .0000E+00	

FEDERKRAEFTE

KRAFT 1 :	F1MAX = .5500E+02	ZEIT T = .2858E-01	
	F1MIN = .0000E+00	ZEIT T = .0000E+00	
KRAFT 2 :	F2MAX = .0000E+00	ZEIT T = .0000E+00	
	F2MIN = .0000E+00	ZEIT T = .0000E+00	
KRAFT 3 :	F3MAX = .0000E+00	ZEIT T = .0000E+00	
	F3MIN = .0000E+00	ZEIT T = .0000E+00	

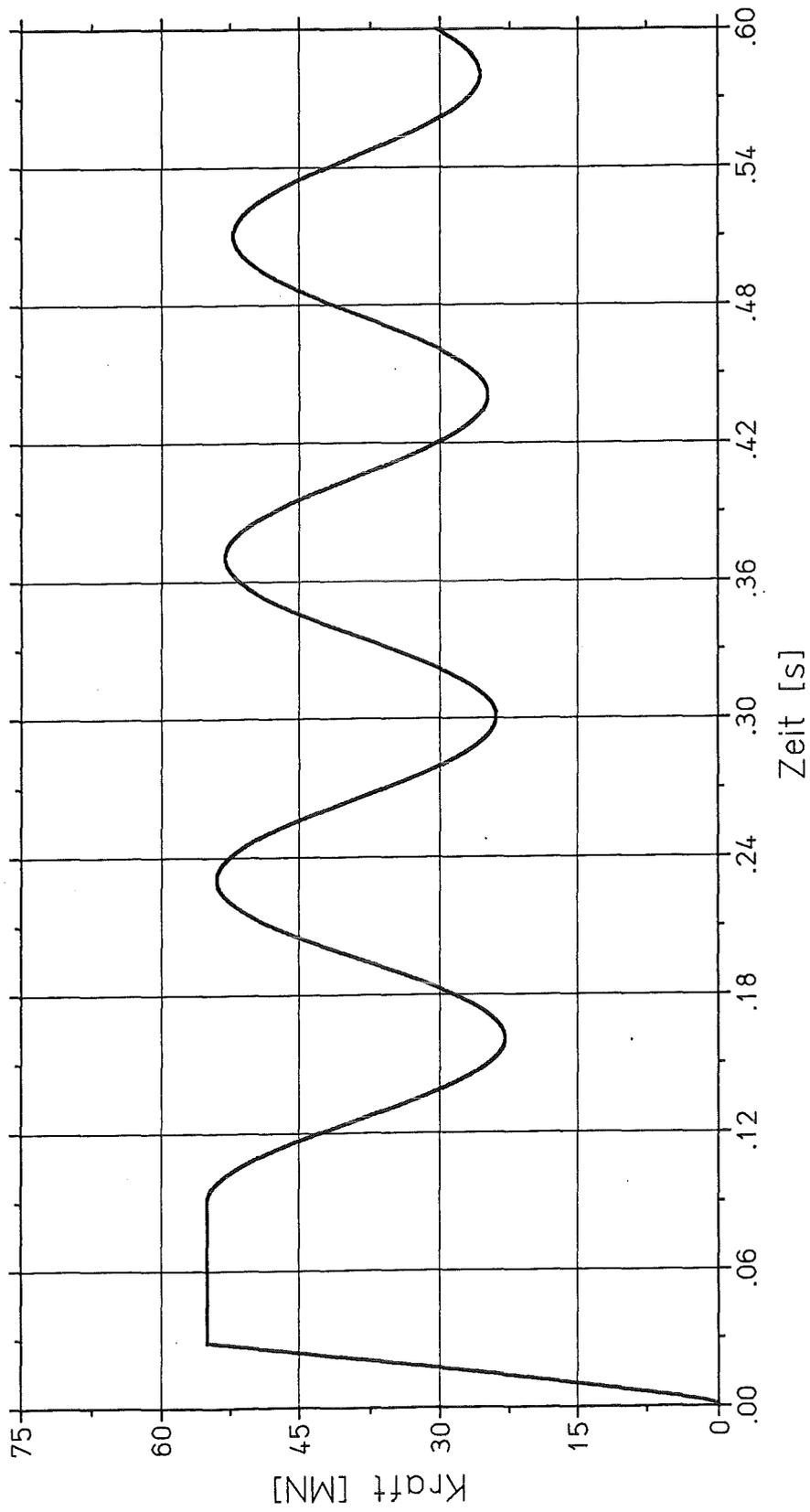
VERFORMUNGEN

PUNKT 1 :	X1MAX = .3261E+00	ZEIT T = .9064E-01	
	X1MIN = .0000E+00	ZEIT T = .0000E+00	
PUNKT 2 :	X2MAX = .0000E+00	ZEIT T = .0000E+00	
	X2MIN = .0000E+00	ZEIT T = .0000E+00	
RELATIVVERF. : (2 - 1)	U2MAX = .0000E+00	ZEIT T = .0000E+00	
	U2MIN = -.3261E+00	ZEIT T = .9064E-01	



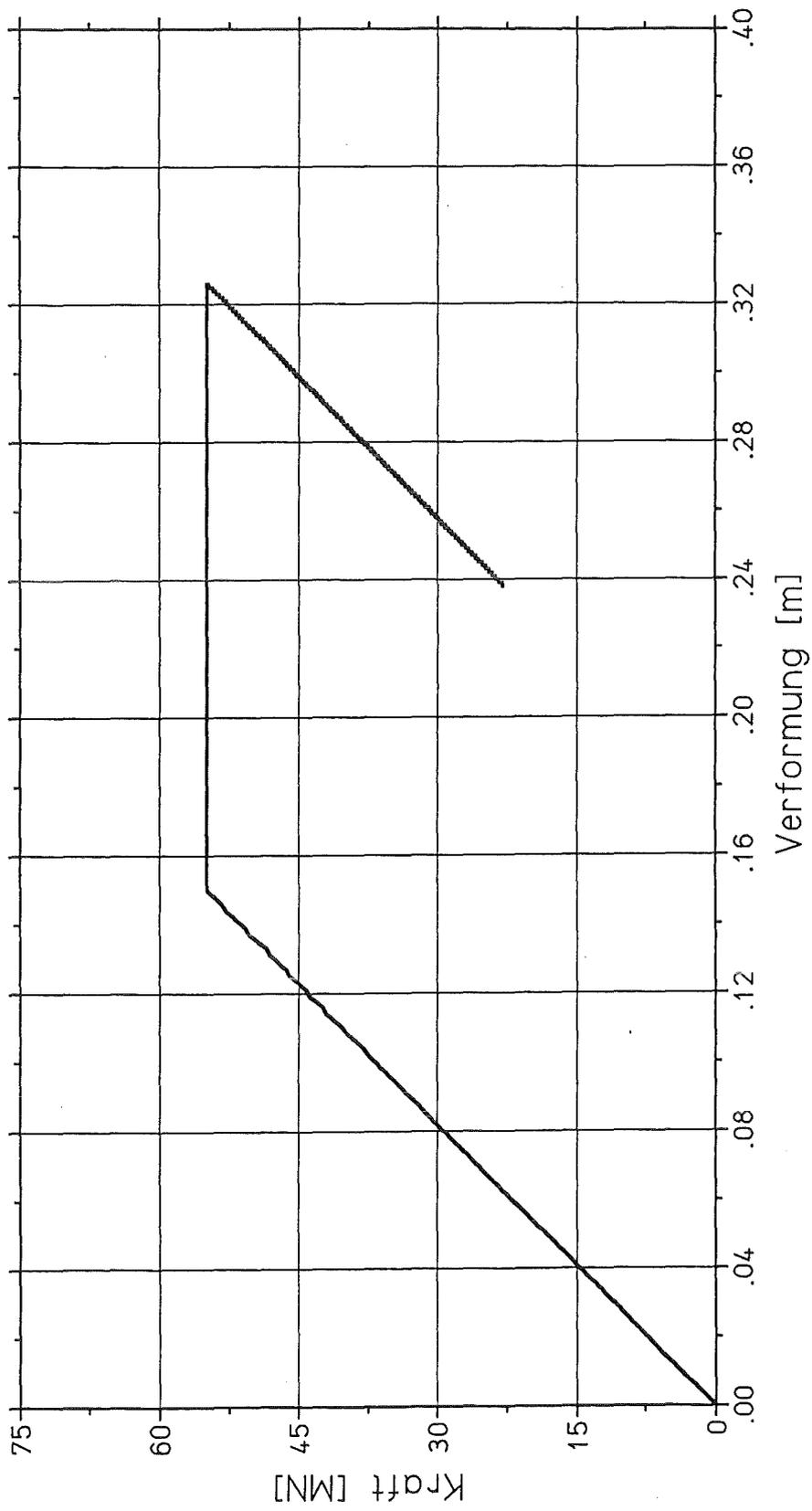
Verformung der Masse

Bild C.6: Verformung der Masse bei H_2 -Detonation



Kraft in der Feder

Bild C.7: Kraft in der Feder bei H₂-Detonation



Kraft-Verformungs-Beziehung der Feder

Bild C.8: Kraft-Verformungs-Beziehung der Feder bei H₂-Detonation

C.11

3.3 Berechnung des nichtlinearen EMS für AICC-Druck

EINGABEWERTE ZUR BERECHNUNG EINES ZWEIMASSENSCHWINGERS

=====

ANZAHL DER ZEITSCHRITTE IT = 30000
 ZEITSCHRITTINKREMENT DT = .2000E-04
 AUSGABEINTERVALL IDRU = 0
 PLOT INTERVALL IPLO = 10
 MASSE DES PUNKTES 1 M1 = .1810E+00
 MASSE DES PUNKTES 2 M2 = .0000E+00
 DAEMPFUNGSKONSTANTE FESTP. - PUNKT 1 D1 = .1630E+00
 DAEMPFUNGSKONSTANTE PUNKT 1 - PUNKT 2 D2 = .0000E+00
 DAEMPFUNGSKONSTANTE FESTP. - PUNKT 2 D3 = .0000E+00
 ANFANGSVERFORMUNG DES PUNKTES 1 X10 = .0000E+00
 ANFANGSVERFORMUNG DES PUNKTES 2 X20 = .0000E+00
 ANFANGSGESCHWINDIGKEIT DES PUNKTES 1 V10 = .0000E+00
 ANFANGSGESCHWINDIGKEIT DES PUNKTES 2 V20 = .0000E+00

ANZAHL D. FEDERN VOM FESTP. ZUM PUNKT 1 ... NF1 = 1
 GE. 1

ANZAHL D. FEDERN VOM PUNKT 1 ZUM PUNKT 2 .. NF2 = 0
 GE. 1

ANZAHL D. FEDERN VOM FESTP. ZUM PUNKT 2 ... NF3 = 0
 GE. 0

F E D E R 1
 =====

ANZAHL DER PUNKTE DES BELASTUNGSASTES NPB = 4

PUNKT	UB	PB
1	-.1000E+01	-.3650E+03
2	.0000E+00	.0000E+00
3	.1500E+00	.5500E+02
4	.1000E+01	.5500E+02

ANZAHL DER PUNKTE DES ENTLASTUNGSASTES NPE = 3

PUNKT	UE	PE
1	-.1000E+02	-.3650E+04
2	.0000E+00	.0000E+00
3	.1000E+02	.3650E+04

BRUCHVERFORMUNG DER FEDER IM NEG. BEREICH .. UUN = -.2000E+01
 BRUCHVERFORMUNG DER FEDER IM POS. BEREICH .. UUP = .9000E+00

C.12

LASTFUNKTIONEN

=====

ANZAHL DER PUNKTE LASTFUNKTION PT1 NPT1 = 2
 ANZAHL DER PUNKTE LASTFUNKTION PT2 NPT2 = 0

LASTFUNKTION 1

PUNKT	T1	P1
1	.0000E+00	.3875E+02
2	.1000E+01	.3875E+02

EX TRE M W E R T E

=====

BELASTUNGEN

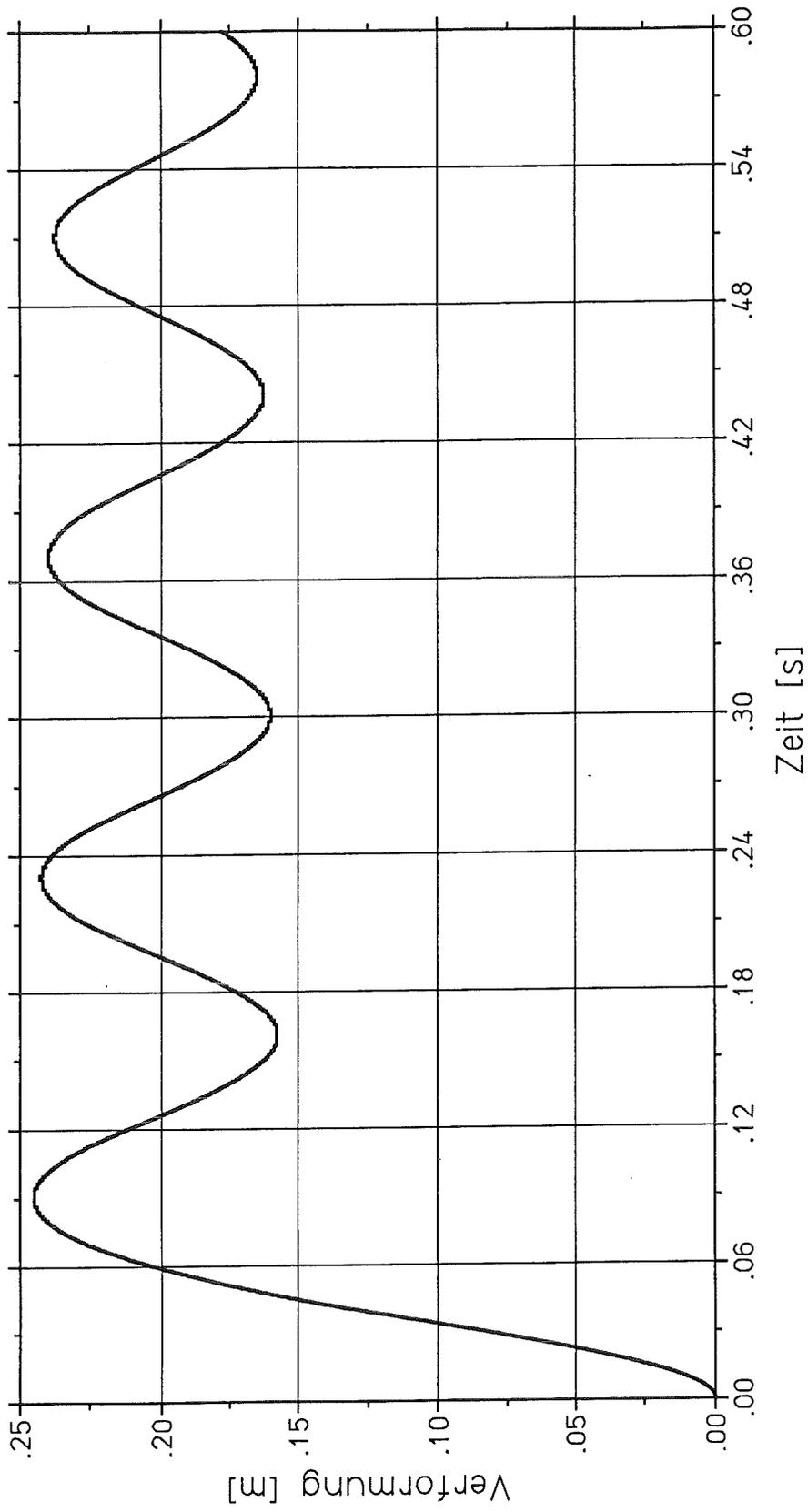
LAST 1 :	P1MAX = .3875E+02	ZEIT T = .0000E+00	
	P1MIN = .3875E+02	ZEIT T = .0000E+00	
LAST 2 :	P2MAX = .0000E+00	ZEIT T = .0000E+00	
	P2MIN = .0000E+00	ZEIT T = .0000E+00	

FEDERKRAEFTE

KRAFT 1 :	F1MAX = .5500E+02	ZEIT T = .4496E-01	
	F1MIN = .0000E+00	ZEIT T = .0000E+00	
KRAFT 2 :	F2MAX = .0000E+00	ZEIT T = .0000E+00	
	F2MIN = .0000E+00	ZEIT T = .0000E+00	
KRAFT 3 :	F3MAX = .0000E+00	ZEIT T = .0000E+00	
	F3MIN = .0000E+00	ZEIT T = .0000E+00	

VERFORMUNGEN

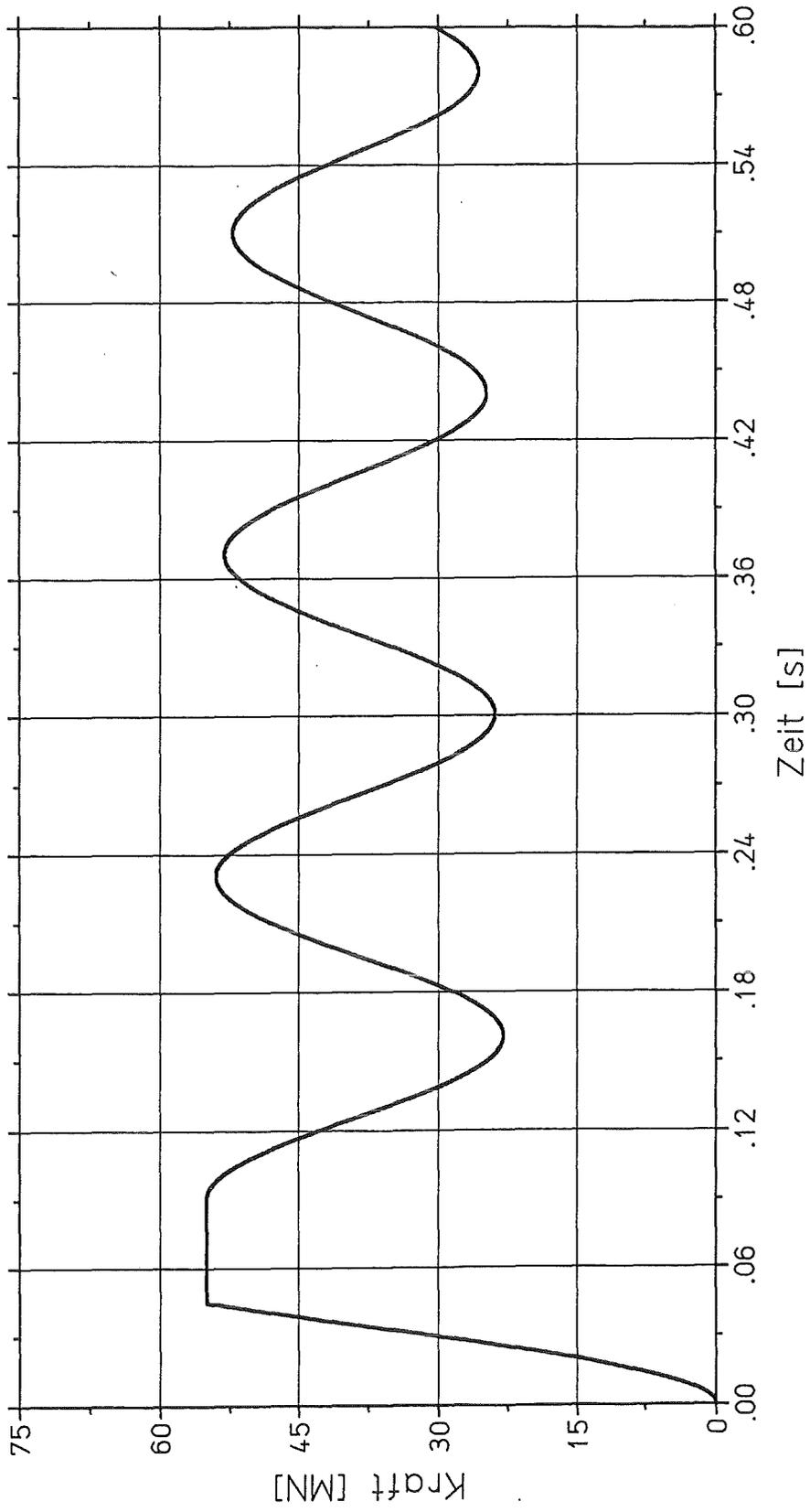
PUNKT 1 :	X1MAX = .2453E+00	ZEIT T = .9070E-01	
	X1MIN = .0000E+00	ZEIT T = .0000E+00	
PUNKT 2 :	X2MAX = .0000E+00	ZEIT T = .0000E+00	
	X2MIN = .0000E+00	ZEIT T = .0000E+00	
RELATIVVERF. : (2 - 1)	U2MAX = .0000E+00	ZEIT T = .0000E+00	
	U2MIN = -.2453E+00	ZEIT T = .9070E-01	



Verformung der Masse

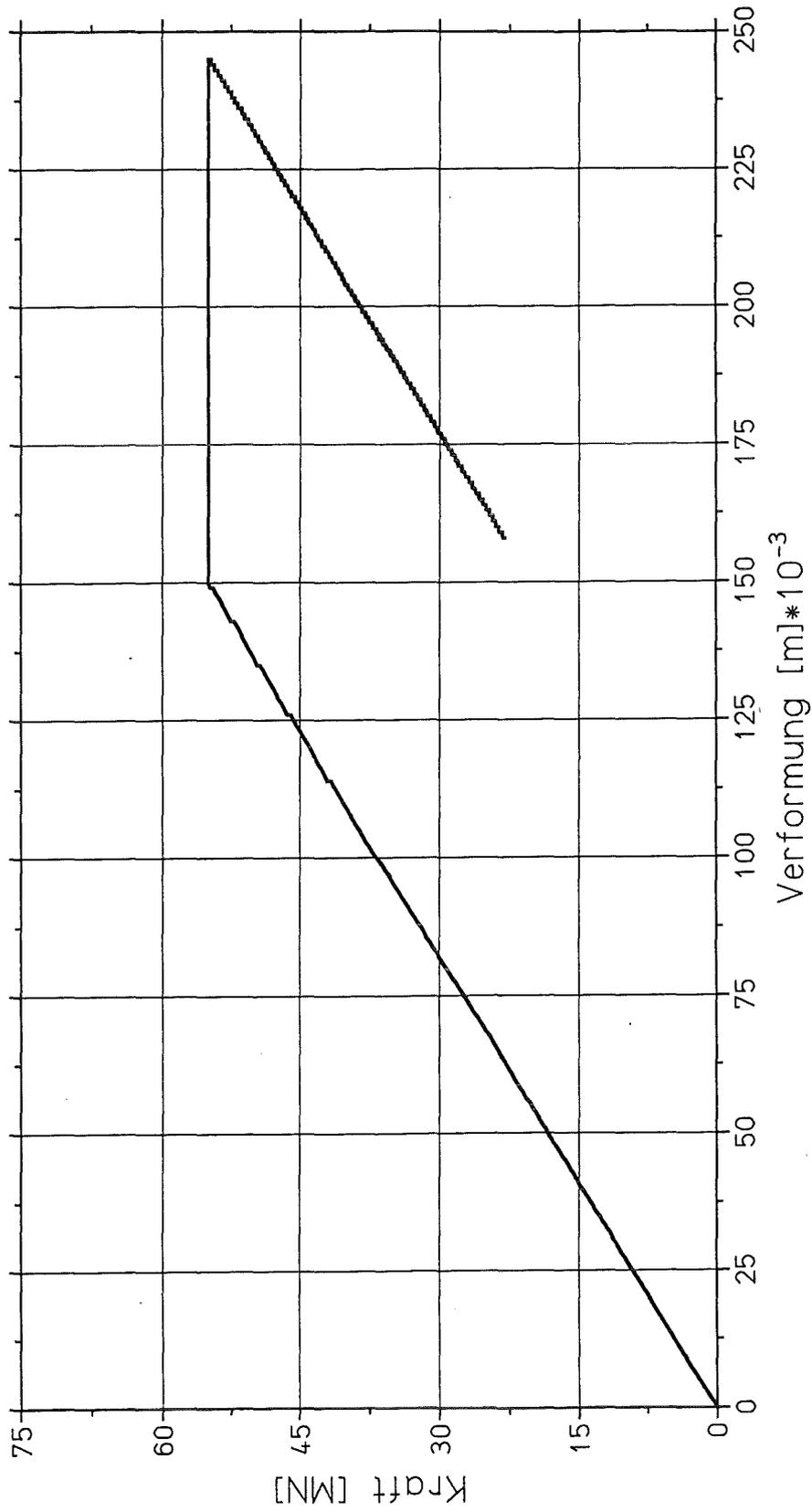
Bild C.9: Verformung der Masse für AICC-Druck

C.14



Kraft in der Feder

Bild C.10: Kraft in der Feder für AICC-Druck



Kraft-Verformungs-Beziehung der Feder

Bild C.11: Kraft-Verformungs-Beziehung für AICC-Druck

3.4 Ergebnisse

Im Folgenden werden die maximalen plastischen Dehnungen $\max \epsilon$ errechnet.

Ausgehend von der Dehnung beim Erreichen der Streckgrenze ϵ_s für Sonderstahl St 1100:

$$\epsilon_s = \frac{\beta_s}{E_s} = \frac{1100}{2100000} = 0.00524 = 0.524 \%$$

erhält man die maximale plastische Dehnung $\max \epsilon_{pl}$ gem.:

$$\max \epsilon_{pl} = \frac{\max v_{pl}}{v_s} \cdot \epsilon_s$$

wobei :

- $\max v_{pl}$ = maximale plastische Verformung des Systems
- v_s = Verformung des Systems beim Erreichen der Streckgrenze

Daraus errechnen sich die maximalen plastischen Dehnungen für:

H₂-Detonation:

$$\max \epsilon_{pl} = \frac{0.3261}{0.15} \cdot 0.00524 = 0.011 = 1.1 \%$$

AICC-Druck:

$$\max \epsilon_{pl} = \frac{0.2453}{0.15} \cdot 0.00524 = 0.009 = 0.9 \%$$

Die Bewehrung plastifiziert nach ca. 0.03 s bzw. 0.045 s. Die plastischen Dehnungen betragen 1.1 % bzw. 0.9 %

4. Dynamische Berechnungen mit Finite-Element-Modell

4.1 Berechnungsgrundlagen

Zur Verifizierung obiger Ergebnisse werden ergänzende dynamische Berechnungen mit dem Finite-Element-Programm ADINA durchgeführt.

Die Bilder C.12 und C.13 zeigen die Diskretisierung des Containments, bestehend aus Zylinder- und Kegelschale. Das Modell bildet die 1.80m dicke äußere Betonschale ab. Die innere Belastung - maßgebend für die Auslegung ist der Lastfall H_2 -Detonation - wird über die innere Betonwandung und die Stahlkühlzellen mit Dichtliner auf die äußere Umhüllung übertragen. Das Rechenmodell besteht aus 960 Knoten und 920 Schalenelementen. Die Zahl der Freiheitsgrade beträgt 5520. Die Kreisplatte mit Zylinder, die den oberen Abschluß der Kuppel bildet, wird durch Balkenelementen mit entsprechend großen Steifigkeiten simuliert.

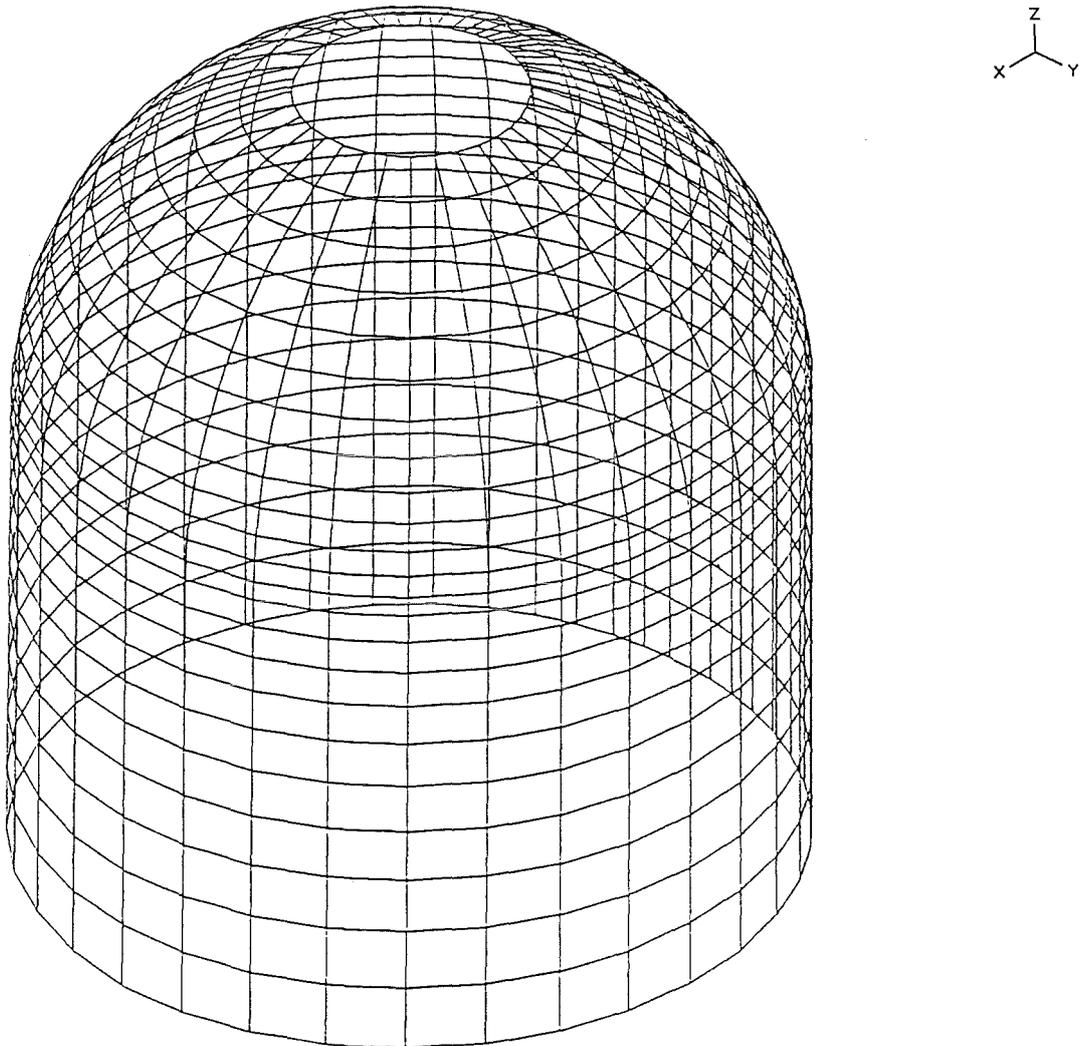


Bild C.12: FE-Modell des Containment-Entwurfs / Ansicht

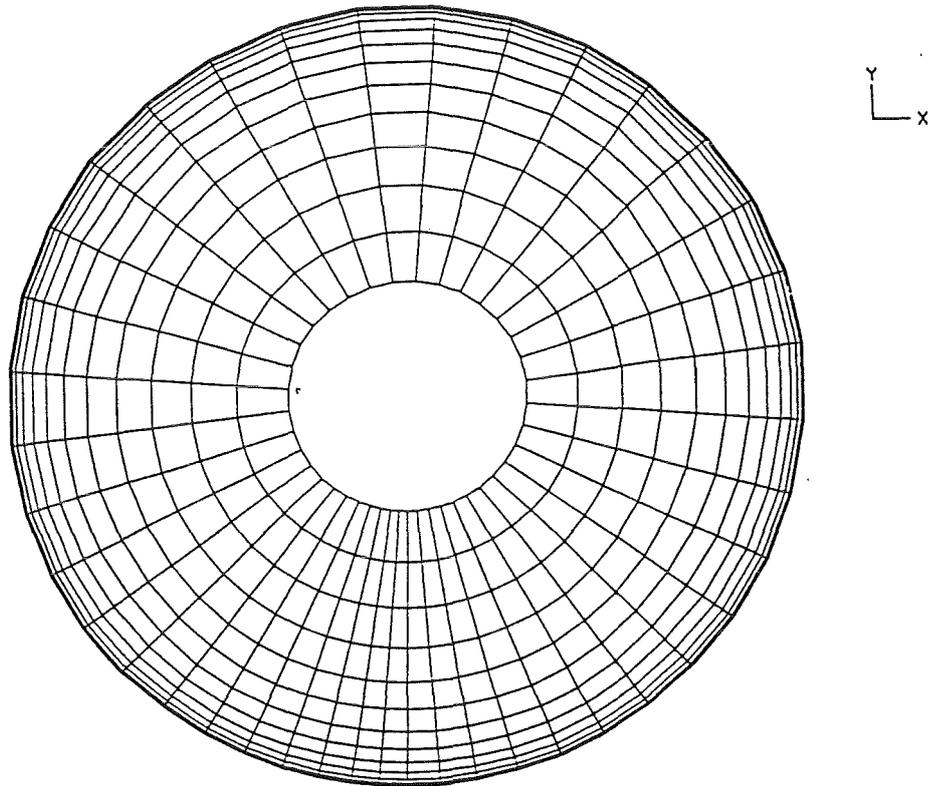


Bild C.13: FE-Modell des Containment-Entwurfs / Draufsicht

Die Berechnungen werden nach der Methode der schrittweisen Integration durchgeführt. Als Zeitschritt werden für die ersten 20 Schritte ein Zeitinkrement von 0.5 ms und für die weiteren Schritte 2.0 ms gewählt. Es wird bis zu einer Zeit von 0.2 sec gerechnet.

Die Berechnungen berücksichtigen sowohl angepasste nichtlineare Materialbeschreibungen, als auch geometrische Nichtlinearitäten. Die Abbildung des Werkstoffes Stahlbeton erfolgt mit einem bilinearen, elasto-plastischen Materialmodell mit Fließbedingungen nach von Mises, wobei auf der sicheren Seite liegend der Verzerrungs-Verfestigungs-Modul zu Null gesetzt wird. Die Aufbereitung und graphische Darstellung der Ergebnisse wird mit einigen nachgeschalteten Programmen durchgeführt.

Es werden folgende Materialkennwerte zugrundegelegt:

Beton B35:

$E_0 = 34000 \text{ MPa}$	Elastizitätsmodul
$\nu = 0.2$	Querdehnzahl
$\beta_c = 35.0 \text{ MPa}$	Zylinderdruckfestigkeit
$\beta_z = 3.5 \text{ MPa}$	Zugfestigkeit

Sonderstahl St 1100:

$E_0 = 210000$ MPa	Elastizitätsmodul
$\beta_s = 1100.0$ MPa	Streckgrenze
$\beta_z = 1350.0$ MPa	Zugfestigkeit
$\epsilon_u = 3\%$	Versagensdehnung

Normalstahl St 500:

$E_0 = 210000$ MPa	Elastizitätsmodul
$\beta_s = 500.0$ MPa	Streckgrenze
$\beta_z = 550.0$ MPa	Zugfestigkeit
$\epsilon_u = 5\%$	Versagensdehnung

Es werden zwei Lastfälle untersucht. Im ersten Lastfall wird der gesamte Bereich der Kuppel mit dem repräsentativen Druckverlauf für die H₂-Detonation beaufschlagt, was etwa einer Zündung in der Mitte des Containments entspricht, wohingegen im zweiten Lastfall dieser Druckverlauf nur örtlich im Übergangsbereich Zylinder / Kuppel auf eine Fläche von ca. 40 m² aufgebracht wird, um lokale Auswirkungen infolge unmittelbar benachbarter Zündung studieren zu können. Die übrigen Containment-Bereiche werden jeweils mit dem AICC-Druck belastet.

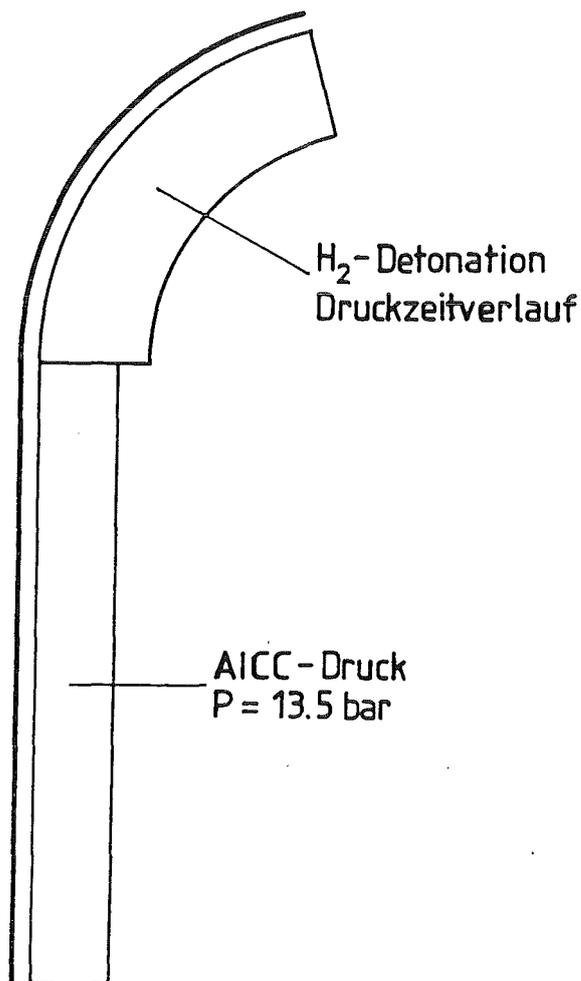
4.2 Berechnung für H₂-Detonation - globale Auswirkung -

Bild C.14: Belastung für H₂-Detonation - globale Auswirkung -

Auf den Seiten C.21 bis C.29 finden sich die Verformungsplots des Containments zu verschiedenen Zeitpunkten, auf der Seite C.30 die maximalen Hauptspannungen und auf Seite C.31 die maximalen Hauptdehnungen für "globale Auswirkungen" der H₂-Detonation

C.21

DEFORMED  .0185
TIME .00500

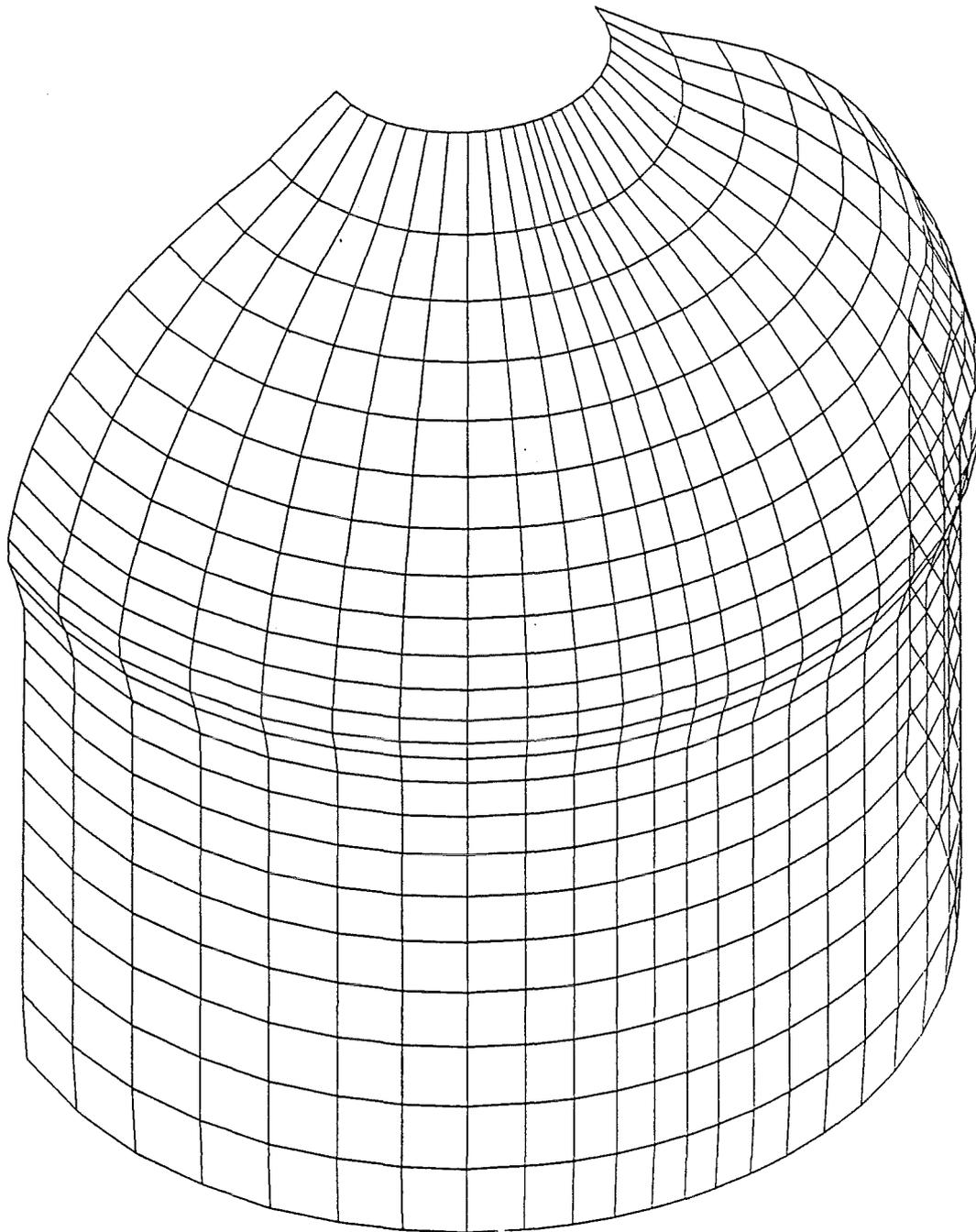


Bild C.15: H₂-Detonation - global , verformte Struktur nach 0.005 s

C.22

DEFORMED  .0375
TIME .0100

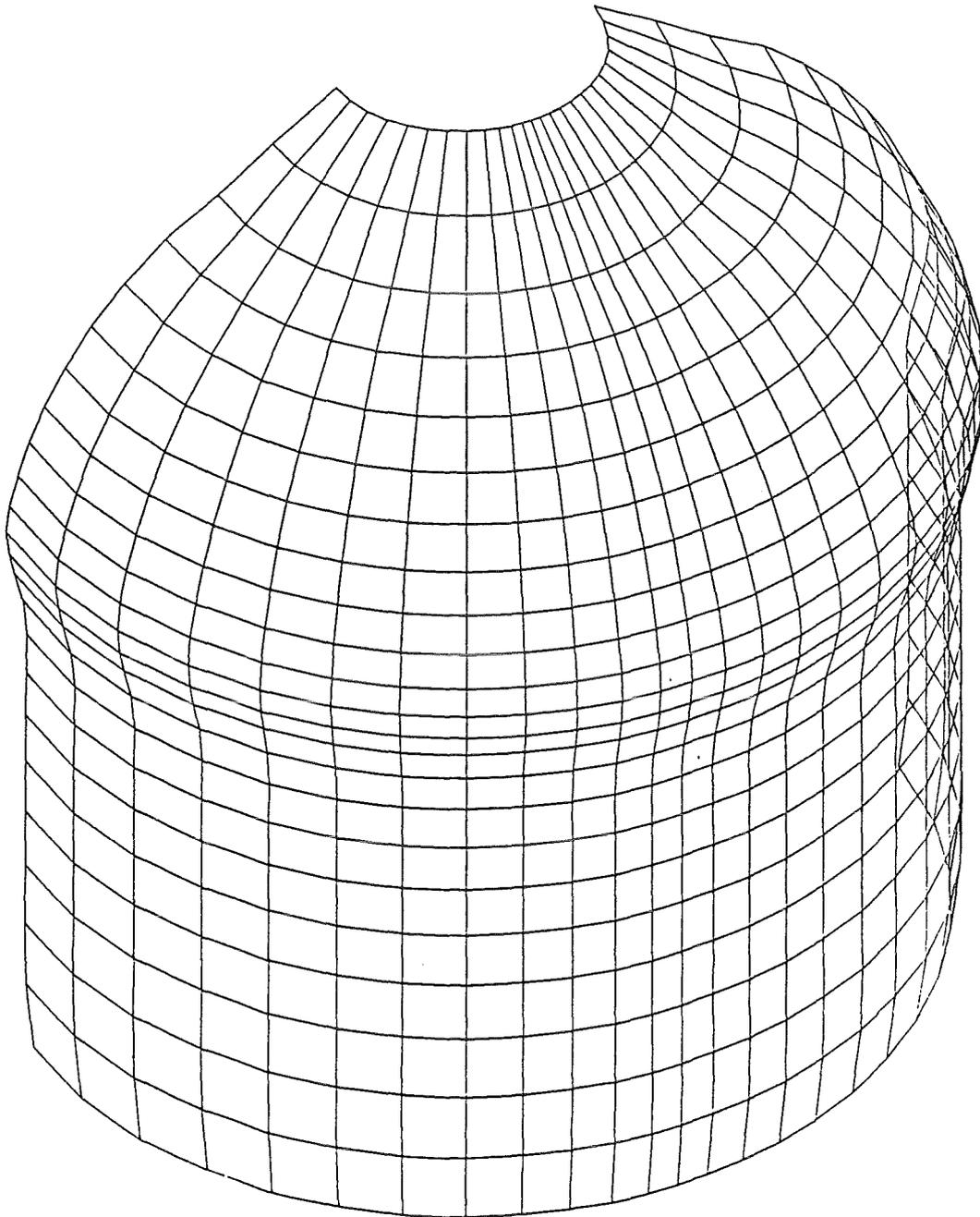


Bild C.16: H₂-Detonation - global , verformte Struktur nach 0.01s

C.23

DEFORMED  .0829
TIME .0300

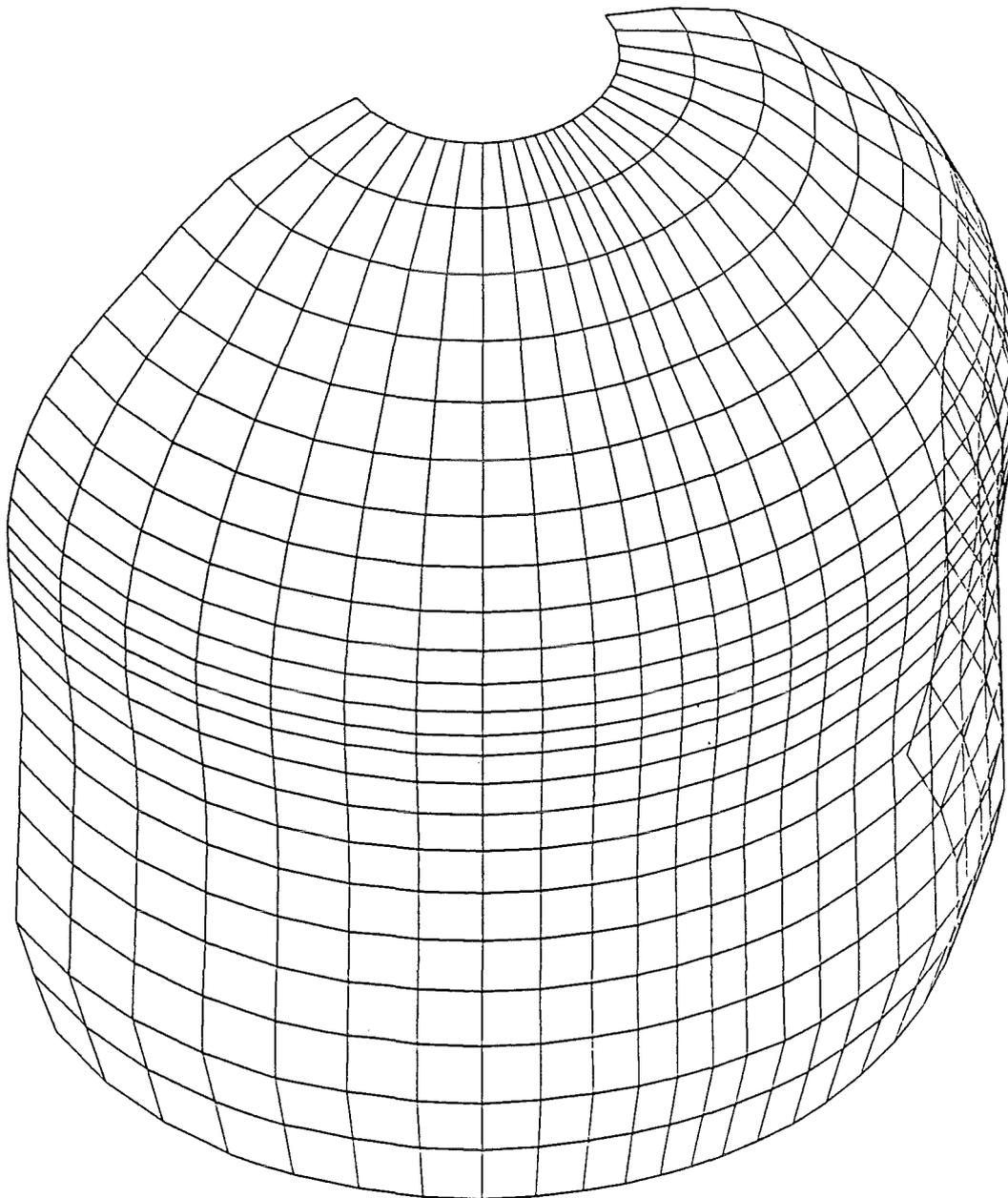


Bild C.17: H₂-Detonation - global , verformte Struktur nach 0.03 s

C.24

DEFORMED  .144
TIME .0500

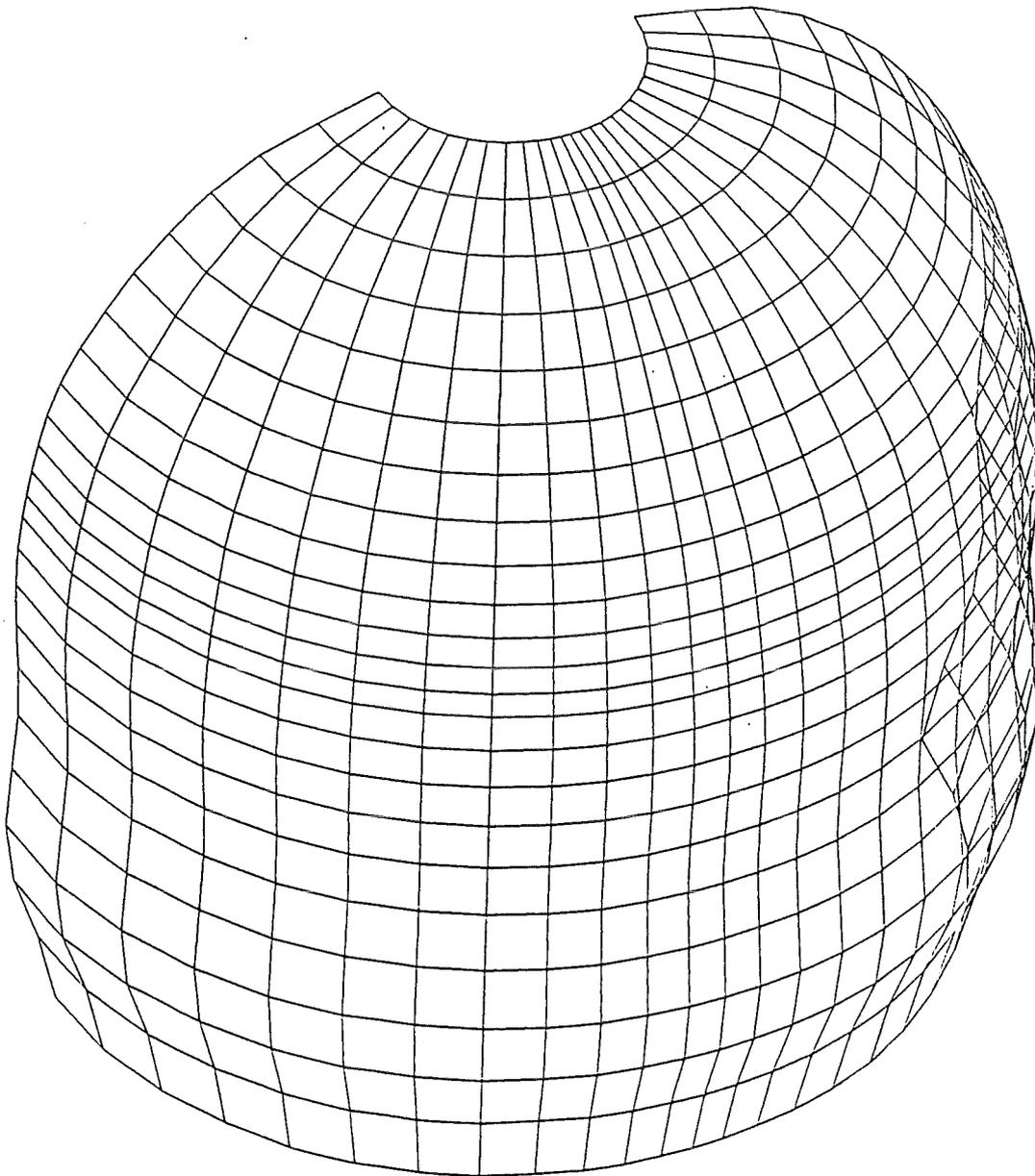


Bild C.18: H₂-Detonation - global , verformte Struktur nach 0.05 s

C.25

DEFORMED  .204
TIME .0700

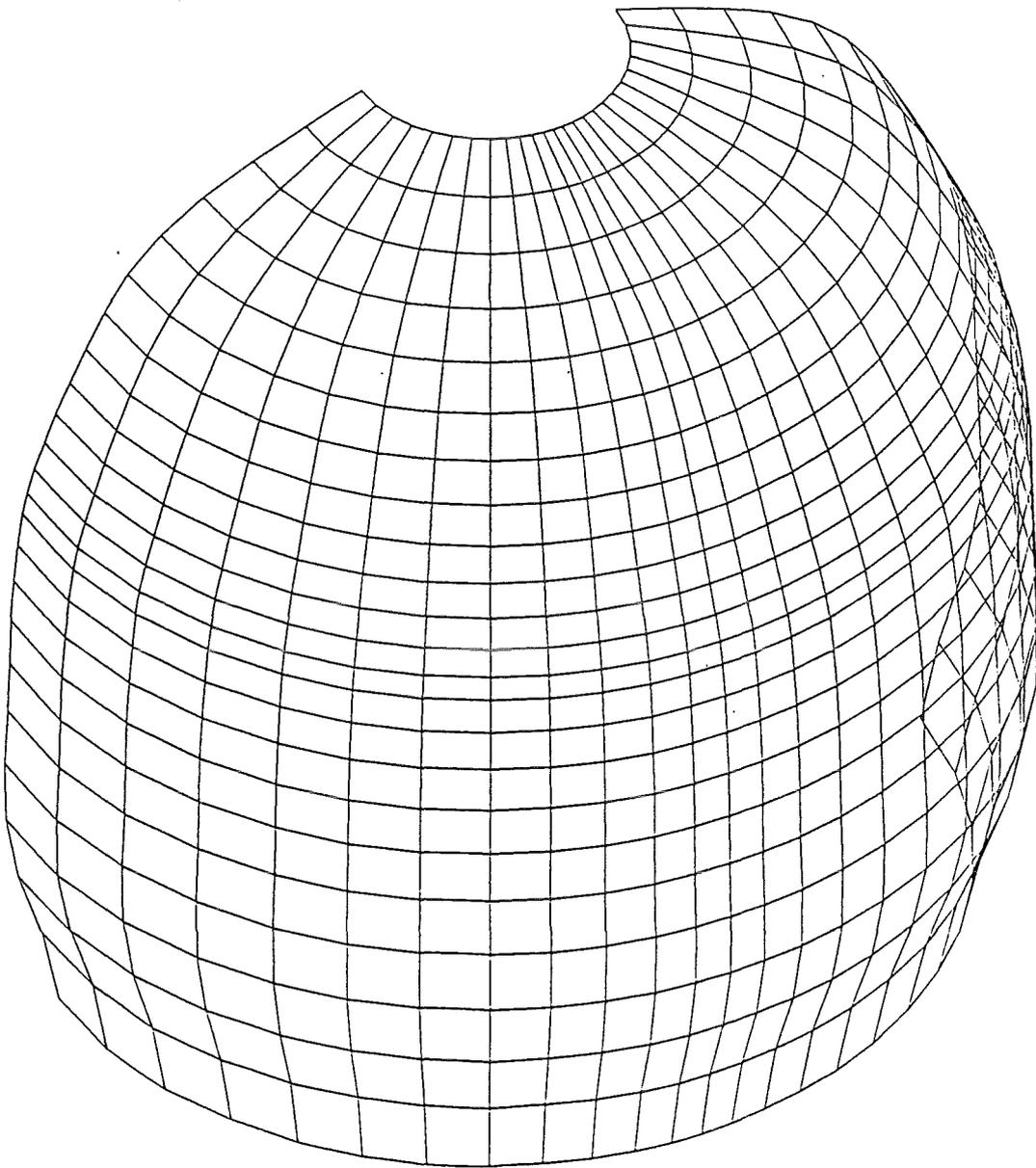


Bild C.19: H₂-Detonation - global , verformte Struktur nach 0.07 s

C.26

DEFORMED  .254
TIME .0900

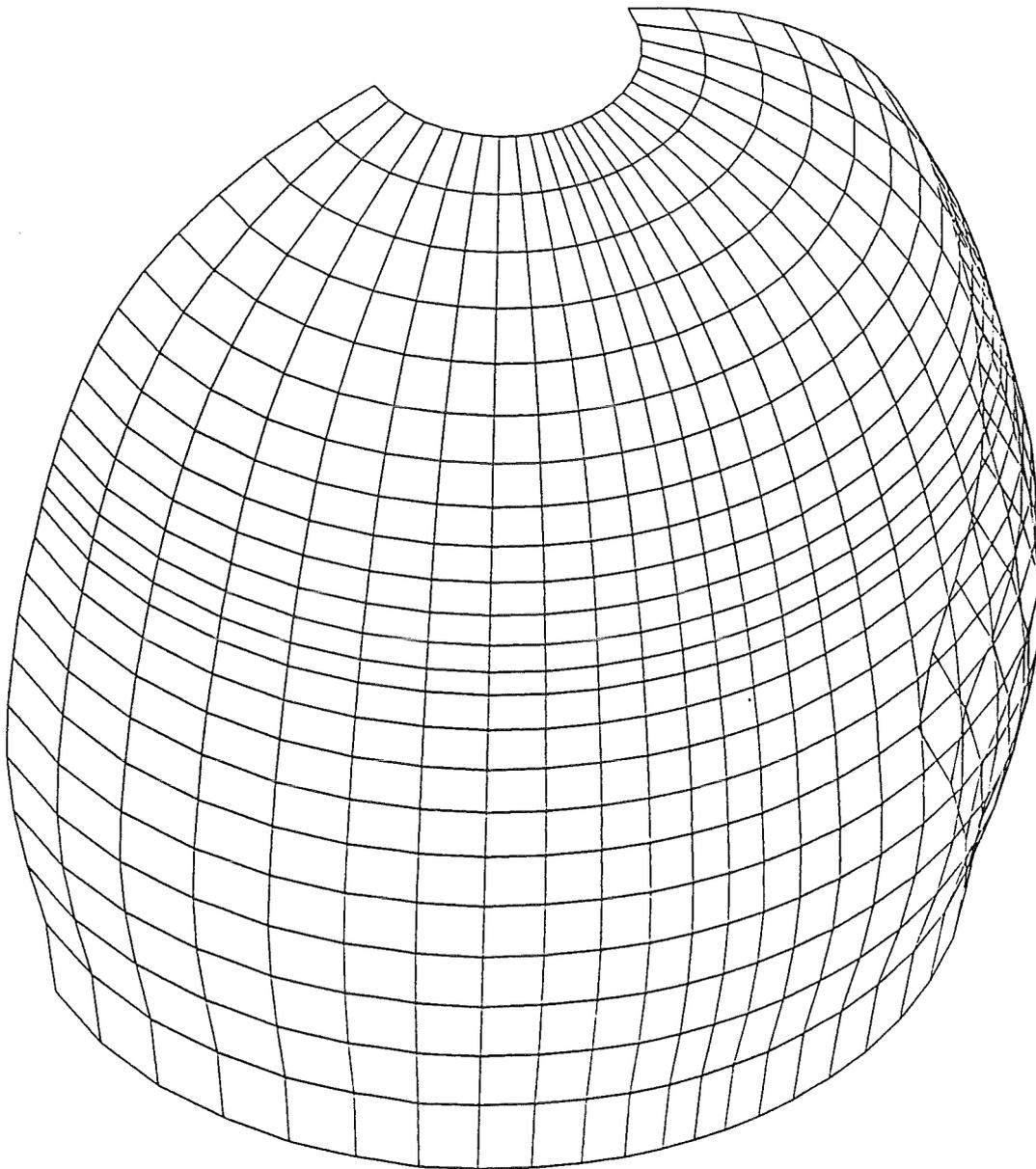


Bild C.20: H₂-Detonation - global , verformte Struktur nach 0.09 s

C.27

DEFORMED  .283
TIME .110

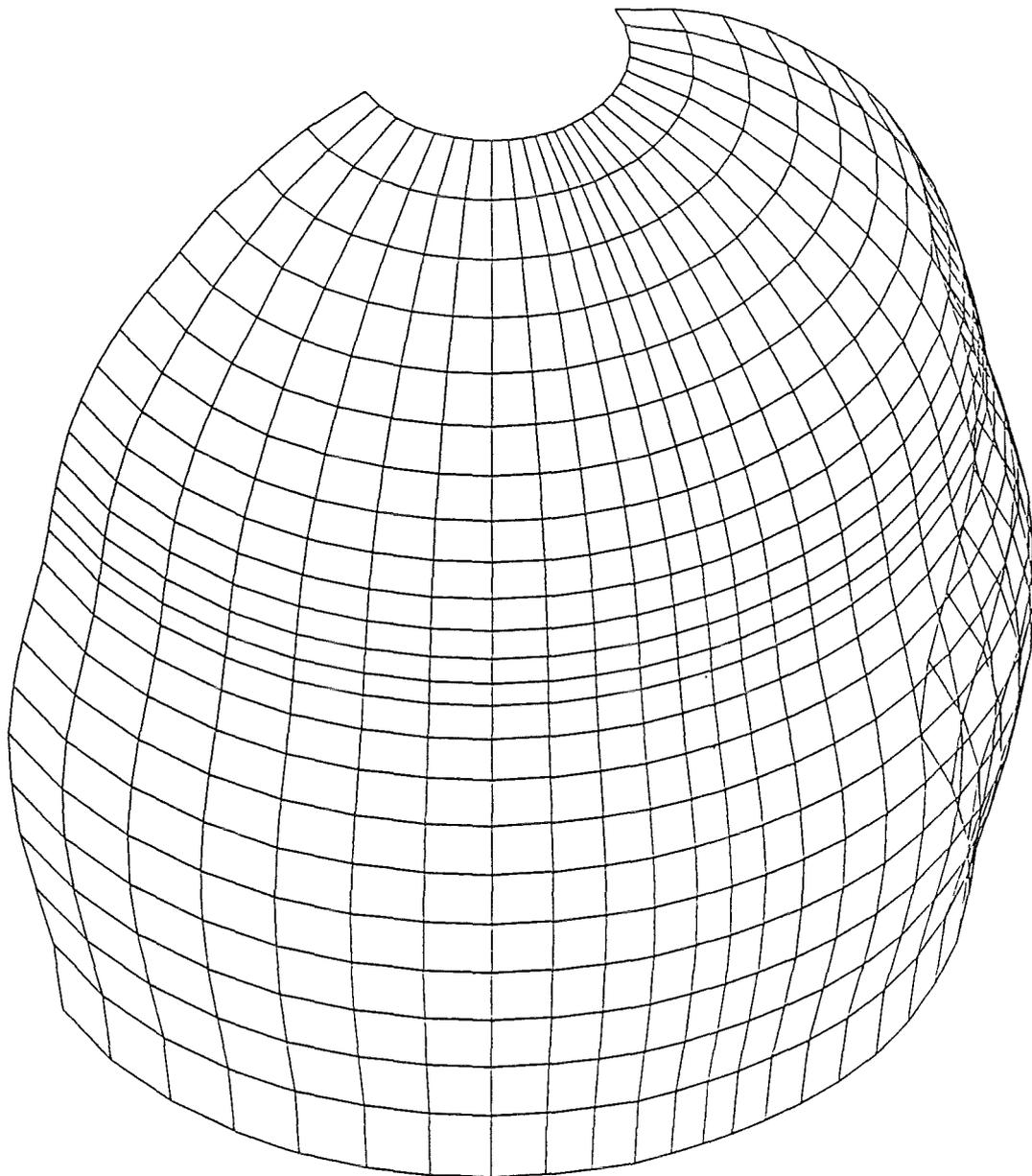


Bild C.21: H₂-Detonation - global , verformte Struktur nach 0.11 s

C.28

DEFORMED  .283
TIME .120

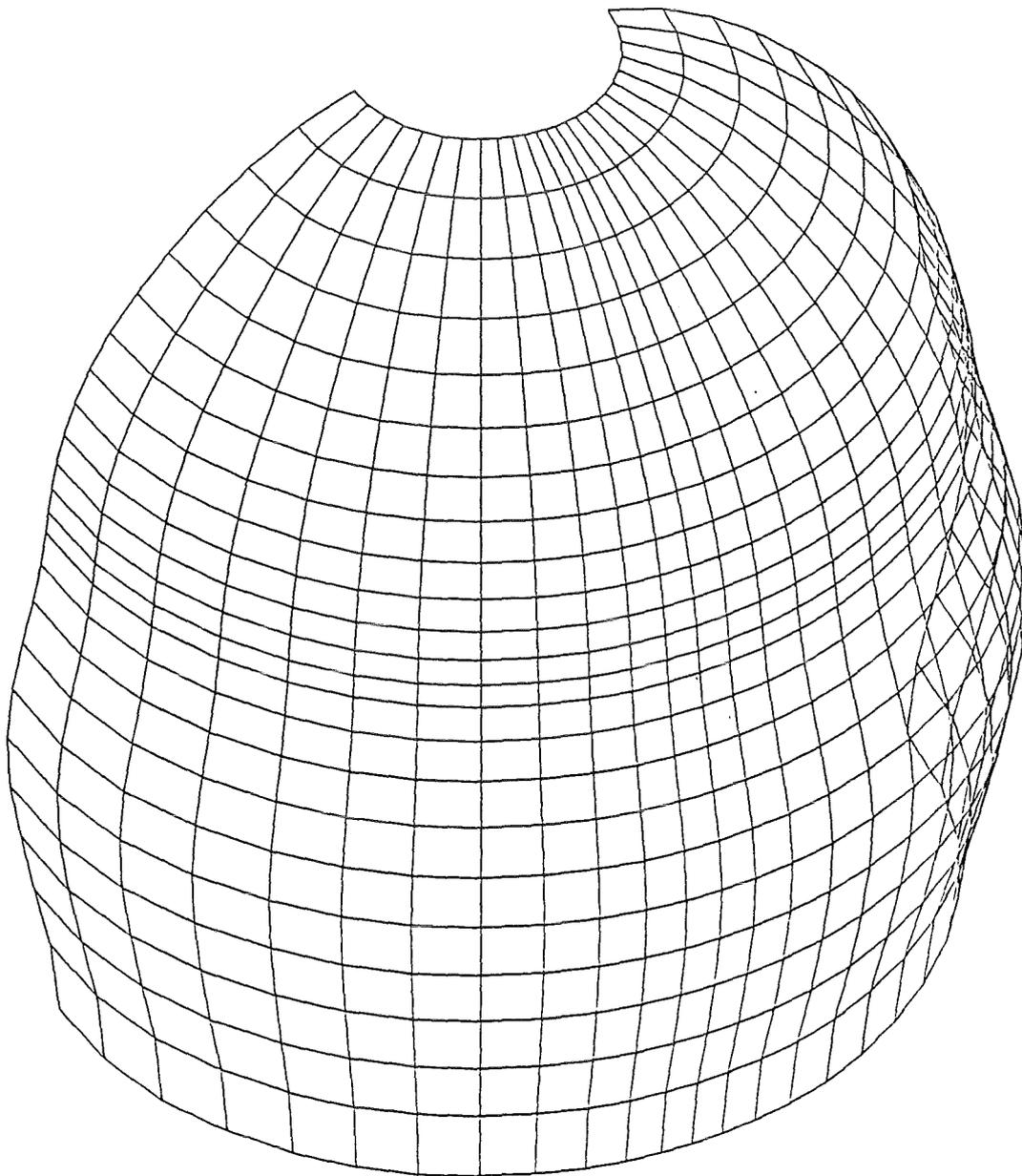


Bild C.22: H₂-Detonation - global , verformte Struktur nach 0.12 s

C.29

DEFORMED  .272
TIME .130

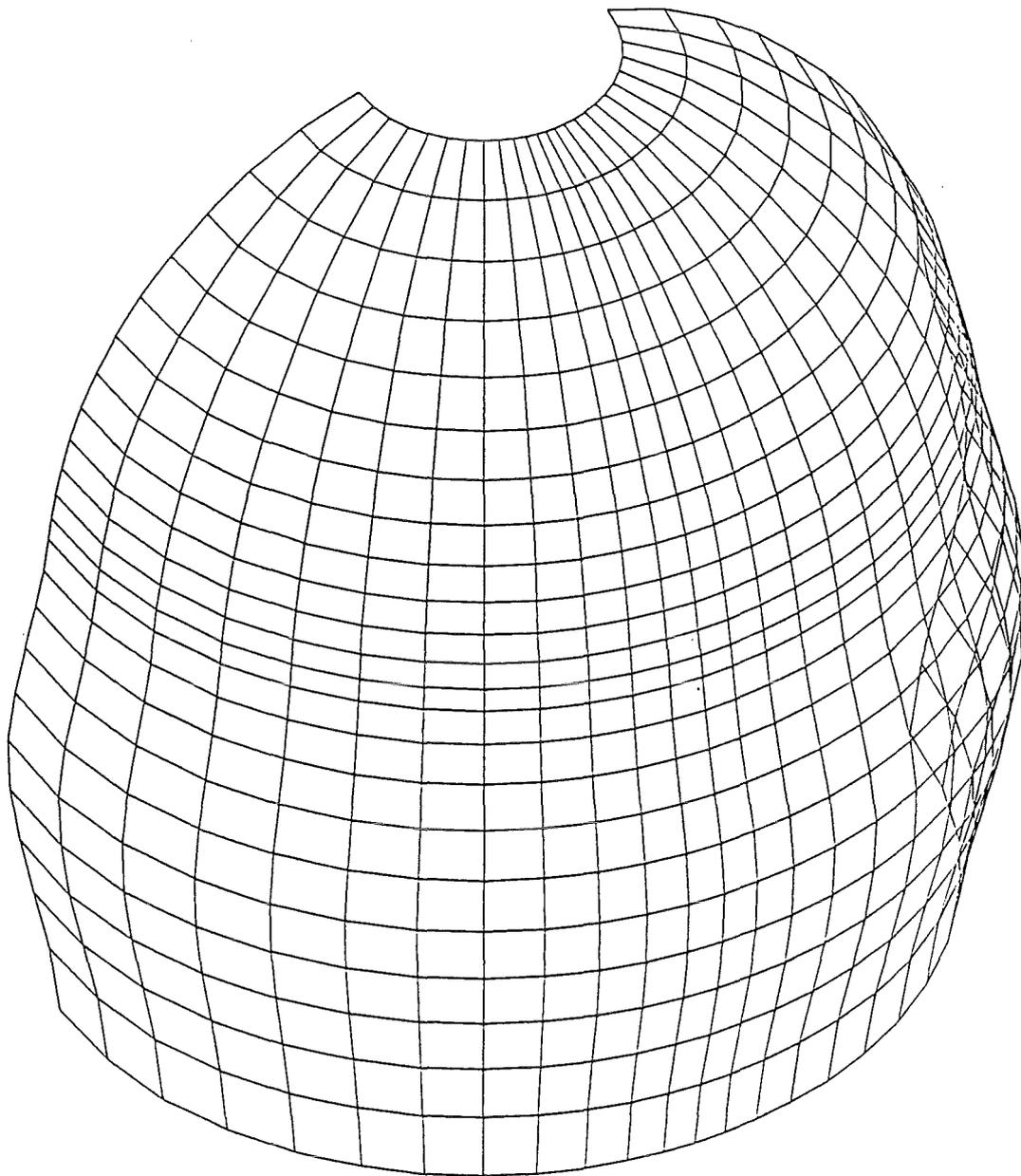
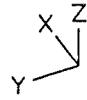


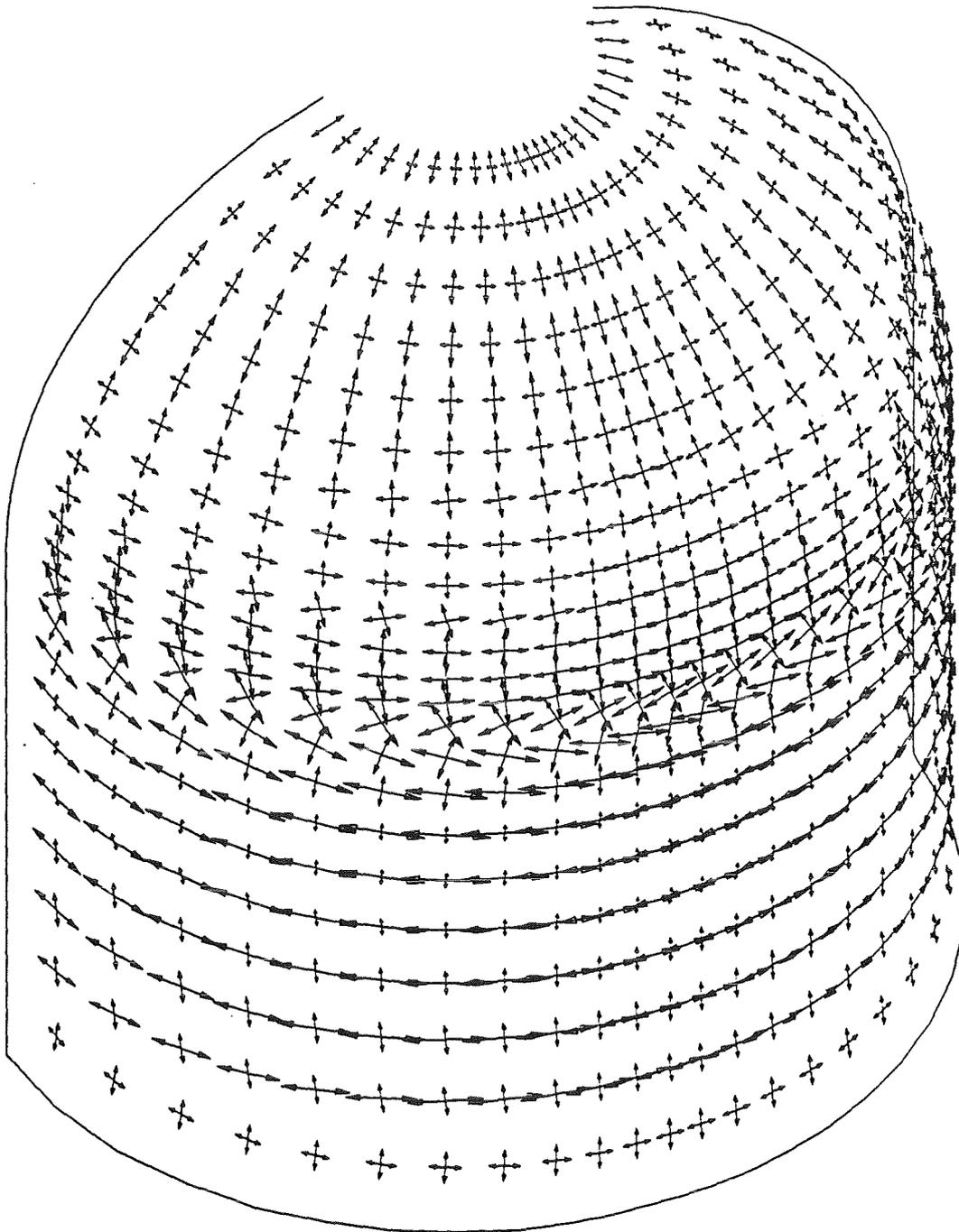
Bild C.23: H₂-Detonation - global , verformte Struktur nach 0.13 s

C.30

ORIGINAL  3.440

STRESS TIME .110

 20.42



HAUPTSPANNUNGEN

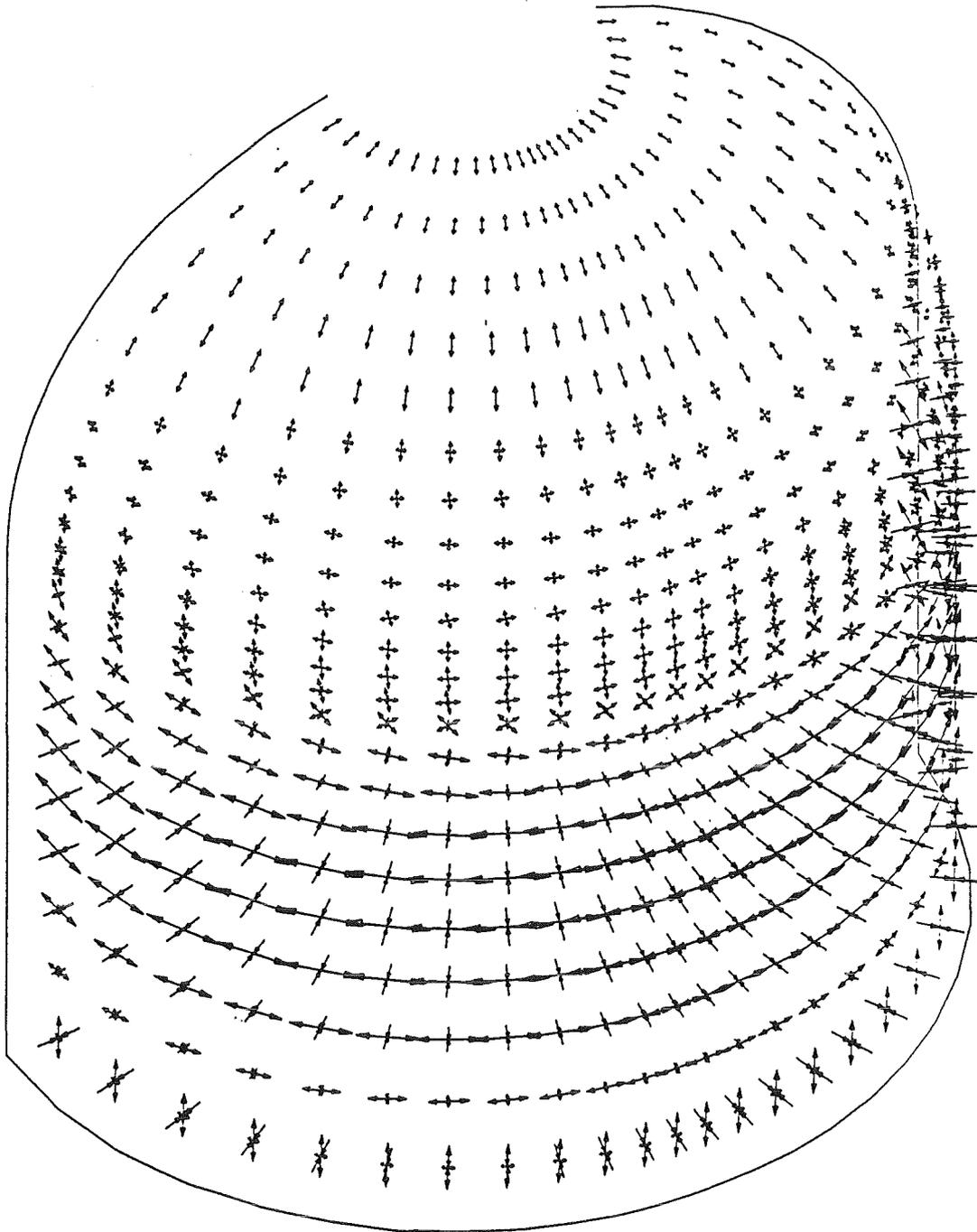
Bild C.24: H₂-Detonation - global , Hauptspannungen nach 0.11 s

C.31

ORIGINAL  3.440

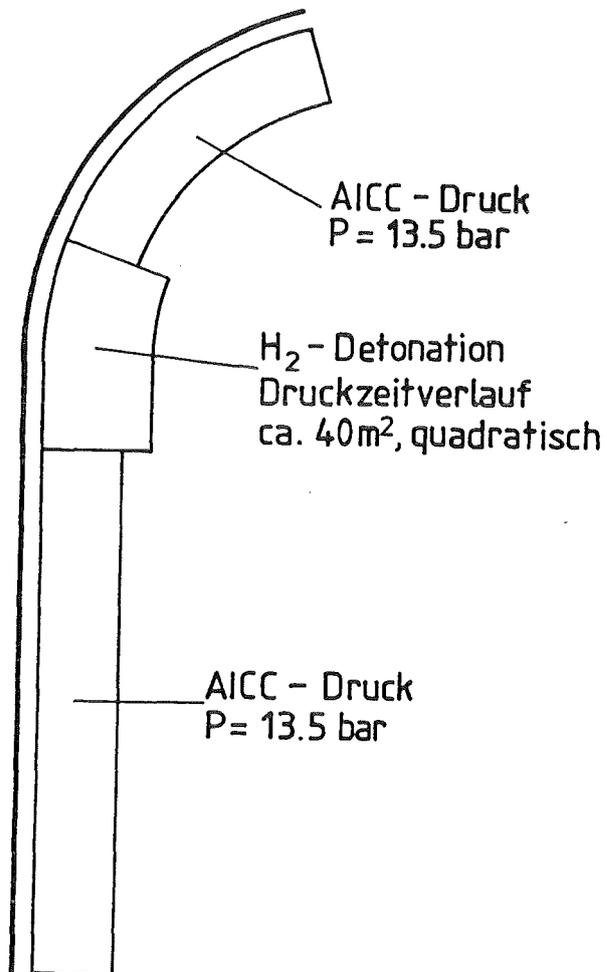
STRAIN TIME .110

 ± .00964



HAUPTDEHNUNGEN

Bild C.25: H₂-Detonation - global , Hauptdehnungen nach 0.11 s

4.3 Berechnung für H₂-Detonation - lokale Auswirkung -Bild C.26: Belastung für H₂-Detonation - lokale Auswirkung -

Auf den Seiten C.33 bis C.36 finden sich die Verformungsplots des Containments zu verschiedenen Zeitpunkten, auf den Seiten C.37 und C.38 die maximalen Hauptspannungen und auf C.39 und C.40 die maximalen Hauptdehnungen für "lokale Auswirkungen" der H₂-Detonation .

C.33

DEFORMED  .00396
TIME .00500

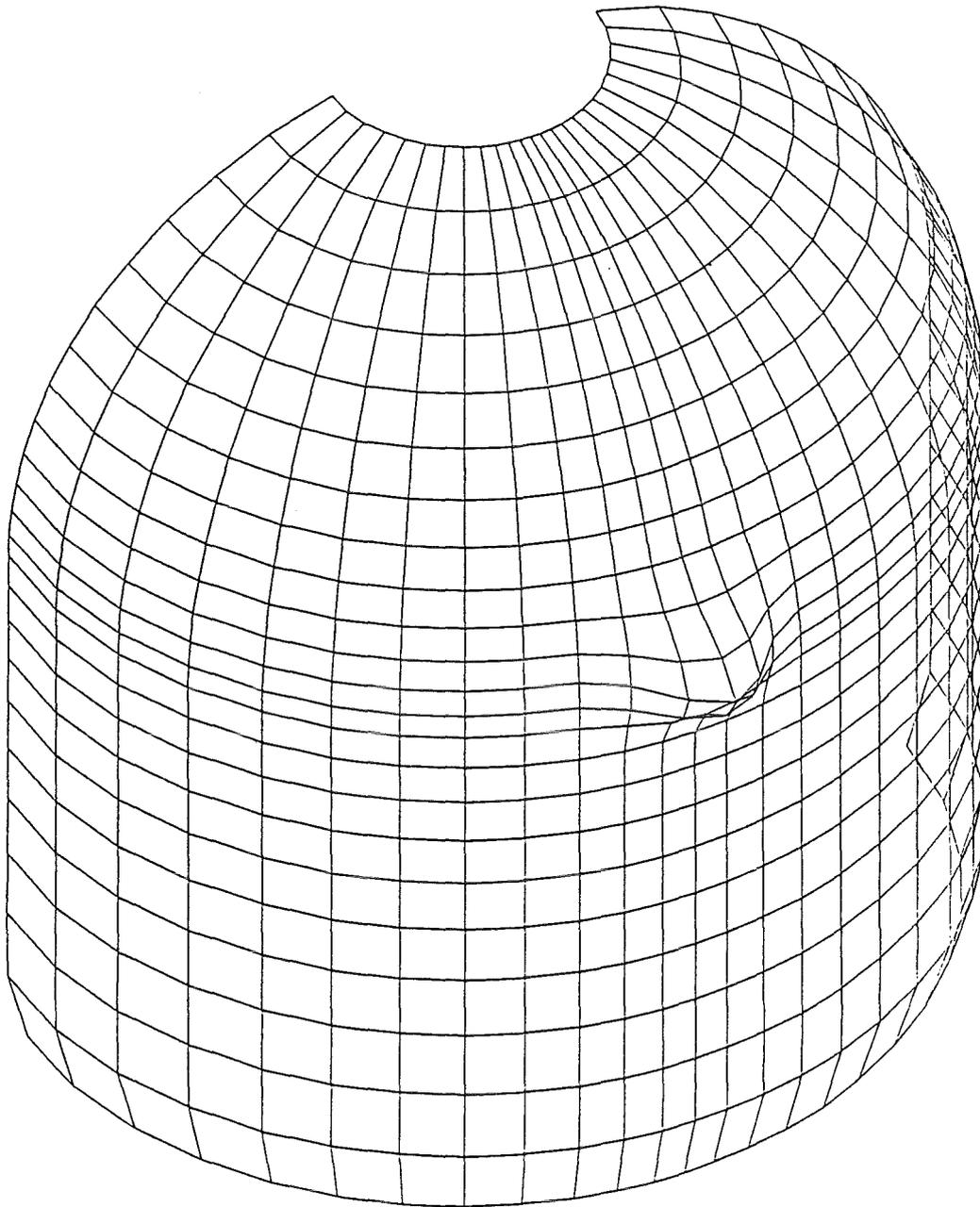
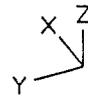


Bild C.27: H₂-Detonation - lokal , verformte Struktur nach 0.005 s

C.34

DEFORMED  .00804
TIME .0100

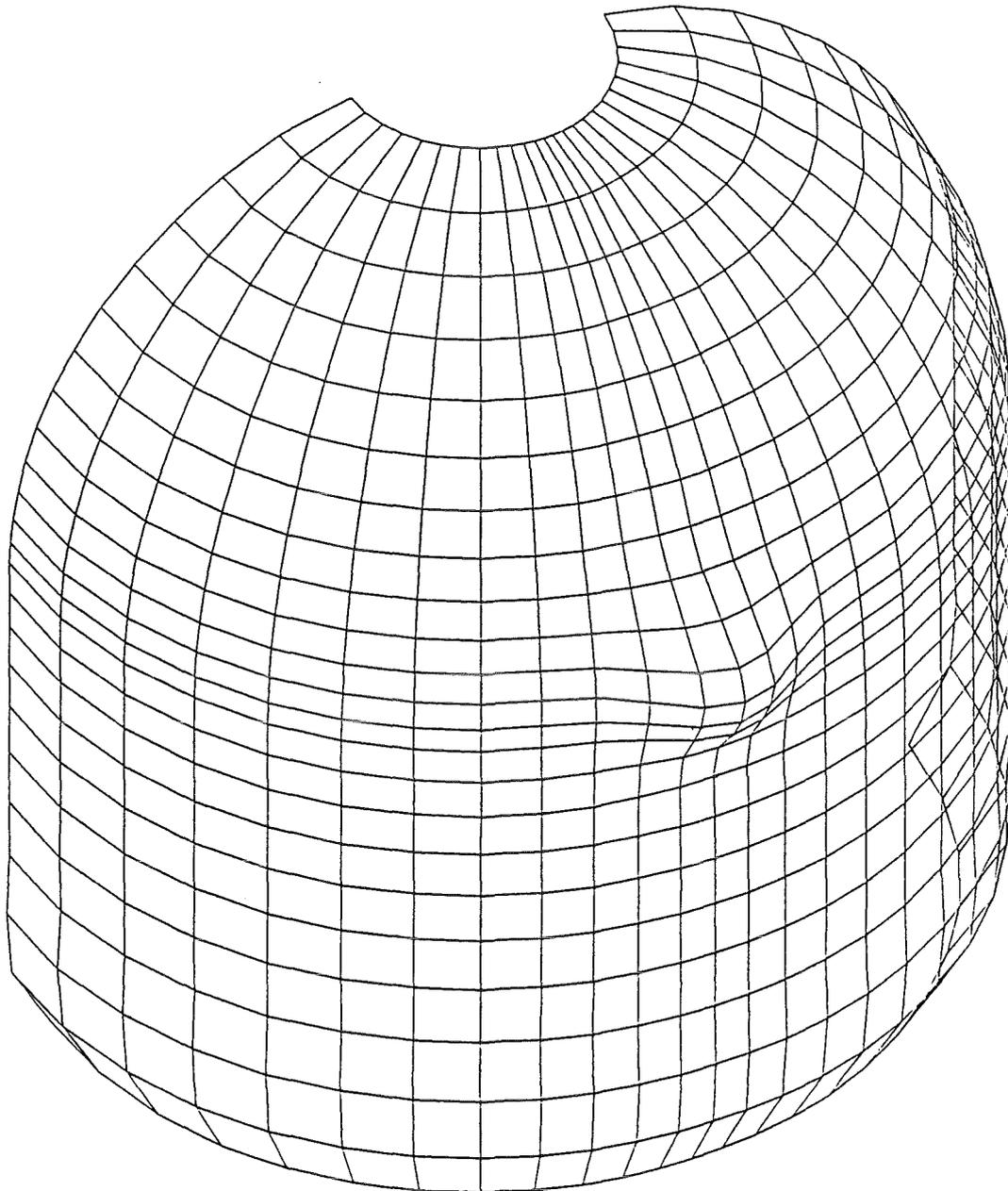


Bild C.28: H₂-Detonation - lokal , verformte Struktur nach 0.01s

C.35

DEFORMED  .0594
TIME .0300

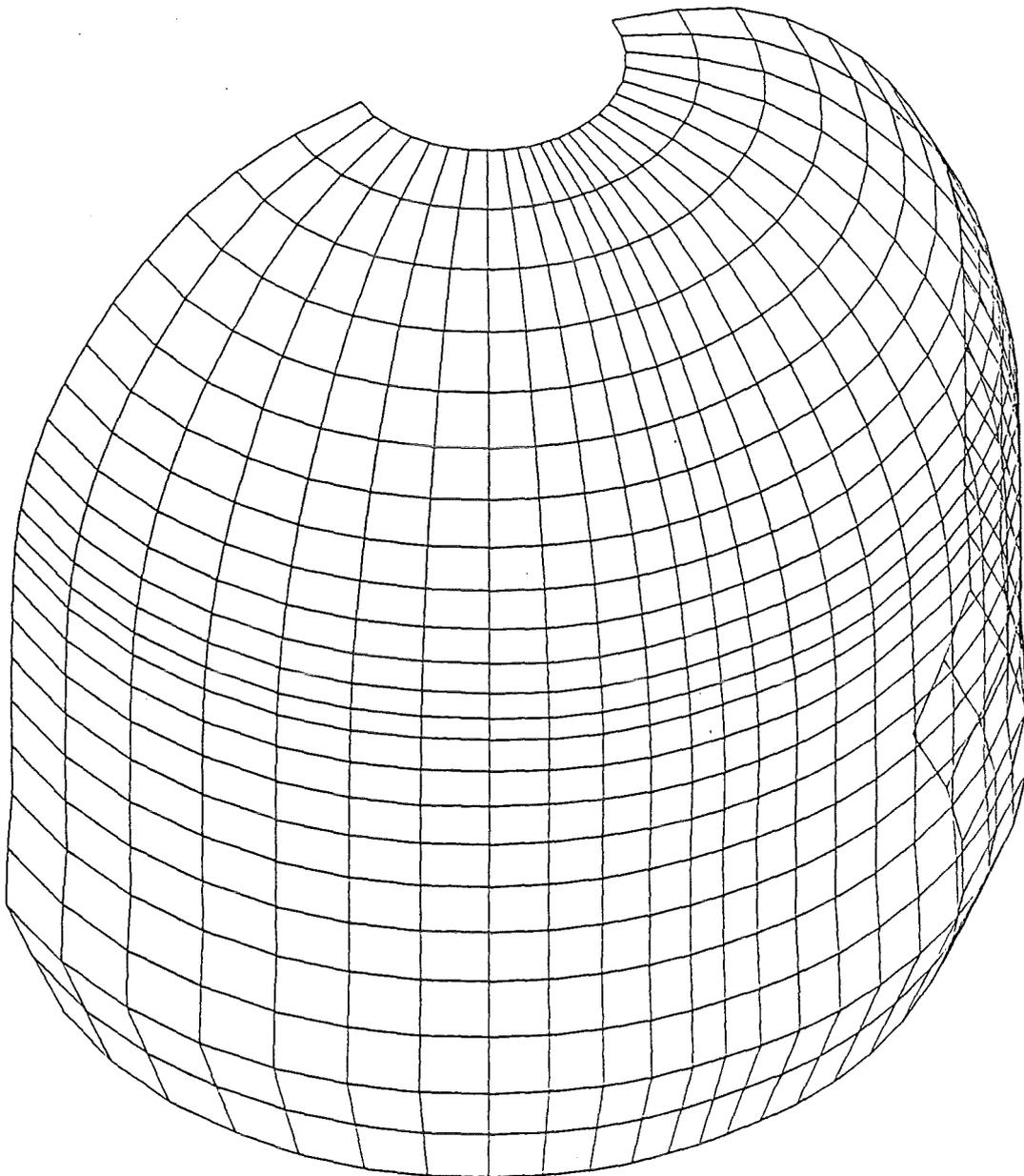


Bild C.29: H₂-Detonation - lokal , verformte Struktur nach 0.03 s

C.36

DEFORMED  .143
TIME .0500

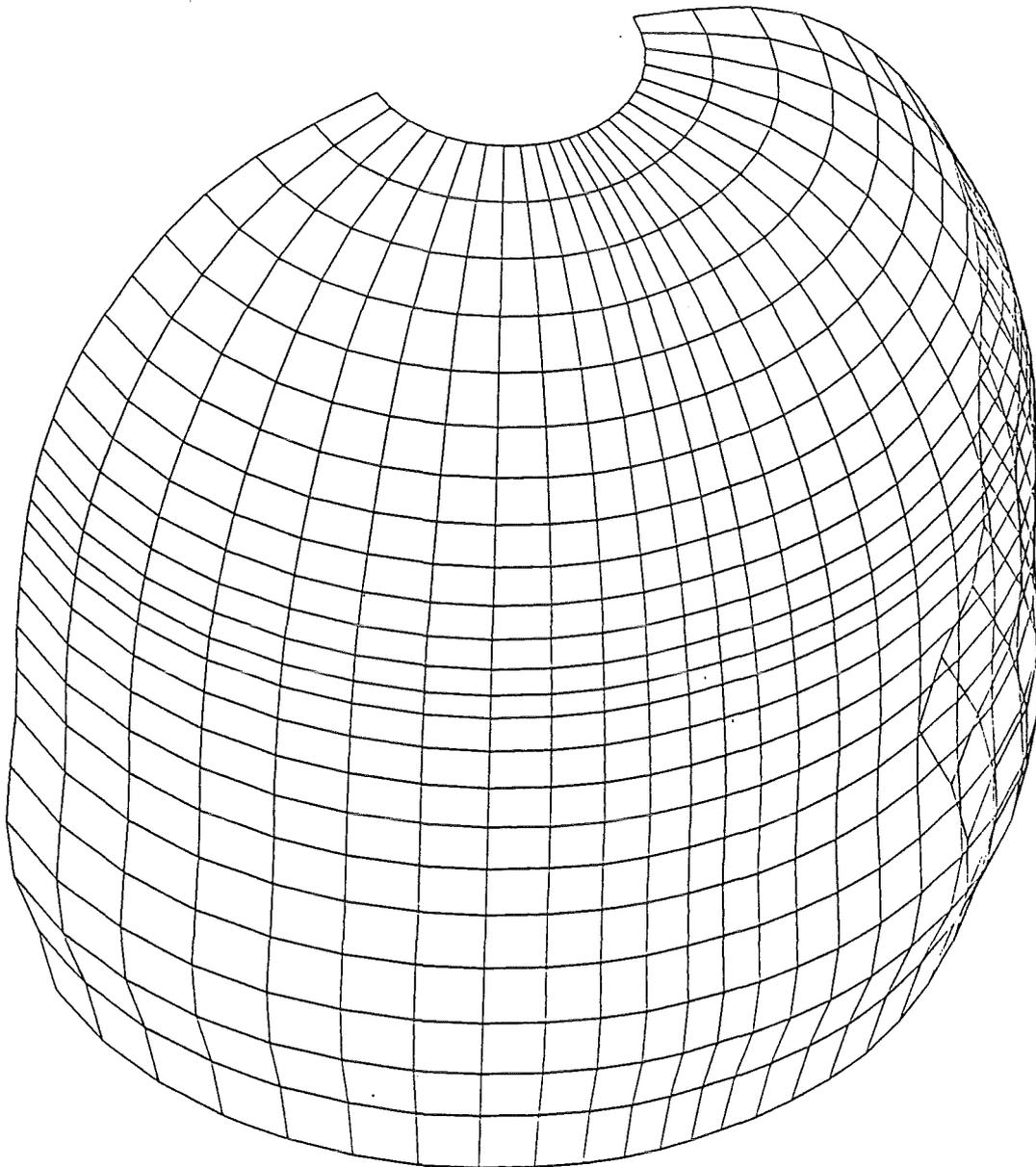


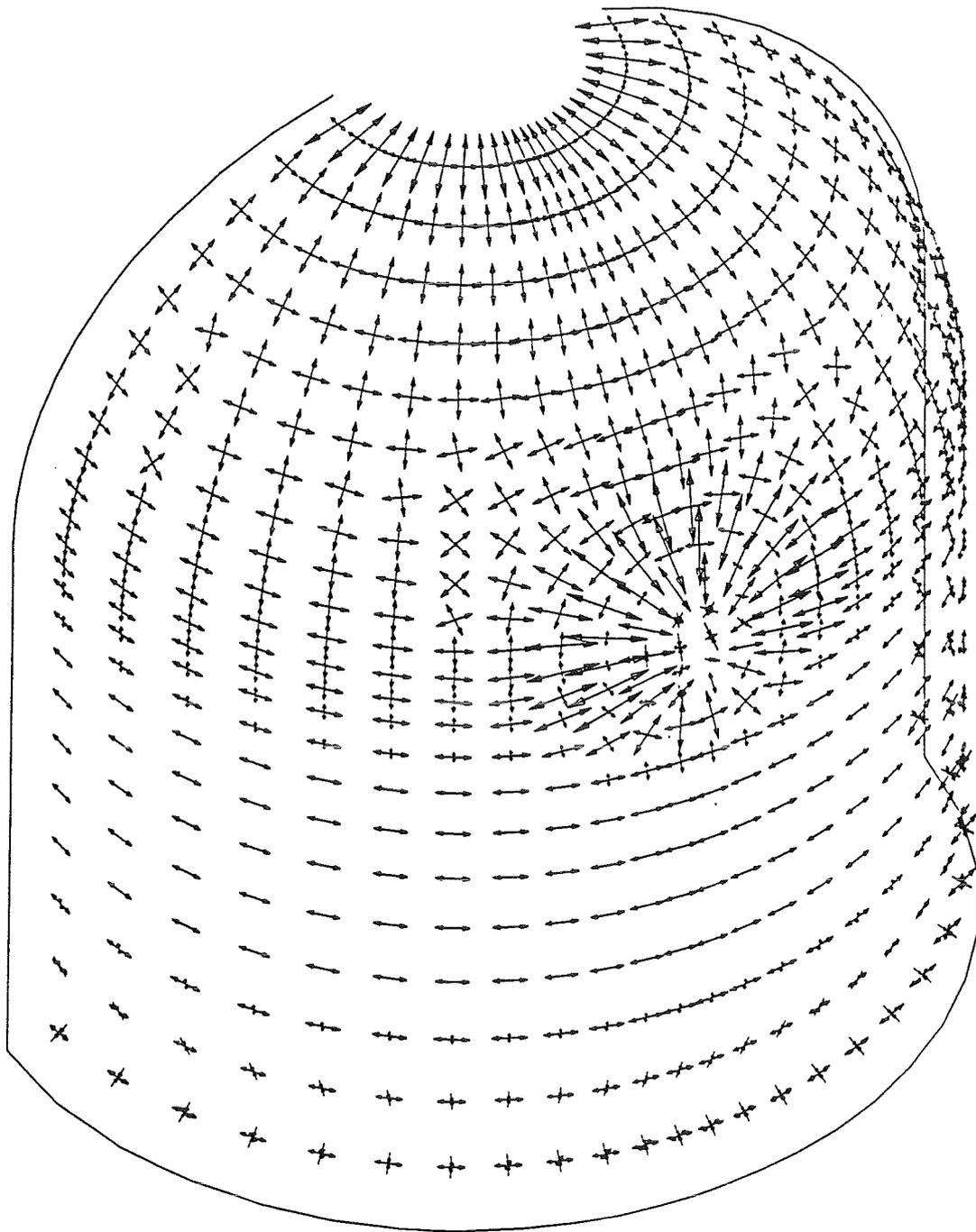
Bild C.30: H₂-Detonation - lokal , verformte Struktur nach 0.05 s

C.37

ORIGINAL  3.440

STRESS TIME .0100

 + 2.285
 - 2.285



HAUPTSPANNUNGEN

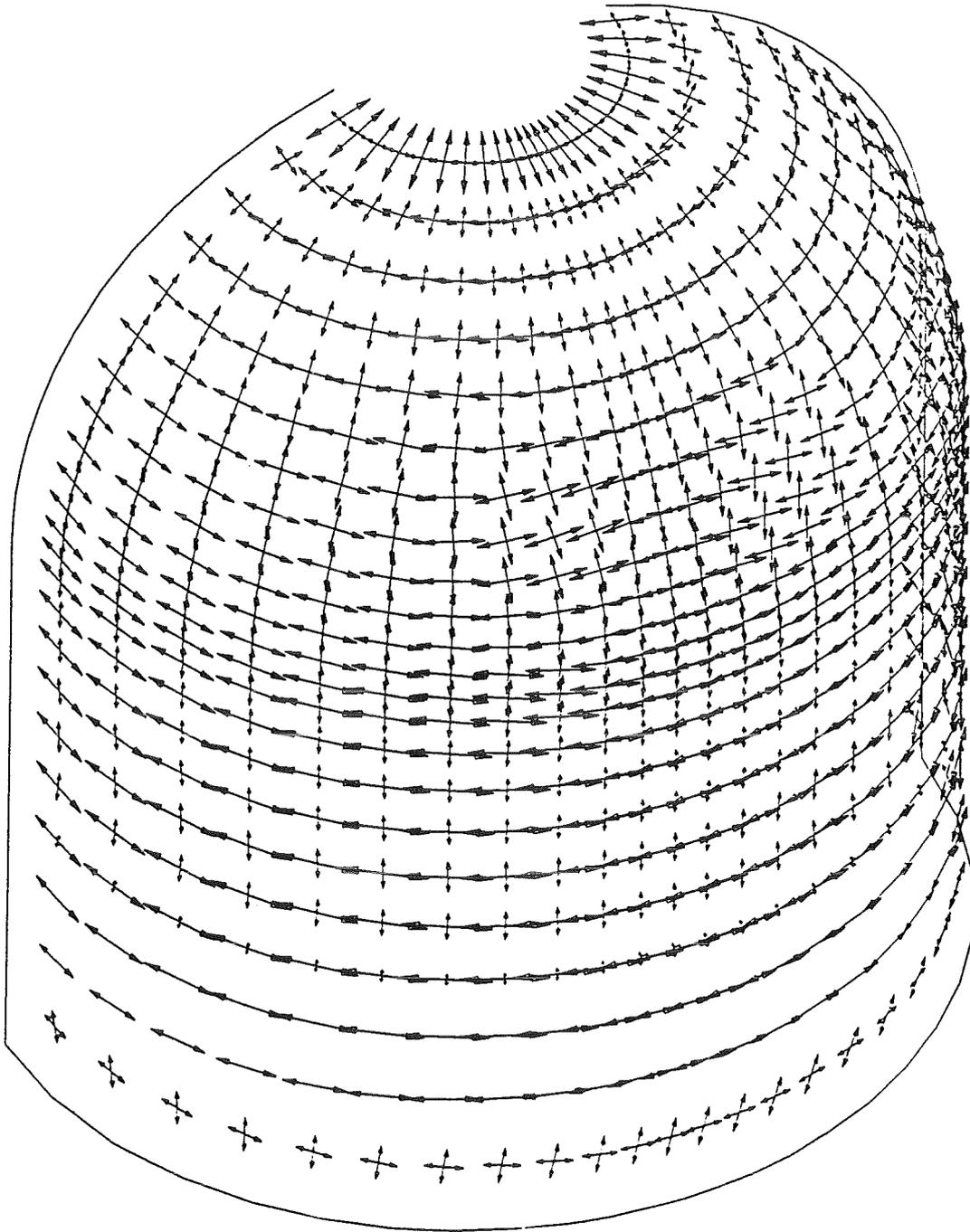
Bild C.31: H₂-Detonation - lokal , Hauptspannungen nach 0.01 s

C.38

ORIGINAL  3.440

STRESS TIME .0500

 ± 18.16



HAUPTSPANNUNGEN

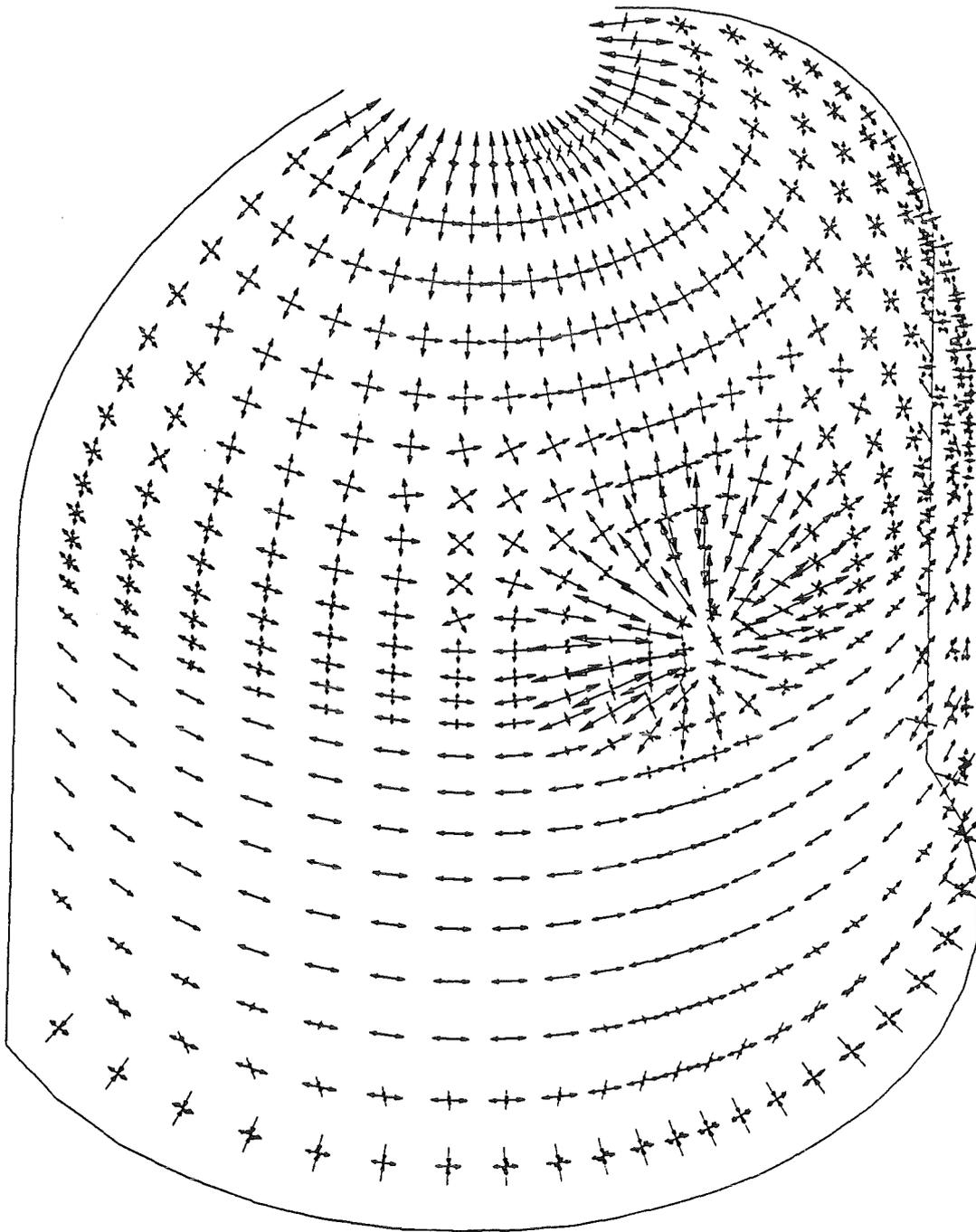
Bild C.32: H₂-Detonation - lokal , Hauptspannungen nach 0.05 s

C.39

ORIGINAL  3.440

STRAIN TIME .0100

 ± .000577



HAUPTDEHNUNGEN

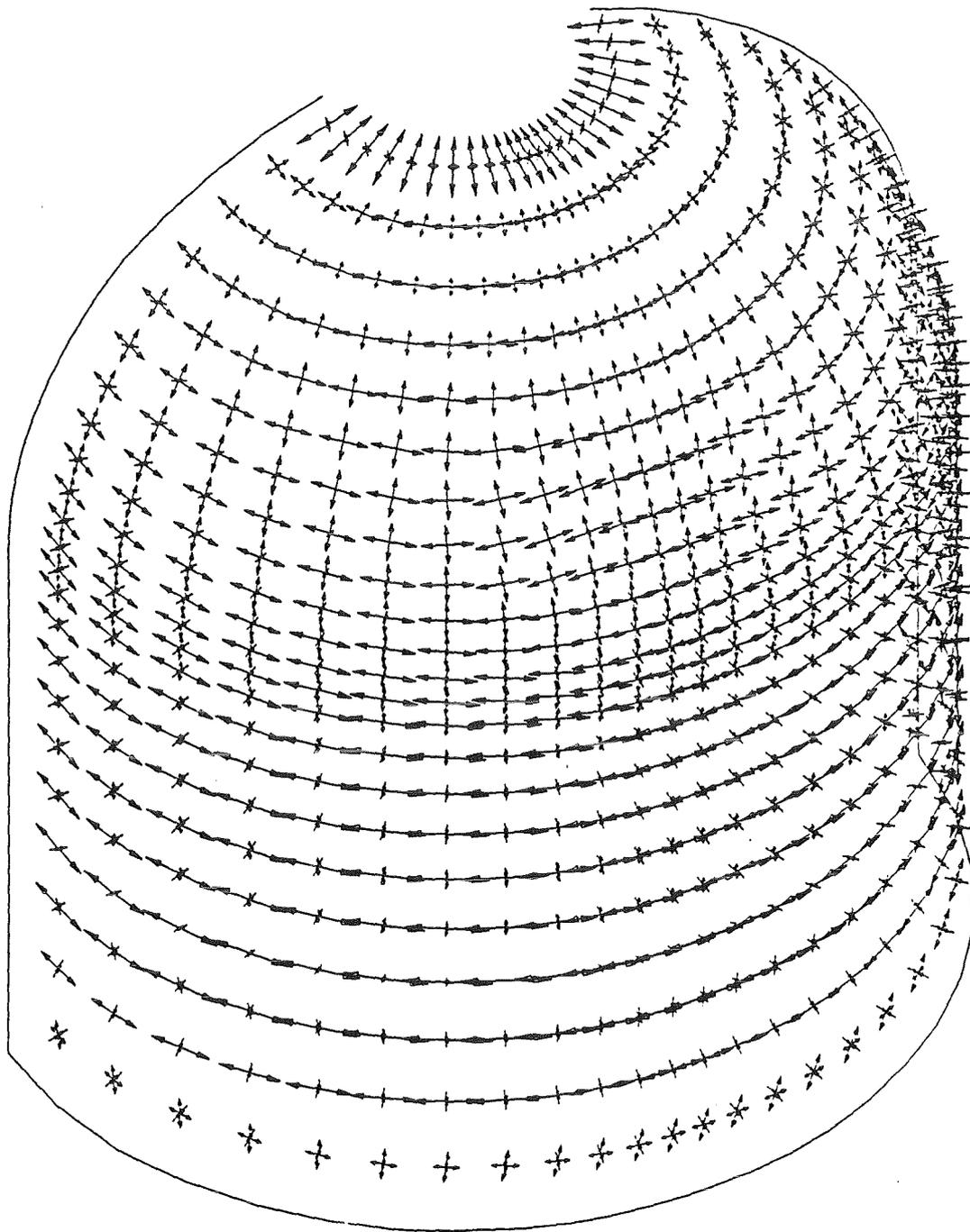
Bild C.33: H₂-Detonation - lokal , Hauptdehnungen nach nach 0.01 s

C.40

ORIGINAL  3.440

STRAIN TIME .0500

 ± .00476



HAUPTDEHNUNGEN

Bild C.34: H₂-Detonation - lokal , Hauptdehnungen nach 0.05 s

4.4 Ergebnisse

Die durchgeführten Berechnungen bestätigen, daß das vorgeschlagene alternative Containment die spezifizierten Lasten aus Wasserstoffdetonation aufnehmen kann. Zwar wird die Bewehrung plastisch verformt, die Dehnungen liegen jedoch im Bereich von ca. 1% und sind sicher für einen derartigen Lastfall, der einen äußerst seltenen oberen Grenzwert darstellt, zulässig. Im Lastfall Detonation mit lokaler Auswirkung kommt es zunächst zu einer ausgeprägten Beulenbildung im unmittelbar getroffenen Bereich (Seite C.33), jedoch klingt diese örtliche Störung rasch ab und ist zu Beginn der Plastifizierung der Struktur nach ca. 0.5 sec nicht mehr signifikant. Die maximale Verformung des Containments beträgt ca. 28.3 cm nach 0.11 sec. Es wird auf die sehr gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen der nichtlinearen Einmassenschwinger-Berechnung verwiesen.

Anlage D

**Statische und dynamische Nachweise
für die innere Schutzwand**

Inhalt

1. Allgemeines - Belastungsannahmen	D.1
2. Statische Berechnung	D.2
3. Dynamische Berechnungen mit Einmassenschwinger (EMS) für $d = 80$ cm	D.3
3.1 Ableitung des nichtlinearen EMS	D.4
3.2 Berechnung des nichtlinearen EMS für H_2 -Detonation - ein Impuls	D.6
3.3 Berechnung des nichtlinearen EMS für H_2 -Detonation - drei Impulse	D.12
3.4 Ergebnisse	D.19
4. Dynamische Berechnungen mit Finite-Element-Modell für $d = 80$ cm	D.20
4.1 Berechnungsgrundlagen	D.20
4.2 Berechnung für H_2 -Detonation	D.21
4.3 Ergebnisse	D.55
5. Dynamische Berechnungen mit Einmassenschwinger (EMS) für $d = 70$ cm	D.56
5.1 Ableitung des nichtlinearen EMS	D.56
5.2 Berechnung des nichtlinearen EMS für H_2 -Detonation - ein Impuls	D.58
5.3 Berechnung des nichtlinearen EMS für H_2 -Detonation - drei Impulse	D.63
5.4 Ergebnisse	D.69
6. Abstützung der inneren Schutzwand	D.70

1. Allgemeines - Belastungsannahmen

Es werden die bautechnischen Nachweise zur Machbarkeit der **inneren Betonwandung** geführt. Untersucht wird exemplarisch die Variante mit innen vorgeetzten Betonfertigteilen, d.h. der vorliegende Entwurf belegt die Realisierbarkeit einer inneren Schutzwand von 70 cm Dicke, unabhängig davon, ob eine monolithische Betonschale oder Betonfertigteile eingesetzt werden. Die Ergebnisse sind auf eine monolithische Bauweise übertragbar.

Es wird die Standsicherheit für den statischen Innendruck von $p = 18$ bar (inzwischen auf 12 bar reduziert) bei der Nachwärmeabfuhr untersucht. Damit ist auch der AICC-Druck von 13.5 bar abgedeckt. Zusätzlich wird ein statischer Druck von 70 bar bei H_2 -Detonation nachgewiesen.

Weiter werden dynamische Standsicherheitsnachweise bei H_2 -Detonation geführt. Als mechanische Modelle werden sowohl ein nichtlinearer Einmassenschwinger, als auch ein Finite-Element-Modell mit nichtlinearen Materialkennwerten verwendet. Zunächst wird die Wand für eine Dicke von 80 cm gerechnet und dann wird nachgewiesen, daß auch eine Ausführung mit 70 cm Dicke möglich ist.

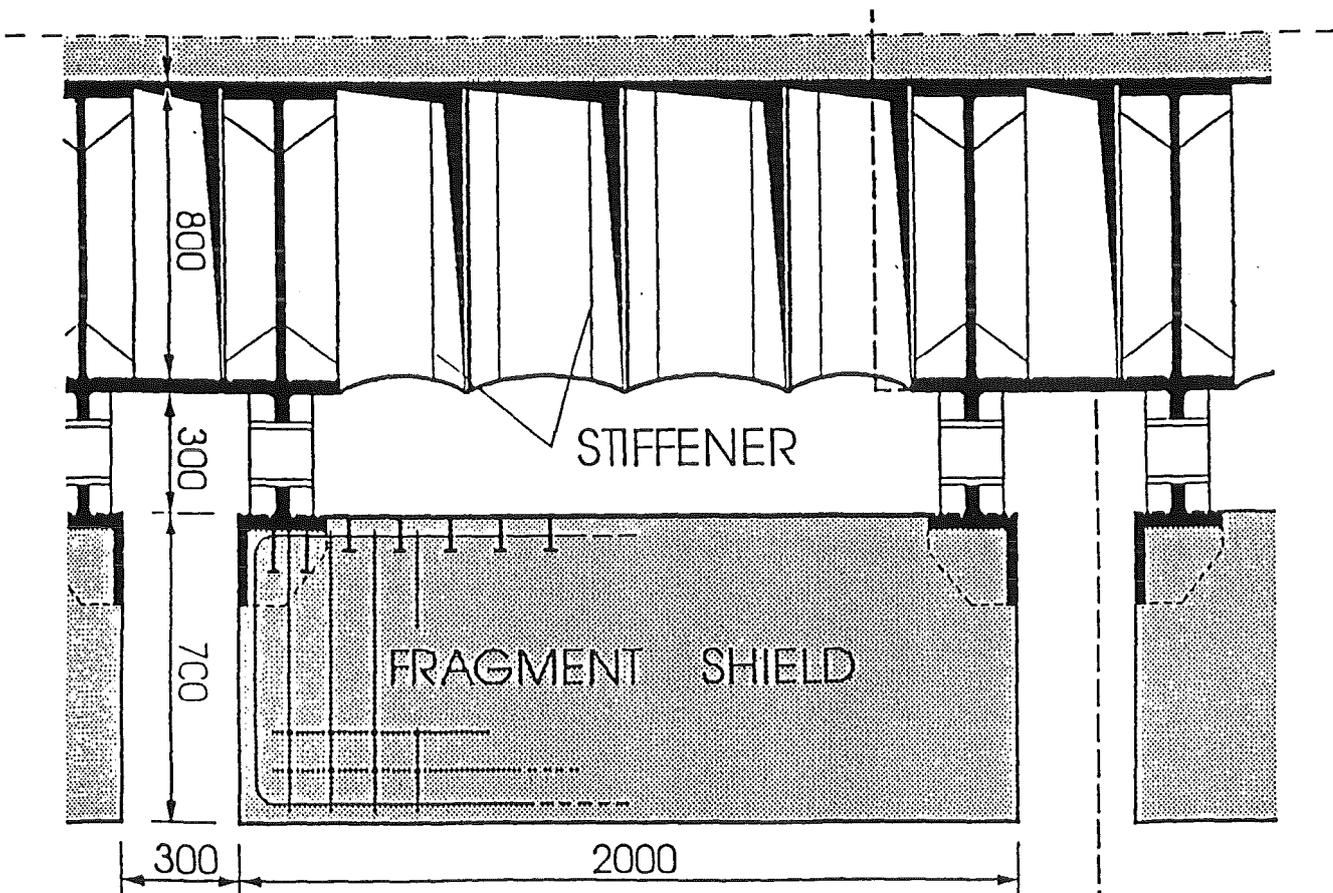


Bild D.1: Innere Betonwandung mit Abstützung

D.2

2. Statische Berechnung

Es wird zunächst der statische Innendruck von 18 bar (inzwischen 12 bar) bei der Nachwärmeabfuhr und dann der statische Druck von 70 bar bei H₂-Detonation nachgewiesen.

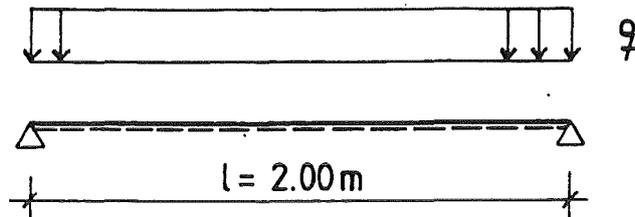


Bild D.2: Statisches System der inneren Schutzwand für statischen Innendruck

Schnittgrößen für $p = 18 \text{ bar} = 1.8 \text{ MN/m}^2$:

$$\begin{aligned} \max M &= q \cdot \frac{l^2}{8} = 1.80 \cdot \frac{2.00^2}{8} = 0.90 \text{ MNm} \\ \max q &= q \cdot \frac{l}{2} = 1.80 \cdot \frac{2.00}{2} = 1.80 \text{ MN} \end{aligned}$$

Bemessung:

$$\text{erf } a_s = \frac{\max M}{k_x \cdot h \cdot \beta_s} \approx \frac{0.90}{0.90 \cdot 0.60 \cdot 1100} \cdot 10^4 = 15.2 \text{ cm}^2$$

Schnittgrößen für $p = 70 \text{ bar} = 7.0 \text{ MN/m}^2$:

$$\begin{aligned} \max M &= q \cdot \frac{l^2}{8} = 7.00 \cdot \frac{2.00^2}{8} = 3.50 \text{ MNm} \\ \max q &= q \cdot \frac{l}{2} = 7.00 \cdot \frac{2.00}{2} = 7.00 \text{ MN} \end{aligned}$$

Bemessung:

$$\text{erf } a_s = \frac{\max M}{k_x \cdot h \cdot \beta_s} \approx \frac{3.50}{0.85 \cdot 0.60 \cdot 1100} \cdot 10^4 = 68.7 \text{ cm}^2$$

D.3

3. Dynamische Berechnungen mit Einmassenschwinger (EMS) für $d = 80$ cm

Mit Hilfe eines einfachen Rechenmodells wird hier gezeigt, daß die 80 cm dicke Innenwand die dynamische Belastung aus H_2 -Detonation aufnehmen kann. Zusätzlich wird gezeigt, daß auch drei unmittelbar aufeinanderfolgende Druckspitzen, die im zeitlichen Abstand der Eigenschwingzeit aufeinander folgen, aufgenommen werden können. Die plastischen Dehnungen bleiben im zulässigen Bereich.

Es ist folgende Belastung zu berücksichtigen:

- Druckverlauf aus H_2 -Detonation - dynamisch -

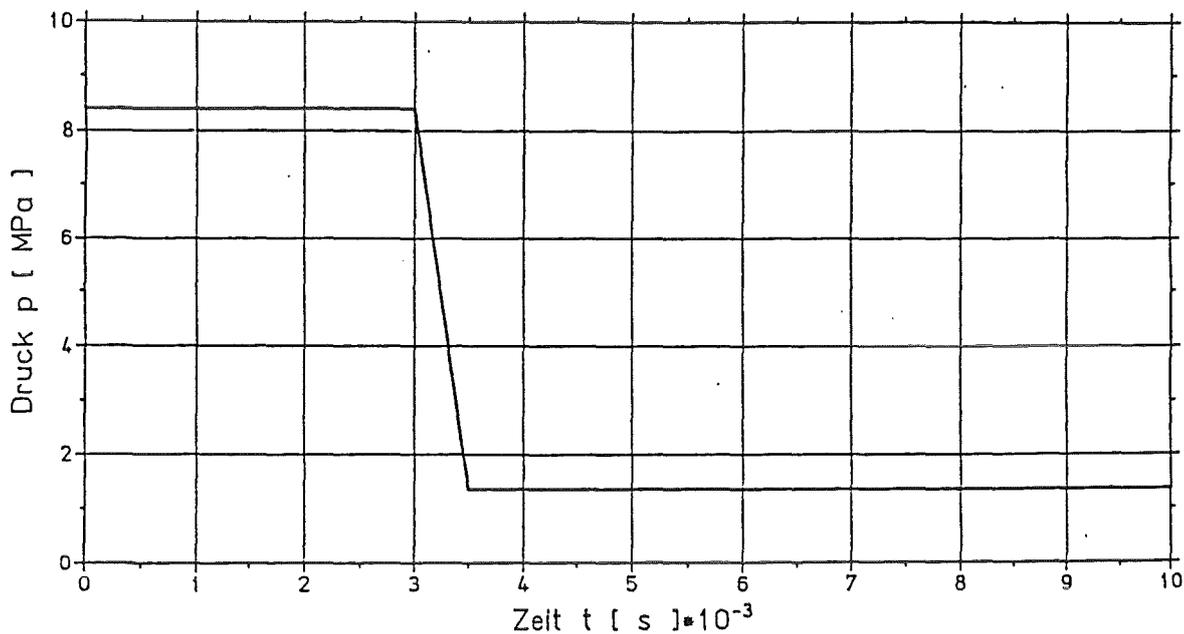


Bild D.3: Repräsentativer Druckverlauf bei H_2 -Detonation

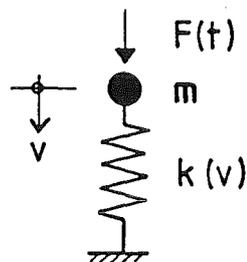


Bild D.4: Nichtlinearer Einmassenschwinger (EMS)

D.4

3.1 Ableitung des nichtlinearen EMS

EINGABE ZUM VORLAUFPROGRAMM DES EINFACHEN IMPACT-MODELS

=====

QUERSCHNITTSHOEHE	A =	.8000E+00
QUERSCHNITTSBREITE	B =	.1000E+01
STATISCHE HOEHE OBEN	H1 =	.7000E+00
STATISCHE HOEHE UNTEN	H2 =	.7000E+00
BEWEHRUNGSQUERSCHNITT OBEN	AS1 =	.1000E-01
BEWEHRUNGSQUERSCHNITT UNTEN	AS2 =	.1000E-01
E-MODUL BETON	EB =	.3900E+05
DRUCKFESTIGKEIT DES BETONS	BETAC =	.5500E+02
ZUGFESTIGKEIT DES BETONS	BETAT =	.5500E+01
E-MODUL DER BIEGEBEWehrUNG	ES =	.2100E+06
STRECKGRENZE DER BIEGEBEWehrUNG	BETAS =	.1100E+04
SYSTEM DES BALKENS	ISYS =	1
SPANNWEITE	L =	.2000E+01
DICHTE	GAMMA =	.2500E-02
DAEMPfung	DAE =	.1000E-01

AUSGABE DER BERECHNETEN WERTE

=====

TRAGHEITSMOMENT ZUSTAND I	J1 =	.4267E-01
TRAGHEITSMOMENT ZUSATND II (OBEN)	JII1 =	.1595E-01
TRAGHEITSMOMENT ZUSATND II (UNTEN)	JII2 =	.1595E-01
BIEGESTEIFIGKEIT ZUSTAND I	K1 =	.1664E+04
BIEGESTEIFIGKEIT ZUSATND II (OBEN)	KII1 =	.6219E+03
BIEGESTEIFIGKEIT ZUSATND II (UNTEN)	KII2 =	.6219E+03
RISSMOMENT OBEN	MR1 =	.5867E+00
RISSMOMENT UNTEN	MR2 =	.5867E+00
PLASTISCHES MOMENT OBEN	MP1 =	.6406E+01
PLASTISCHES MOMENT UNTEN	MP2 =	.6406E+01
EFFEKTIVE MASSE	ME =	.2000E-02
EFFEKTIVE STEIFIGKEIT (I)	KE1 =	.1022E+05
EFFEKTIVE STEIFIGKEIT (II,1)	KEII1 =	.3821E+04
EFFEKTIVE STEIFIGKEIT (II,2)	KEII2 =	.3821E+04
VERFORMUNG DES BALKENS	WP1 =	-.4292E-02
ZUGEOERIGE KRAFT	RP1 =	-.1640E+02
VERFORMUNG DES BALKENS	WR1 =	-.1469E-03
ZUGEOERIGE KRAFT	RR1 =	-.1502E+01
VERFORMUNG DES BALKENS	WR2 =	.1469E-03
ZUGEOERIGE KRAFT	RR2 =	.1502E+01
VERFORMUNG DES BALKENS	WP2 =	.4292E-02
ZUGEOERIGE KRAFT	RP2 =	.1640E+02
EINHEITSLAST FUER Q = 1	PE0 =	.1280E+01

D.5

KREISFREQUENZ (I)	OMEGA0 =	.2261E+04
EIGENFREQUENZ	F0 =	.3598E+03
ZUGEOERIGE EIGENSCHWINGZEIT	T0 =	.2779E-02
DAEMPfung	D0 =	.9044E-01
KREISFREQUENZ (II,1)	OMEGA1 =	.1382E+04
EIGENFREQUENZ	F1 =	.2200E+03
ZUGEOERIGE EIGENSCHWINGZEIT	T1 =	.4546E-02
DAEMPfung	D1 =	.5529E-01
KREISFREQUENZ (II,2)	OMEGA2 =	.1382E+04
EIGENFREQUENZ	F2 =	.2200E+03
ZUGEOERIGE EIGENSCHWINGZEIT	T2 =	.4546E-02
DAEMPfung	D2 =	.5529E-01

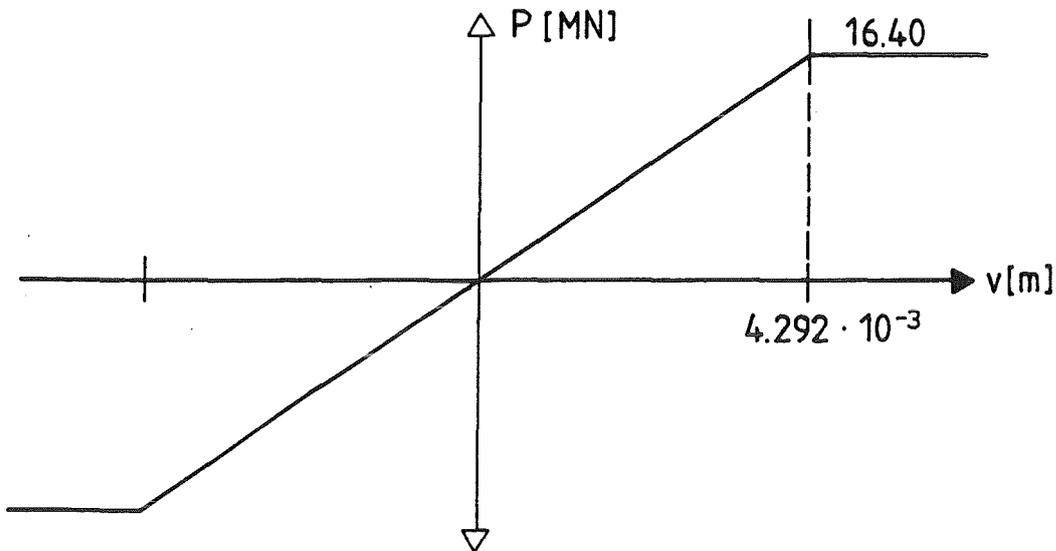


Bild D.5: Federkennlinie

D.6

3.2 Berechnung des nichtlinearen EMS für H₂-Detonation - ein Impuls

EINGABEWERTE ZUR BERECHNUNG EINES ZWEIMASSENSCHWINGERS

=====

```

ANZAHL DER ZEITSCHRITTE ..... IT =          10000
ZEITSCHRITTINKREMENT ..... DT =          .5000E-05
AUSGABEINTERVALL ..... IDRU =              0
PLOT INTERVALL ..... IPLO =              10
MASSE DES PUNKTES 1 ..... M1 =          .2000E-02
MASSE DES PUNKTES 2 ..... M2 =          .0000E+00
DAEMPfungSKONSTANTE FESTP. - PUNKT 1 ..... D1 =          .5530E-01
DAEMPfungSKONSTANTE PUNKT 1 - PUNKT 2 ..... D2 =          .0000E+00
DAEMPfungSKONSTANTE FESTP. - PUNKT 2 ..... D3 =          .0000E+00
ANFANGSVERFORMUNG DES PUNKTES 1 ..... X10 =          .0000E+00
ANFANGSVERFORMUNG DES PUNKTES 2 ..... X20 =          .0000E+00
ANFANGSGESCHWINDIGKEIT DES PUNKTES 1 ..... V10 =          .0000E+00
ANFANGSGESCHWINDIGKEIT DES PUNKTES 2 ..... V20 =          .0000E+00

```

```

ANZAHL D. FEDERN VOM FESTP. ZUM PUNKT 1 ... NF1 =          1
  GE. 1

```

```

ANZAHL D. FEDERN VOM PUNKT 1 ZUM PUNKT 2 .. NF2 =          0
  GE. 1

```

```

ANZAHL D. FEDERN VOM FESTP. ZUM PUNKT 2 ... NF3 =          0
  GE. 0

```

F E D E R 1

=====

```

ANZAHL DER PUNKTE DES BELASTUNGSASTES ..... NPB =          5

```

PUNKT	UB	PB
1	-.1000E+02	-.1640E+02
2	-.4290E-02	-.1640E+02
3	.0000E+00	.0000E+00
4	.4290E-02	.1640E+02
5	.1000E+02	.1640E+02

```

ANZAHL DER PUNKTE DES ENTLASTUNGSASTES ..... NPE =          3

```

PUNKT	UE	PE
1	-.4290E-01	-.1640E+03
2	.0000E+00	.0000E+00
3	.4290E-01	.1640E+03

```

BRUCHVERFORMUNG DER FEDER IM NEG. BEREICH .. UUN =          -.1000E+00
BRUCHVERFORMUNG DER FEDER IM POS. BEREICH .. UUP =           .1000E+00

```

D.7

LASTFUNKTIONEN =====

ANZAHL DER PUNKTE LASTFUNKTION PT1 NPT1 = 4
 ANZAHL DER PUNKTE LASTFUNKTION PT2 NPT2 = 0

LASTFUNKTION 1 -----

PUNKT	T1	P1
1	.0000E+00	.1075E+02
2	.3000E-02	.1075E+02
3	.3500E-02	.1750E+01
4	.5000E-01	.1750E+01

EXTRIMWERTE =====

BELASTUNGEN

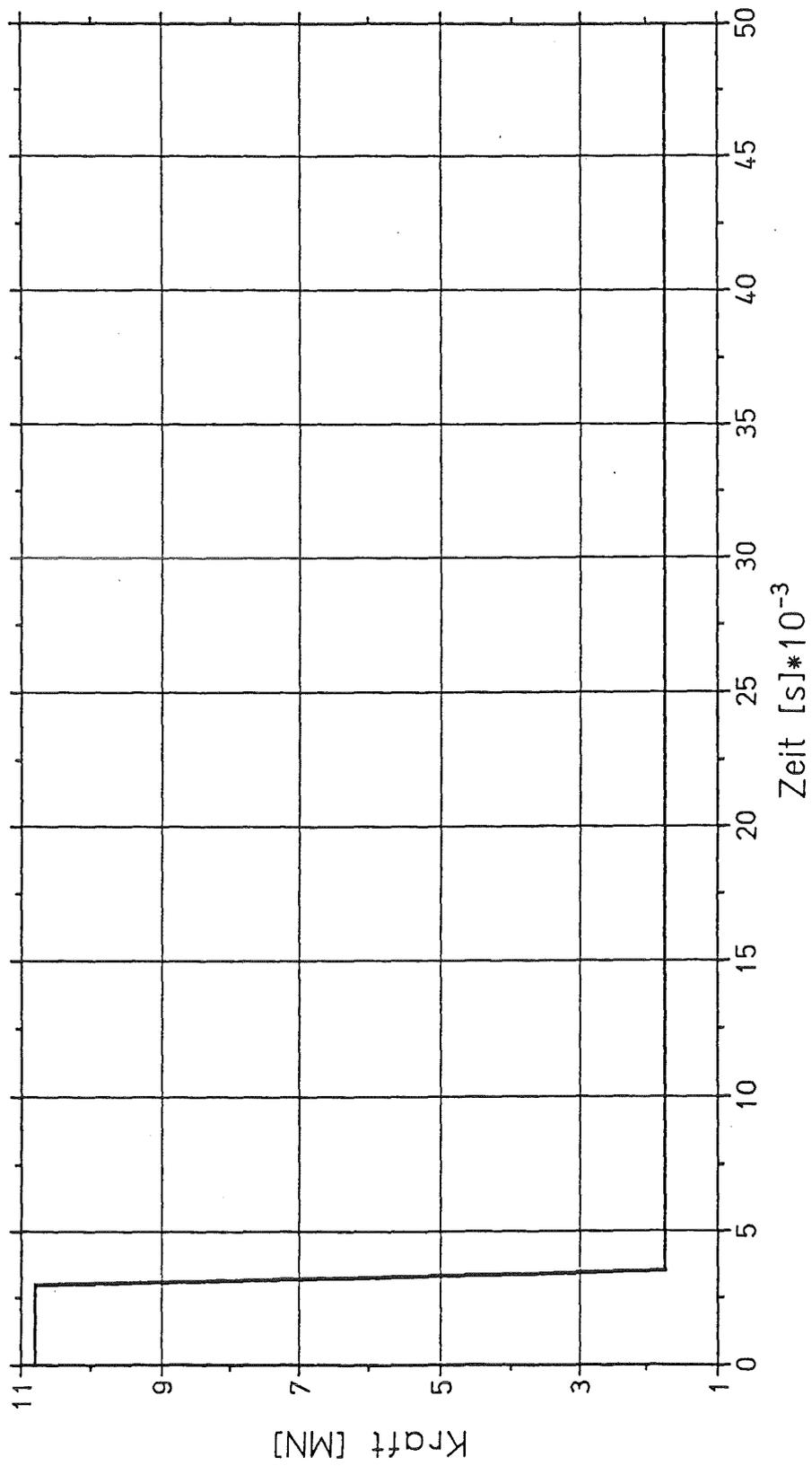
LAST 1 :	P1MAX = .1075E+02	ZEIT T = .0000E+00
	P1MIN = .1750E+01	ZEIT T = .3505E-02
LAST 2 :	P2MAX = .0000E+00	ZEIT T = .0000E+00
	P2MIN = .0000E+00	ZEIT T = .0000E+00

FEDERKRAEFTE

KRAFT 1 :	F1MAX = .1640E+02	ZEIT T = .1555E-02
	F1MIN = -.1120E+02	ZEIT T = .5300E-02
KRAFT 2 :	F2MAX = .0000E+00	ZEIT T = .0000E+00
	F2MIN = .0000E+00	ZEIT T = .0000E+00
KRAFT 3 :	F3MAX = .0000E+00	ZEIT T = .0000E+00
	F3MIN = .0000E+00	ZEIT T = .0000E+00

VERFORMUNGEN

PUNKT 1 :	X1MAX = .6054E-02	ZEIT T = .2665E-02
	X1MIN = -.1166E-02	ZEIT T = .5300E-02
PUNKT 2 :	X2MAX = .0000E+00	ZEIT T = .0000E+00
	X2MIN = .0000E+00	ZEIT T = .0000E+00
RELATIVVERF.: (2 - 1)	U2MAX = .1166E-02	ZEIT T = .5300E-02
	U2MIN = -.6054E-02	ZEIT T = .2665E-02



Belastungsimpuls

Bild D.6: Belastungsimpuls für H₂-Detonation - ein Impuls

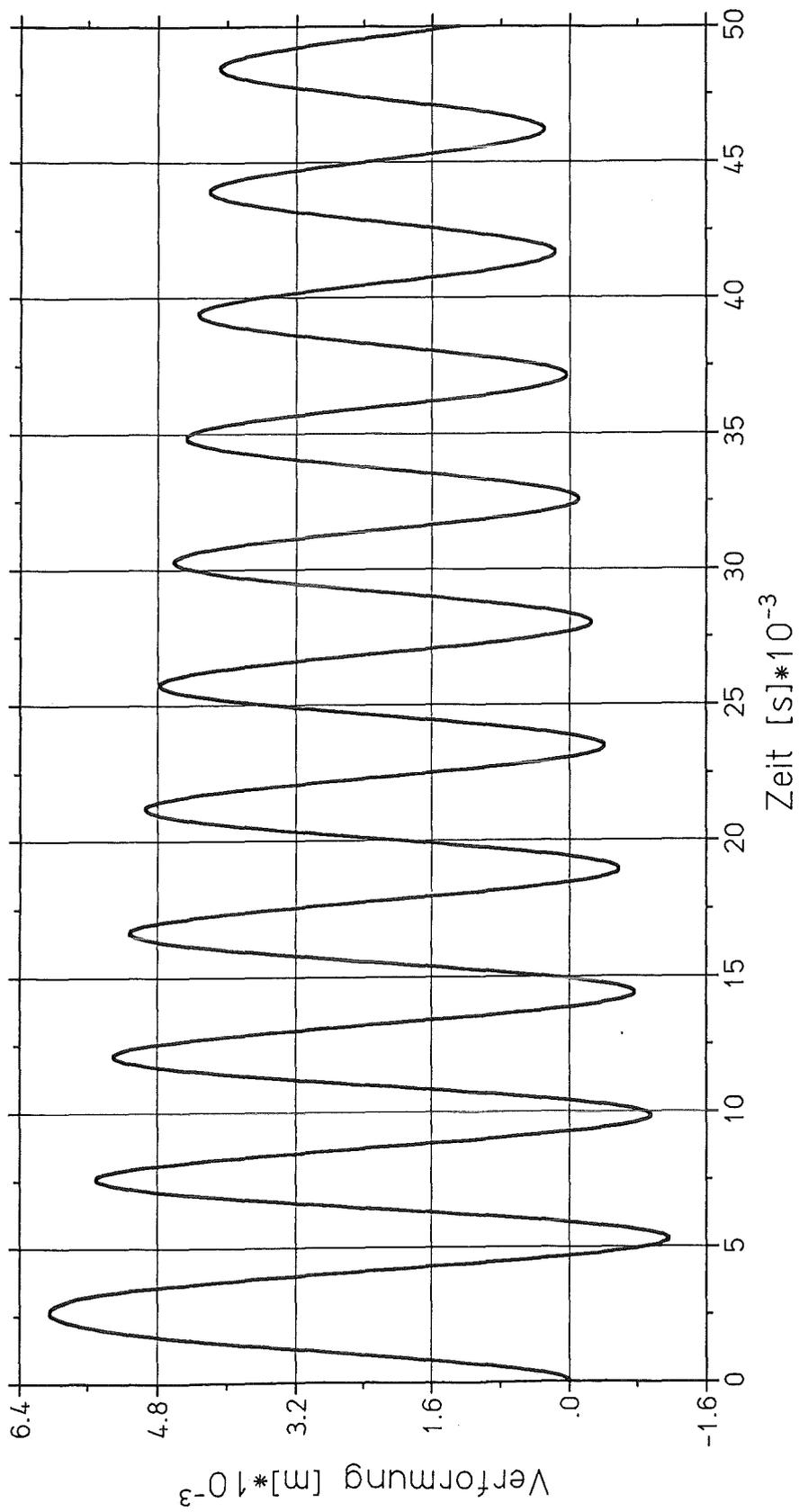
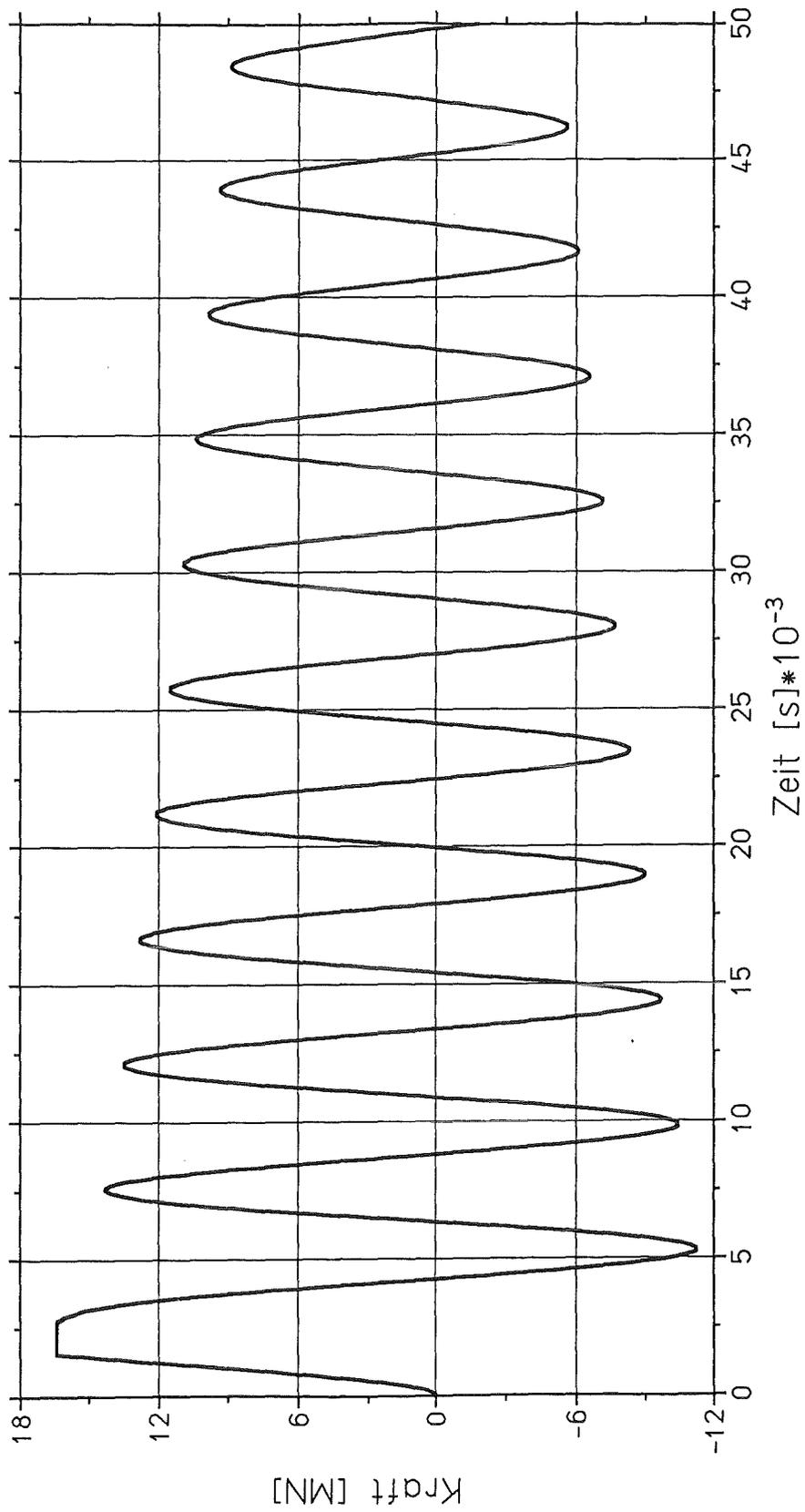


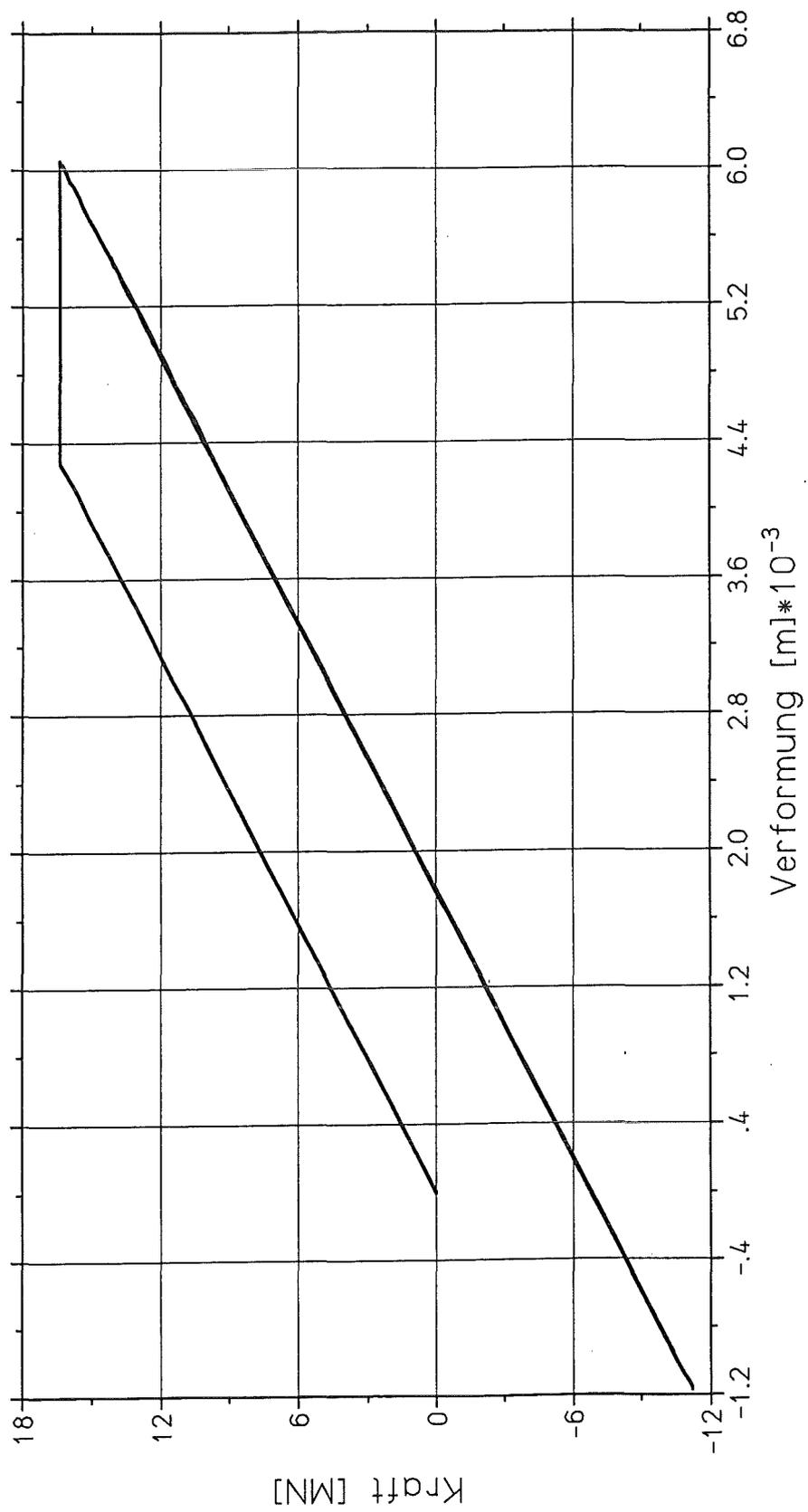
Bild D.7: Verformung der Masse für H₂-Detonation - ein Impuls

Verformung der Masse



Kraft in der Feder

Bild D.8: Kraft in der Feder für H₂-Detonation - ein Impuls



Kraft-Verformungs-Beziehung der Feder

Bild D.9. Kraft-Verformungs-Beziehung in der Feder für H₂-Detonation - ein Impuls

D.12

3.3 Berechnung des nichtlinearen EMS für H₂-Detonation - drei Impulse

EINGABEWERTE ZUR BERECHNUNG EINES ZWEIMASSENSCHWINGERS

=====

ANZAHL DER ZEITSCHRITTE IT = 10000
 ZEITSCHRITTINKREMENT DT = .5000E-05
 AUSGABEINTERVALL IDRU = 0
 PLOT INTERVALL IPLO = 10
 MASSE DES PUNKTES 1 M1 = .2000E-02
 MASSE DES PUNKTES 2 M2 = .0000E+00
 DAEMPfungSKONSTANTE FESTP. - PUNKT 1 D1 = .5530E-01
 DAEMPfungSKONSTANTE PUNKT 1 - PUNKT 2 D2 = .0000E+00
 DAEMPfungSKONSTANTE FESTP. - PUNKT 2 D3 = .0000E+00
 ANFANGSVERFORMUNG DES PUNKTES 1 X10 = .0000E+00
 ANFANGSVERFORMUNG DES PUNKTES 2 X20 = .0000E+00
 ANFANGSGESCHWINDIGKEIT DES PUNKTES 1 V10 = .0000E+00
 ANFANGSGESCHWINDIGKEIT DES PUNKTES 2 V20 = .0000E+00

ANZAHL D. FEDERN VOM FESTP. ZUM PUNKT 1 ... NF1 = 1
 GE. 1

ANZAHL D. FEDERN VOM PUNKT 1 ZUM PUNKT 2 .. NF2 = 0
 GE. 1

ANZAHL D. FEDERN VOM FESTP. ZUM PUNKT 2 ... NF3 = 0
 GE. 0

F E D E R 1
 =====

ANZAHL DER PUNKTE DES BELASTUNGSASTES NPB = 5

PUNKT	UB	PB
1	-.1000E+02	-.1640E+02
2	-.4290E-02	-.1640E+02
3	.0000E+00	.0000E+00
4	.4290E-02	.1640E+02
5	.1000E+02	.1640E+02

ANZAHL DER PUNKTE DES ENTLASTUNGSASTES NPE = 3

PUNKT	UE	PE
1	-.4290E-01	-.1640E+03
2	.0000E+00	.0000E+00
3	.4290E-01	.1640E+03

BRUCHVERFORMUNG DER FEDER IM NEG. BEREICH .. UUN = -.1000E+00
 BRUCHVERFORMUNG DER FEDER IM POS. BEREICH .. UUP = .1000E+00

D.13

LASTFUNKTIONEN

=====

ANZAHL DER PUNKTE LASTFUNKTION PT1 NPT1 = 12
 ANZAHL DER PUNKTE LASTFUNKTION PT2 NPT2 = 0

LASTFUNKTION 1

PUNKT	T1	F1
1	.0000E+00	.1075E+02
2	.3000E-02	.1075E+02
3	.3500E-02	.1750E+01
4	.5490E-02	.1750E+01
5	.5500E-02	.1075E+02
6	.8500E-02	.1075E+02
7	.9000E-02	.1750E+01
8	.9990E-02	.1750E+01
9	.1000E-01	.1075E+02
10	.1300E-01	.1075E+02
11	.1350E-01	.1750E+01
12	.5000E+01	.1750E+01

EXTREMWERTE

=====

BELASTUNGEN

LAST 1 :	P1MAX = .1075E+02	ZEIT T = .0000E+00	
	P1MIN = .1750E+01	ZEIT T = .3505E-02	
LAST 2 :	P2MAX = .0000E+00	ZEIT T = .0000E+00	
	P2MIN = .0000E+00	ZEIT T = .0000E+00	

FEDERKRAEFTE

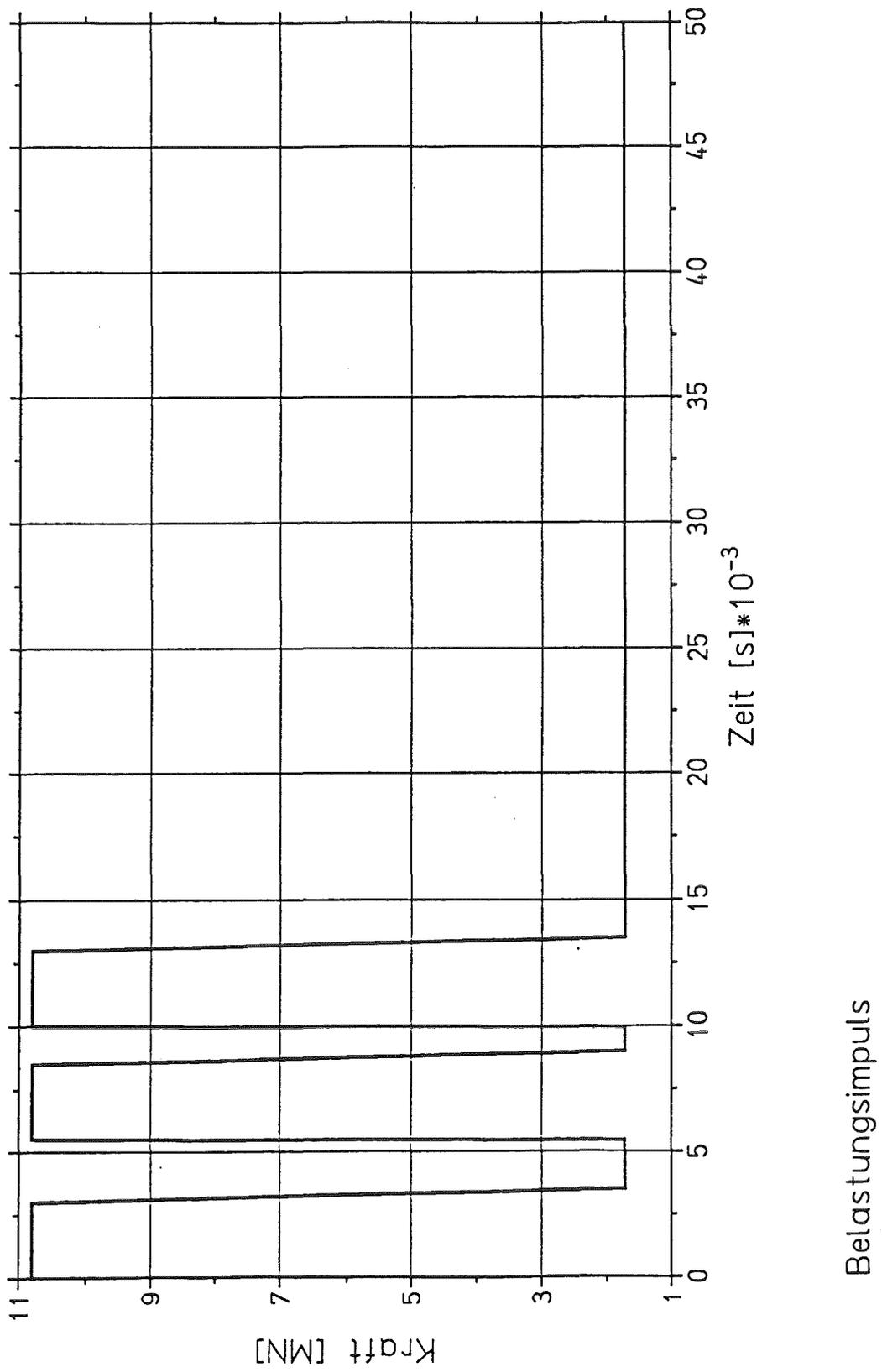
KRAFT 1 :	F1MAX = .1640E+02	ZEIT T = .1555E-02	
	F1MIN = -.1245E+02	ZEIT T = .1582E-01	
KRAFT 2 :	F2MAX = .0000E+00	ZEIT T = .0000E+00	
	F2MIN = .0000E+00	ZEIT T = .0000E+00	
KRAFT 3 :	F3MAX = .0000E+00	ZEIT T = .0000E+00	
	F3MIN = .0000E+00	ZEIT T = .0000E+00	

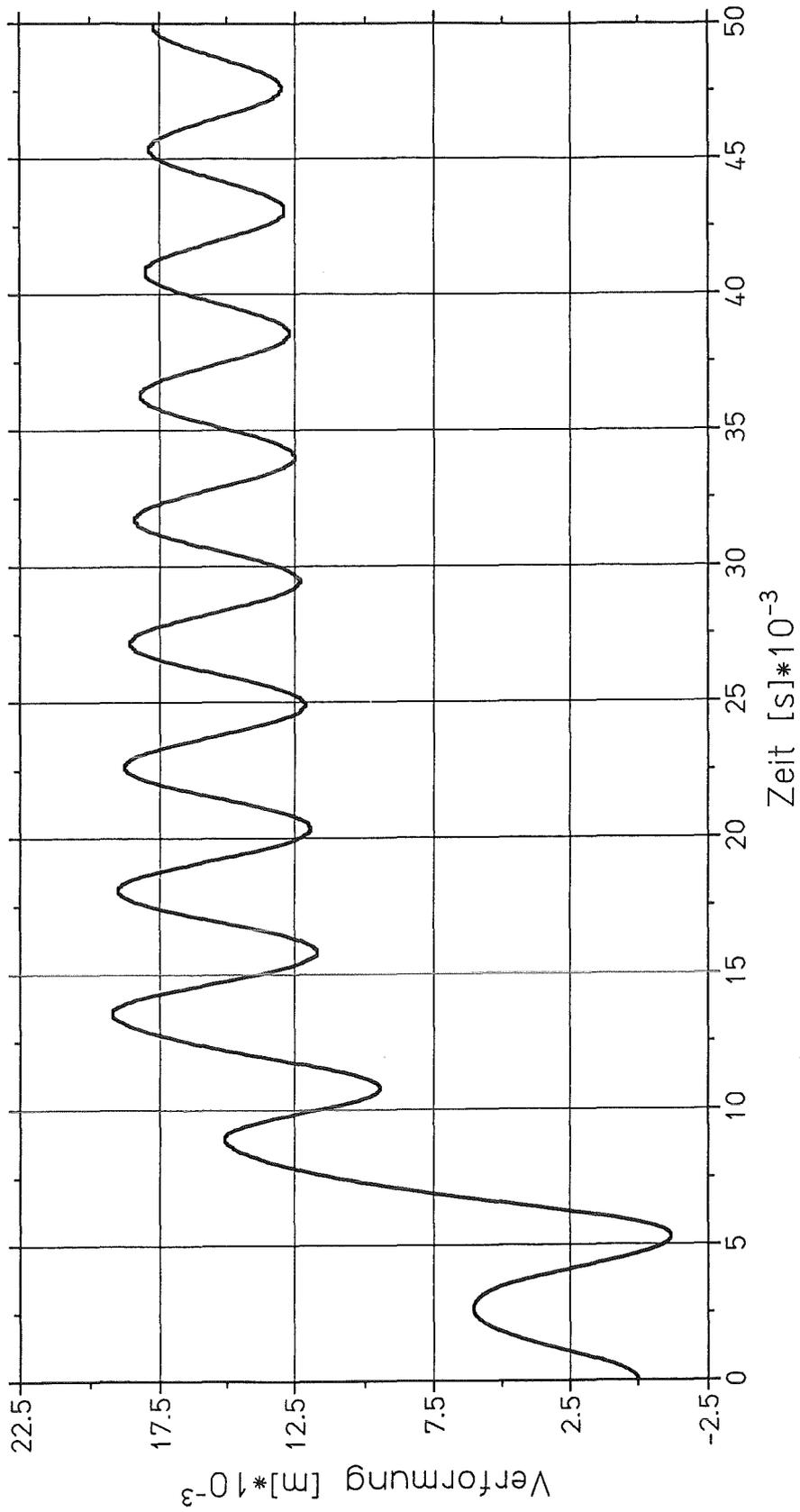
VERFORMUNGEN

PUNKT 1 :	X1MAX = .1924E-01	ZEIT T = .1354E-01	
	X1MIN = -.1166E-02	ZEIT T = .5300E-02	

D.14

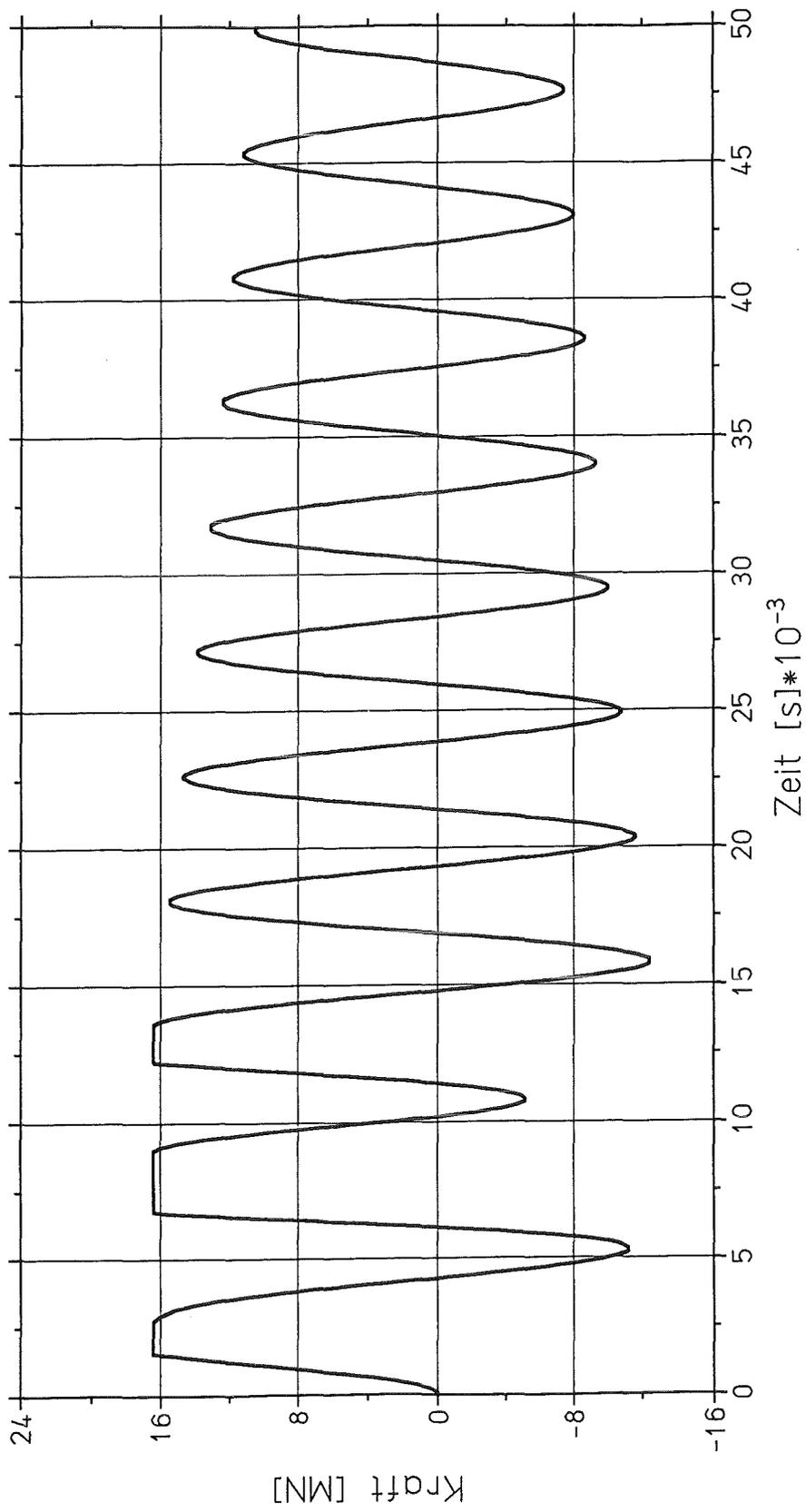
PUNKT 2 :	X2MAX =	.0000E+00	ZEIT T =	.0000E+00
	X2MIN =	.0000E+00	ZEIT T =	.0000E+00
RELATIVVERF.:	U2MAX =	.1166E-02	ZEIT T =	.5300E-02
(2 - 1)	U2MIN =	-.1924E-01	ZEIT T =	.1354E-01

Bild D.10: Belastungsimpuls für H₂-Detonation - drei Impulse



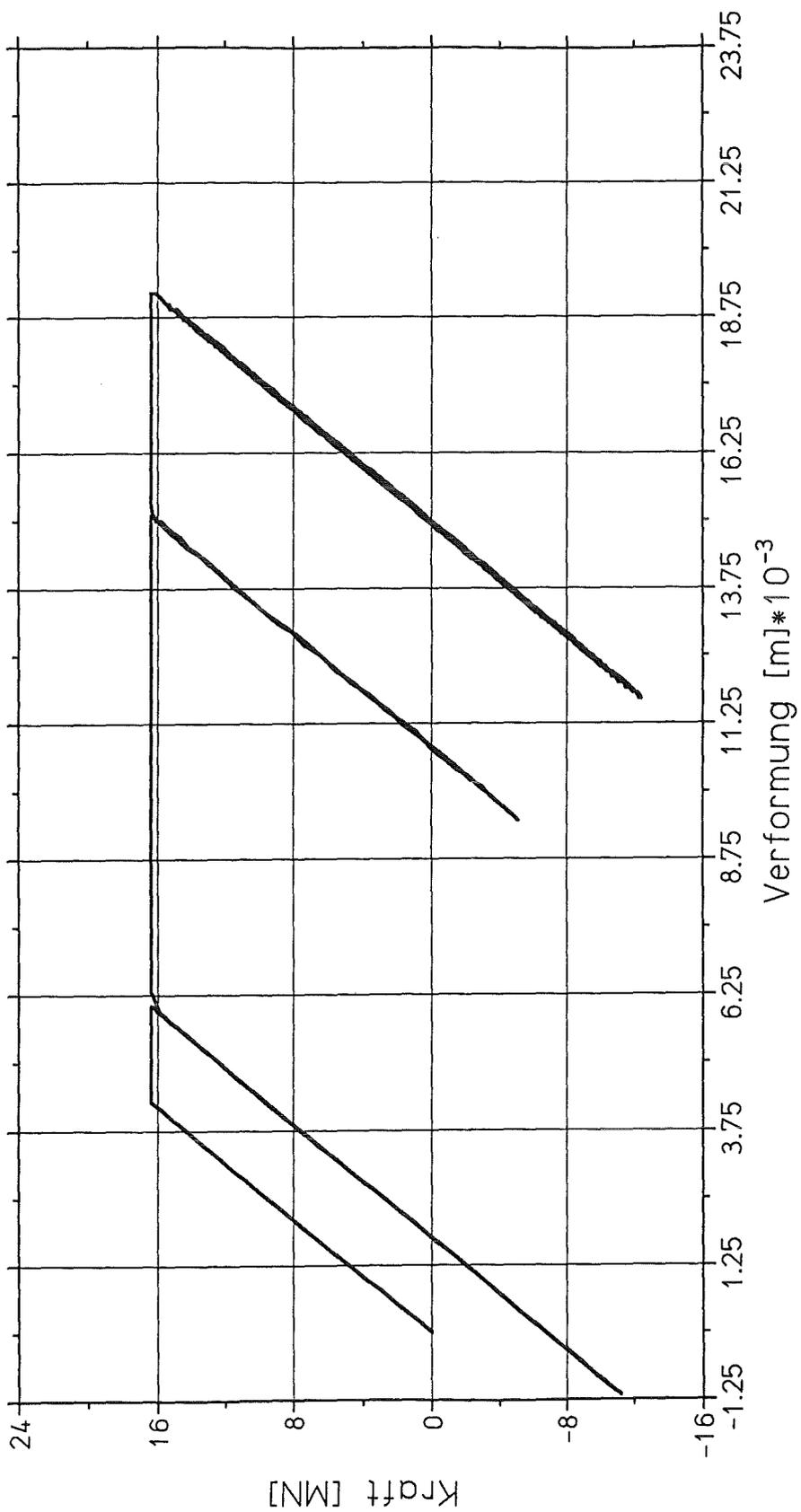
Verformung der Masse

Bild D.11: Verformung der Masse für H₂-Detonation - drei Impulse



Kraft in der Feder

Bild D.12: Kraft in der Feder für H₂-Detonation - drei Impulse



Kraft-Verformungs-Beziehung der Feder

Bild D.13: Kraft-Verformungs-Beziehung in der Feder für H₂-Detonation - drei Impulse

3.4 Ergebnisse

Im folgenden werden die maximalen plastischen Dehnungen $\max \epsilon$ errechnet:

Ausgehend von der Dehnung beim Erreichen der Streckgrenze ϵ_s für Sonderstahl St 1100:

$$\epsilon_{pl} = \frac{\beta_s}{E_s} = \frac{1100}{2100000} = 0.00524 = 0.524 \%$$

erhält man die maximale plastische Dehnung $\max \epsilon_{pl}$ gem.:

$$\max \epsilon_{pl} = \frac{\max v_{pl}}{v_s} \cdot \epsilon_s$$

wobei:

- $\max v_{pl}$ = maximale plastische Verformung des Systems
- v_s = Verformung des Systems beim Erreichen der Streckgrenze

Daraus errechnen sich die plastischen Dehnungen für:

einen Impuls:

$$\max \epsilon = \frac{0.00605}{0.00429} \cdot 0.00524 = 0.0074 = 0.74 \%$$

drei aufeinander folgende Impulse

$$\max \epsilon = \frac{0.01924}{0.00429} \cdot 0.00524 = 0.024 = 2.4 \%$$

Die Bewehrung plastifiziert nach ca. 1.5 ms. Die plastischen Dehnungen betragen 0.74 % für einen Impuls und 2.4 % für drei aufeinander folgende Impulse.

4 Dynamische Berechnung mit Finite-Element-Modell für $d = 80$ cm

Zur Ermittlung der dynamischen Beanspruchungen der Betonvorsatzschale werden nichtlineare Finite-Element-Berechnungen mit dem Programm ADINA durchgeführt. Als maßgebende Belastung wird der Druckverlauf für H_2 -Detonation nach Bild D.3 untersucht.

4.1 Berechnungsgrundlagen

Die Abbildung des Werkstoffes Beton erfolgt mit einem speziellen, selbst entwickelten Materialmodell. Es berücksichtigt insbesondere die Rißbildung nach Überschreiten der Zugfestigkeit. Während der Berechnung erfolgt in jedem Last- oder Iterationsschritt eine Überprüfung der Spannungen. Ist die größte Hauptspannungskomponente - Zugspannungen positiv - größer als die Zugfestigkeit des Betons, wird sie zu Null gesetzt und die Auswirkung dieser Spannungslösung auf die beiden anderen Hauptrichtungen unter Berücksichtigung der Querdehnungen übertragen. Danach werden auch die beiden übrigen Hauptspannungskomponenten überprüft. Das verwendete Rißmodell ist ein sogenanntes "Rotated Crack Model", in dem der erste Riß immer senkrecht zur größten Hauptdehnung angenommen wird und insgesamt bis zu drei orthogonale Risse auftreten können. Ist einmal die Zugfestigkeit überschritten worden, wird dies in der sog. "Element-History" vermerkt und in späteren Berechnungsschritten in dem jeweiligen Integrationspunkt eine Zugspannung in der entsprechenden Richtung ausgeschlossen. Ein Riß kann sich jedoch in Abhängigkeit der Last auch wieder schließen und Druckspannungen übertragen.

Zum Aufbau der Systemsteifigkeitsmatrix werden für gerissene Elemente spezielle Spannungs-Dehnungs-Matrizen verwendet. Bei gerissenen Elementen wird die Schubsteifigkeit mit einem konstanten Faktor η reduziert, wobei unterschiedliche Faktoren verwendet werden für Elemente mit offenen und wieder geschlossenen Rissen.

In den FE-Berechnungen werden für den Beton B55 folgende Kennwerte verwendet:

$E_0 = 39000$ MPa	Elastizitätsmodul
$\nu = 0.2$	Querdehnzahl
$\beta_c = 55.0$ MPa	Zylinderdruckfestigkeit
$\beta_z = 5.5$ MPa	Zugfestigkeit
$\eta_0 = 0.2$	Schubsteifigkeitsfaktor bei offenen Rissen
$\eta_c = 0.8$	Schubsteifigkeitsfaktor bei wieder geschlossenen Rissen

Der Bewehrungsstahl wird wie der Beton durch Kontinuumselemente diskretisiert, die als zweites Netz über den Beton gelegt werden. Hierbei werden die einzelnen Bewehrungsstäbe über das Element verschmiert betrachtet. Innerhalb eines Elementes wird in Abhängigkeit

D.21

der Orientierung der enthaltenen Bewehrungselemente ein orthogonales Koordinatensystem definiert, für dessen einzelne Richtungen jeweils voneinander unabhängige einaxiale Steifigkeiten und nichtlineare Spannungs-Dehnungs-Beziehungen eingeführt werden. Die Elemente besitzen keinerlei Schubsteifigkeit. Aus den in Richtung der Bewehrung transformierten Elementdehnungen ϵ_{elem} werden die spannungswirksamen Dehnungen ϵ_{eff} und daraus für jede Richtung i aus den einaxialen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen die Stahlspannungen bestimmt.

Für die Bewehrung der Schutzwand werden folgende Kennwerte verwendet:

Sonderstahl St 1100:

$E_0 = 210000 \text{ MPa}$	Elastizitätsmodul
$\beta_s = 1100.0 \text{ MPa}$	Streckgrenze
$\beta_z = 1350.0 \text{ MPa}$	Zugfestigkeit
$\epsilon_u = 3\%$	Versagensdehnung

Normalstahl St 500:

$E_0 = 210000 \text{ MPa}$	Elastizitätsmodul
$\beta_s = 500.0 \text{ MPa}$	Streckgrenze
$\beta_z = 550.0 \text{ MPa}$	Zugfestigkeit
$\epsilon_u = 5\%$	Versagensdehnung

4.2 Berechnungen für H₂-Detonation

In Bild D.14 ist das FE-Netz der inneren Schutzwand aufgezeichnet. Auf den Seiten D.23 bis D.26 finden sich die Verformungsplots für verschiedene Zeitpunkte, auf den Seiten D.27 bis D.30 die jeweiligen Spannungen in der Biegebewehrung und auf den Seiten D.31 bis D.34 die zugehörigen Dehnungen. Auf den Seiten D.35 bis D.38 sind die Spannungen in der Netzbewehrung und auf den Seiten D.39 bis D.42 die zugehörigen Dehnungen angegeben. Der zeitliche Verlauf der Dehnungen und der Spannungen innen und außen ist auf den Seiten D.43 bis D.46 aufgezeichnet. Die Betondruckspannungen sind auf den Seiten D.47 bis D.50 angegeben und die Hauptdehnungen auf den Seiten D.51 bis D.54.

Bild D.14: FE-Netz der inneren Schutzwand

ORIGINAL  .0760



Elementenetz

13	47	46	45	44	43	42	41	40	39	38	37	36	35	34	33	32	31	30	29	14
20 11	19 66	18 65	17 64	16 63	15 62	14 61	13 60	12 59	11 58	10 57	9 56	8 55	7 54	6 53	5 52	4 51	3 50	2 49	1 48	12
40 21	39 85	38 84	37 83	36 82	35 81	34 80	33 79	32 78	31 77	30 76	29 75	28 74	27 73	26 72	25 71	24 70	23 69	22 68	21 67	26
60 20	59 104	58 103	57 102	56 101	55 100	54 99	53 98	52 97	51 96	50 95	49 94	48 93	47 92	46 91	45 90	44 89	43 88	42 87	41 86	25
80 19	79 123	78 122	77 121	76 120	75 119	74 118	73 117	72 116	71 115	70 114	69 113	68 112	67 111	66 110	65 109	64 108	63 107	62 106	61 105	24
100 18	99 142	98 141	97 140	96 139	95 138	94 137	93 136	92 135	91 134	90 133	89 132	88 131	87 130	86 129	85 128	84 127	83 126	82 125	81 124	23
120 17	119 161	118 160	117 159	116 158	115 157	114 156	113 155	112 154	111 153	110 152	109 151	108 150	107 149	106 148	105 147	104 146	103 145	102 144	101 143	22
140 9	139 180	138 179	137 178	136 177	135 176	134 175	133 174	132 173	131 172	130 171	129 170	128 169	127 168	126 167	125 166	124 165	123 164	122 163	121 162	10
160 5	159 27	158 6	157 195	156 194	155 193	154 192	153 191	152 190	151 189	150 188	149 187	148 186	147 185	146 184	145 183	144 182	143 181	142 7	141 28	8

D.22



DEFORMED  .00192
TIME .00100

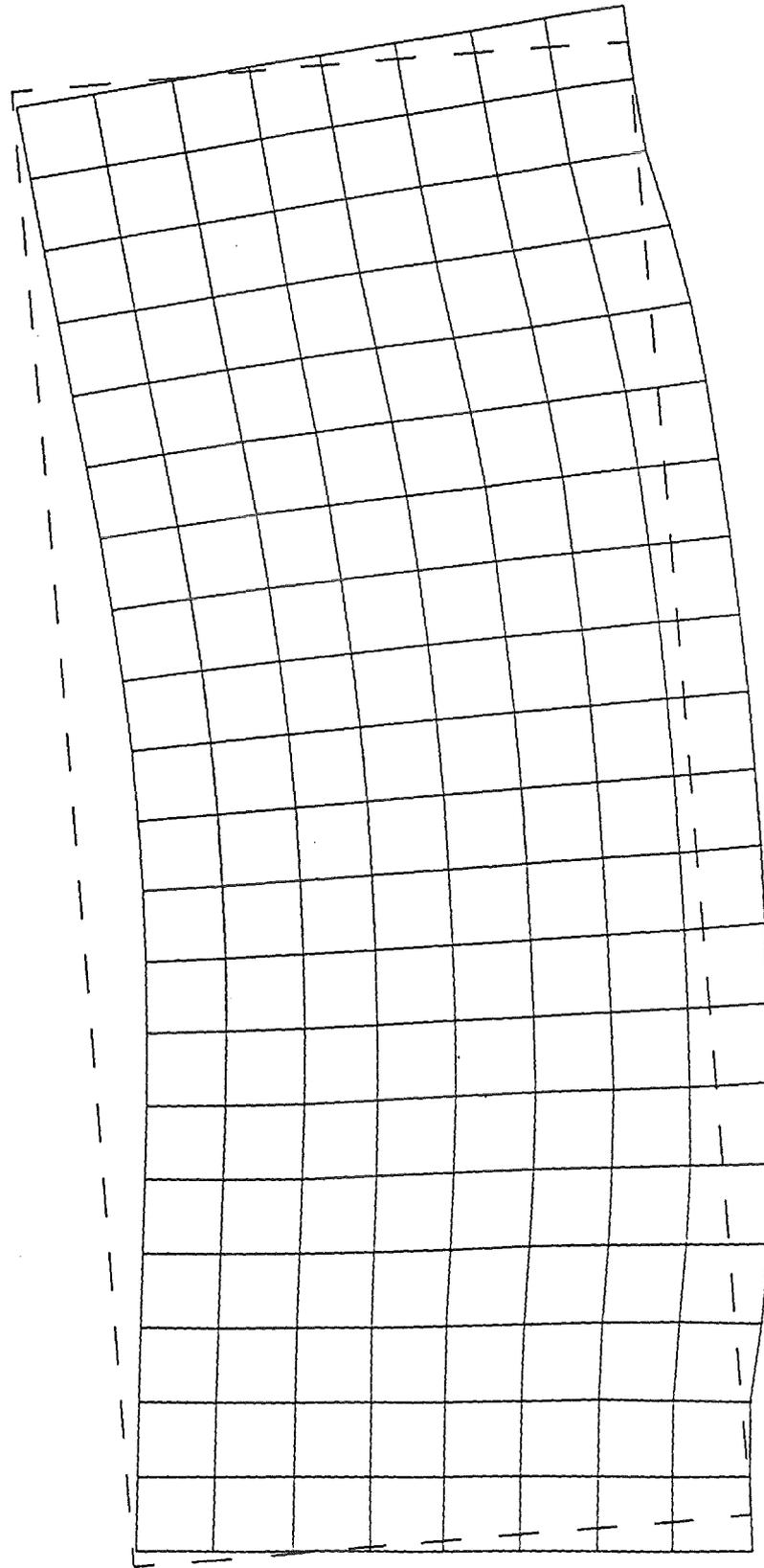


Bild D.15: Verformungsplot der Schutzwand für $t = 0.001$ s

D.24



DEFORMED  .00531
TIME .00200

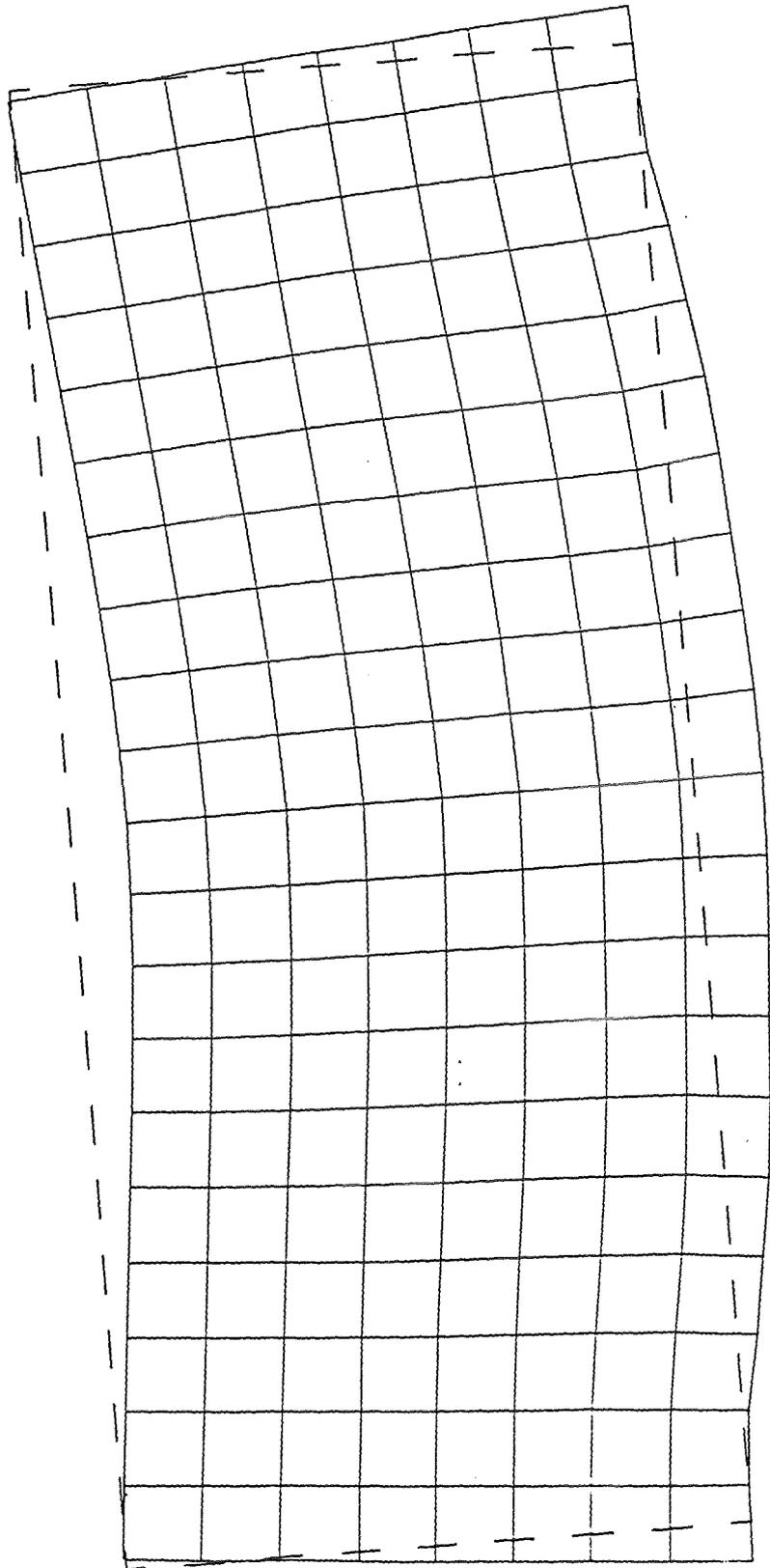


Bild D.16: Verformungsplot der Schutzwand für $t = 0.002$ s

D.25



DEFORMED  .00626
TIME .00250

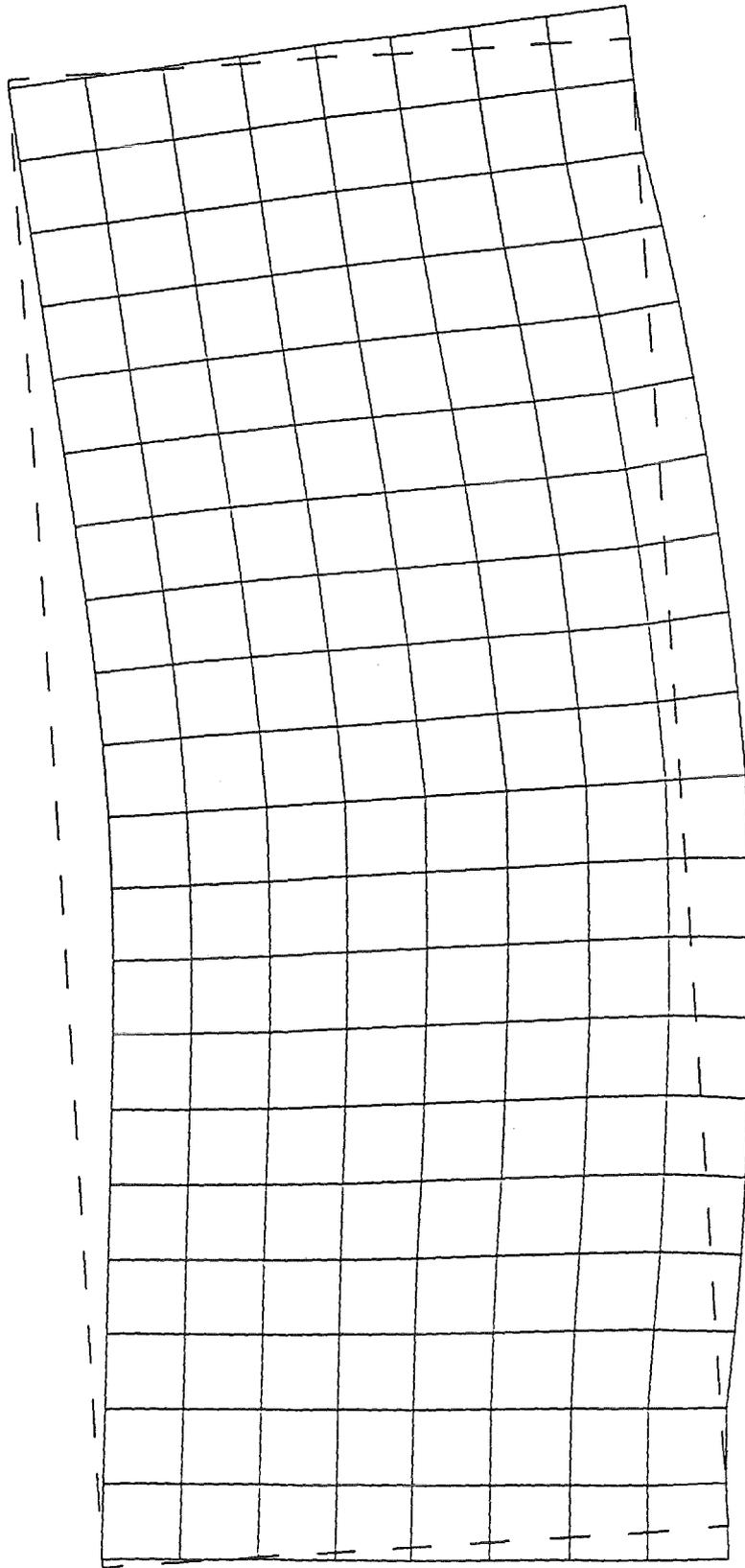


Bild D.17: Verformungsplot der Schutzwand für $t = 0.0025$ s



DEFORMED  .00589
TIME .00300

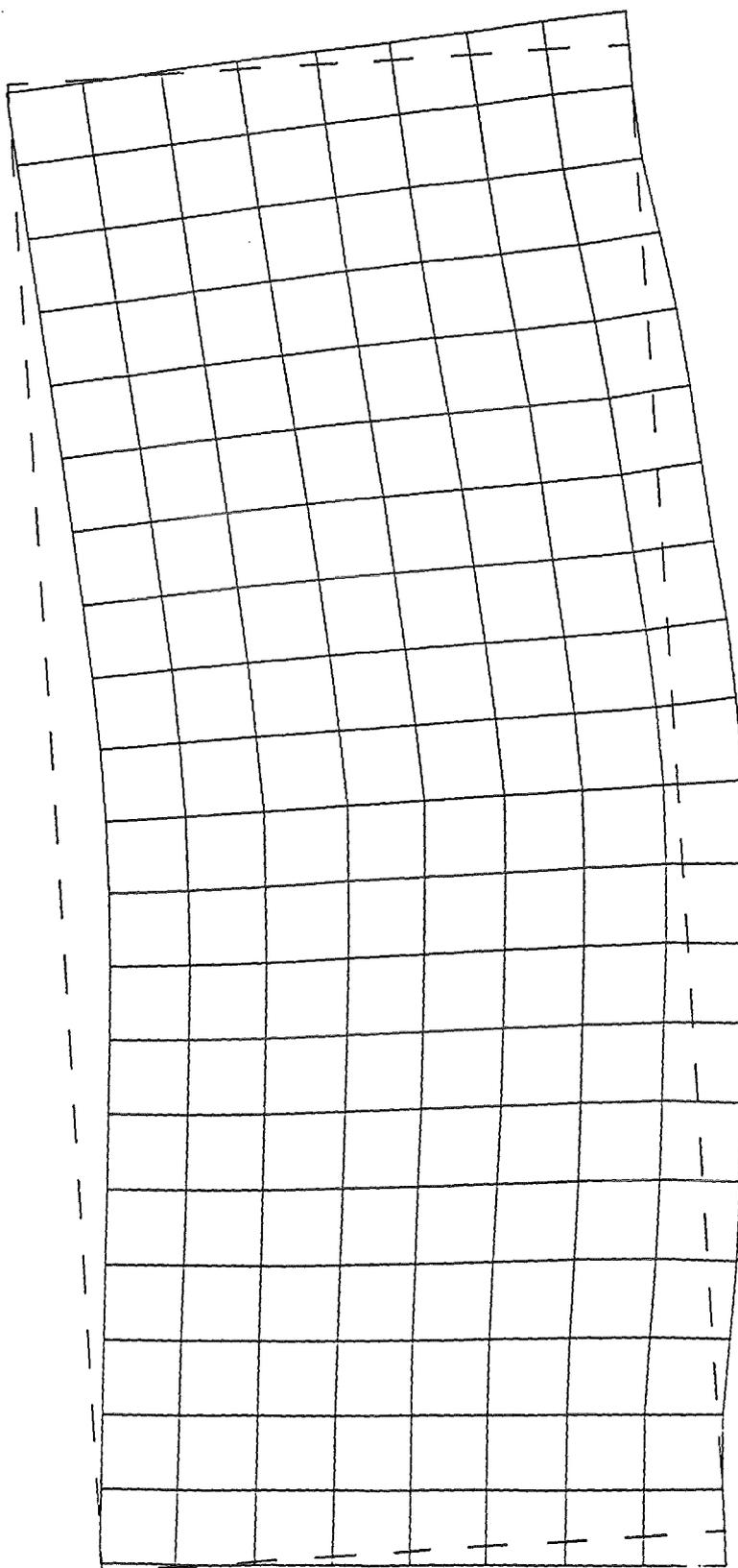
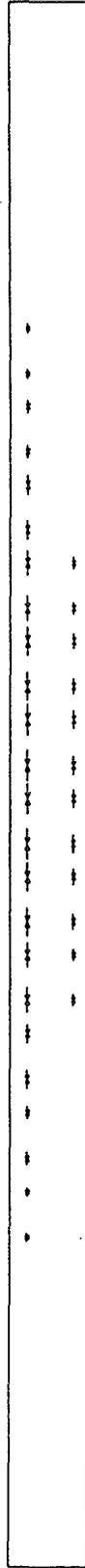


Bild D.18: Verformungsplot der Schutzwand für $t = 0.003 \text{ s}$

FACE -3 STRESS TIME .00100
+ 238.7
-
Z Y

ORIGINAL [] .0791

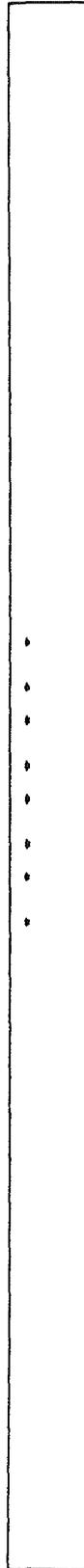


ZUGBEWEHRUNG

Bild D.19: Spannungen in der Biegebewehrung für $t = 0.001$ s

FACE -3 STRESS TIME .00200
+ 746.9
Z
Y

ORIGINAL .0791



ZUGBEWEHRUNG

Bild D.20: Spannungen in der Biegebewehrung für $t = 0.002$ s

FACE -3 STRESS TIME .00250
←→ + 789.6
Z Y

ORIGINAL | .0791



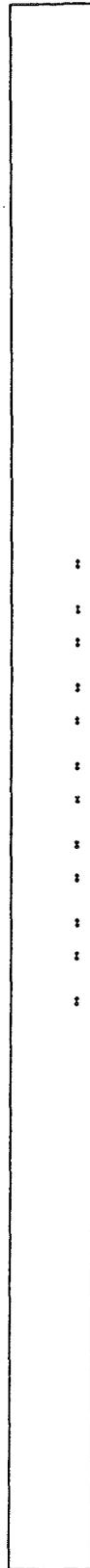
ZUGBEWEHRUNG

Bild D.21: Spannungen in der Biegebewehrung für $t = 0.0025 \text{ s}$

D.30

FACE -3 STRESS TIME .00300
+ 767.4
Z Y

ORIGINAL .0791



ZUGBEWEHRUNG

Bild D.22: Spannungen in der Biegebewehrung für $t = 0.003$ s

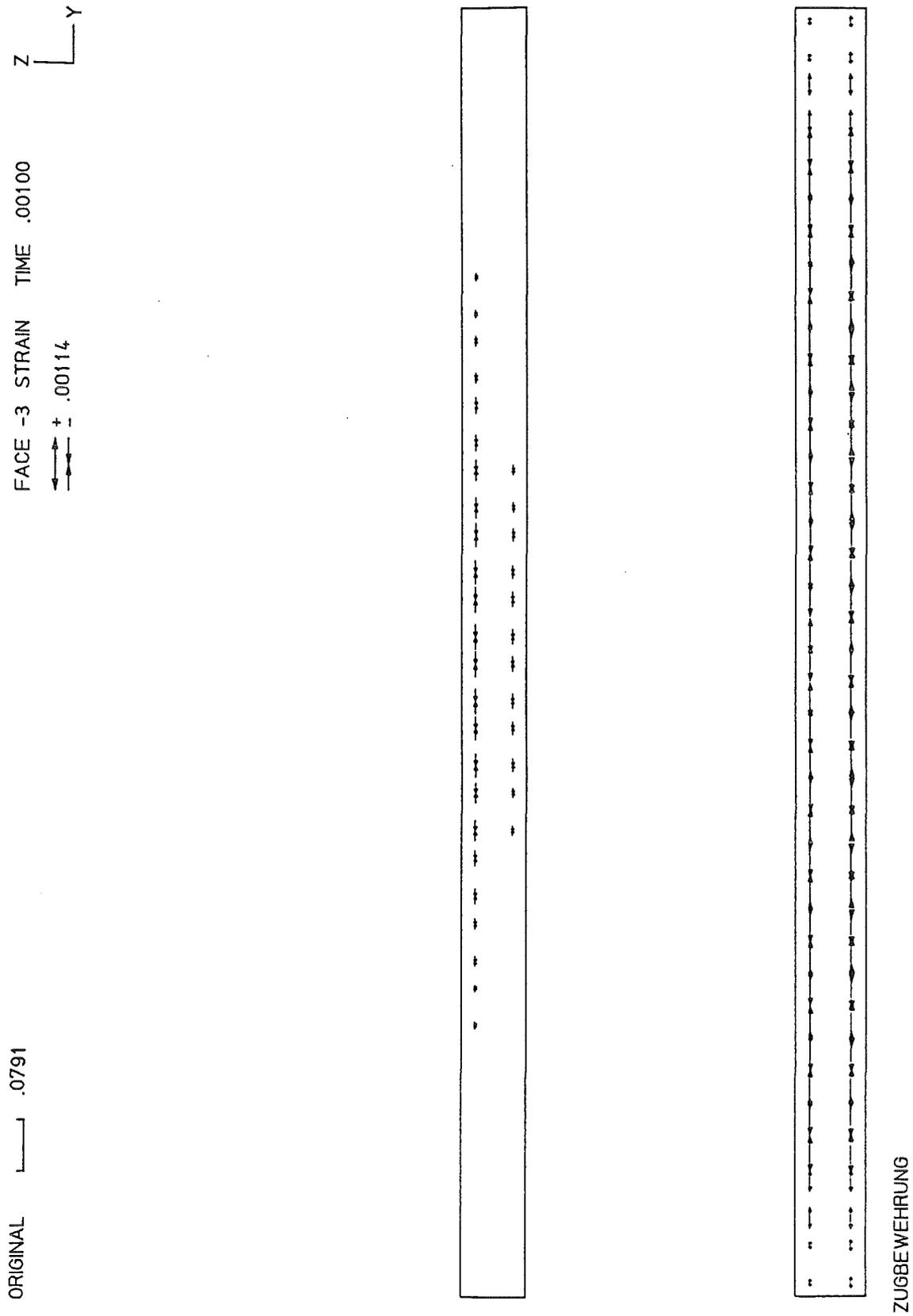
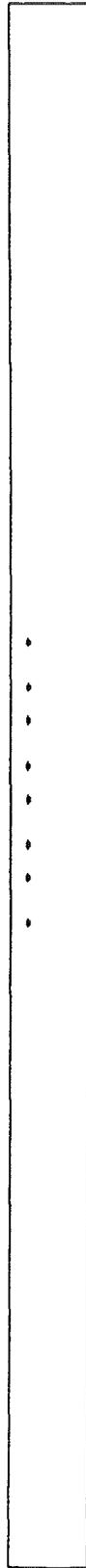


Bild D.23: Dehnungen in der Biegebewehrung für $t = 0.001 \text{ s}$

FACE -3 STRAIN TIME .00200
± .00355

ORIGINAL [] .0791

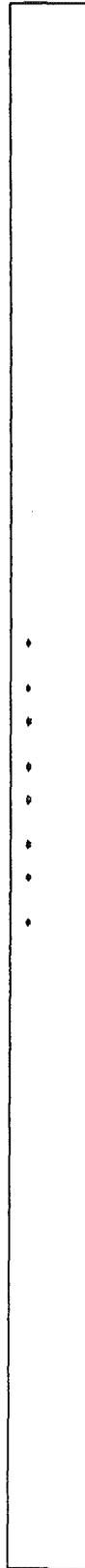


ZUGBEWEHRUNG

Bild D.24: Dehnungen in der Biegebewehrung für $t = 0.002$ s

FACE -3 STRAIN TIME .00250
+ .00375
- - -

ORIGINAL  .0791

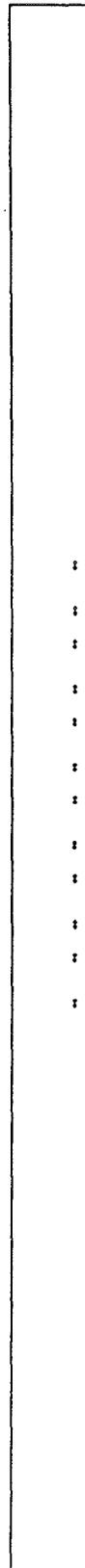


ZUGBEWEHRUNG

Bild D.25: Dehnungen in der Biegebewehrung für $t = 0.0025$ s

FACE -3 STRAIN TIME .00300
+ - .00364

ORIGINAL .0791



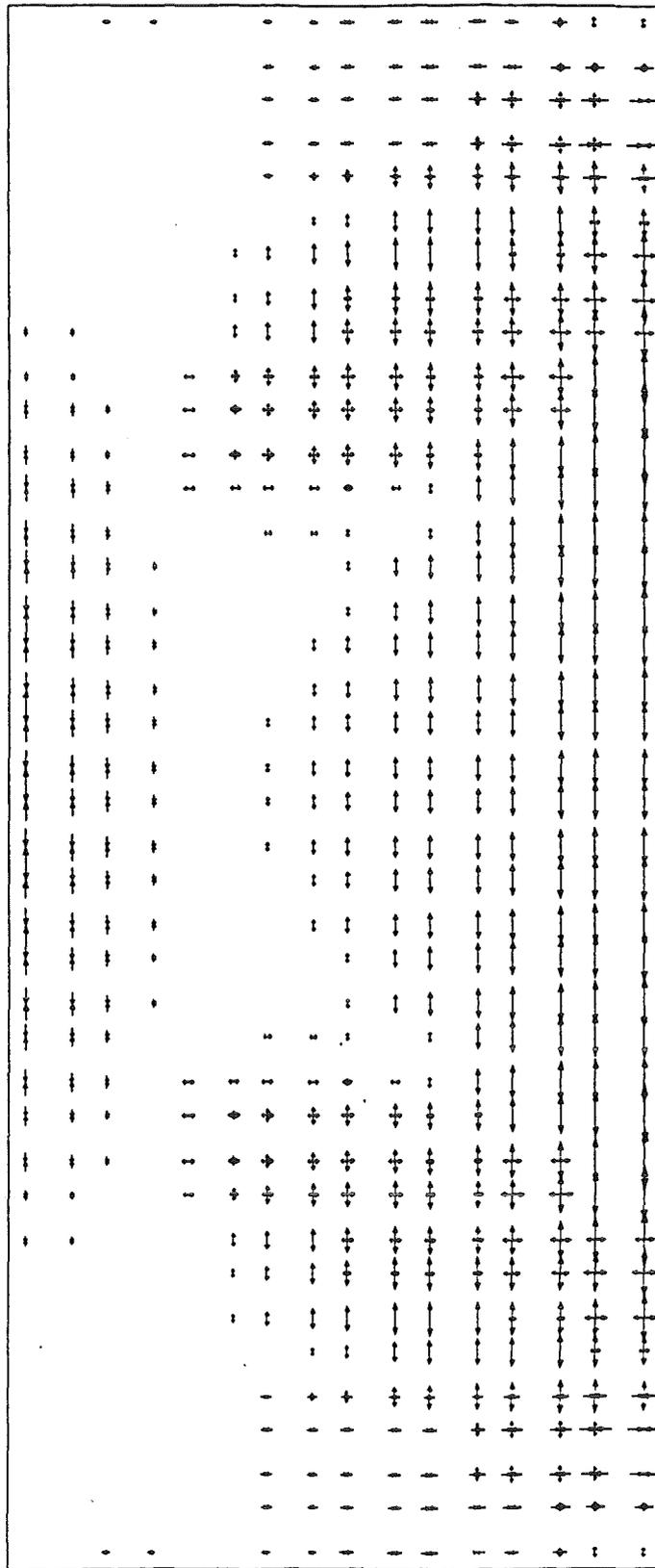
ZUGBEWEHRUNG

Bild D.26: Dehnungen in der Biegebewehrung für $t = 0.003$ s

ORIGINAL | .0791 Z

FACE -3 STRESS TIME .00100 Y

± 377.4

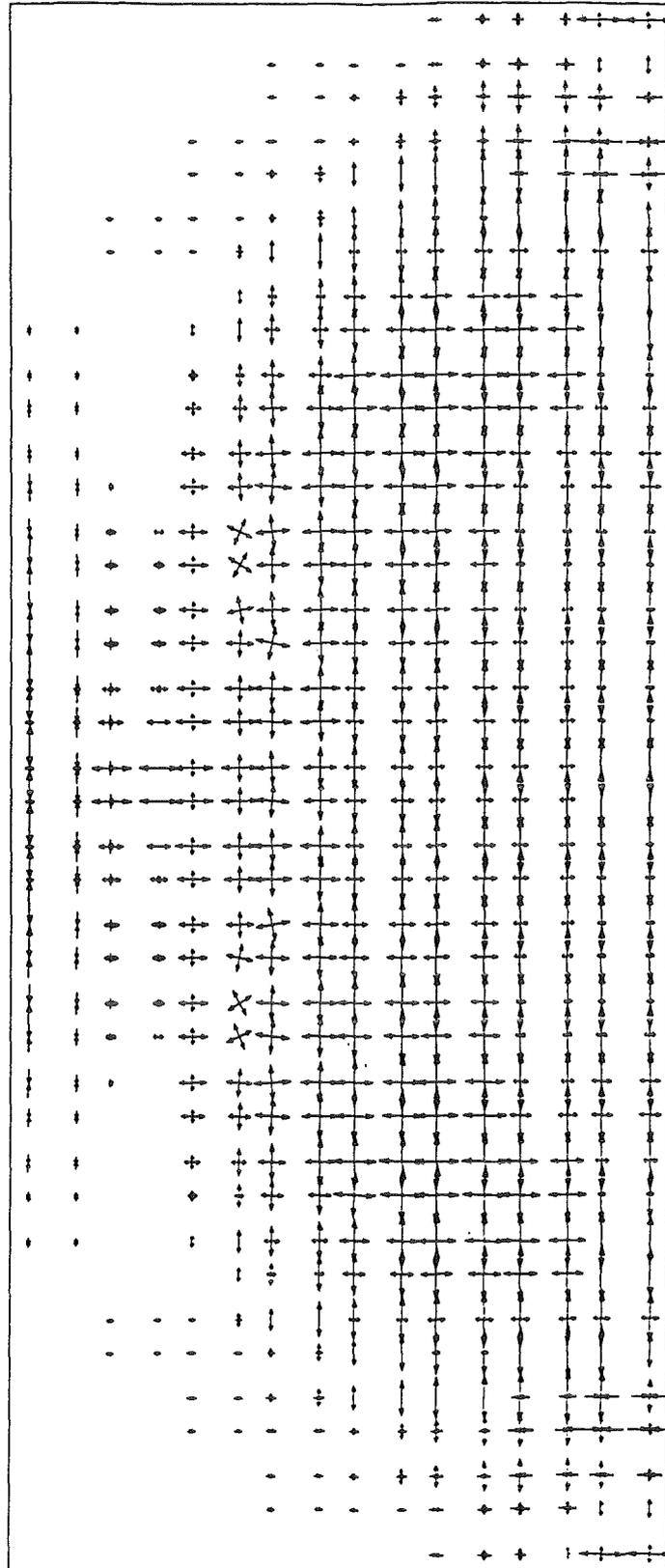


NETZBEWEHRUNG

Bild D.27: Spannungen in der Netzbewehrung für $t = 0.001$ s

FACE -3 STRESS TIME .00200
+ - 505.5
Z
Y

ORIGINAL [] .0791



NETZBEWEHRUNG

Bild D.28: Spannungen in der Netzbewehrung für $t = 0.002$ s

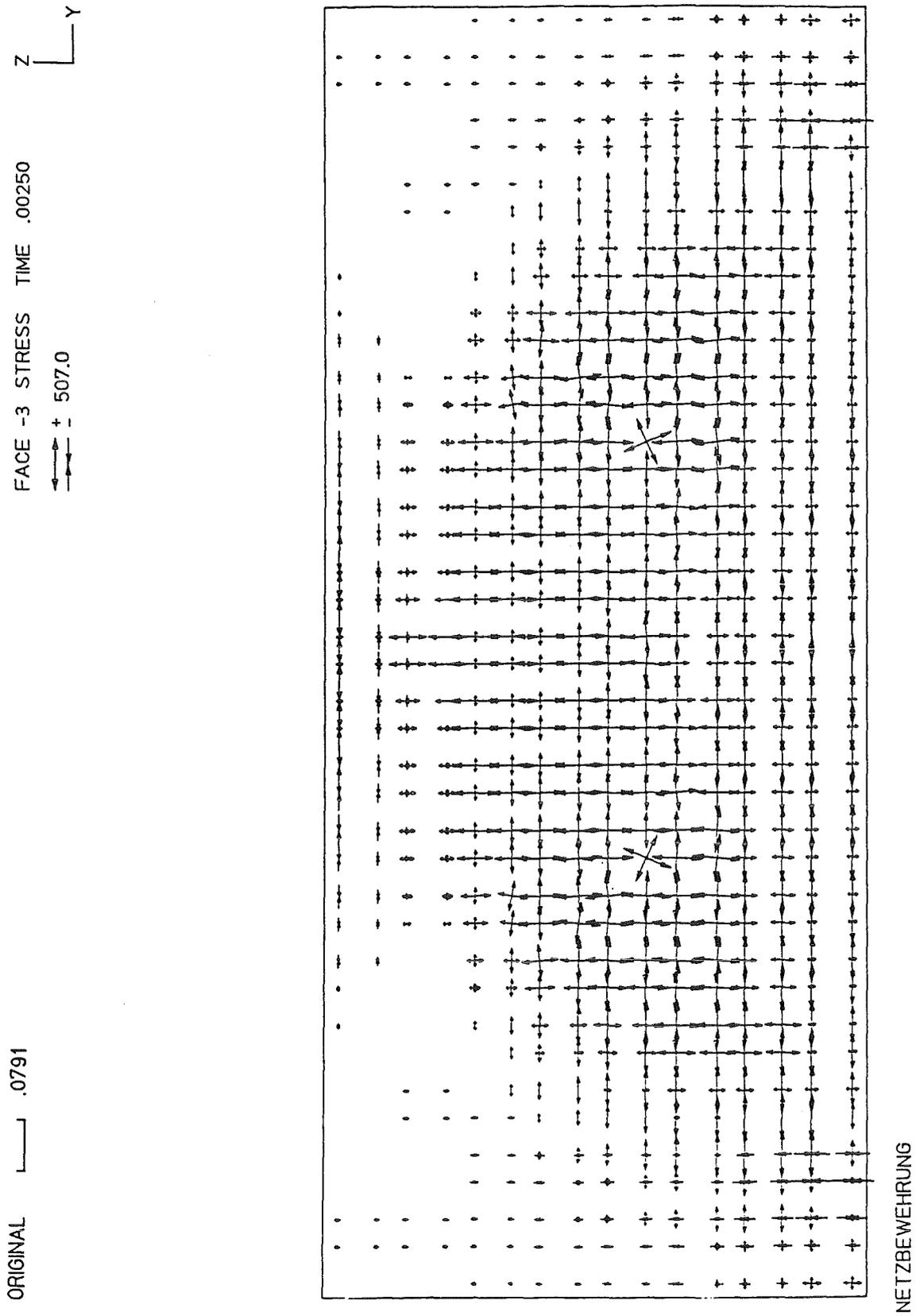
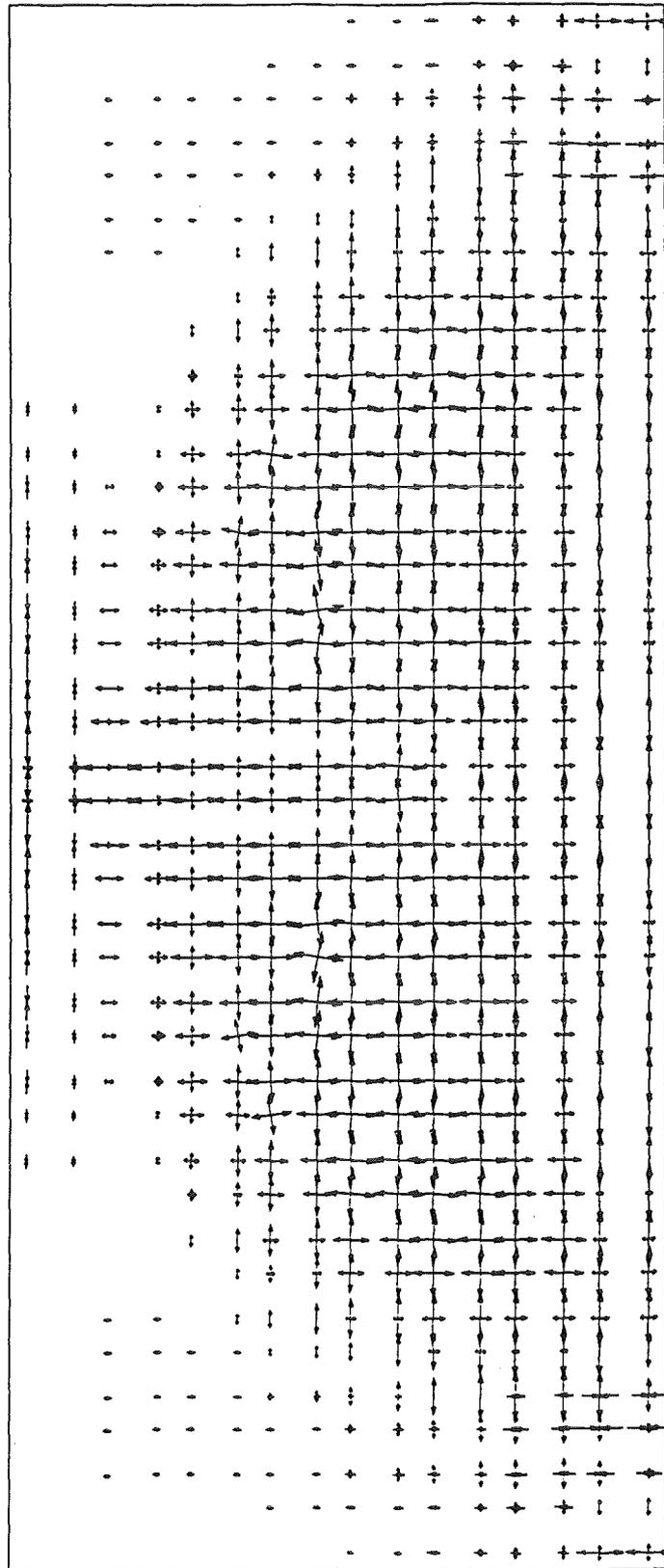


Bild D.29: Spannungen in der Netzbewehrung für $t = 0.0025$ s

ORIGINAL [] .0791
FACE -3 STRESS TIME .00300
± 501.6
Z
Y

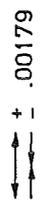


NETZBEWEHRUNG

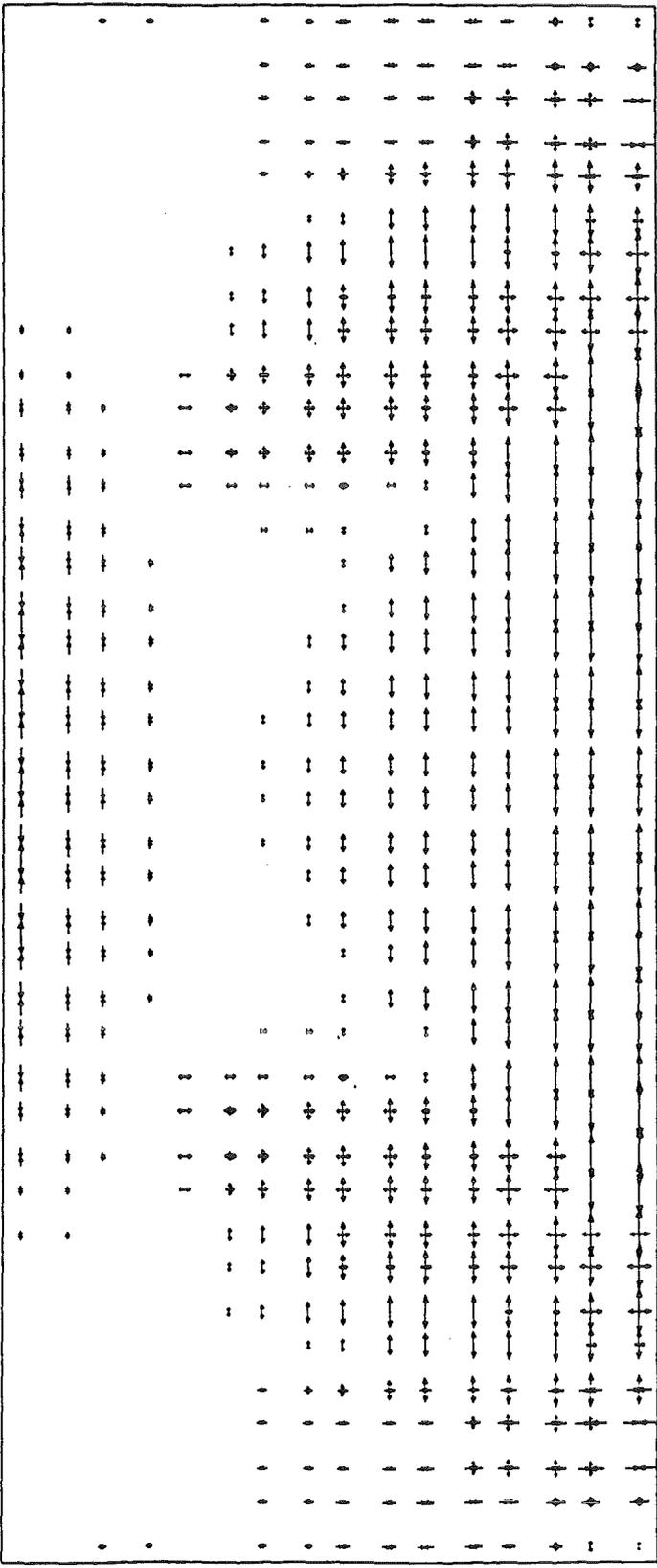
Bild D.30: Spannungen in der Netzbewehrung für $t = 0.003 \text{ s}$

ORIGINAL  Z

FACE -3 STRAIN TIME .00100

 + - .00179

ORIGINAL  .0791



NETZBEWEHRUNG

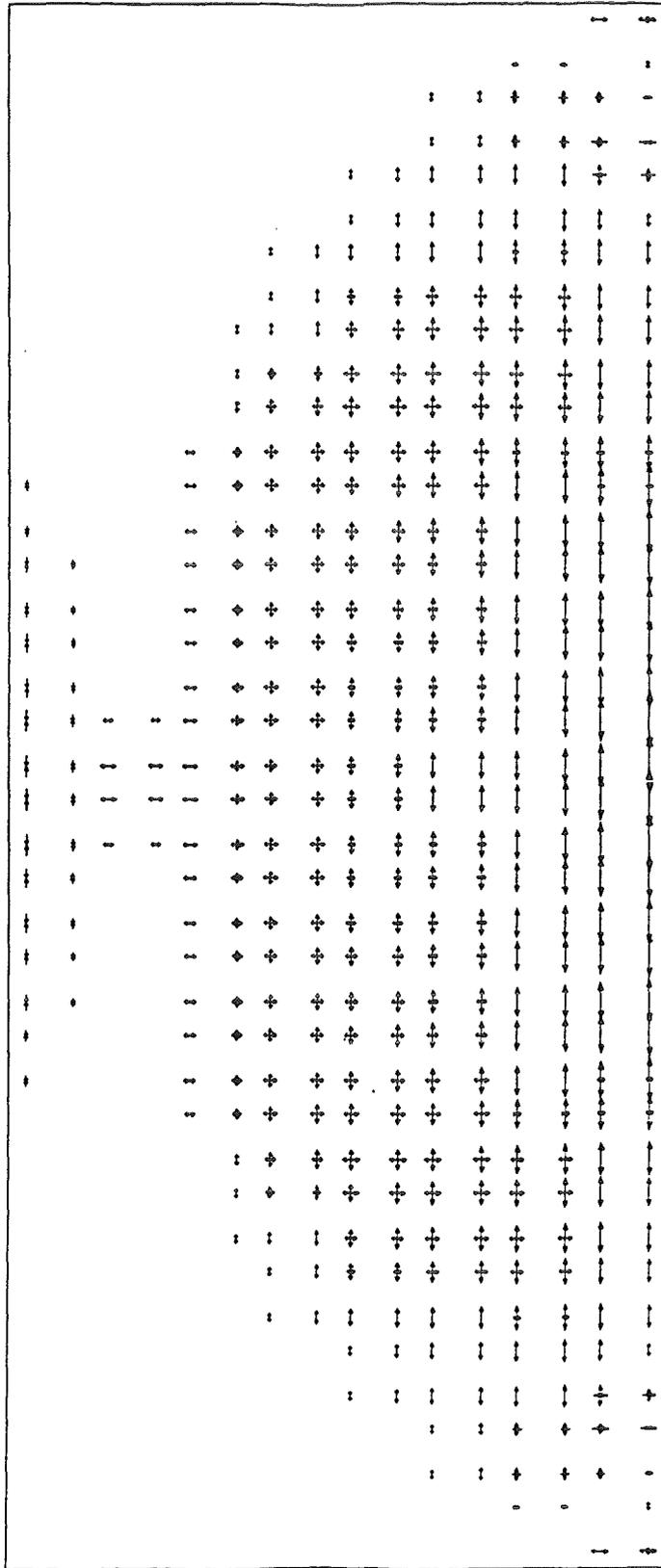
Bild D.31: Dehnungen in der Netzbewehrung für t = 0.001 s



FACE -3 STRAIN TIME .00200

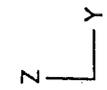
→ ← + - .00661

ORIGINAL [] .0791



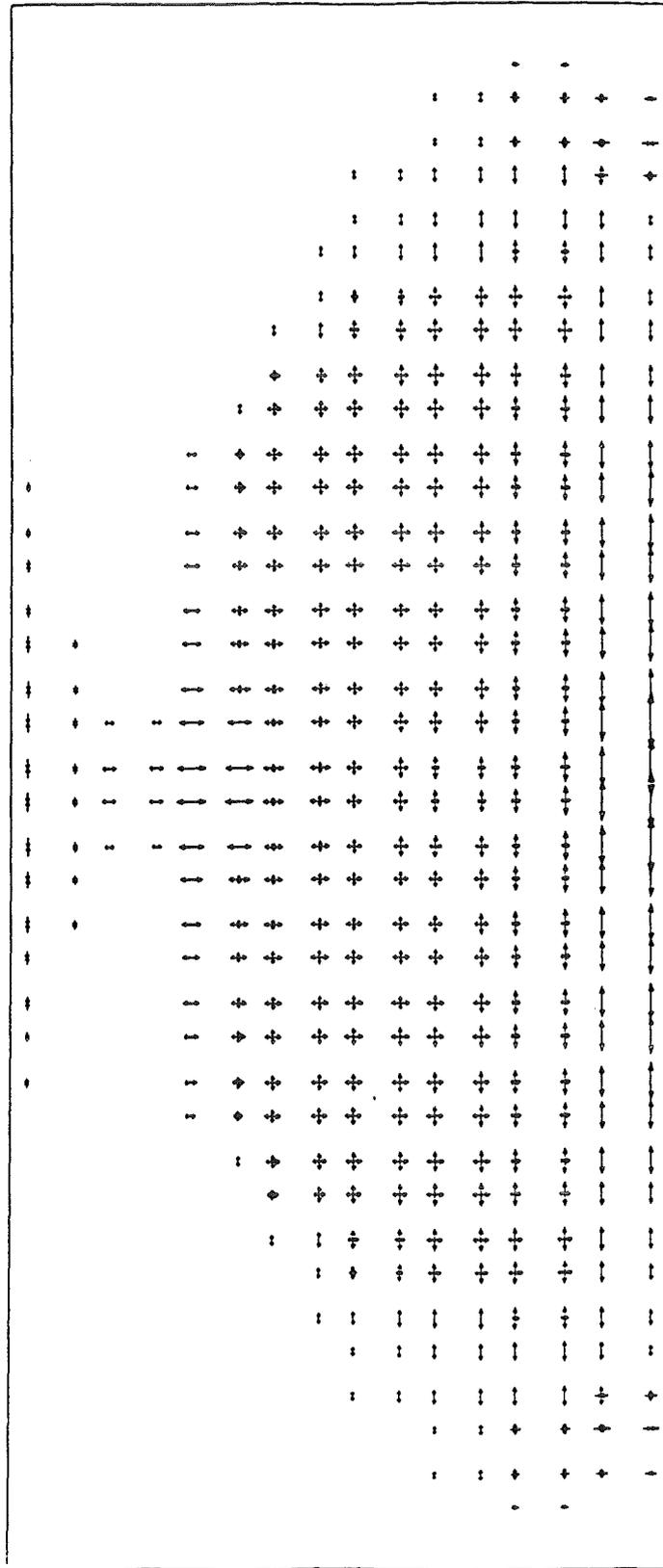
NETZBEWEHRUNG

Bild D.32: Dehnungen in der Netzbewehrung für $t = 0.002$ s

ORIGINAL  .0791

FACE -3 STRAIN TIME .00250

 + .00820

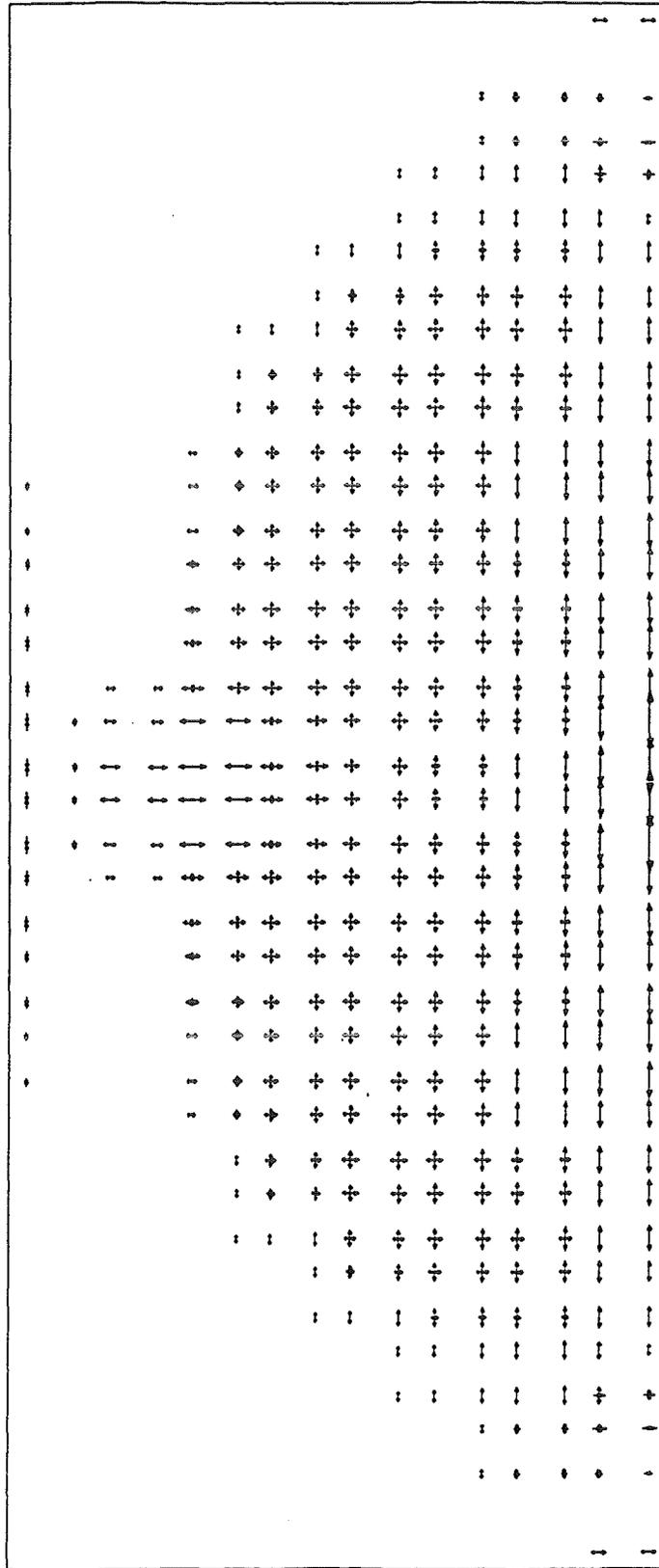


NETZBEWEHRUNG

Bild D.33: Dehnungen in der Netzbewehrung für $t = 0.0025$ s

ORIGINAL  FACE -3 STRAIN TIME .00300
+ - .00779

ORIGINAL  .0791



NETZBEWEHRUNG

Bild D.34: Dehnungen in der Netzbewehrung für $t = 0.003$ s

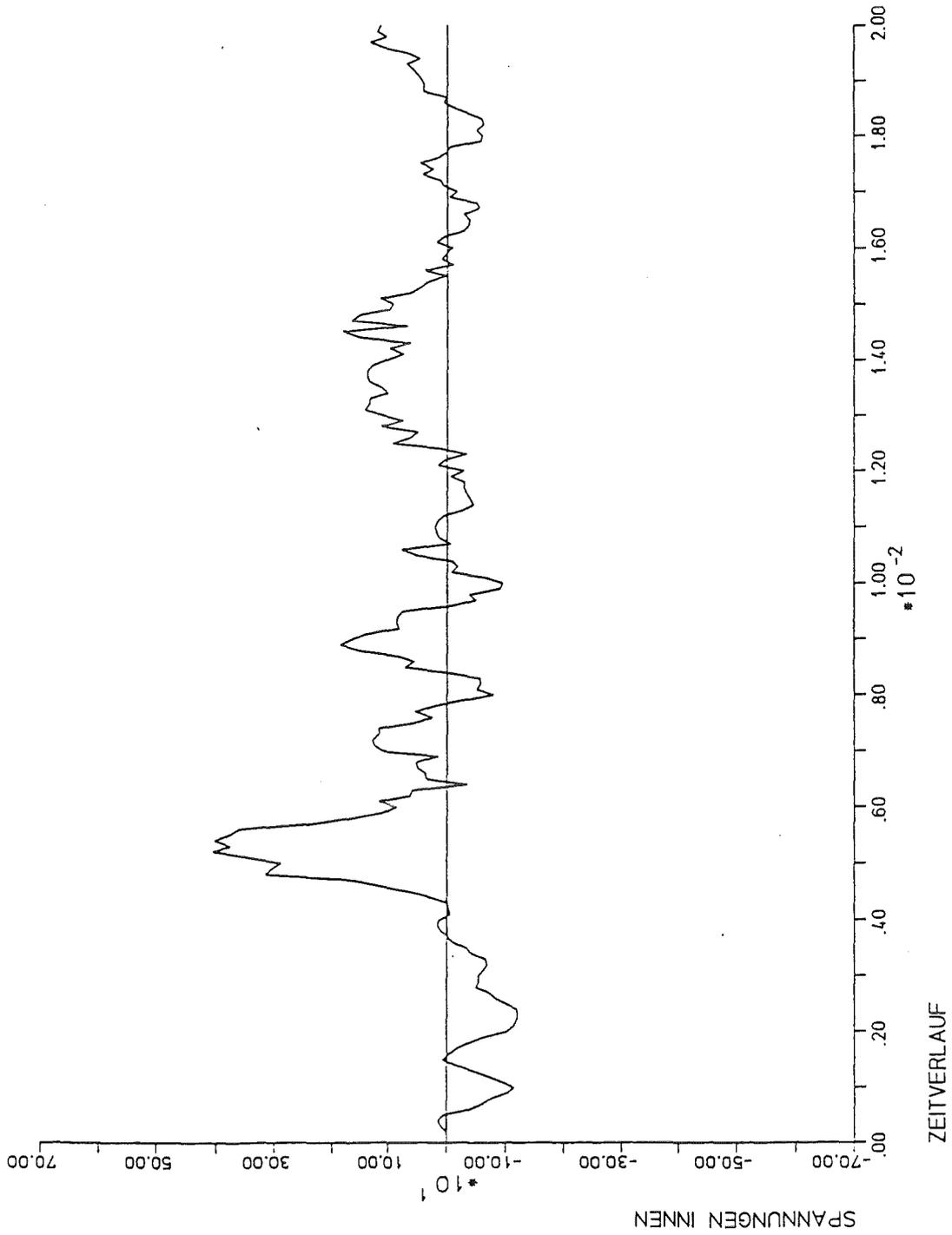


Bild D.35: Zeitlicher Verlauf der Spannungen in der Biegebewehrung innen

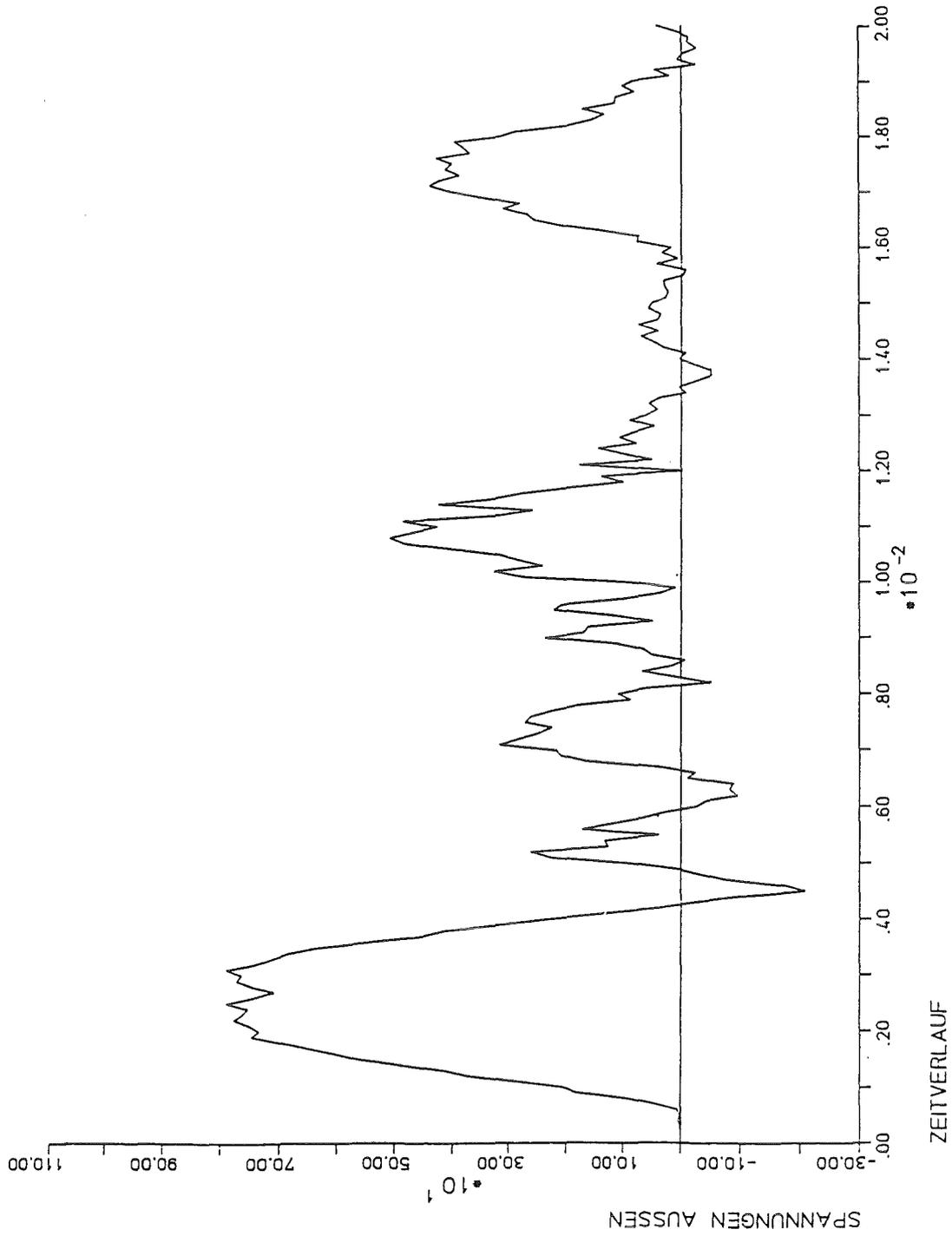


Bild D.36: Zeitlicher Verlauf der Spannungen in der Biegebewehrung außen

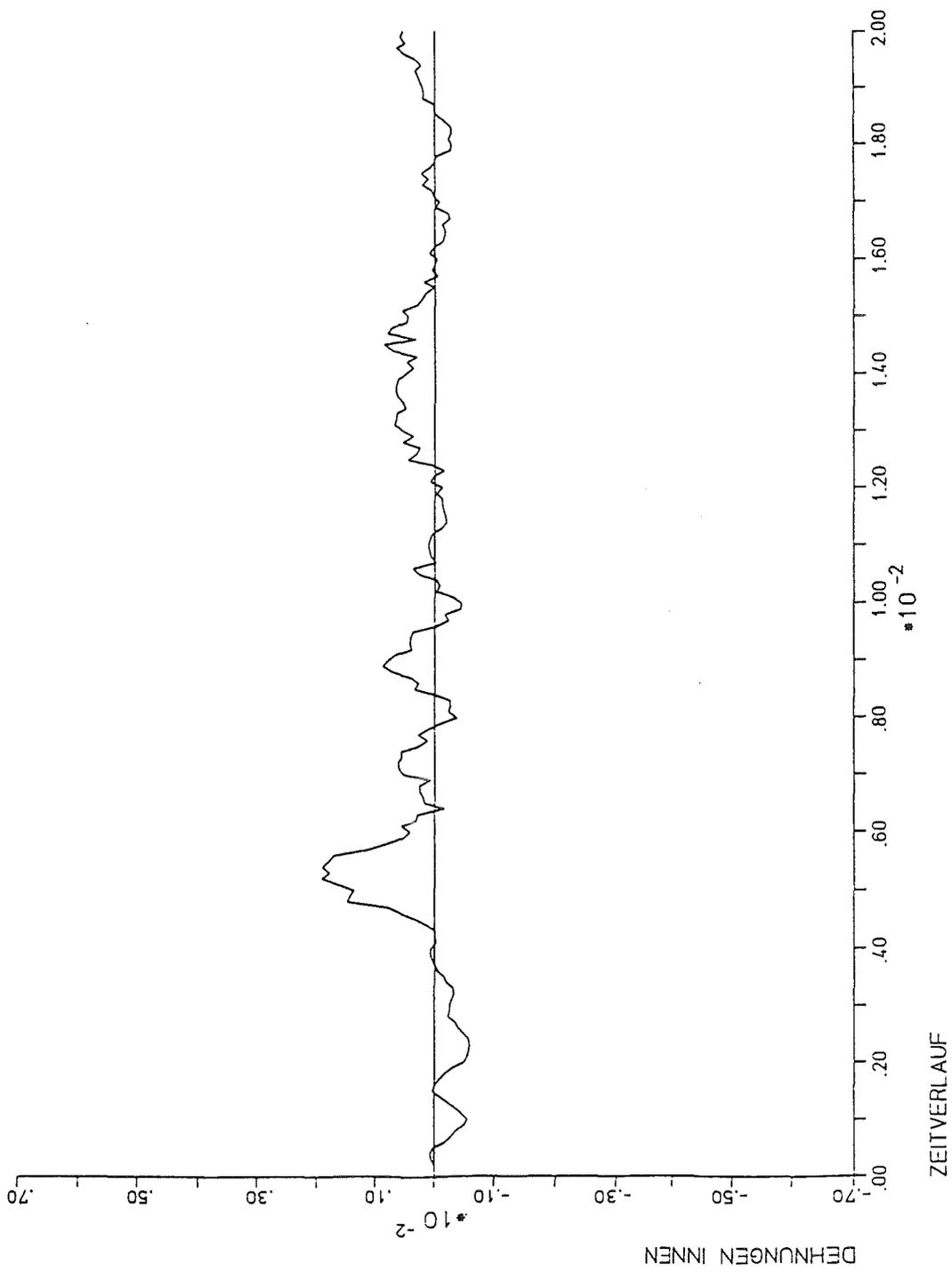


Bild D.37: Zeitlicher Verlauf der Dehnungen in der Biegebewehrung innen

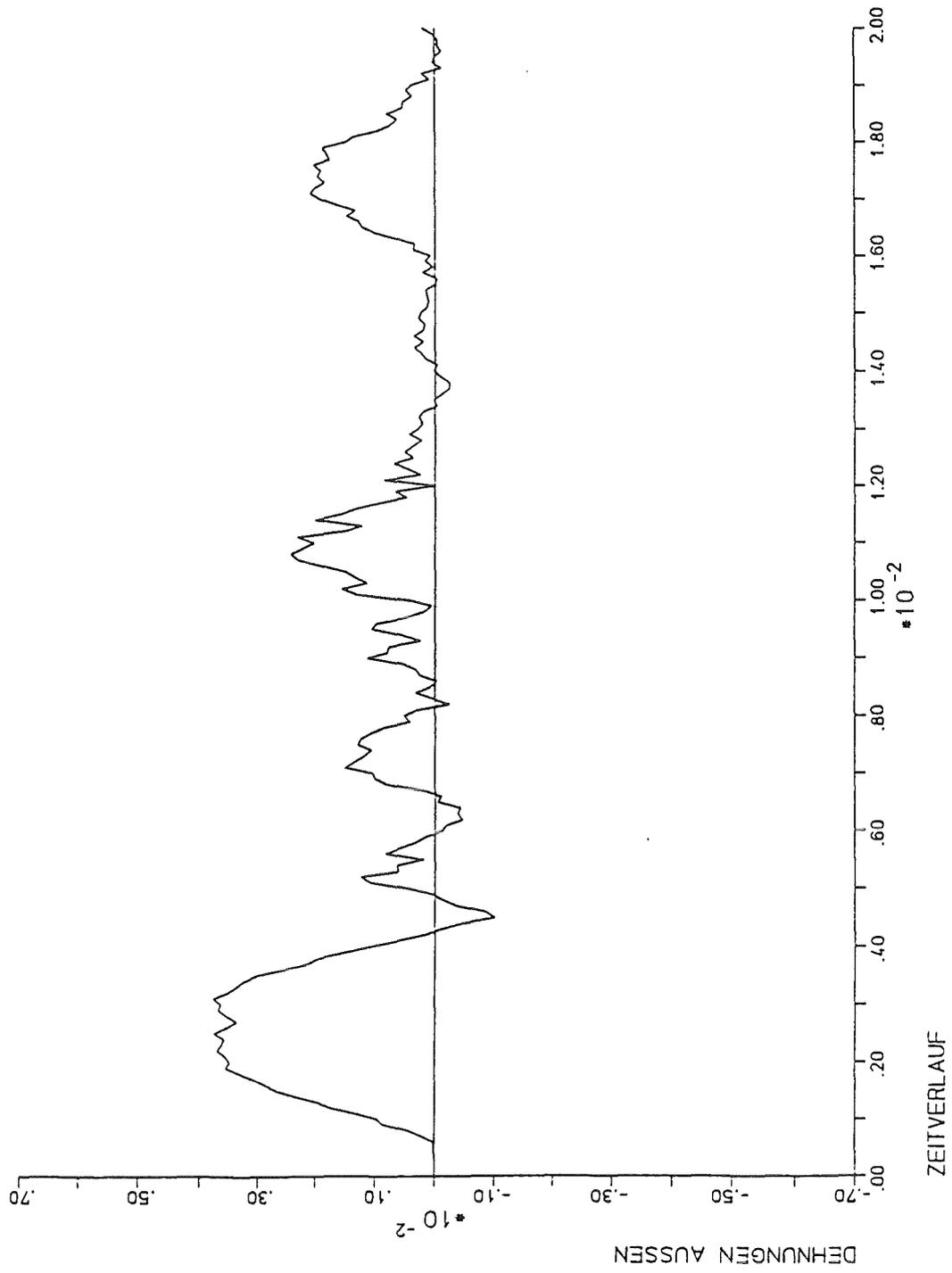


Bild D.38: Zeitlicher Verlauf der Dehnungen in der Biegebewehrung außen

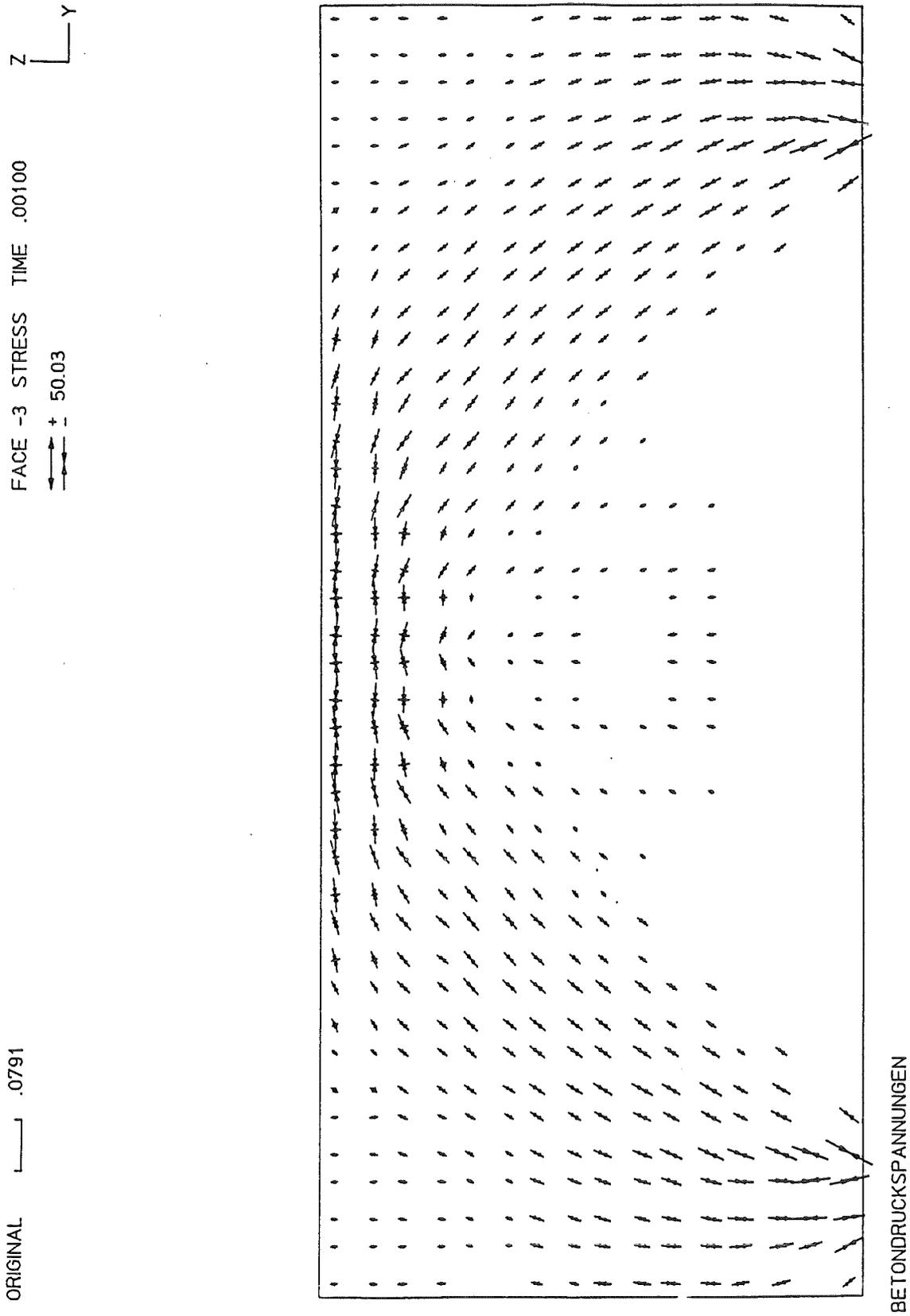


Bild D.39: Spannungen in Beton für $t = 0.001$ s

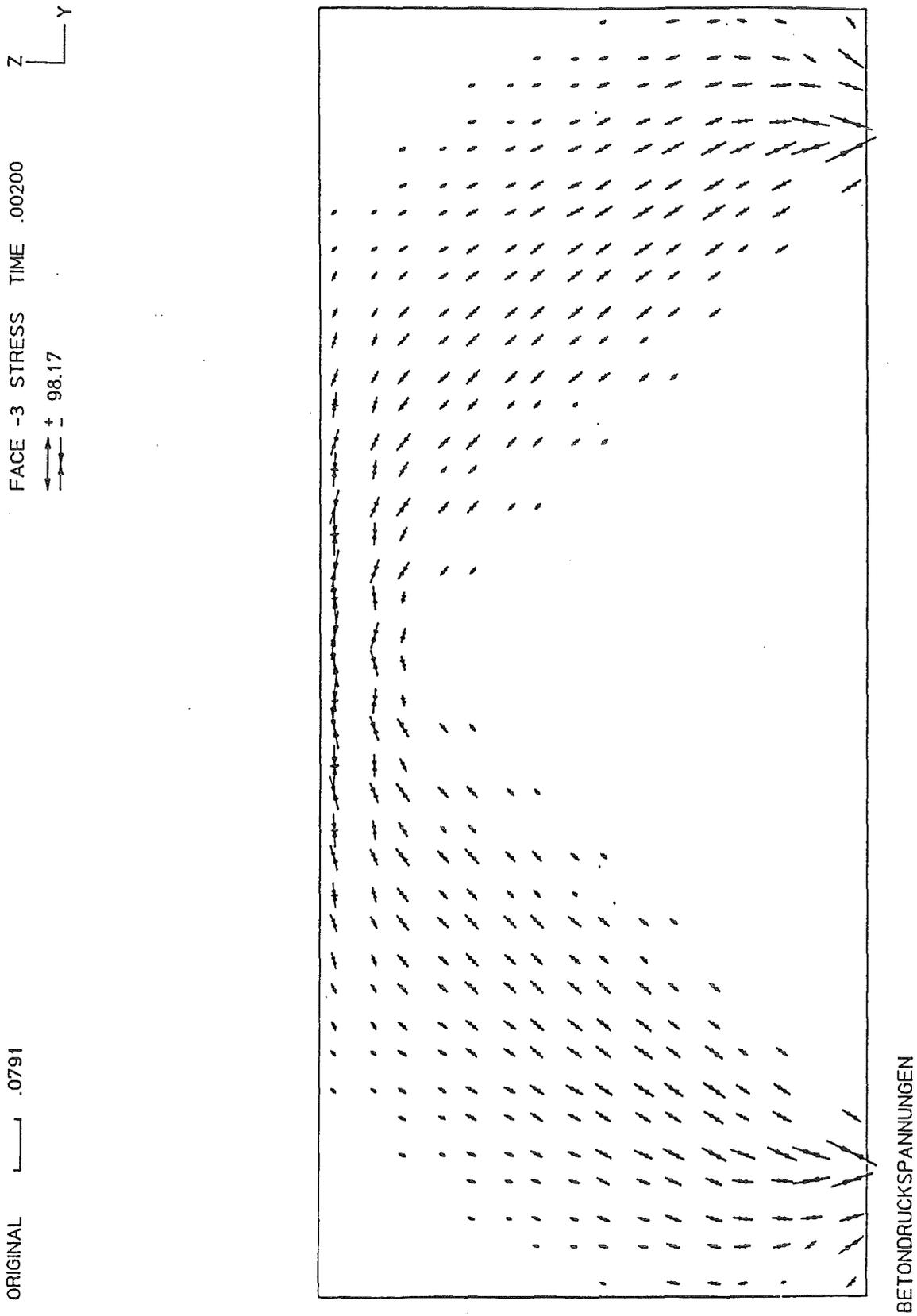
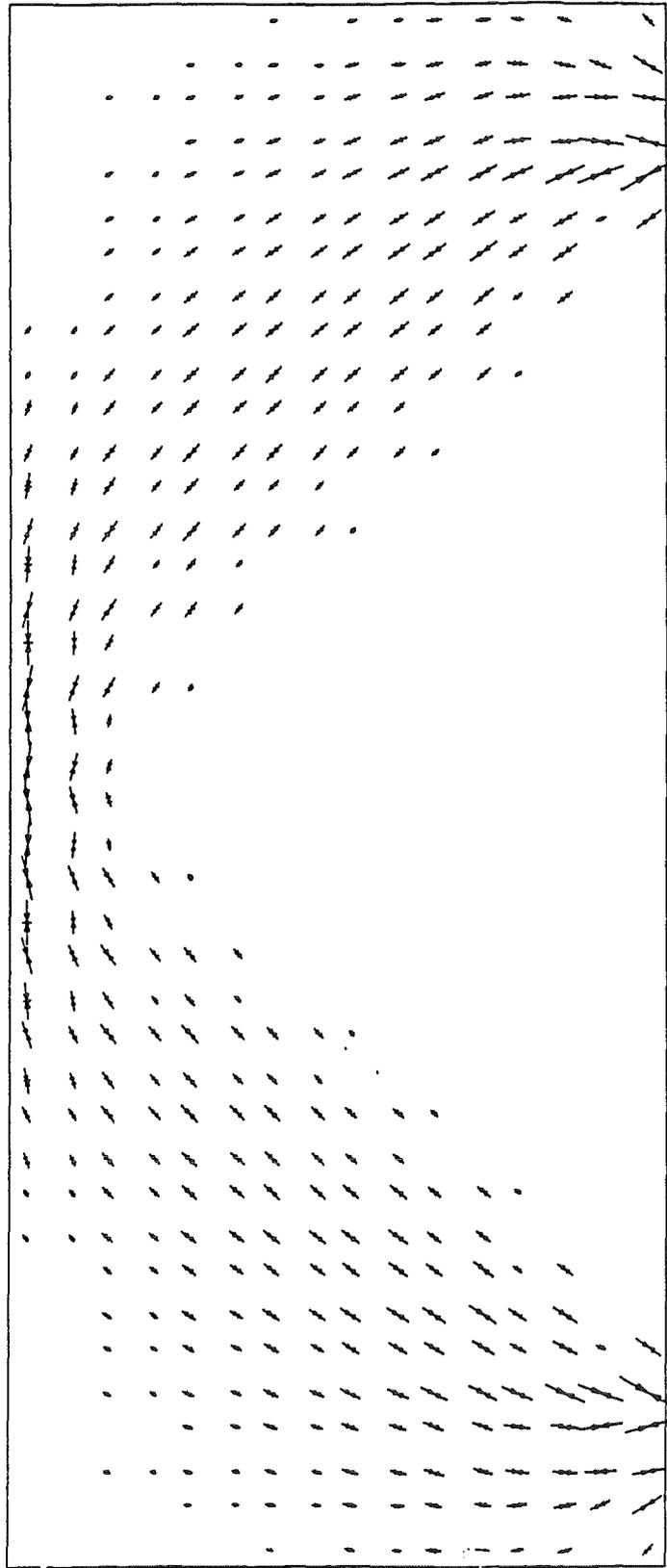


Bild D.40: Spannungen im Beton für $t = 0.002$ s

FACE -3 STRESS TIME .00250
+ 118.3
Z Y

ORIGINAL .0791



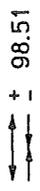
BETONDRUCKSPANNUNGEN

Bild D.41: Spannungen im Beton für $t = 0.0025$ s

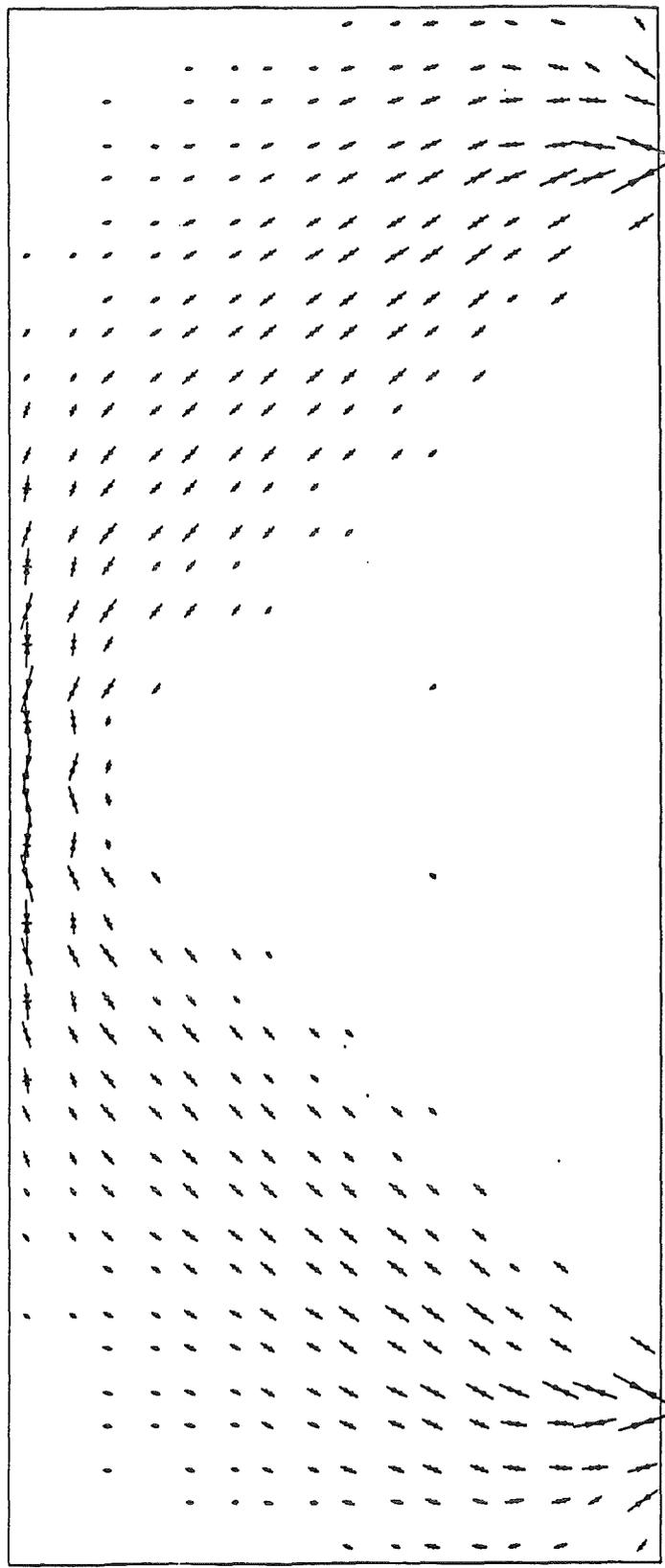
D.50



FACE -3 STRESS TIME .00300



ORIGINAL .0791

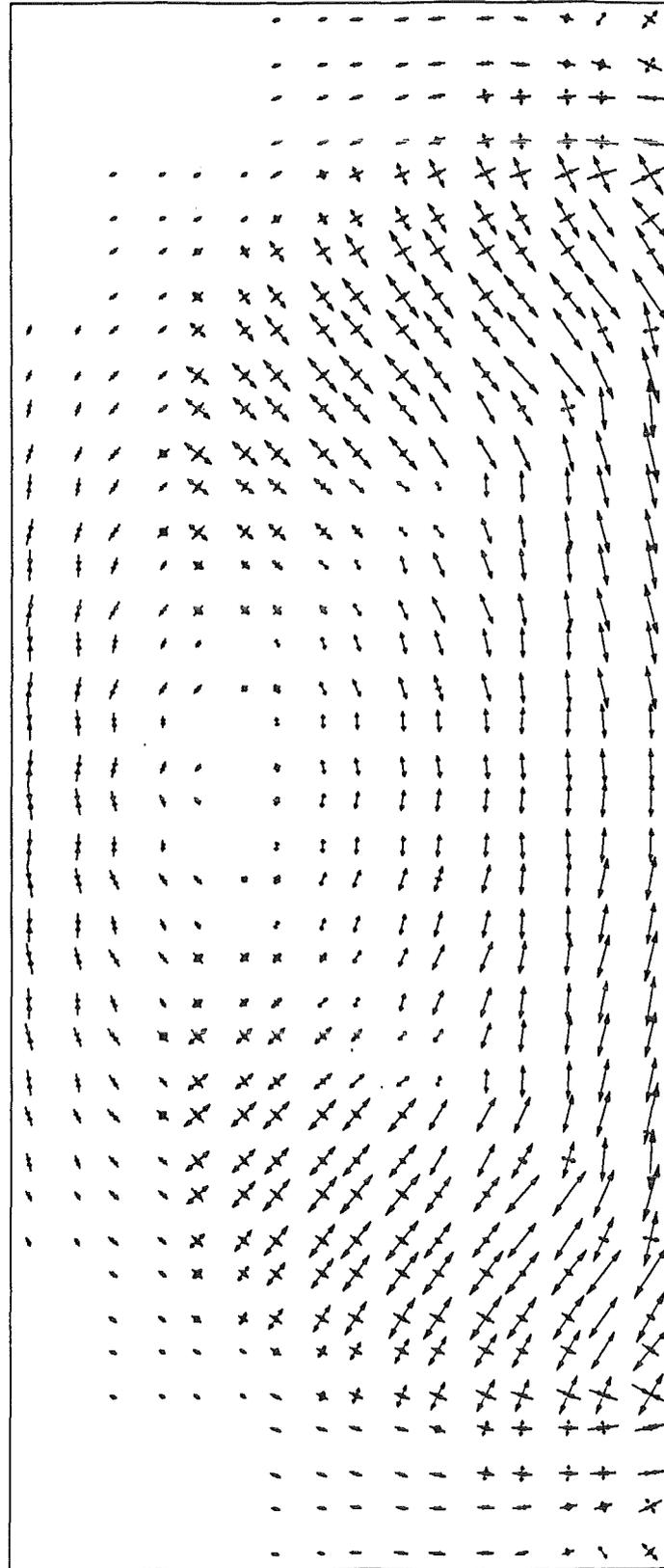


BETONDRUCKSPANNUNGEN

Bild D.42: Spannungen im Beton für $t = 0.003$ s

FACE -3 STRAIN TIME .00100
+ - .00190
Z Y

ORIGINAL | .0791

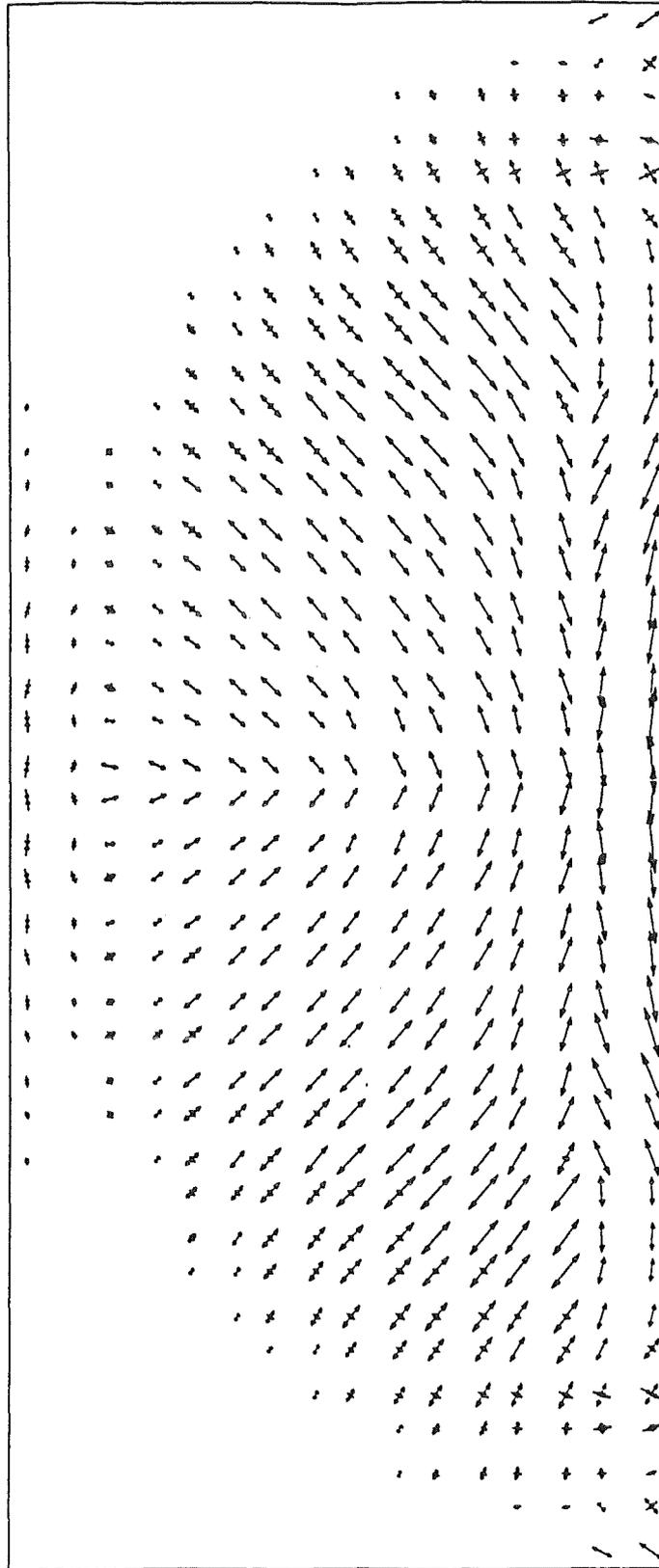


BETONDRUCKSPANNUNGEN

Bild D.43: Dehnungen im Beton für $t = 0.001$ s

FACE -3 STRAIN TIME .00200
+ .00669
-

ORIGINAL [] .0791

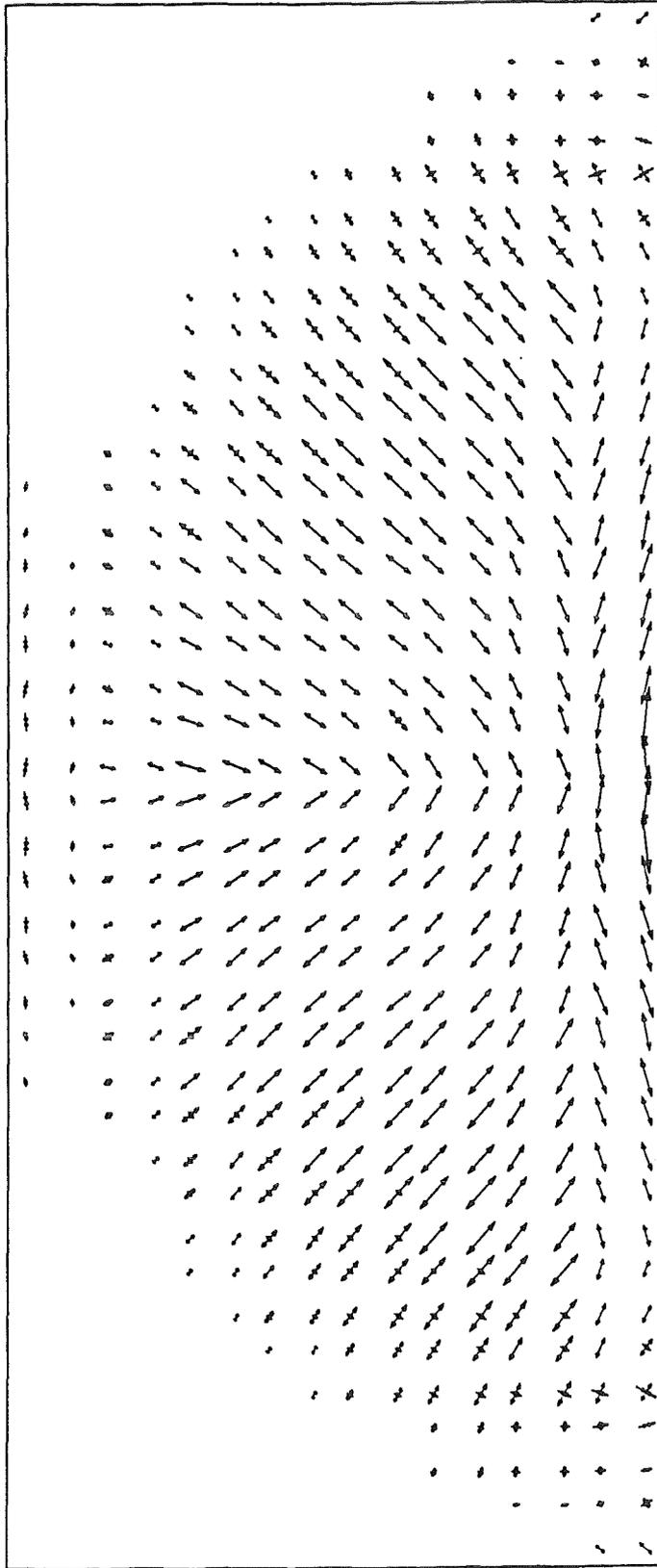


BETONDRUCKSPANNUNGEN

Bild D.44: Dehnungen im Beton für $t = 0.002$ s

FACE -3 STRAIN TIME .00250
+ - .00828

ORIGINAL | .0791

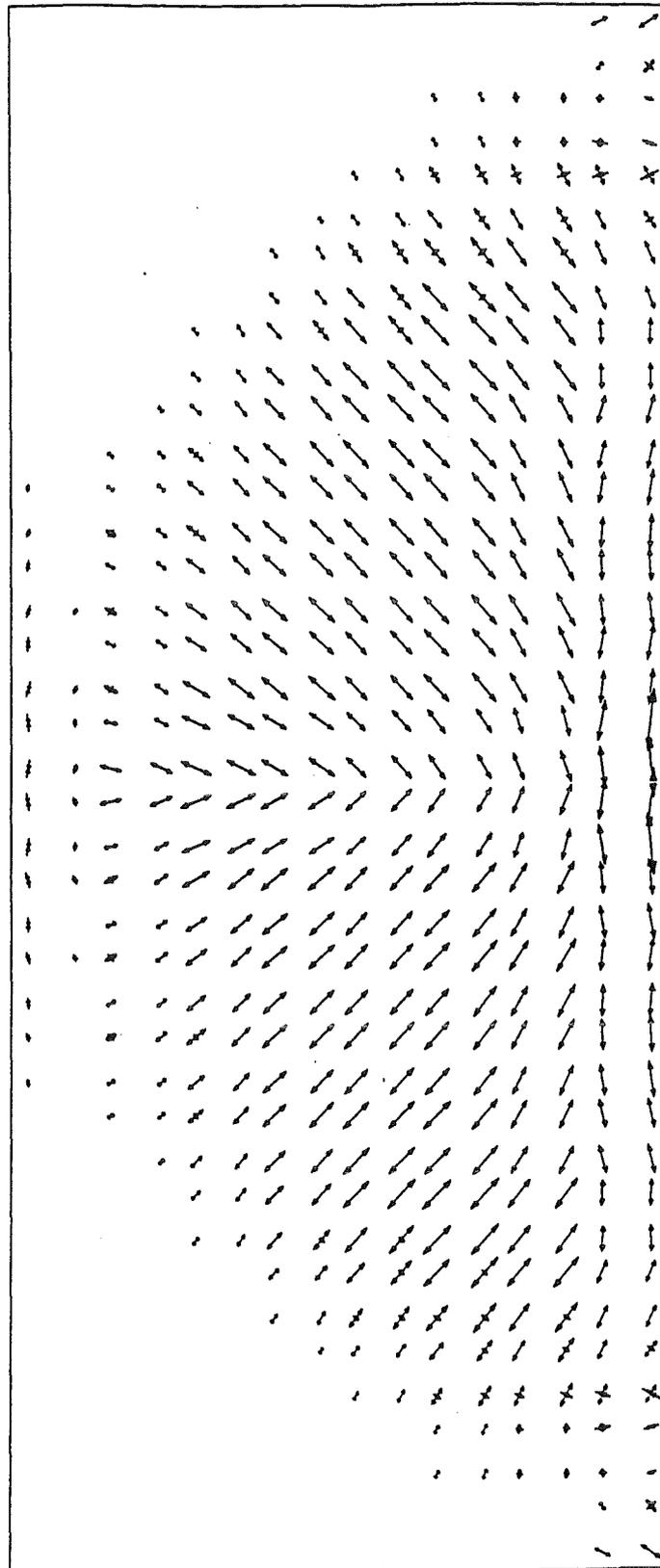


BETONDRUCKSPANNUNGEN

Bild D.45: Dehnungen im Beton für $t = 0.0025$ s

FACE -3 STRAIN TIME .00300
↔ ± .00787

ORIGINAL | .0791



BETONDRUCKSPANNUNGEN

Bild D.46: Dehnungen im Beton für $t = 0.003$ s

4.3 Ergebnisse

Die Berechnungen zeigen, daß eine innere und äußere Bewehrung von je $100 \text{ cm}^2/\text{m}^2$ aus Sonderstahl St 1100 und eine Schubbewehrung von $100 \text{ cm}^2/\text{m}^2$ Stahl IV erforderlich ist, um die Beanspruchungen aus H-Detonation aufzunehmen. Die Betongüte muß wegen örtlich großer Druckspannungsspitzen mindestens B 55 betragen.

Die Verformungen wurden für unterschiedliche Zeiten errechnet, die maximalen Durchbiegungen betragen ca. 6.3 mm. Mit dem nichtlinearen Einmassenschwinger-Modell waren ca. 6.1 mm errechnet worden.

5. Dynamische Berechnungen mit Einmassenschwinger (EMS) für $d = 70$ cm

Mit Hilfe des nichtlinearen Einmassenschwinger-Modells wird nun gezeigt, daß auch eine nur 70 cm dicke Innenwand die dynamische Belastung aus H_2 -Detonation aufnehmen kann. Zusätzlich wird gezeigt, daß auch drei unmittelbar aufeinanderfolgende Zündungen, die im zeitlichen Abstand der Eigenschwingzeit aufeinander folgen, aufgenommen werden können. Die plastischen Dehnungen bleiben im elastischen Bereich.

Hinsichtlich Belastung und Modellabbildung wird auf Kap. 3 verwiesen.

5.1 Ableitung des nichtlinearen EMS

EINGABE ZUM VORLAUFPROGRAMM DES EINFACHEN IMPACT-MODELS

=====

QUERSCHNITTSHOEHE	A =	.7000E+00
QUERSCHNITTSBREITE	B =	.1000E+01
STATISCHE HOEHE OBEN	H1 =	.6000E+00
STATISCHE HOEHE UNTEN	H2 =	.6000E+00
BEWEHRUNGSQUERSCHNITT OBEN	AS1 =	.1000E-01
BEWEHRUNGSQUERSCHNITT UNTEN	AS2 =	.1000E-01
E-MODUL BETON	EB =	.3900E+05
DRUCKFESTIGKEIT DES BETONS	BETAC =	.5500E+02
ZUGFESTIGKEIT DES BETONS	BETAT =	.5500E+01
E-MODUL DER BIEGEBEWehrUNG	ES =	.2100E+06
STRECKGRENZE DER BIEGEBEWehrUNG	BETAS =	.1100E+04
SYSTEM DES BALKENS	ISYS =	1
SPANNWEITE	L =	.2000E+01
DICHTE	GAMMA =	.2500E-02
DAEMPfung	DAE =	.1000E-01

AUSGABE DER BERECHNETEN WERTE

=====

TRAGHEITSMOMENT ZUSTAND I	J1 =	.2858E-01
TRAGHEITSMOMENT ZUSATND II (OBEN)	JII1 =	.1127E-01
TRAGHEITSMOMENT ZUSATND II (UNTEN)	JII2 =	.1127E-01
BIEGESTEIFIGKEIT ZUSTAND I	K1 =	.1115E+04
BIEGESTEIFIGKEIT ZUSATND II (OBEN)	KII1 =	.4396E+03
BIEGESTEIFIGKEIT ZUSATND II (UNTEN)	KII2 =	.4396E+03
RISSMOMENT OBEN	MR1 =	.4492E+00
RISSMOMENT UNTEN	MR2 =	.4492E+00
PLASTISCHES MOMENT OBEN	MP1 =	.5306E+01
PLASTISCHES MOMENT UNTEN	MP2 =	.5306E+01
EFFEKTIVE MASSE	ME =	.1750E-02
EFFEKTIVE STEIFIGKEIT (I)	KEI =	.6849E+04
EFFEKTIVE STEIFIGKEIT (II,1)	KEII1 =	.2701E+04
EFFEKTIVE STEIFIGKEIT (II,2)	KEII2 =	.2701E+04

D.57

VERFORMUNG DES BALKENS	WP1 =	-.5029E-02
ZUGHOERIGE KRAFT	RP1 =	-.1358E+02
VERFORMUNG DES BALKENS	WR1 =	-.1679E-03
ZUGHOERIGE KRAFT	RR1 =	-.1150E+01
VERFORMUNG DES BALKENS	WR2 =	.1679E-03
ZUGHOERIGE KRAFT	RR2 =	.1150E+01
VERFORMUNG DES BALKENS	WP2 =	.5029E-02
ZUGHOERIGE KRAFT	RP2 =	.1358E+02
EINHEITSLAST FUER Q = 1	PE0 =	.1280E+01
KREISFREQUENZ (I)	OMEGA0 =	.1978E+04
EIGENFREQUENZ	F0 =	.3149E+03
ZUGHOERIGE EIGENSCHWINGZEIT	T0 =	.3176E-02
DAEMPfung	D0 =	.6924E-01
KREISFREQUENZ (II,1)	OMEGA1 =	.1242E+04
EIGENFREQUENZ	F1 =	.1977E+03
ZUGHOERIGE EIGENSCHWINGZEIT	T1 =	.5057E-02
DAEMPfung	D1 =	.4348E-01
KREISFREQUENZ (II,2)	OMEGA2 =	.1242E+04
EIGENFREQUENZ	F2 =	.1977E+03
ZUGHOERIGE EIGENSCHWINGZEIT	T2 =	.5057E-02
DAEMPfung	D2 =	.4348E-01

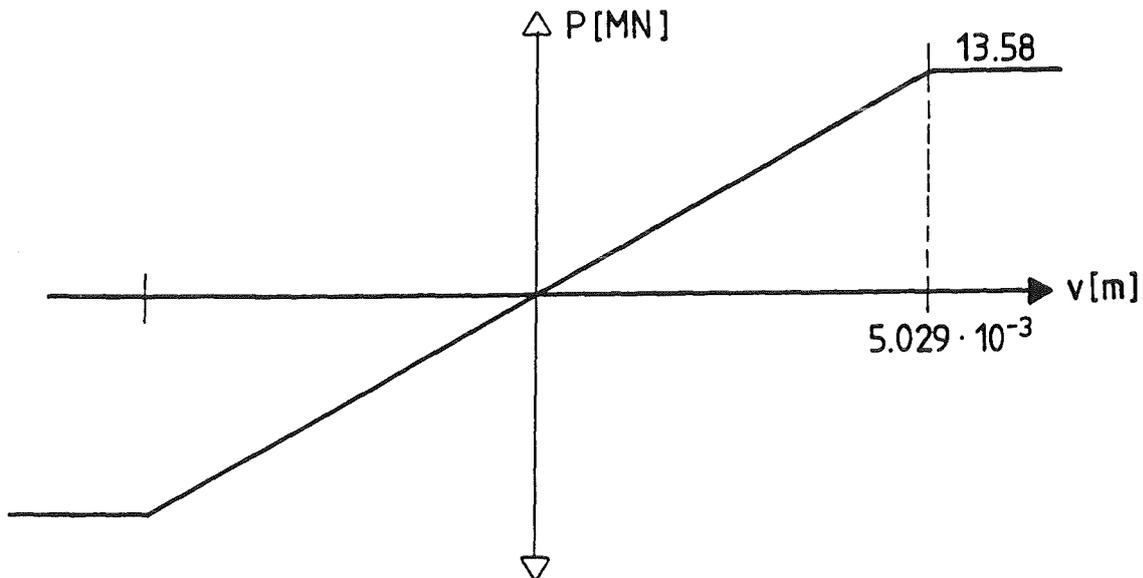


Bild D.47: Federkennlinie

5.2 Berechnung des nichtlinearen EMS für H₂-Detonation - ein Impuls

EINGABEWERTE ZUR BERECHNUNG EINES ZWEIMASSENSCHWINGERS

=====

ANZAHL DER ZEITSCHRITTE IT = 10000
 ZEITSCHRITTINKREMENT DT = .5000E-05
 AUSGABEINTERVALL IDRU = 0
 PLOT INTERVALL IPLO = 10
 MASSE DES PUNKTES 1 M1 = .1750E-02
 MASSE DES PUNKTES 2 M2 = .0000E+00
 DAEMPfungSKONSTANTE FESTP. - PUNKT 1 D1 = .4340E-01
 DAEMPfungSKONSTANTE PUNKT 1 - PUNKT 2 D2 = .0000E+00
 DAEMPfungSKONSTANTE FESTP. - PUNKT 2 D3 = .0000E+00
 ANFANGSVERFORMUNG DES PUNKTES 1 X10 = .0000E+00
 ANFANGSVERFORMUNG DES PUNKTES 2 X20 = .0000E+00
 ANFANGSGESCHWINDIGKEIT DES PUNKTES 1 V10 = .0000E+00
 ANFANGSGESCHWINDIGKEIT DES PUNKTES 2 V20 = .0000E+00

ANZAHL D. FEDERN VOM FESTP. ZUM PUNKT 1 ... NF1 = 1
 GE. 1

ANZAHL D. FEDERN VOM PUNKT 1 ZUM PUNKT 2 .. NF2 = 0
 GE. 1

ANZAHL D. FEDERN VOM FESTP. ZUM PUNKT 2 ... NF3 = 0
 GE. 0

F E D E R 1

=====

ANZAHL DER PUNKTE DES BELASTUNGSASTES NPB = 5

PUNKT	UB	PB
1	-.1000E+02	-.1358E+02
2	-.5030E-02	-.1358E+02
3	.0000E+00	.0000E+00
4	.5030E-02	.1358E+02
5	.1000E+02	.1358E+02

ANZAHL DER PUNKTE DES ENTLASTUNGSASTES NPE = 3

PUNKT	UE	PE
1	-.5030E-01	-.1358E+03
2	.0000E+00	.0000E+00
3	.5030E-01	.1358E+03

BRUCHVERFORMUNG DER FEDER IM NEG. BEREICH .. UUN = -.1000E+00
 BRUCHVERFORMUNG DER FEDER IM POS. BEREICH .. UUP = .1000E+00

D.59

L A S T F U N K T I O N E N
 =====

ANZAHL DER PUNKTE LASTFUNKTION PT1 NPT1 = 4
 ANZAHL DER PUNKTE LASTFUNKTION PT2 NPT2 = 0

LASTFUNKTION 1

PUNKT	T1	P1
1	.0000E+00	.1075E+02
2	.3000E-02	.1075E+02
3	.3500E-02	.1750E+01
4	.5000E-01	.1750E+01

E X T R E M W E R T E
 =====

BELASTUNGEN

LAST 1 : P1MAX = .1075E+02 ZEIT T = .0000E+00
 P1MIN = .1750E+01 ZEIT T = .3505E-02

LAST 2 : P2MAX = .0000E+00 ZEIT T = .0000E+00
 P2MIN = .0000E+00 ZEIT T = .0000E+00

FEDERKRAEFTE

KRAFT 1 : F1MAX = .1358E+02 ZEIT T = .1495E-02
 F1MIN = -.9715E+01 ZEIT T = .6030E-02

KRAFT 2 : F2MAX = .0000E+00 ZEIT T = .0000E+00
 F2MIN = .0000E+00 ZEIT T = .0000E+00

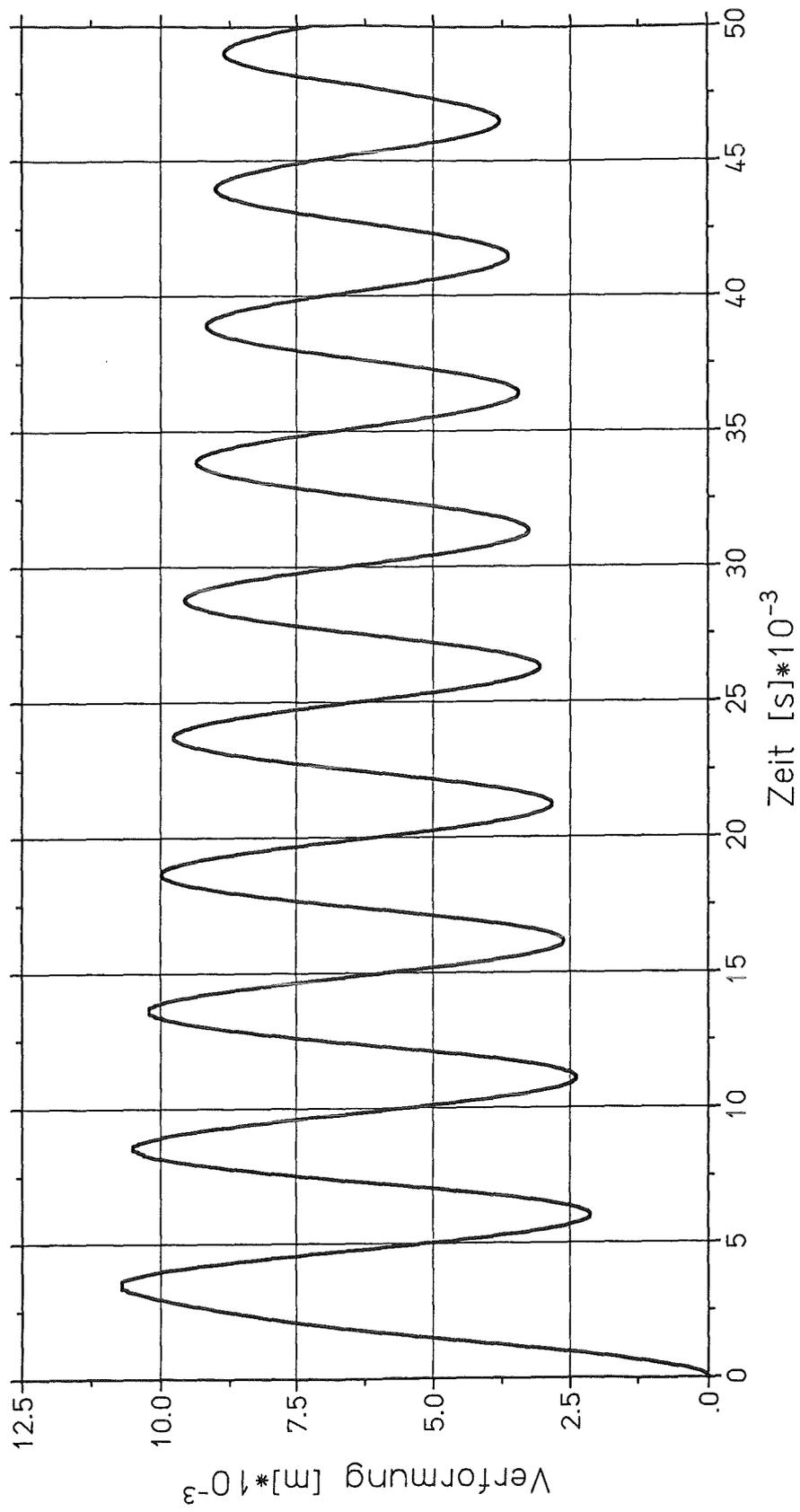
KRAFT 3 : F3MAX = .0000E+00 ZEIT T = .0000E+00
 F3MIN = .0000E+00 ZEIT T = .0000E+00

VERFORMUNGEN

PUNKT 1 : X1MAX = .1075E-01 ZEIT T = .3500E-02
 X1MIN = .0000E+00 ZEIT T = .0000E+00

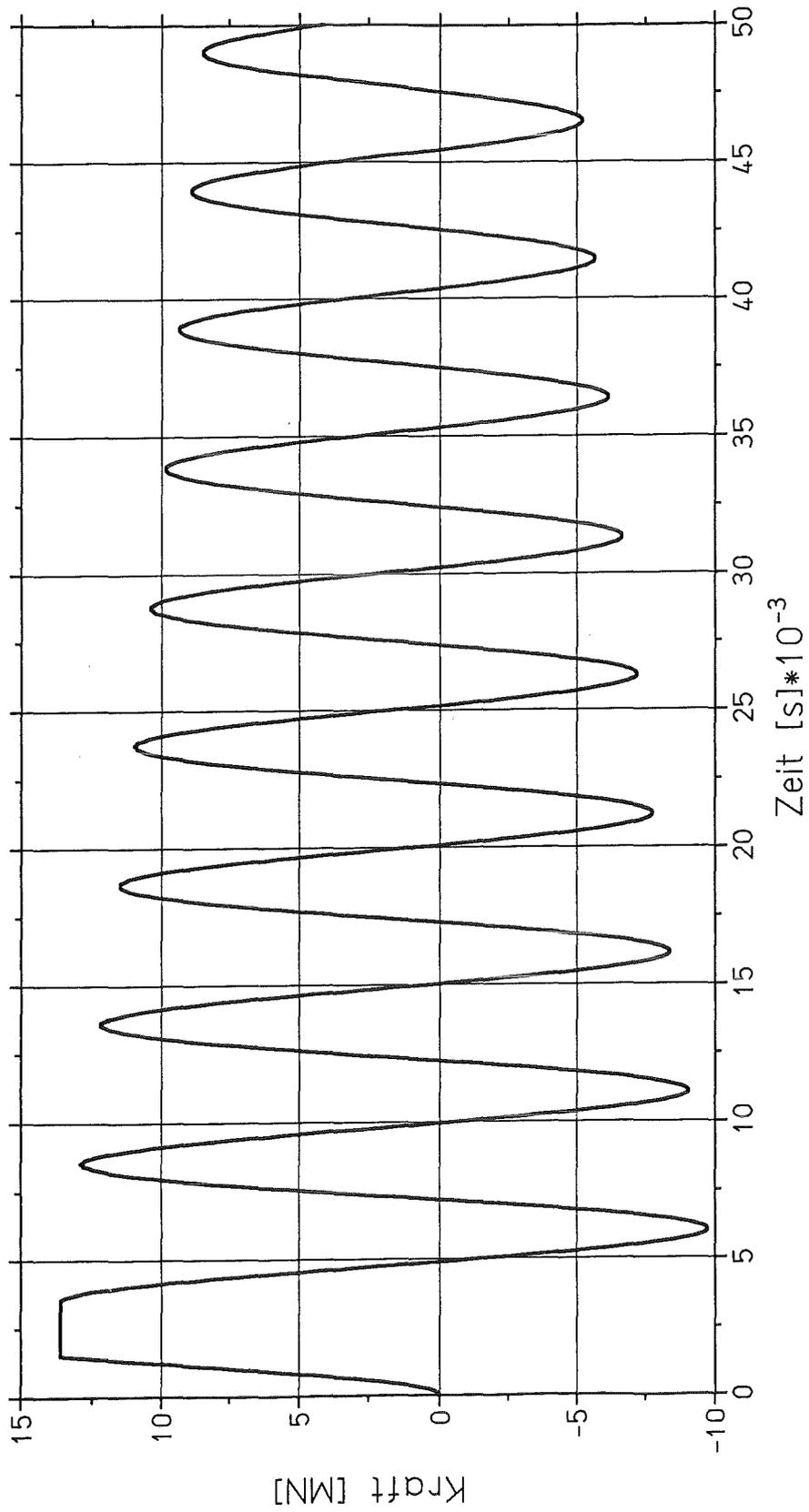
PUNKT 2 : X2MAX = .0000E+00 ZEIT T = .0000E+00
 X2MIN = .0000E+00 ZEIT T = .0000E+00

RELATIVVERF.: U2MAX = .0000E+00 ZEIT T = .0000E+00
 (2 - 1) U2MIN = -.1075E-01 ZEIT T = .3500E-02



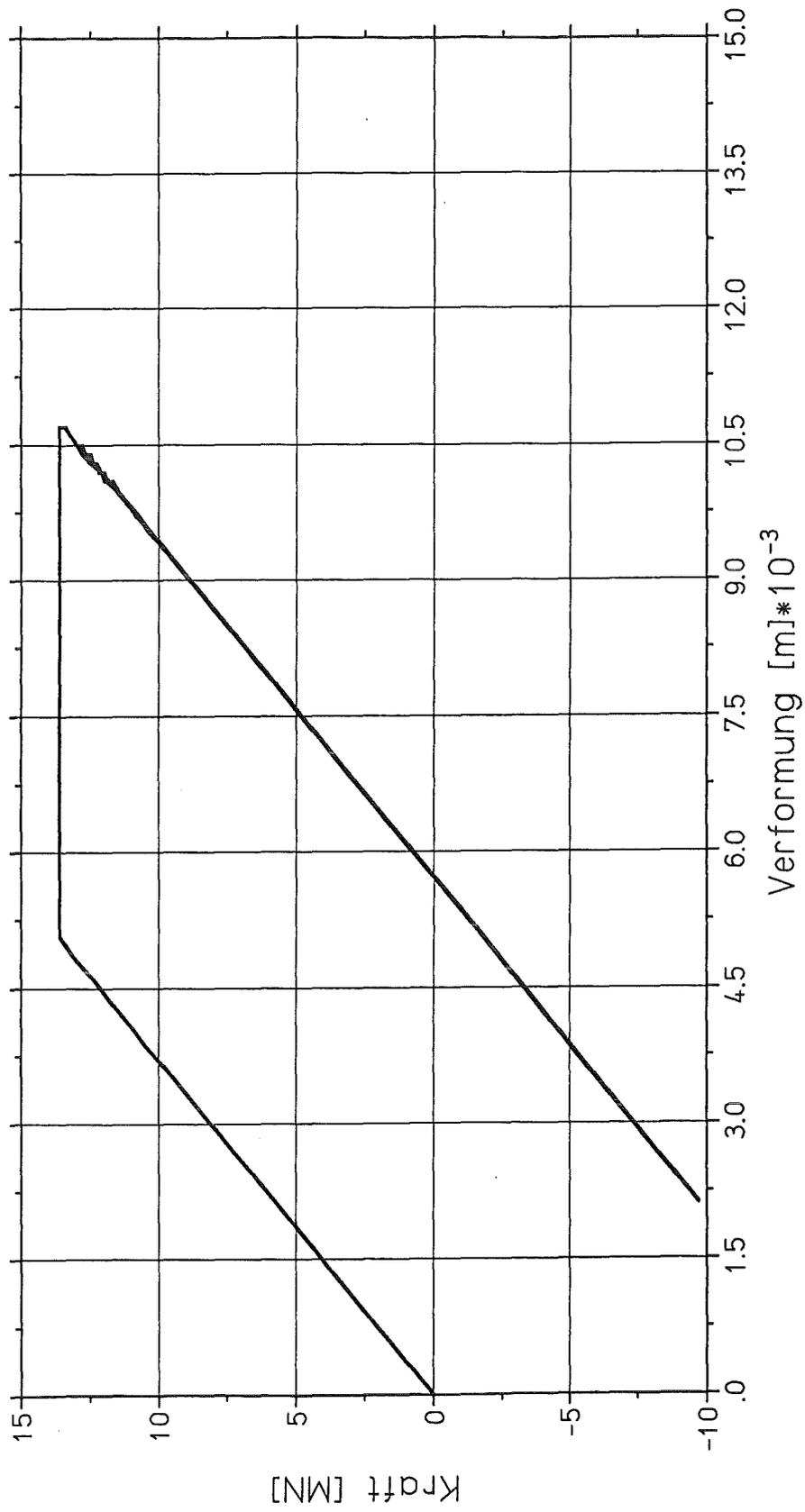
Verformung der Masse

Bild D.48: Verformung der Masse für H₂-Detonation - ein Impuls



Kraft in der Feder

Bild D.49: Kraft in der Feder für H₂-Detonation - ein Impuls



Kraft-Verformungs-Beziehung der Feder

Bild D.50. Kraft-Verformungs-Beziehung in der Feder für H₂-Detonation - ein Impuls

5.3 Berechnung des nichtlinearen EMS für H₂-Detonation - drei Impulse

EINGABEWERTE ZUR BERECHNUNG EINES ZWEIMASSENSCHWINGERS

=====

ANZAHL DER ZEITSCHRITTE IT = 10000
 ZEITSCHRITTINKREMENT DT = .5000E-05
 AUSGABEINTERVALL IDRU = 0
 PLOT INTERVALL IPLO = 10
 MASSE DES PUNKTES 1 M1 = .1750E-02
 MASSE DES PUNKTES 2 M2 = .0000E+00
 DAEMPFUNGSKONSTANTE FESTP. - PUNKT 1 D1 = .4340E-01
 DAEMPFUNGSKONSTANTE PUNKT 1 - PUNKT 2 D2 = .0000E+00
 DAEMPFUNGSKONSTANTE FESTP. - PUNKT 2 D3 = .0000E+00
 ANFANGSVERFORMUNG DES PUNKTES 1 X10 = .0000E+00
 ANFANGSVERFORMUNG DES PUNKTES 2 X20 = .0000E+00
 ANFANGSGESCHWINDIGKEIT DES PUNKTES 1 V10 = .0000E+00
 ANFANGSGESCHWINDIGKEIT DES PUNKTES 2 V20 = .0000E+00

ANZAHL D. FEDERN VOM FESTP. ZUM PUNKT 1 ... NF1 = 1
 GE. 1

ANZAHL D. FEDERN VOM PUNKT 1 ZUM PUNKT 2 .. NF2 = 0
 GE. 1

ANZAHL D. FEDERN VOM FESTP. ZUM PUNKT 2 ... NF3 = 0
 GE. 0

F E D E R 1

=====

ANZAHL DER PUNKTE DES BELASTUNGSASTES NPB = 5

PUNKT	UB	PB
1	-.1000E+02	-.1358E+02
2	-.5030E-02	-.1358E+02
3	.0000E+00	.0000E+00
4	.5030E-02	.1358E+02
5	.1000E+02	.1358E+02

ANZAHL DER PUNKTE DES ENTLASTUNGSASTES NPE = 3

PUNKT	UE	PE
1	-.5030E-01	-.1358E+03
2	.0000E+00	.0000E+00
3	.5030E-01	.1358E+03

BRUCHVERFORMUNG DER FEDER IM NEG. BEREICH .. UUN = -.1000E+00

BRUCHVERFORMUNG DER FEDER IM POS. BEREICH .. UUP = .1000E+00

D.64

LASTFUNKTIONEN

=====

ANZAHL DER PUNKTE LASTFUNKTION PT1 NPT1 = 12
 ANZAHL DER PUNKTE LASTFUNKTION PT2 NPT2 = 0

LASTFUNKTION 1

PUNKT	T1	P1
1	.0000E+00	.1075E+02
2	.3000E-02	.1075E+02
3	.3500E-02	.1750E+01
4	.5490E-02	.1750E+01
5	.5500E-02	.1075E+02
6	.8500E-02	.1075E+02
7	.9000E-02	.1750E+01
8	.9990E-02	.1750E+01
9	.1000E-01	.1075E+02
10	.1300E-01	.1075E+02
11	.1350E-01	.1750E+01
12	.5000E+01	.1750E+01

EXTREMWERTE

=====

BELASTUNGEN

LAST 1 :	P1MAX = .1075E+02	ZEIT T = .0000E+00	
	P1MIN = .1750E+01	ZEIT T = .3505E-02	
LAST 2 :	P2MAX = .0000E+00	ZEIT T = .0000E+00	
	P2MIN = .0000E+00	ZEIT T = .0000E+00	

FEDERKRAEFTE

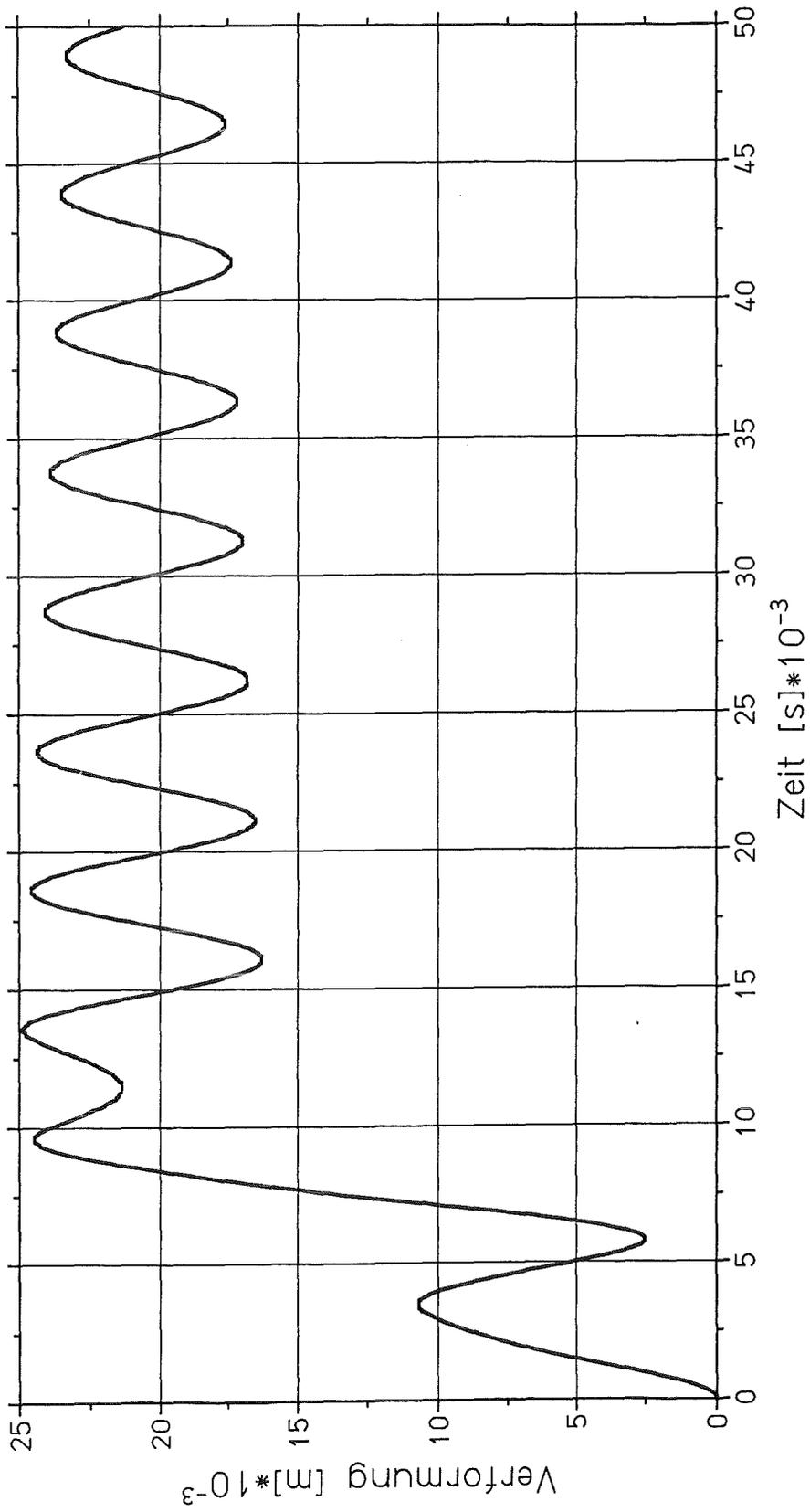
KRAFT 1 :	F1MAX = .1358E+02	ZEIT T = .1495E-02	
	F1MIN = -.9715E+01	ZEIT T = .1607E-01	
KRAFT 2 :	F2MAX = .0000E+00	ZEIT T = .0000E+00	
	F2MIN = .0000E+00	ZEIT T = .0000E+00	
KRAFT 3 :	F3MAX = .0000E+00	ZEIT T = .0000E+00	
	F3MIN = .0000E+00	ZEIT T = .0000E+00	

VERFORMUNGEN

PUNKT 1 :	X1MAX = .2488E-01	ZEIT T = .1354E-01	
	X1MIN = .0000E+00	ZEIT T = .0000E+00	

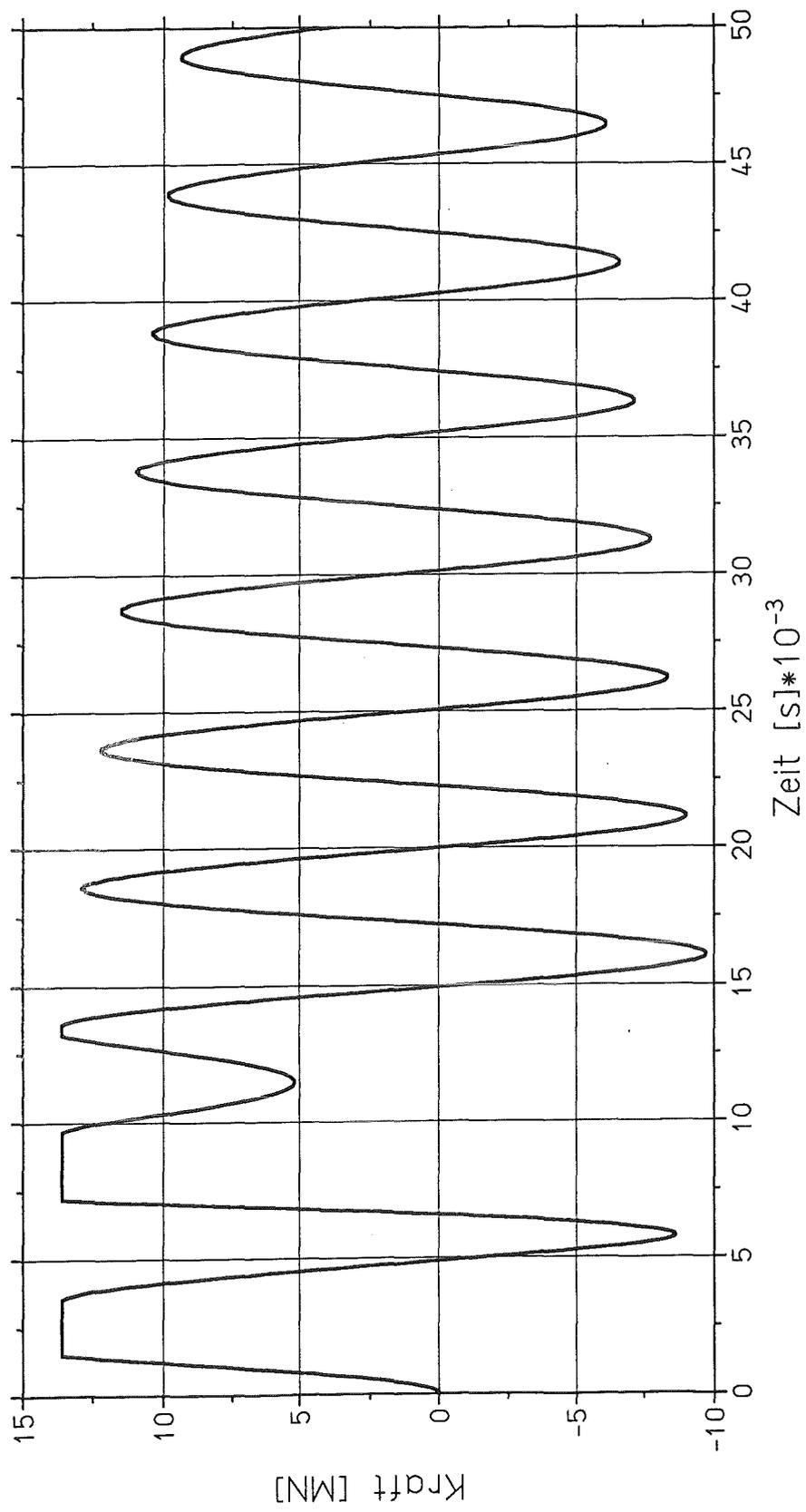
D.65

PUNKT 2 :	X2MAX =	.0000E+00	ZEIT T =	.0000E+00
	X2MIN =	.0000E+00	ZEIT T =	.0000E+00
RELATIVVERF.:	U2MAX =	.0000E+00	ZEIT T =	.0000E+00
(2 - 1)	U2MIN =	-.2488E-01	ZEIT T =	.1354E-01



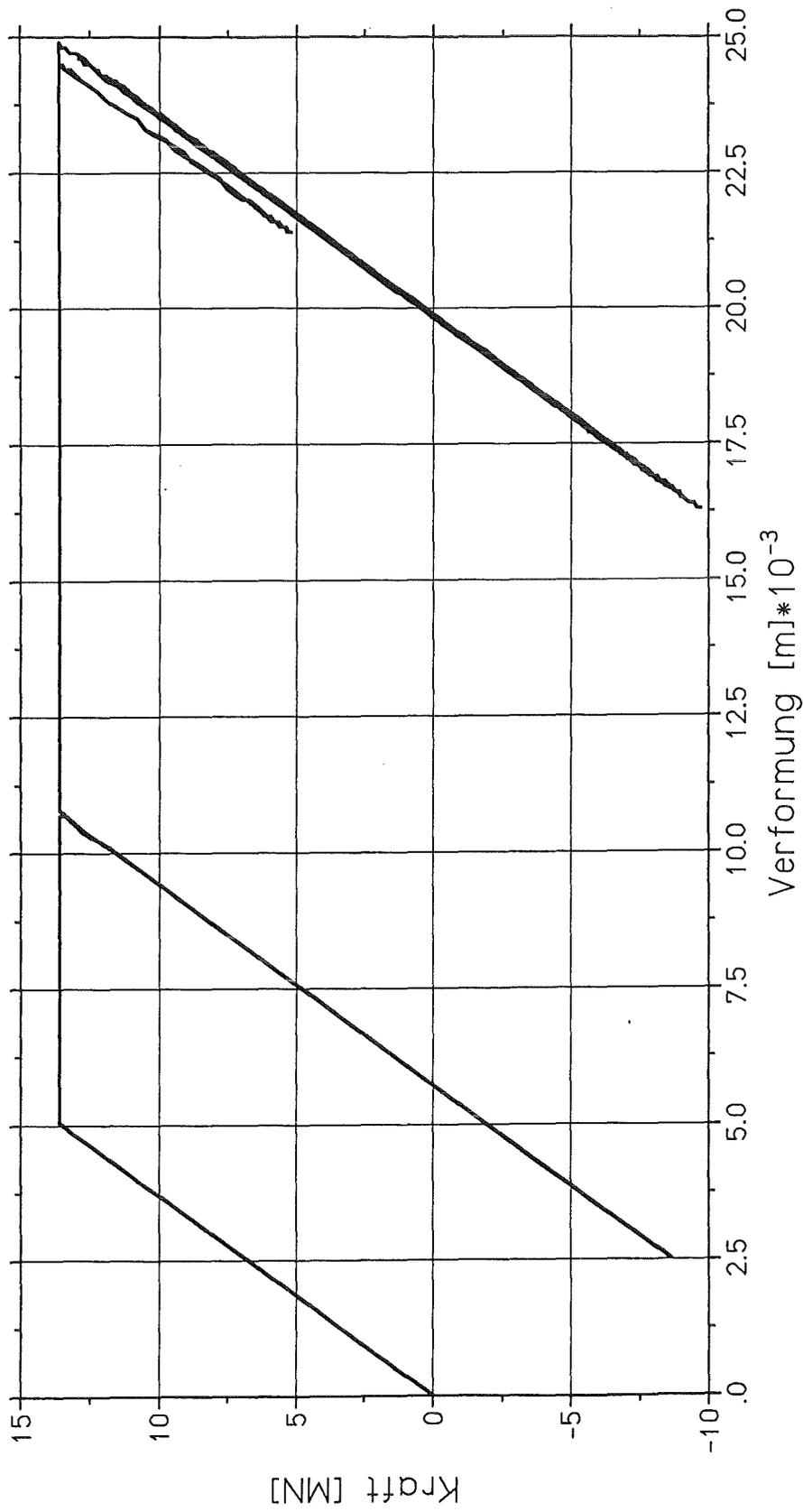
Verformung der Masse

Bild D.51: Verformung der Masse für H₂-Detonation - drei Impulse



Kraft in der Feder

Bild D.52: Kraft in der Feder für H₂-Detonation - drei Impulse



Kraft-Verformungs-Beziehung der Feder

Bild D.53: Kraft-Verformungs-Beziehung in der Feder für H₂-Detonation - drei Impulse

5.4 Ergebnisse

Im folgenden werden die maximalen plastischen Dehnungen $\max \epsilon$ errechnet:

Ausgehend von der Dehnung beim Erreichen der Streckgrenze ϵ_S für Sonderstahl St 1100:

$$\epsilon_{pl} = \frac{\beta_S}{E_S} = \frac{1100}{2100000} = 0.00524 = 0.524 \%$$

erhält man die maximale plastische Dehnung $\max \epsilon_{pl}$ gem.:

$$\max \epsilon_{pl} = \frac{\max v_{pl}}{v_S} \cdot \epsilon_S$$

wobei:

- $\max v_{pl}$ = maximale plastische Verformung des Systems
- v_S = Verformung des Systems beim Erreichen der Streckgrenze

Daraus errechnen sich die plastischen Dehnungen für:

einen Impuls:

$$\max \epsilon = \frac{0.01075}{0.00503} \cdot 0.00524 = 0.011 = 1.1 \%$$

drei aufeinander folgende Impulse

$$\max \epsilon = \frac{0.02488}{0.00503} \cdot 0.00524 = 0.026 = 2.6 \%$$

Die Bewehrung plastifiziert nach ca. 1.5 ms. Die plastischen Dehnungen betragen 1.1 % für einen Impuls und 2.6 % für drei aufeinander folgende Impulse.

6. Abstützung der inneren Schutzwand

Die innere Stützwand stützt sich über eine Stahlkonstruktion auf die Außenwand ab.

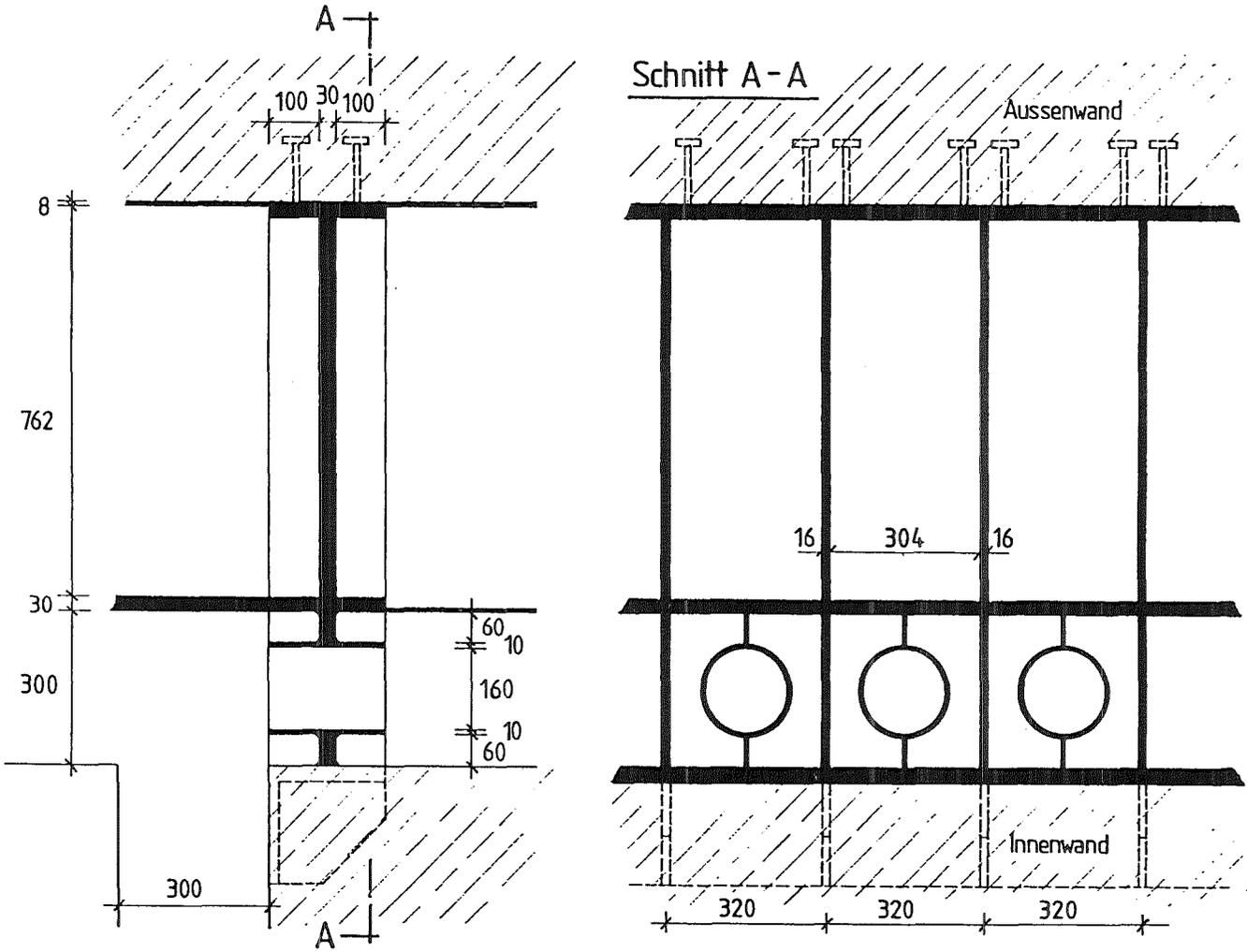


Bild D.54: Abstützung der inneren Schutzwand

D.71

Die maßgebende Belastung beträgt:

- für $d = 80 \text{ cm}$: $F = 16.40 / 1.28 = 12.81 \text{ MN/m}$
- für $d = 70 \text{ cm}$: $F = 13.58 / 1.28 = 10.61 \text{ MN/m}$

Die Fläche der Abstützung pro m Höhe beträgt:

$$A = (0.32 \cdot 0.03 + 2 \cdot 0.10 \cdot 0.016) / 0.32 = 0.040 \text{ m}^2$$

Als Material wird ein Stahl St 52-3 zugrundegelegt mit $\sigma_{zul} = 360 \text{ MN/m}^2$

Spannungsnachweise:

- für $d = 80 \text{ cm}$: $\sigma = F / A = 12.81 / 0.040 = 320 \text{ MN/m}^2$
- für $d = 70 \text{ cm}$: $\sigma = F / A = 10.61 / 0.040 = 265 \text{ MN/m}^2$

Beulnachweis

Wegen des geringen Abstandes der Aussteifungsbleche von 32 cm erübrigt sich ein Beulnachweis.

Anlage E

Statische und dynamische Nachweise
für die Stahlkühlzellen mit Liner

Inhalt

1. Allgemeines - Belastungsannahmen	E.1
2. Statische Berechnungen	E.3
2.1 Materialkennwerte	E.3
2.2 Ebenes Linerblech	E.4
2.3 Gekrümmtes Linerblech	E.6
2.4 Linerblech hinter Schutzwandöffnung	E.7
2.5 Stützrippen des Liners	E.9
3. Statische und dynamische Nachweise für gewelltes Linerblech	E.11

1. Allgemeines - Belastungsansätze

Die Stahlkühlzellen bestehen aus einem 10 mm dicken dichtverschweißten Linerblech aus Stahl 15MnNi 6 3, wie er bereits mehrfach in Kernkraftwerken, so auch in denen der Konvoi-Linie, eingesetzt wurde. Das Blech kann entweder **eben** oder **tonnenförmig** gekrümmt mit einem Stich von etwa 10 cm zwischen den alle 40 cm angeordneten Stützrippen ausgebildet werden. Diese Rippen sind ebenfalls 10 mm dick, 80 cm lang und gegebenenfalls alle 48 cm durch horizontale Aussteifungen stabilisiert. Sie bilden mit dem Linerblech und einem etwa 8 mm dicken Stahlblech, das an der Innenseite der Außenwand anliegt, geschlossene Kammern, in denen im Falle eines Kernschmelzunfalls die Außenluft zirkulieren und die Nachzerfallswärme mit passiven Mitteln abgeführt werden kann.

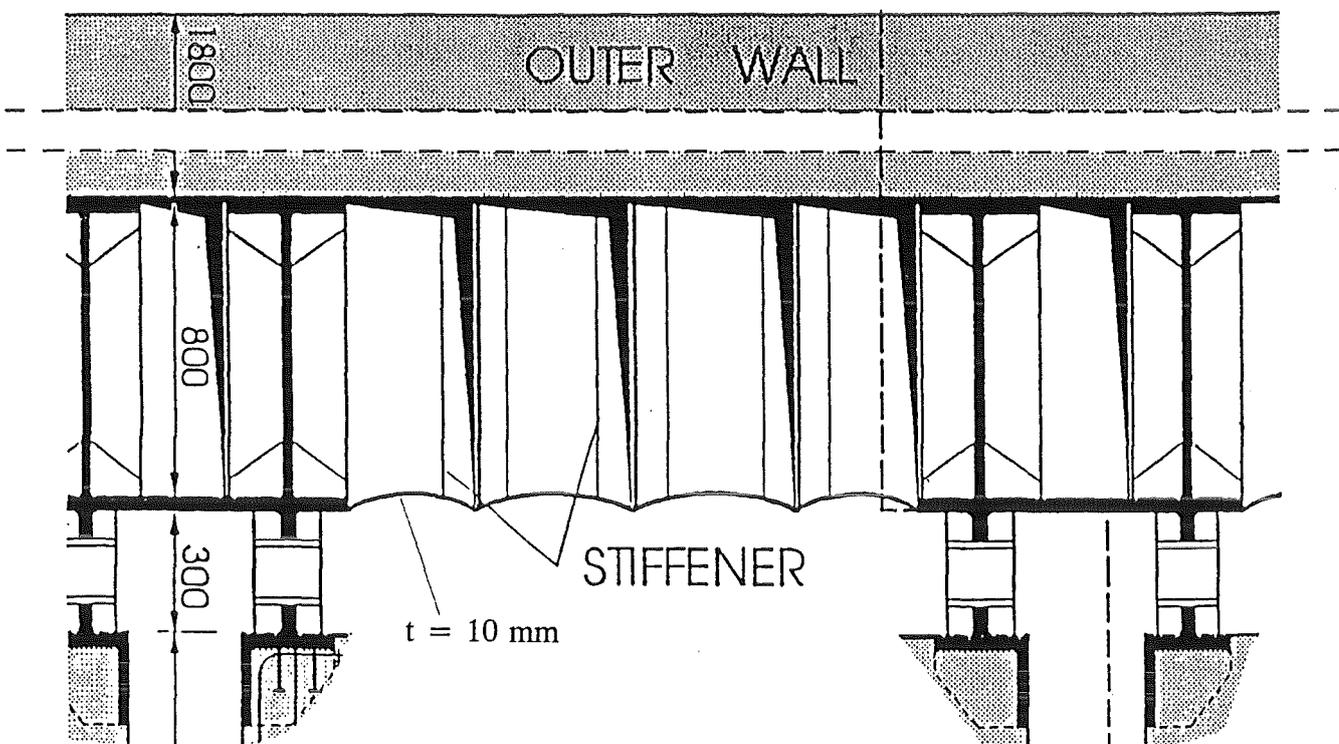


Bild E.1: Draufsicht Stahlkühlzellen mit Liner

Es sind folgende **statische** Lastfälle zu untersuchen:

- Druck bei Nachwärmeabfuhr (inzwischen reduziert auf 12 bar) p=18 bar
- Druck im Spalt zwischen Schutzwänden aus H₂-Detonation p=70 bar
- Temperatur bei Nachwärmeabfuhr T=200 °C

E.2

Nach Angaben der KfK ist von folgenden **dynamischen** Belastungsannahmen auszugehen:

Global: Impulsbelastung aus Detonation entsprechend Untersuchungen von Breitung. Ersatzfunktion aus eingehülltem Antwortspektrum entwickelt:

- Spitzendrücke von ca. 70 bis 90 bar
- quasistatischer Druck von 13.5 bar

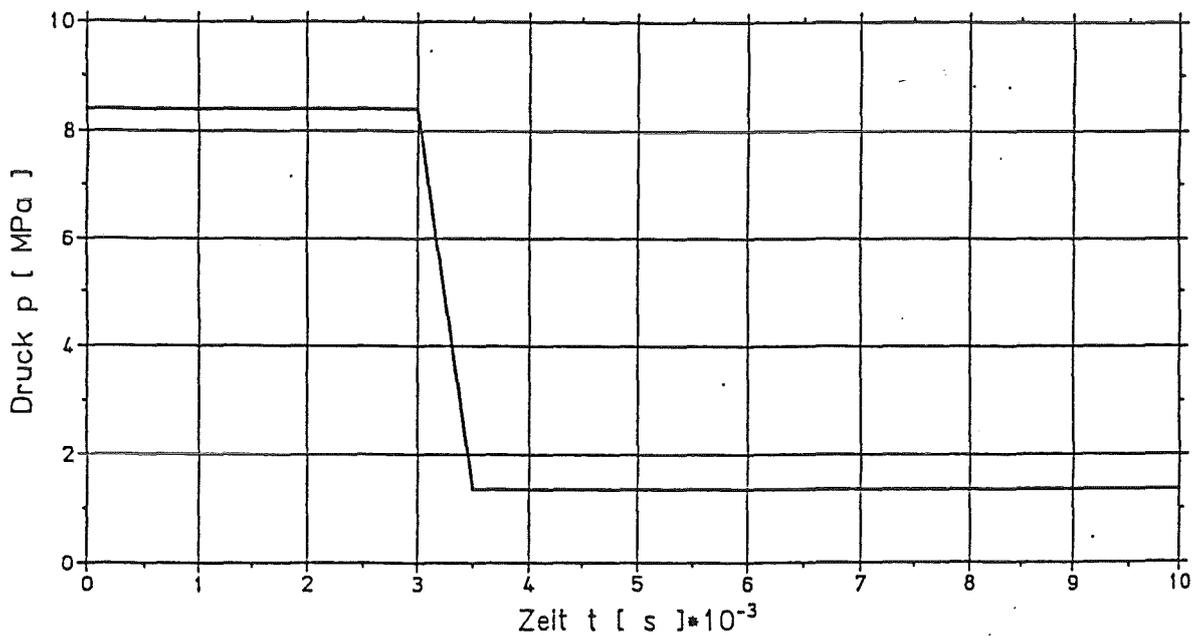


Bild E.2: Repräsentative Belastung aus H_2 -Detonation

Lokal: Im Spalt zwischen den Vorsatzschalen ca. 100 bar Spitzendruck

Im Zwischenraum großflächig ca. 30 bar Spitzendrücke infolge Detonation

Im Zwischenraum lokal begrenzt Impulsbelastung von ca. 5 kPas Spitzendrücke sind bis ca. 200 bar möglich (Vorkomprimierung, DDT-Übergänge, Detonation ist nicht die Obergrenze)

2. Statische Berechnungen

2.1 Materialkennwerte

Die Blechstärke beträgt 10 mm, als Material wird Stahl 15 MnNi 6 3 angenommen. Für dieses Material sind in der KTA 3401.2 Materialkennwerte für normalgeglühte Bleche mit Dicken ≤ 38 mm bei Raumtemperatur angegeben.

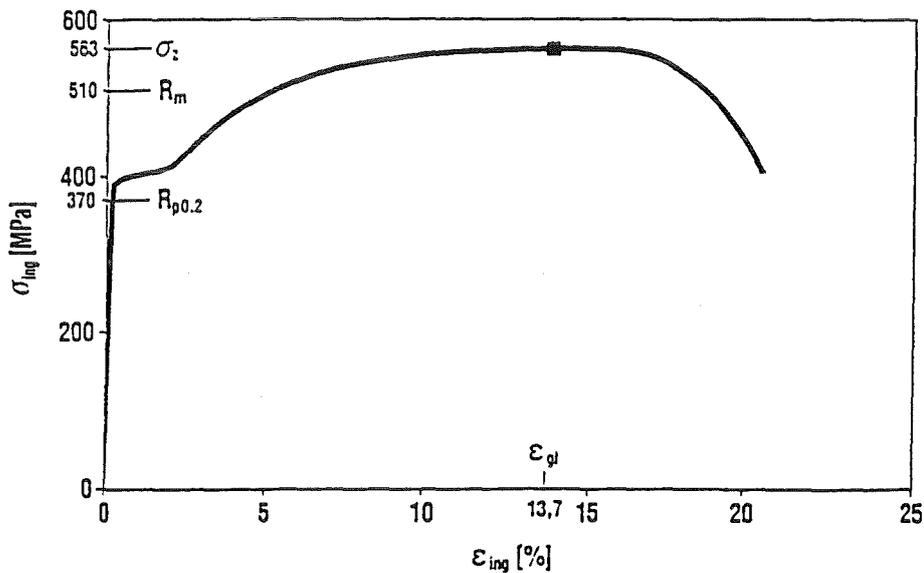


Bild E.3: Spannungs-Dehnungs-Diagramm für St 15 MnNi 6 3

E_0	= 210000 MPa	Elastizitätsmodul
$R_{p0.2}$	= 370.0 MPa	garantierte Streckgrenze
R_m	= 510.0 MPa	garantierte Zugfestigkeit

Da die Zugfestigkeit mit steigender Temperatur abnimmt, wurde bei den Nachweisen nur eine **reduzierte Zugfestigkeit von 410.0 MPa** als zulässig angenommen. Dieser Wert kann ggfls. noch diskutiert werden. Als zulässige Bruchdehnung wird 2.5% angenommen.

Für Material St 37-2 kann eine Zugfestigkeit von 360 MPa bei Raumtemperatur angenommen werden. Um auf der sicheren Seite zu liegen, wird in den Nachweisen nur eine Zugfestigkeit von 300.0 MPa angesetzt. Als Bruchdehnung wird 5.0% angenommen.

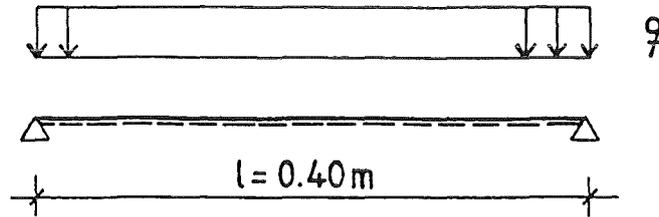
2.2 Ebenes Linerblech

Bild E.4: Statisches System für ebenes Linerblech

Zur statischen Analyse wird ein Programm eingesetzt, welches in Abhängigkeit von der Verformung des Seils die zugehörigen Membrankräfte $F(u)$ und äußeren Drücke $P(u)$ ermittelt. U ist die größte Verschiebung der Membran, ϵ_{PS} die Dehnung. Die Zahlenwerte sind auf der nächsten Seite angegeben.

Ergebnisse:

- bei der Nachwärmeabfuhr $p = 18 \text{ bar}$

Verschiebung	u	= 1.1 cm
Dehnung	ϵ_{PS}	= 0.18%
Zugkraft	$F(u)$	= 0.72 MN
Spannung	$P(u)$	= 72 MN/m ²

- bei der H₂-Detonation $p = 70 \text{ bar}$

Verschiebung	u	= 3.7 cm
Dehnung	ϵ_{PS}	= 2.2%
Zugkraft	$F(u)$	= 2.8 MN
Spannung	$P(u)$	= 280 MN/m ²

Nennenswerte Druckspannungen infolge Temperatur treten nicht auf, da sich der extrem biegeweiße Querschnitt durch Verformung dieser Zwangsbeanspruchung weitgehendst entzieht.

E.5

EINGABE ZUR BERECHNUNG DER SEILKENNLINIE

=====

```

LAENGE DES SEILS . . . . . SL = .4000E+00
QUERSCHNITT DES SEILS . . . . . AS = .1000E-01
SCHRIITWEITE DER VERSCHIEBUNG U . . . . . DELTAU = .1000E-02

E-MODUL DES SEILS . . . . . ES = .2100E+06
STRECKGRENZE . . . . . BETAS = .4100E+03
BRUCHDEHNUNG . . . . . EPSU = .2500E-01
    
```

KENNLINIE DES SEILS

=====

U	EPS	F(U)	P(U)
.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
.1000E-02	.1667E-04	.7000E-03	.1750E-02
.2000E-02	.6666E-04	.5599E-02	.1400E-01
.3000E-02	.1500E-03	.1889E-01	.4722E-01
.4000E-02	.2666E-03	.4475E-01	.1119E+00
.5000E-02	.4165E-03	.8736E-01	.2184E+00
.6000E-02	.5997E-03	.1508E+00	.3771E+00
.7000E-02	.8161E-03	.2393E+00	.5983E+00
.8000E-02	.1066E-02	.3569E+00	.8923E+00
.9000E-02	.1348E-02	.5076E+00	.1269E+01
.1000E-01	.1664E-02	.6955E+00	.1739E+01
.1100E-01	.2013E-02	.8966E+00	.2241E+01
.1200E-01	.2395E-02	.9770E+00	.2442E+01
.1300E-01	.2810E-02	.1057E+01	.2643E+01
.1400E-01	.3257E-02	.1137E+01	.2842E+01
.1500E-01	.3737E-02	.1216E+01	.3041E+01
.1600E-01	.4250E-02	.1296E+01	.3239E+01
.1700E-01	.4796E-02	.1374E+01	.3436E+01
.1800E-01	.5374E-02	.1453E+01	.3632E+01
.1900E-01	.5984E-02	.1531E+01	.3827E+01
.2000E-01	.6627E-02	.1608E+01	.4020E+01
.2100E-01	.7302E-02	.1685E+01	.4213E+01
.2200E-01	.8009E-02	.1762E+01	.4405E+01
.2300E-01	.8748E-02	.1838E+01	.4595E+01
.2400E-01	.9519E-02	.1914E+01	.4784E+01
.2500E-01	.1032E-01	.1989E+01	.4972E+01
.2600E-01	.1116E-01	.2063E+01	.5158E+01
.2700E-01	.1202E-01	.2137E+01	.5344E+01
.2800E-01	.1292E-01	.2211E+01	.5527E+01
.2900E-01	.1384E-01	.2284E+01	.5710E+01
.3000E-01	.1480E-01	.2356E+01	.5891E+01
.3100E-01	.1579E-01	.2428E+01	.6070E+01
.3200E-01	.1681E-01	.2499E+01	.6248E+01
.3300E-01	.1786E-01	.2570E+01	.6424E+01
.3400E-01	.1895E-01	.2640E+01	.6599E+01
.3500E-01	.2006E-01	.2709E+01	.6772E+01
.3600E-01	.2120E-01	.2777E+01	.6944E+01
.3700E-01	.2237E-01	.2845E+01	.7114E+01
.3800E-01	.2357E-01	.2913E+01	.7282E+01
.3900E-01	.2480E-01	.2979E+01	.7449E+01
.4000E-01	.2606E-01	.0000E+00	.0000E+00

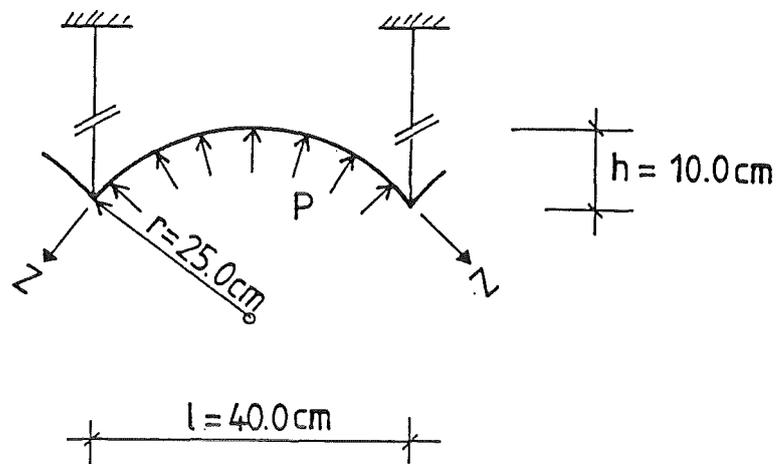
2.3 Gekrümmtes Linerblech

Bild E.5: Statisches System für gekrümmtes Linerblech

Die Membranzugkraft für $p = 18 \text{ bar}$ ergibt sich pro m Höhe zu:

$$Z = p \cdot r = 1.8 \cdot 0.25 = 0.45 \text{ MN}$$

und die zugehörige Zugspannung zu:

$$\sigma = \frac{Z}{A} = \frac{0.45}{0.01} = 45.0 \text{ MN/m}^2$$

Die Membranzugkraft für $p = 70 \text{ bar}$ ergibt sich pro m Höhe zu:

$$Z = p \cdot r = 7.0 \cdot 0.25 = 1.75 \text{ MN}$$

und die zugehörige Zugspannung zu:

$$\sigma = \frac{Z}{A} = \frac{1.75}{0.01} = 175.0 \text{ MN/m}^2$$

Hinsichtlich der Zwangsbeanspruchung bei Temperatur gilt das für den ebenen Liner gesagte sinngemäß.

2.4 Linerblech hinter Schutzwandöffnung

Hinter der Schutzwandöffnung wird - konservativ - ein 30 mm dickes Blech aus St 37-2 angenommen. Die Stützweite beträgt 53 cm. Als Belastung sind statisch 70 bar zu untersuchen. Dynamisch ist der Druckimpuls nach Bild E.2 nachzuweisen.

Es wird zunächst mit dem bereits beschriebenen Programm die aufnehmbare Seilkraft berechnet. Die Zahlenwerte finden sich auf den nächsten Seiten.

Der aufnehmbare Druck beträgt 16.6 MPa und ist damit größer als der statische Druck von 7.0 MPa und etwa so groß wie der größtmögliche Druck aus dynamischer Belastung nach dem einhüllenden Antwortspektrum aus Wasserstoffdetonation.

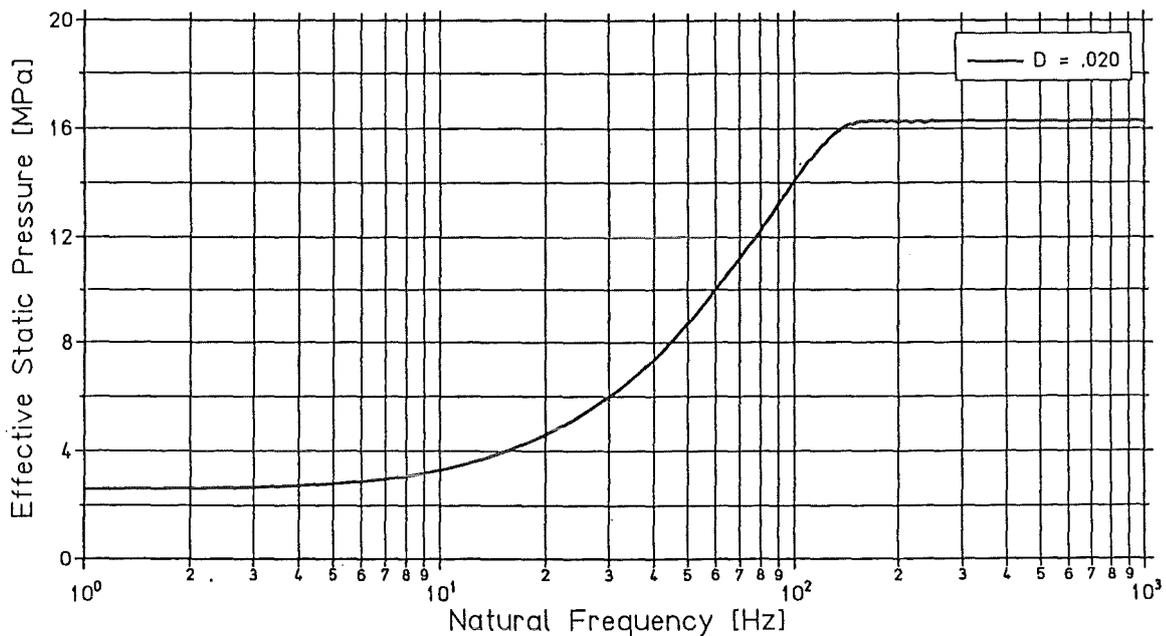


Bild E.6: Einhüllendes Antwortspektrum für Wasserstoffdetonation

Weitere Nachweise können entfallen.

E.8

EINGABE ZUR BERECHNUNG DER SEILKENNLINIE
 =====

```

LAENGE DES SEILS . . . . . SL = .5300E+00
QUERSCHNITT DES SEILS . . . . . AS = .3000E-01
SCHRITTWEITE DER VERSCHIEBUNG U . . . . . DELTAU = .1000E-02

E-MODUL DES SEILS . . . . . ES = .2100E+06
STRECKGRENZE . . . . . BETAS = .3000E+03
BRUCHDEHNUNG . . . . . EPSU = .5000E-01
  
```

KENNLINIE DES SEILS
 =====

U	EPS	F(U)	P(U)
.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
.1000E-02	.9493E-05	.9027E-03	.1703E-02
.2000E-02	.3797E-04	.7221E-02	.1362E-01
.3000E-02	.8543E-04	.2437E-01	.4597E-01
.4000E-02	.1519E-03	.5774E-01	.1089E+00
.5000E-02	.2373E-03	.1127E+00	.2127E+00
.6000E-02	.3417E-03	.1947E+00	.3674E+00
.7000E-02	.4650E-03	.3091E+00	.5832E+00
.8000E-02	.6072E-03	.4611E+00	.8700E+00
.9000E-02	.7684E-03	.6561E+00	.1238E+01
.1000E-01	.9485E-03	.8994E+00	.1697E+01
.1100E-01	.1148E-02	.1196E+01	.2257E+01
.1200E-01	.1365E-02	.1552E+01	.2928E+01
.1300E-01	.1602E-02	.1758E+01	.3316E+01
.1400E-01	.1858E-02	.1891E+01	.3569E+01
.1500E-01	.2132E-02	.2025E+01	.3820E+01
.1600E-01	.2425E-02	.2158E+01	.4072E+01
.1700E-01	.2737E-02	.2291E+01	.4322E+01
.1800E-01	.3067E-02	.2423E+01	.4572E+01
.1900E-01	.3417E-02	.2555E+01	.4821E+01
.2000E-01	.3784E-02	.2687E+01	.5069E+01
.2100E-01	.4171E-02	.2818E+01	.5316E+01
.2200E-01	.4576E-02	.2948E+01	.5563E+01
.2300E-01	.4999E-02	.3078E+01	.5808E+01
.2400E-01	.5442E-02	.3208E+01	.6053E+01
.2500E-01	.5902E-02	.3337E+01	.6297E+01
.2600E-01	.6381E-02	.3466E+01	.6540E+01
.2700E-01	.6878E-02	.3594E+01	.6781E+01
.2800E-01	.7394E-02	.3722E+01	.7022E+01
.2900E-01	.7927E-02	.3849E+01	.7261E+01
.3000E-01	.8479E-02	.3975E+01	.7500E+01
.3100E-01	.9050E-02	.4101E+01	.7737E+01
.3200E-01	.9638E-02	.4226E+01	.7973E+01
.3300E-01	.1024E-01	.4350E+01	.8208E+01
.3400E-01	.1087E-01	.4474E+01	.8441E+01
.3500E-01	.1151E-01	.4597E+01	.8674E+01
.3600E-01	.1217E-01	.4719E+01	.8905E+01
.3700E-01	.1285E-01	.4841E+01	.9134E+01
.3800E-01	.1354E-01	.4962E+01	.9363E+01
.3900E-01	.1426E-01	.5083E+01	.9590E+01
.4000E-01	.1499E-01	.5202E+01	.9815E+01
.4100E-01	.1574E-01	.5321E+01	.1004E+02
.4200E-01	.1650E-01	.5439E+01	.1026E+02
.4300E-01	.1729E-01	.5556E+01	.1048E+02
.4400E-01	.1809E-01	.5673E+01	.1070E+02

E.9

.4500E-01	.1890E-01	.5788E+01	.1092E+02
.4600E-01	.1974E-01	.5903E+01	.1114E+02
.4700E-01	.2059E-01	.6018E+01	.1135E+02
.4800E-01	.2146E-01	.6131E+01	.1157E+02
.4900E-01	.2235E-01	.6243E+01	.1178E+02
.5000E-01	.2325E-01	.6355E+01	.1199E+02
.5100E-01	.2417E-01	.6466E+01	.1220E+02
.5200E-01	.2511E-01	.6576E+01	.1241E+02
.5300E-01	.2606E-01	.6685E+01	.1261E+02
.5400E-01	.2703E-01	.6793E+01	.1282E+02
.5500E-01	.2802E-01	.6901E+01	.1302E+02
.5600E-01	.2902E-01	.7007E+01	.1322E+02
.5700E-01	.3004E-01	.7113E+01	.1342E+02
.5800E-01	.3108E-01	.7218E+01	.1362E+02
.5900E-01	.3213E-01	.7322E+01	.1382E+02
.6000E-01	.3319E-01	.7425E+01	.1401E+02
.6100E-01	.3428E-01	.7527E+01	.1420E+02
.6200E-01	.3538E-01	.7629E+01	.1439E+02
.6300E-01	.3649E-01	.7729E+01	.1458E+02
.6400E-01	.3763E-01	.7829E+01	.1477E+02
.6500E-01	.3877E-01	.7928E+01	.1496E+02
.6600E-01	.3994E-01	.8026E+01	.1514E+02
.6700E-01	.4111E-01	.8123E+01	.1533E+02
.6800E-01	.4231E-01	.8219E+01	.1551E+02
.6900E-01	.4352E-01	.8314E+01	.1569E+02
.7000E-01	.4474E-01	.8408E+01	.1586E+02
.7100E-01	.4598E-01	.8502E+01	.1604E+02
.7200E-01	.4724E-01	.8594E+01	.1622E+02
.7300E-01	.4850E-01	.8686E+01	.1639E+02
.7400E-01	.4979E-01	.8777E+01	.1656E+02
.7500E-01	.5109E-01	.0000E+00	.0000E+00

2.5 Stützrippen des Liners

Die Stützrippen werden im Abstand von je 40 cm angeordnet und alle 48 cm durch horizontale Bleche ausgesteift. Das Bild E.7 zeigt einen Längsschnitt durch die Rippen. Als Material wird St 37-2 zugrundegelegt.

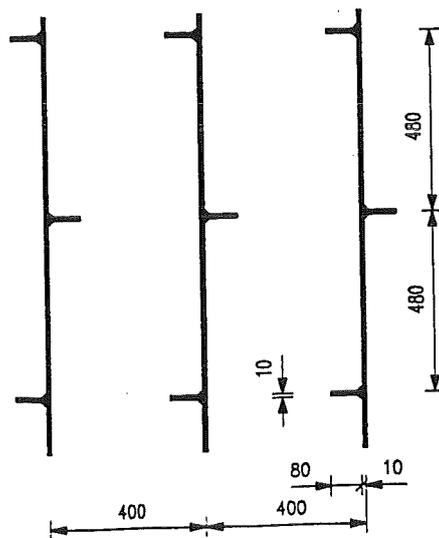


Bild E.7: Längsschnitt durch die Stützrippen des Liners

E.10

Die maßgebende Belastung aus H₂-Detonation beträgt pro m Höhe:

$$F = 7.00 \cdot 0.40 = 2.80 \text{ MN}$$

Die Fläche pro m Höhe beträgt:

$$A = (0.48 \cdot 0.01 + 0.08 \cdot 0.01) / 0.48 = 0.0167 \text{ m}^2$$

Spannungsnachweis:

$$\sigma = \frac{F}{A} = \frac{2.80}{0.0167} = 168 \text{ MN/m}^2$$

Beulnachweis:

Nachweisverfahren elastisch-elastisch nach DIN 18800 Teil 3:

$$\text{grenz } (b/t) = 420.4 (1 - 0.278 \cdot \psi - 0.025 \cdot \psi^2) \sqrt{\frac{4}{\sigma \cdot \gamma_m}}$$

Setzt man für das Spannungsverhältnis ψ den Wert 1.0 ein und für den Teilsicherheitsbeiwert γ_m den Wert 1.1, so erhält man:

$$\text{grenz } (b/t) \approx 43 \quad \langle \quad \text{vorh } (b/t) = 48$$

Die obige Nachweisführung ist hinsichtlich der angesetzten Materialkennwerte und der Sicherheitsbeiwerte sehr konservativ. Es bestehen daher keine Bedenken gegen die geringe Überschreitung des grenz (b/t)-Wertes. Gegebenenfalls könnten jedoch die horizontalen Steifen problemlos verstärkt oder deren Abstand reduziert werden.

3. Statische und dynamische Nachweise für gewelltes Linerblech

Nach Angaben der KfK ist von den Belastungsannahmen nach Seite E.2 auszugehen.

Wellenprofil:

Höhe ca. 15 cm.

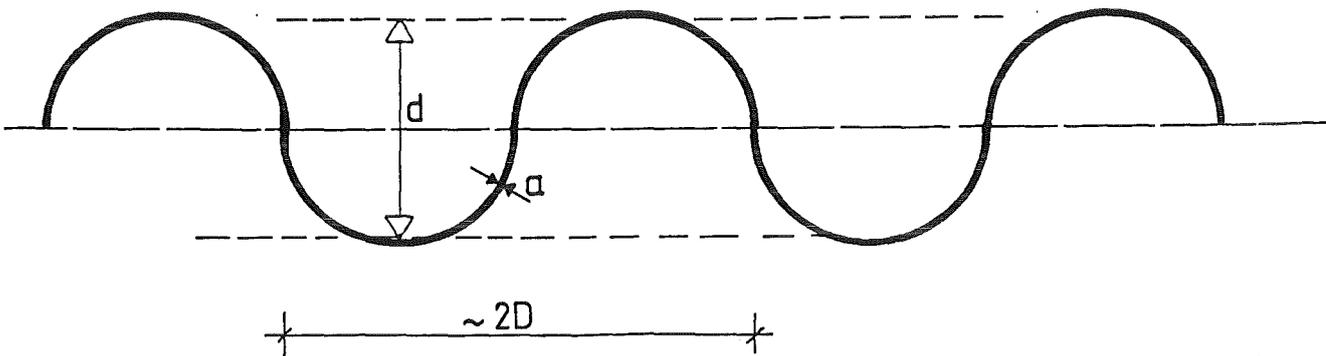


Bild E.8: Liner als Wellenprofil

Es kann von folgenden Abmessungen ausgegangen werden:

$a = 0.01 \text{ m}$	Dicke des Liners
$d = 0.15 \text{ m}$	Innendurchmesser
$D = d + 2 \cdot a = 0.17 \text{ m}$	Außendurchmesser
$E = 210000 \text{ MPa}$	Elastizitätsmodul Stahl
$\sigma = 0.00785 \text{ MNs}^2/\text{m}^4$	Wichte Stahl

Es ergeben sich damit folgende Kennwerte für das gewählte Wellenprofil:

$$A = \frac{1}{2D} \frac{\pi}{4} (D^2 - d^2) = 0.014784 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$m = A \cdot \rho = 0.11605 \cdot 10^{-3} \text{ MNs}^2/\text{m}/\text{m}$$

E.12

Flächenträgheitsmoment I und Widerstandsmoment W betragen:

$$I = \frac{1}{2D} \frac{\pi}{64} (D^4 - d^4) = 4.749 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4/\text{m}$$

$$W = \frac{2I}{D} = 5.587 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{m}$$

Statisches System:

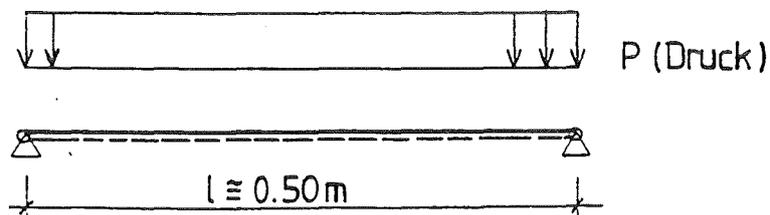


Bild E.9: Statisches System

Eigenfrequenz:

$$\omega = \frac{\pi^2 \sqrt{EI}}{l^2 m} = 11573$$

$$f = \frac{\omega}{2\pi} = 1.842 \text{ Hz}$$

$$T = \frac{1}{f} = 0.000543 \text{ s} \approx 0.543 \text{ ms}$$

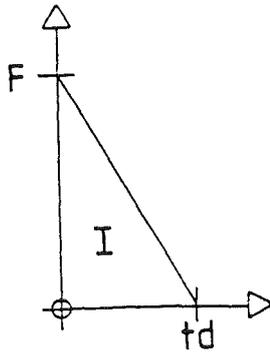
Plastisches Moment:

$$M \approx \frac{p \cdot l^2}{10} \quad ; \quad M_{pl} = \sigma_{pl} \cdot W$$

$$p_{pl} = R_m = \frac{\sigma_{pl} \cdot W \cdot 10}{l^2} = 7.82 \text{ MN/m}^2$$

E.13

Lastfälle:



$$I = 0.005 \text{ MPa}$$

$$T = 0.543 \text{ ms}$$

Nr.	F [MPa]	t_d [ms]	t_d / T
1	10	1.00	1.84
2	15	0.75	1.38
3	20	.050	0.92

Nachweis der Verformungen nach "Biggs" (BK 88, S. 721)

Lastfall 1:

$$\frac{R_m}{F} = 0.78 \quad ; \quad \frac{t_d}{T} = 1.84 \quad \Rightarrow \quad \frac{w_{dyn}}{w_{el}} \cong 10$$

Lastfall 2:

$$\frac{R_m}{F} = 0.52 \quad ; \quad \frac{t_d}{T} = 1.38 \quad \Rightarrow \quad \frac{w_{dyn}}{w_{el}} \cong 15$$

Lastfall 3:

$$\frac{R_m}{F} = 0.39 \quad ; \quad \frac{t_d}{T} = 0.92 \quad \Rightarrow \quad \frac{w_{dyn}}{w_{el}} \cong 18$$

Impulsnachweis:

Bei $t_d/T \leq \text{ca. } 0.2$ ist die Antwort des Systems unabhängig von der Form des Impulses. Danach spielt der maximale Druck eine Rolle.

Energienachweis:

Bei elastoplastischen Schwingern kann der Energienachweis folgendermaßen geführt werden:

$$E_{kin} = \frac{1}{2} \cdot m_{eff} \cdot v^2 = \frac{(I_{eff})^2}{2 \cdot m_{eff}}$$

Es gilt:

$$\begin{aligned} m_{eff} &= 0.33 \cdot l \cdot m && (\text{Biggs, S. 209}) \\ P_{eff} &= 0.50 \cdot l \cdot p \\ I_{eff} &= 0.50 \cdot l \cdot I \\ R_m &= 0.50 \cdot l \cdot p_{pl} \\ E_{pl} &= R_m \cdot w \end{aligned}$$

Aus der Bedingung: $E_{kin} = E_{pl}$ folgt:

$$w_{pl} = \frac{(I_{eff})^2}{2 \cdot m_{eff} \cdot R_m}$$

und wenn die entsprechenden Zahlenwerte eingesetzt werden, ergibt sich:

$$w_{pl} = 0.021 \text{ m} = 2.1 \text{ cm}$$

Da die elastische Durchbiegung w_{el} nach

$$w_{el} = \frac{5}{384} \frac{q \cdot l^4}{EI}$$

errechnet wird, ergibt sich: $w_{el} = 0.00064 \text{ m} = 0.064 \text{ cm}$

und daraus:

$$\frac{w_{pl}}{w_{el}} \approx 32 \quad \Rightarrow \quad \epsilon \approx 7\%$$

Die maximale - plastische - Dehnung beträgt ca. 7%.

Anlage F

**Statische und dynamische Nachweise
für die Umgebung des Reaktordruckbehälters**

Inhalt

1. Allgemeines - Belastungsannahmen	F.1
2. Statische Berechnung des Stahlbetonzylinders um den RDB	F.3
2.1 Zylinder unter allseitigem Innendruck	F.3
2.2 Zylinder unter horizontaler Stoßlast	F.4
2.3 Zylinder unter vertikaler Stoßlast	F.7
2.4 Zusammenstellung der Zylinder-Bewehrung	F.7
2.5 Lasteinleitung aus RDB-Aufhängung in den Beton	F.8
2.6 Corecatcher-Raum unter hohem Systemdruck	F.8
3. Dynamische Berechnung des Bodengitters unter dem RDB-Raum	F.10
3.1 Querschnittswerte	F.11
3.2 Dynamische Berechnung mit Einmassenschwinger (EMS)	F.12
3.3 Ergebnisse	F.35

1. Allgemeines - Belastungsannahmen

Für den Raum, der den Reaktordruckbehälter umschließt, wird in der vorliegenden Untersuchung ein ca. 17 m hoher Kreiszyylinder mit 10 m Innendurchmesser und 2 m Wandstärke angenommen. Etwa auf halber Höhe befinden sich Öffnungen zur Druckentlastung, darunter ist die Zylinderwand innen mit feuerfester Keramik verkleidet. Den unteren Abschluß bildet ein Bodengitter, das als massiver Trägerrost mit je drei sich kreuzende Stahlbetonscheiben von 85 cm Dicke und 4.00 m Höhe ausgebildet ist, die im Abstand von je 1.00 m angeordnet werden. Die gesamte Öffnungsfläche beträgt ca. 20 m². Oberhalb dieses Kreuzwerkes verläuft der Liner aus 8 mm dickem Stahlblech. Darunter befindet sich der Corecatcher-Raum, in den bei einem Kernschmelzunfall die Schmelze fließt, die vom Corecatcher aufgefangen wird.

Belastungsansätze - HD Pfad:

Bei einem Kernschmelzunfall unter hohem Systemdruck (HP-Pfad) wird die Schmelze in den unteren Teil des Reaktordruckbehälters fließen und sich dort sammeln. Infolge des Zusammenwirkens des hohen Druckes und der hohen Temperaturen könnte ein Kalottenstück oder die gesamte untere Kalotte des Reaktordruckbehälters (RDB) versagen und nach unten beschleunigt werden. Als Reaktion darauf würde der verbleibende Teil des RDB eine Beschleunigung nach oben erfahren, wenn er nicht durch seine Aufhängung an dieser Bewegung gehindert werden kann.

Für die Auslegung der RDB-Verankerung wurde in Berechnungen von JACOBS eine statische Ersatzlast von 300 MN ermittelt, die in der Betonkonstruktion rückzuverankern ist. Die Übertragung der Last vom RDB zum Betonaufleger ist nicht Gegenstand der vorliegenden Untersuchung. Der bei einem Kernschmelzunfall anzusetzende Systemdruck beträgt nach derzeitigem Kenntnisstand im RDB-Raum 30 bar und im Corecatcher-Raum 20 bar. Für den Lastfall "seitliches Anschlagen" des RDB an den Zylinder wird eine horizontale Ersatzkraft von ca. 70 MN abgeschätzt.

Belastungsansätze - SE-Pfad:

Im Falle einer Behälter-Dampfexplosion (SE-Pfad) wird die untere Kugelkalotte des RDB nach unten geschleudert und belastet das Bodengitter stoßartig. Die dabei freigesetzte kinetische Energie beträgt 300 MJ und muß vom Trägerrost aufgenommen werden.

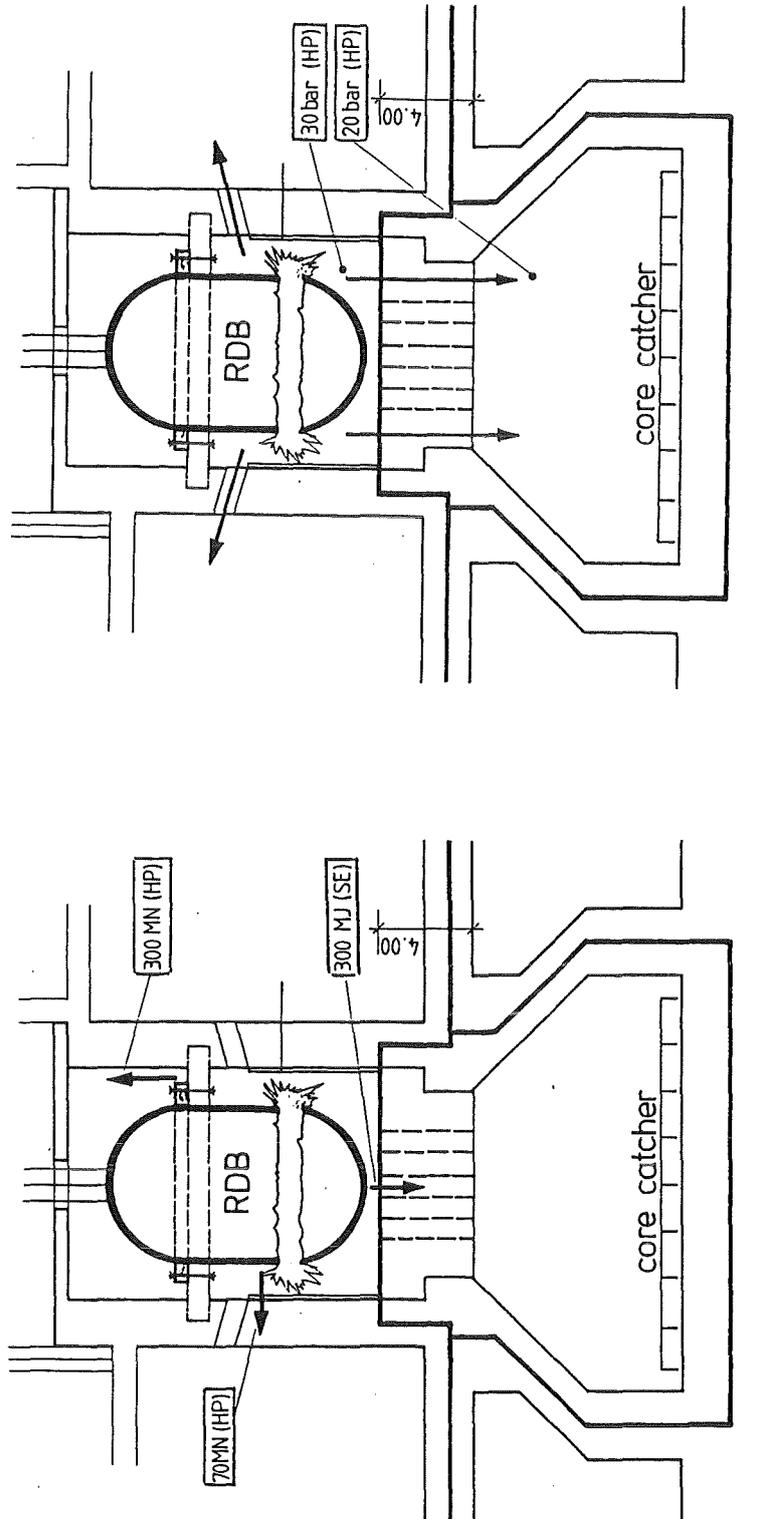


Bild F.1: Belastungsannahmen für RDB-Umgebung bei einem Kernschmelzunfall

F.3

2. Statische Berechnung des Stahlbetonzylinders um den RDB

Der Zylinder wird für folgende Belastungen statisch untersucht:

- allseitiger Innendruck $p = 30 \text{ bar}$
- Seitliche Einzellast in ca. 5.00 m Höhe $P = 70 \text{ MN}$
- nach oben gerichtete Last $P = 300 \text{ MN}$

2.1 Zylinder unter allseitigem Innendruck

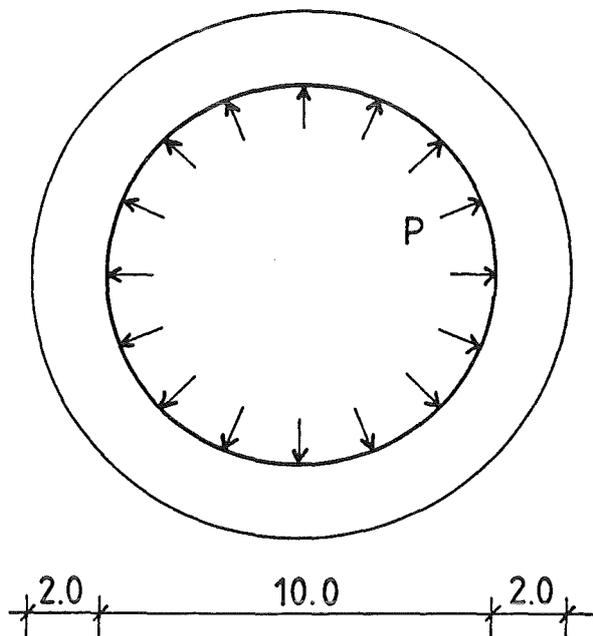


Bild F.2: Zylinder unter allseitigem Innendruck

Die Ringkraft pro m Höhe errechnet sich zu:

$$n = p \cdot r = 3.00 \cdot 5.00 = 15.00 \text{ MN/m}$$

Für Sonderstahl St 1100 kann eine Zugfestigkeit von $\beta_s = 1100 \text{ MN/m}^2$ angesetzt werden, so daß sich die pro m Höhe erforderliche Horizontalbewehrung wie folgt errechnet:

$$\text{erf } a_s = \frac{15.00}{1100} \cdot 10^4 = 137 \text{ cm}^2/\text{m}$$

2.2 Zylinder unter horizontaler Stoßlast

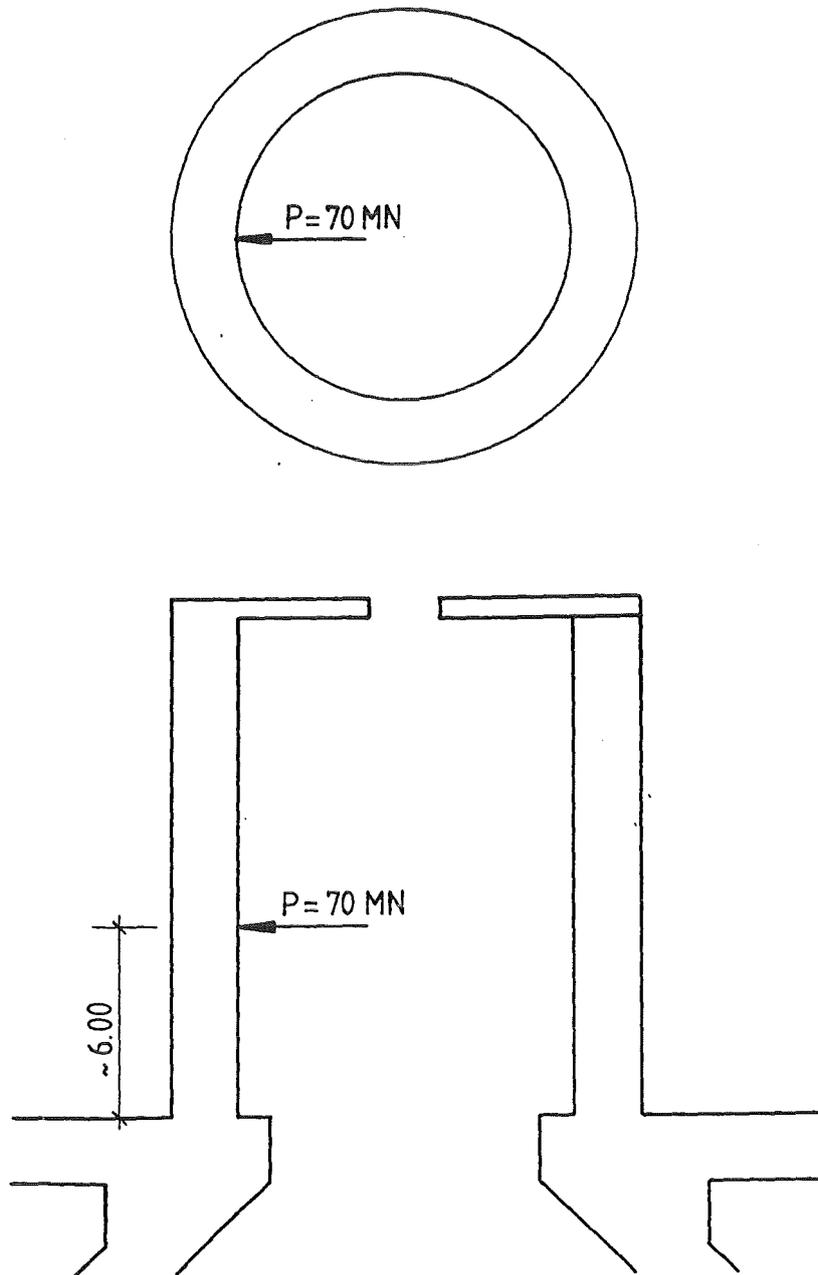


Bild F.3: Zylinder unter horizontaler Stoßlast

Nachweis für **globale Biegung**:

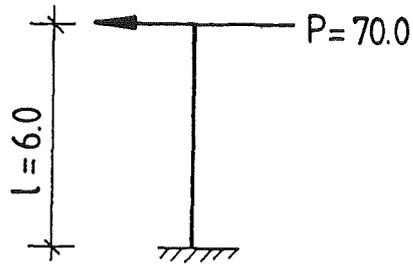


Bild F.4: System und Lastannahme

Es kann von folgenden Querschnittswerten ausgegangen werden:

$$\begin{aligned} A &= (7.00^2 - 5.00^2) \cdot \pi &= 75.4 \text{ m}^2 \\ I &= (14.00^4 - 10.00^4) \cdot \pi / 64 &= 1394.9 \text{ m}^4 \\ W &= I / 7.00 &= 199.3 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Die Schnittkräfte betragen:

$$\begin{aligned} \max M &= 70.0 \cdot 6.0 &= 420.0 \text{ MNm} \\ \max Q & &= 70.0 \text{ MN} \end{aligned}$$

Der Spannungsnachweis ergibt:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{420.0}{199.3} = 2.11 \text{ MN/m}^2$$

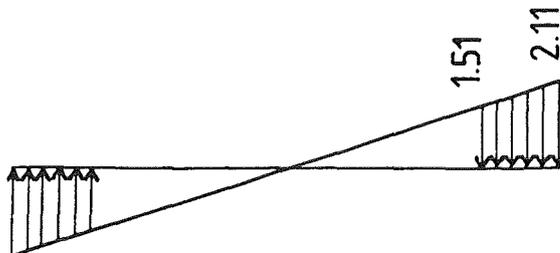


Bild F.5: Spannungsverteilung im Zylinder aus horizontaler Stoßlast

F.6

Die maximale Zugkraft im Ring beträgt (Zugkeildeckung):

$$Z = (2.11 + 1.51) \cdot 2.0 \cdot 1.0 / 2 = 3.62 \text{ MN}$$

Für den geplanten Sonderstahl St 1100 errechnet sich daraus folgende erforderliche vertikale Bewehrung:

$$\text{erf } a_s = \frac{3.62}{1100} \cdot 10^4 = 33 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Nachweis für lokale Biegung:

Die Abschätzung der Biegemomente erfolgt nach Bieger (Kreiszyinderschalen unter radialen Einzellasten). Danach ergeben sich folgende Schnittgrößen:

horizontal:

$$m_\varphi = \frac{40}{100 \cdot \pi} \cdot 70.0 \approx 9.00 \text{ MNm/m}$$

vertikal:

$$m_x = \frac{20}{100 \cdot \pi} \cdot 70.0 \approx 4.50 \text{ MNm/m}$$

Die erforderliche Bewehrung für diesen Lastfall beträgt:

horizontal:

$$\text{erf } a_s = \frac{m_\varphi}{k_h \cdot h \cdot \beta_s} = \frac{9.00}{0.85 \cdot 1.80 \cdot 1100} \cdot 10^4 \approx 54.0 \text{ cm}^2/\text{m}$$

vertikal:

$$\text{erf } a_s = \frac{m_x}{k_h \cdot h \cdot \beta_s} = \frac{4.50}{0.85 \cdot 1.80 \cdot 1100} \cdot 10^4 \approx 27.0 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Aus dem Lastfall seitliche Stoßlast errechnet sich eine erforderliche horizontale Bewehrung von 54.0 cm²/m und vertikal (33.0 + 27.0) = 60.0 cm²/m.

2.3 Zylinder unter vertikaler Stoßlast

Um die vertikale Last von 300 MN aufzunehmen, ist folgende horizontale Bewehrungsmenge aus Sonderstahl St 1100 erforderlich:

$$\text{erf } A_s = \frac{300}{1100} \cdot 10^4 = 2728 \text{ cm}^2$$

Für **gleichmäßige Belastung** ergibt sich eine erforderliche Bewehrung von:

$$\text{erf } a_s = \frac{2728}{2 \cdot 6,0 \cdot \pi} = 72,5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Da mit **ungleichmäßiger Belastung** bis hin zur halbseitig wirkenden Belastung gerechnet werden muß, kann die erforderliche Bewehrung den doppelten oberen Wert erreichen.

$$\text{erf } a_s = 2 \cdot \frac{2728}{2 \cdot 6,0 \cdot \pi} = 145,0 \text{ cm}^2/\text{m}$$

2.4 Zusammenstellung der Zylinder-Bewehrung

- **Horizontalbewehrung:**

- aus Innendruck	a_s	= 137 cm ² /m
- aus seitlicher Stoßlast	a_s	= 54 cm ² /m
- insgesamt	a_s	= 191 cm ² /m

- **Vertikalbewehrung:**

- aus seitlicher Stoßlast	a_s	= 60 cm ² /m
- aus vertikaler Stoßlast	a_s	= 145 cm ² /m
- insgesamt	a_s	= 205 cm ² /m

Es werden innen und außen je 3 Lagen Sonderstahl St 1100 mit $d = 28$ mm im Abstand von je 17,5 cm vorgesehen. Dies entspricht einer Stahlmenge von je 211 cm²/m.

2.5 Lasteinleitung aus RDB-Aufhängung in den Beton

Die maximale Belastung pro m Umfang errechnet sich bei halbseitig wirkender Belastung wie folgt:

$$q = 2 \cdot \frac{P}{2 \cdot r \cdot \pi} = 2 \cdot \frac{300}{2 \cdot 5.0 \cdot \pi} = 19.10 \text{ MN/m}$$

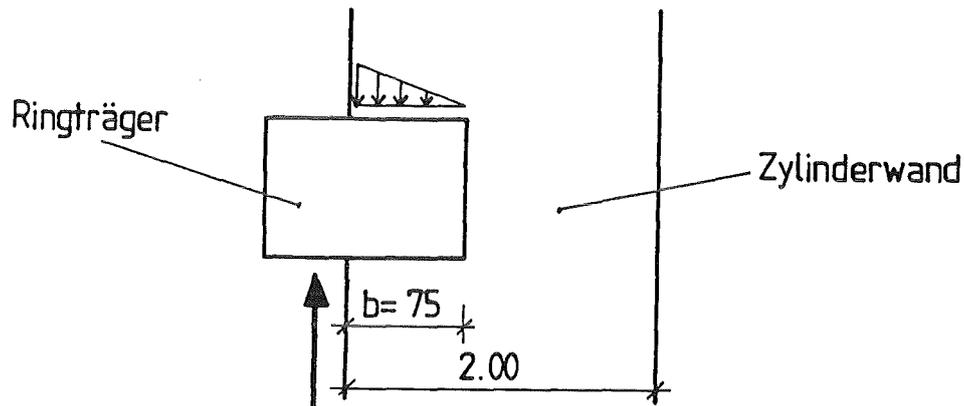


Bild F.6: Lasteinleitung aus RDB-Aufhängung

Für einen Beton B55 mit einer Druckfestigkeit $\beta_c = 55.0 \text{ MN/m}^2$ und eine Einbindebreite in den Beton $b = 75 \text{ cm}$ ergibt sich eine aufnehmbare Belastung pro m von:

$$\text{zul } q = \frac{\beta_c \cdot b}{2} = \frac{55.0 \cdot 0.75}{2} = 20.63 \text{ MN/m}$$

2.6 Corecatcher-Raum unter hohem Systemdruck

Die zylinderförmige Außenwandung des Raumes wird für die folgende statische Belastung untersucht:

- allseitiger Innendruck $p = 20 \text{ bar}$

Die Ringkraft pro m Höhe für einen Radius des Zylinders von $r = 7.00 \text{ m}$ errechnet sich zu:

$$n = p \cdot r = 2.00 \cdot 7.00 = 14.00 \text{ MN/m}$$

F.9

Für Sonderstahl St 1100 kann eine Zugfestigkeit von $\beta_s = 1100 \text{ MN/m}^2$ angesetzt werden, so daß sich die pro m Höhe erforderliche Horizontalbewehrung wie folgt errechnet:

$$\text{erf } a_s = \frac{14.00}{1100} \cdot 10^4 = 128 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Es werden innen und außen je 2 Lagen Sonderstahl $d = 28 \text{ mm}$ / $a = 17.5 \text{ cm}$ vorgesehen. Dies entspricht einer Stahlmenge von $140 \text{ cm}^2/\text{m}$.

3. Dynamische Berechnung des Bodengitters unter dem RDB-Raum

Das Bodengitter wird für folgende dynamische Belastung untersucht

- kinetische Energie $E_{\text{Kin}} = 300 \text{ MJ}$

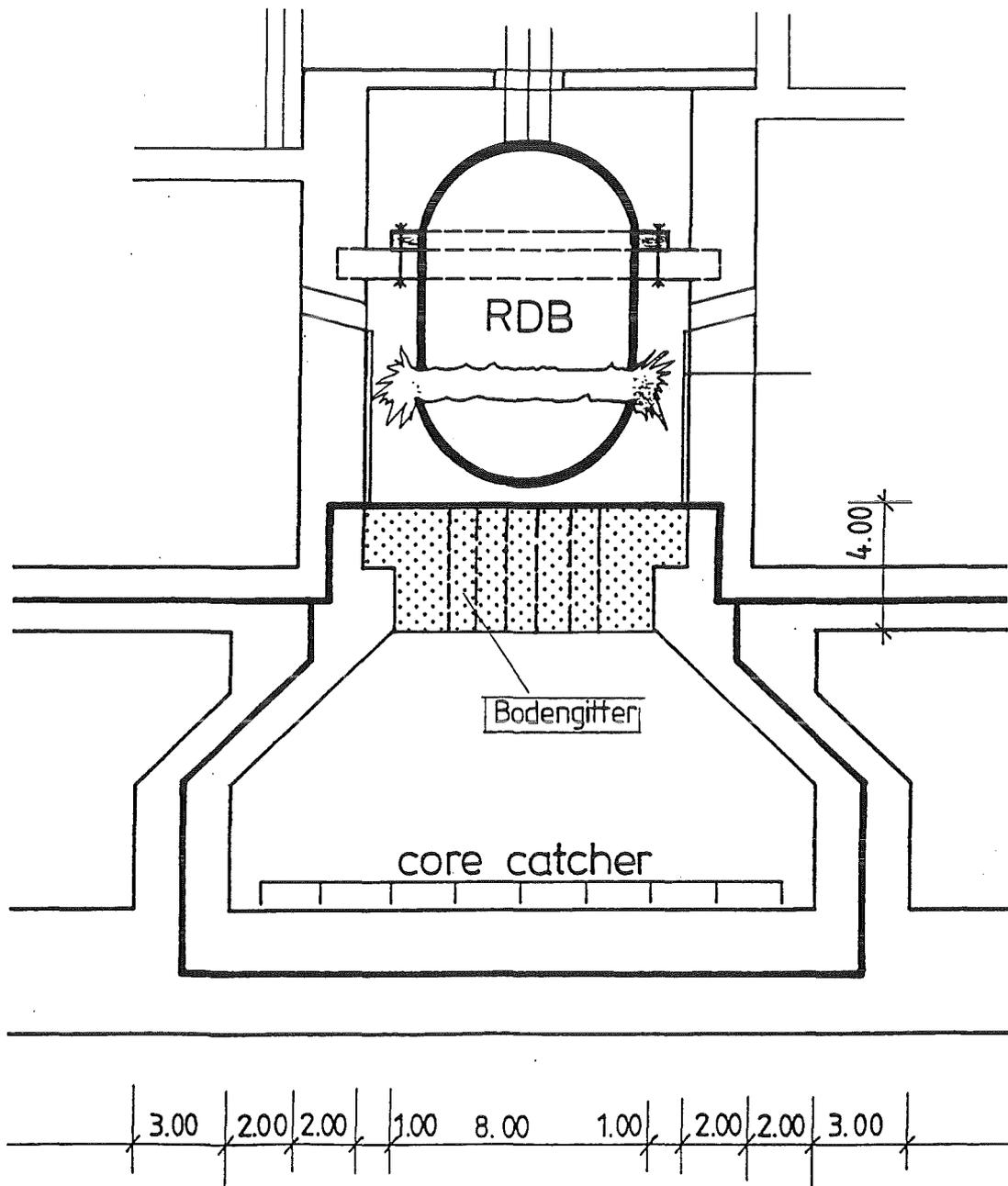


Bild F.7: Bodengitter

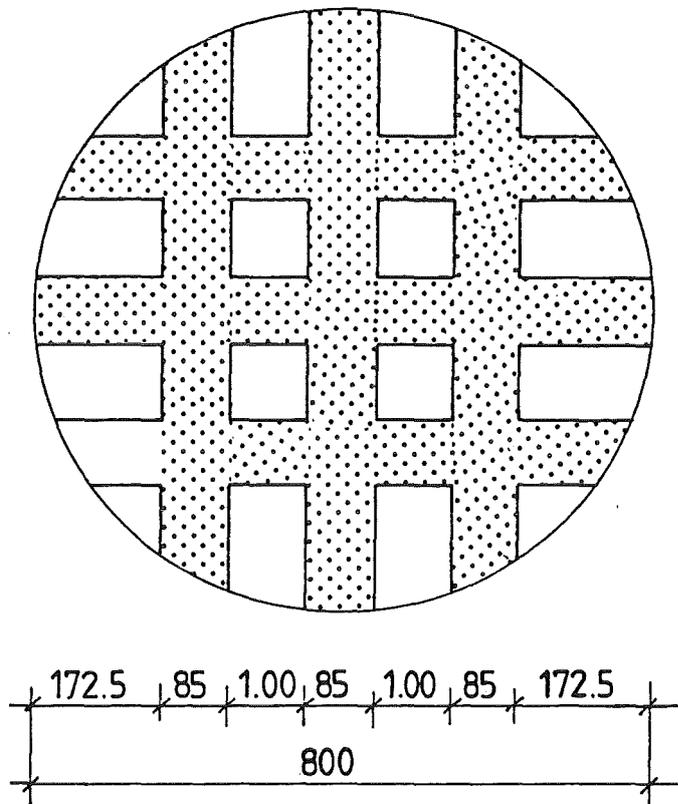
3.1 Querschnittswerte

Bild F.8: Draufsicht auf Bodengitter

Die Fläche der Eintrittsöffnung beträgt:

$$A = r^2 \cdot \pi = 4.00^2 \cdot \pi \approx 50.25 \text{ m}^2$$

Die Fläche des Gitters im unteren Bereich beträgt:

$$A = (8.00 \cdot 0.85 + 2 \cdot 7.00 \cdot 0.85) + (5.45 \cdot 0.85 + 2 \cdot 4.45 \cdot 0.85) \\ \approx 18.70 + 12.20 \approx 29.90 \text{ m}^2$$

Der Abströmquerschnitt in den Keller beträgt:

$$A = 50.25 - 29.90 \approx 20.35 \text{ m}^2$$

3.2 Dynamische Berechnung mit Einmassenschwinger (EMS)

Anhand eines einfachen Rechenmodells wird hier gezeigt, daß die kinetische Energie aus der abgelösten unteren Kugelkalotte des RDB von 300 MJ durch das Bodengitter aufgenommen werden kann. Das System läßt sich auf einen Einmassenschwinger übertragen, wobei die Federcharakteristik entsprechend dem Verformungsverhalten des Stahlbetons elastoplastisch, d.h. nichtlinear ist.

Die Masse der abgesprengten unteren Kugelkalotte des Reaktordruckgefäßes kann nach Angaben des KFK genügend genau zu 45 t angenommen werden. Daraus ergibt sich die Geschwindigkeit beim Auftreffen auf das Bodengitter zu:

$$v_1 = \sqrt{\frac{2 \cdot E_{Kin}}{m_1}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 300}{0.045}} = 115.5 \text{ m/s}$$

Nach einem als starr vorausgesetzten Stoß bewegen sich die abgelöste untere Kugelkalotte des RDB (m_1 , v_1) und ein entsprechender Anteil des Bodengitters (m_2 , $v_2 = 0$) mit der gemeinsamen Geschwindigkeit v (Impulserhaltungssatz):

$$v = \frac{m_1 \cdot v_1}{m_1 + m_2}$$

Es wird von dem folgenden statischen System ausgegangen:

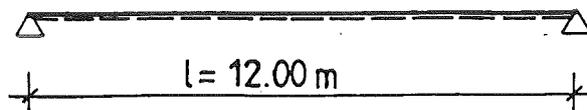


Bild F.9: Statisches System des Bodengitters

F.13

Dieses System wird auf einen nichtlinearen Einmassenschwinger abgebildet:

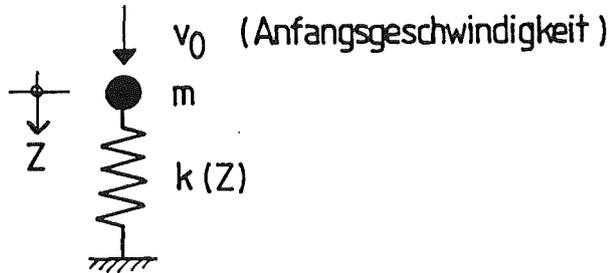


Bild F.10: Nichtlinearer Einmassenschwinger - Bodengitter

Auf den Seiten F.14 bis F.34 wird das Bodengitter für drei verschiedene Bewehrungsmengen nachgewiesen:

- Variante 1: Bewehrung pro Träger 18 Stäbe Sonderstahl St 1100, $d = 28 \text{ mm}$
vorh $A_s = 110.8 \text{ cm}^2$ pro Träger = 665 cm^2 insgesamt
- Variante 2: Bewehrung pro Träger 36 Stäbe Sonderstahl St 1100, $d = 28 \text{ mm}$
vorh $A_s = 221.6 \text{ cm}^2$ pro Träger = 1330 cm^2 insgesamt
- Variante 3: Bewehrung pro Träger 62 Stäbe Sonderstahl St 1100, $d = 28 \text{ mm}$
vorh $A_s = 381.6 \text{ cm}^2$ pro Träger = 2290 cm^2 insgesamt

Die effektive, d.h. mitschwingende Masse des Bodengitters m_2 beträgt jeweils (vgl. hierzu die folgenden Seiten): $m_2 = 0.282 \text{ MNs}^2/\text{m}$

Daraus errechnet sich die Anfangsgeschwindigkeit v_0 wie folgt:

$$v_0 = \frac{m_1 \cdot v_1}{m_1 + m_2} = \frac{0.045 \cdot 115.5}{0.045 + 0.282} = 15.90 \text{ m/s}$$

3.2.1 Ableitung des nichtlinearen EMS für Variante 1:

EINGABE ZUM VORLAUFPROGRAMM DES EINFACHEN IMPACT-MODELS

=====

QUERSCHNITTSHOEHE	A =	.4000E+01
QUERSCHNITTSBREITE	B =	.4700E+01
STATISCHE HOEHE OBEN	H1 =	.3750E+01
STATISCHE HOEHE UNTEN	H2 =	.3750E+01
BEWEHRUNGSQUERSCHNITT OBEN	AS1 =	.6650E-01
BEWEHRUNGSQUERSCHNITT UNTEN	AS2 =	.6650E-01
E-MODUL BETON	EB =	.3900E+05
DRUCKFESTIGKEIT DES BETONS	BETAC =	.5500E+02
ZUGFESTIGKEIT DES BETONS	BETAT =	.5500E+01
E-MODUL DER BIEGEBEWehrUNG	ES =	.2100E+06
STRECKGRENZE DER BIEGEBEWehrUNG	BETAS =	.1100E+04
SYSTEM DES BALKENS	ISYS =	1
SPANNWEITE	L =	.1200E+02
DICHTE	GAMMA =	.2500E-02
DAEMPfung	DAE =	.1000E-01

AUSGABE DER BERECHNETEN WERTE

=====

TRAGHEITSMOMENT ZUSTAND I	JI =	.2507E+02
TRAGHEITSMOMENT ZUSATND II (OBEN)	JII1 =	.3867E+01
TRAGHEITSMOMENT ZUSATND II (UNTEN)	JII2 =	.3867E+01
BIEGESTEIFIGKEIT ZUSTAND I	KI =	.9776E+06
BIEGESTEIFIGKEIT ZUSATND II (OBEN)	KII1 =	.1508E+06
BIEGESTEIFIGKEIT ZUSATND II (UNTEN)	KII2 =	.1508E+06
RISSMOMENT OBEN	MR1 =	.6893E+02
RISSMOMENT UNTEN	MR2 =	.6893E+02
PLASTISCHES MOMENT OBEN	MP1 =	.2621E+03
PLASTISCHES MOMENT UNTEN	MP2 =	.2621E+03
EFFEKTIVE MASSE	ME =	.2820E+00
EFFEKTIVE STEIFIGKEIT (I)	KEI =	.2781E+05
EFFEKTIVE STEIFIGKEIT (II,1)	KEII1 =	.4290E+04
EFFEKTIVE STEIFIGKEIT (II,2)	KEII2 =	.4290E+04
VERFORMUNG DES BALKENS	WP1 =	-.2607E-01
ZUGHOERIGE KRAFT	RP1 =	-.1118E+03
VERFORMUNG DES BALKENS	WR1 =	-.1058E-02
ZUGHOERIGE KRAFT	RR1 =	-.2941E+02
VERFORMUNG DES BALKENS	WR2 =	.1058E-02
ZUGHOERIGE KRAFT	RR2 =	.2941E+02
VERFORMUNG DES BALKENS	WP2 =	.2607E-01
ZUGHOERIGE KRAFT	RP2 =	.1118E+03
EINHEITSLAST FUER Q = 1	PE0 =	.7680E+01

F.15

KREISFREQUENZ (I)	OMEGA0 =	.3140E+03
EIGENFREQUENZ	F0 =	.4998E+02
ZUGHOERIGE EIGENSCHWINGZEIT	T0 =	.2001E-01
DAEMPfung	D0 =	.1771E+01
KREISFREQUENZ (II,1)	OMEGA1 =	.1233E+03
EIGENFREQUENZ	F1 =	.1963E+02
ZUGHOERIGE EIGENSCHWINGZEIT	T1 =	.5094E-01
DAEMPfung	D1 =	.6957E+00
KREISFREQUENZ (II,2)	OMEGA2 =	.1233E+03
EIGENFREQUENZ	F2 =	.1963E+02
ZUGHOERIGE EIGENSCHWINGZEIT	T2 =	.5094E-01
DAEMPfung	D2 =	.6957E+00

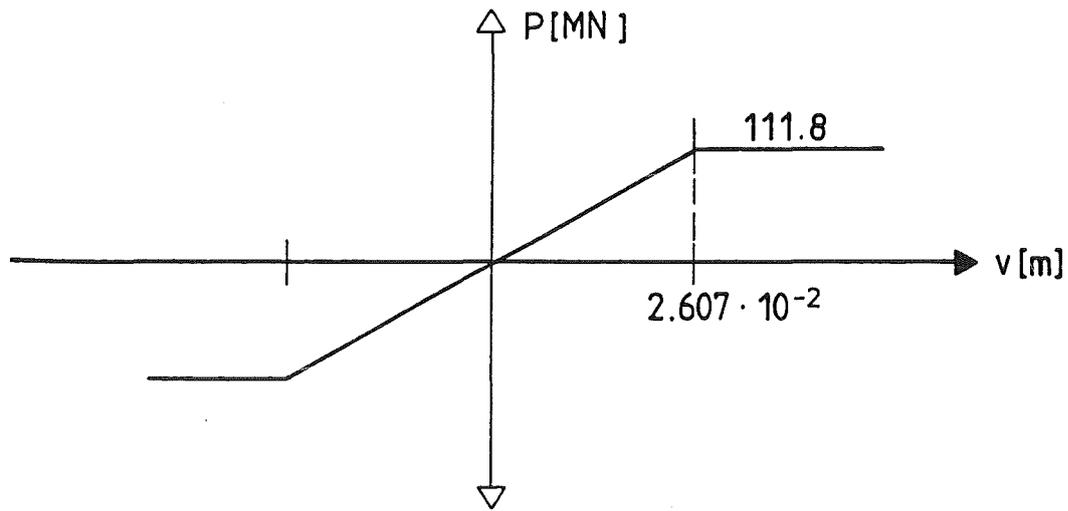


Bild F.11: Federkennlinie für Variante 1

F.16

3.2.2 Berechnung des nichtlinearen EMS für Variante 1:

EINGABEWERTE ZUR BERECHNUNG EINES ZWEIMASSENSCHWINGERS

=====

```

ANZAHL DER ZEITSCHRITTE ..... IT =          30000
ZEITSCHRITTINKREMENT ..... DT =          .1000E-04
AUSGABEINTERVALL ..... IDRU =              0
PLOT INTERVALL ..... IPLO =              10
MASSE DES PUNKTES 1 ..... M1 =          .3270E+00
MASSE DES PUNKTES 2 ..... M2 =          .0000E+00
DAEMPFUNGSKONSTANTE FESTP. - PUNKT 1 ..... D1 =          .7000E+00
DAEMPFUNGSKONSTANTE PUNKT 1 - PUNKT 2 ..... D2 =          .0000E+00
DAEMPFUNGSKONSTANTE FESTP. - PUNKT 2 ..... D3 =          .0000E+00
ANFANGSVERFORMUNG DES PUNKTES 1 ..... X10 =          .0000E+00
ANFANGSVERFORMUNG DES PUNKTES 2 ..... X20 =          .0000E+00
ANFANGSGESCHWINDIGKEIT DES PUNKTES 1 ..... V10 =          .1590E+02
ANFANGSGESCHWINDIGKEIT DES PUNKTES 2 ..... V20 =          .0000E+00
    
```

```

ANZAHL D. FEDERN VOM FESTP. ZUM PUNKT 1 ... NF1 =          1
  GE. 1
    
```

```

ANZAHL D. FEDERN VOM PUNKT 1 ZUM PUNKT 2 .. NF2 =          0
  GE. 1
    
```

```

ANZAHL D. FEDERN VOM FESTP. ZUM PUNKT 2 ... NF3 =          0
  GE. 0
    
```

F E D E R 1

=====

```

ANZAHL DER PUNKTE DES BELASTUNGSASTES ..... NPB =          5
    
```

PUNKT	UB	PB
1	-.1000E+02	-.1118E+03
2	-.2607E-01	-.1118E+03
3	.0000E+00	.0000E+00
4	.2607E-01	.1118E+03
5	.1000E+02	.1118E+03

```

ANZAHL DER PUNKTE DES ENTLASTUNGSASTES ..... NPE =          3
    
```

PUNKT	UE	PE
1	-.2607E+00	-.1118E+04
2	.0000E+00	.0000E+00
3	.2607E+00	.1118E+04

```

BRUCHVERFORMUNG DER FEDER IM NEG. BEREICH .. UUN =          -.1000E+01
BRUCHVERFORMUNG DER FEDER IM POS. BEREICH .. UUP =           .1000E+01
    
```

F.17

L A S T F U N K T I O N E N

=====

ANZAHL DER PUNKTE LASTFUNKTION PT1 NPT1 = 0
 ANZAHL DER PUNKTE LASTFUNKTION PT2 NPT2 = 0

E X T R E M W E R T E

=====

BELASTUNGEN

LAST 1 : P1MAX = .0000E+00 ZEIT T = .0000E+00
 P1MIN = .0000E+00 ZEIT T = .0000E+00

LAST 2 : P2MAX = .0000E+00 ZEIT T = .0000E+00
 P2MIN = .0000E+00 ZEIT T = .0000E+00

FEDERKRAEFTE

KRAFT 1 : F1MAX = .1118E+03 ZEIT T = .1660E-02
 F1MIN = -.1086E+03 ZEIT T = .7252E-01

KRAFT 2 : F2MAX = .0000E+00 ZEIT T = .0000E+00
 F2MIN = .0000E+00 ZEIT T = .0000E+00

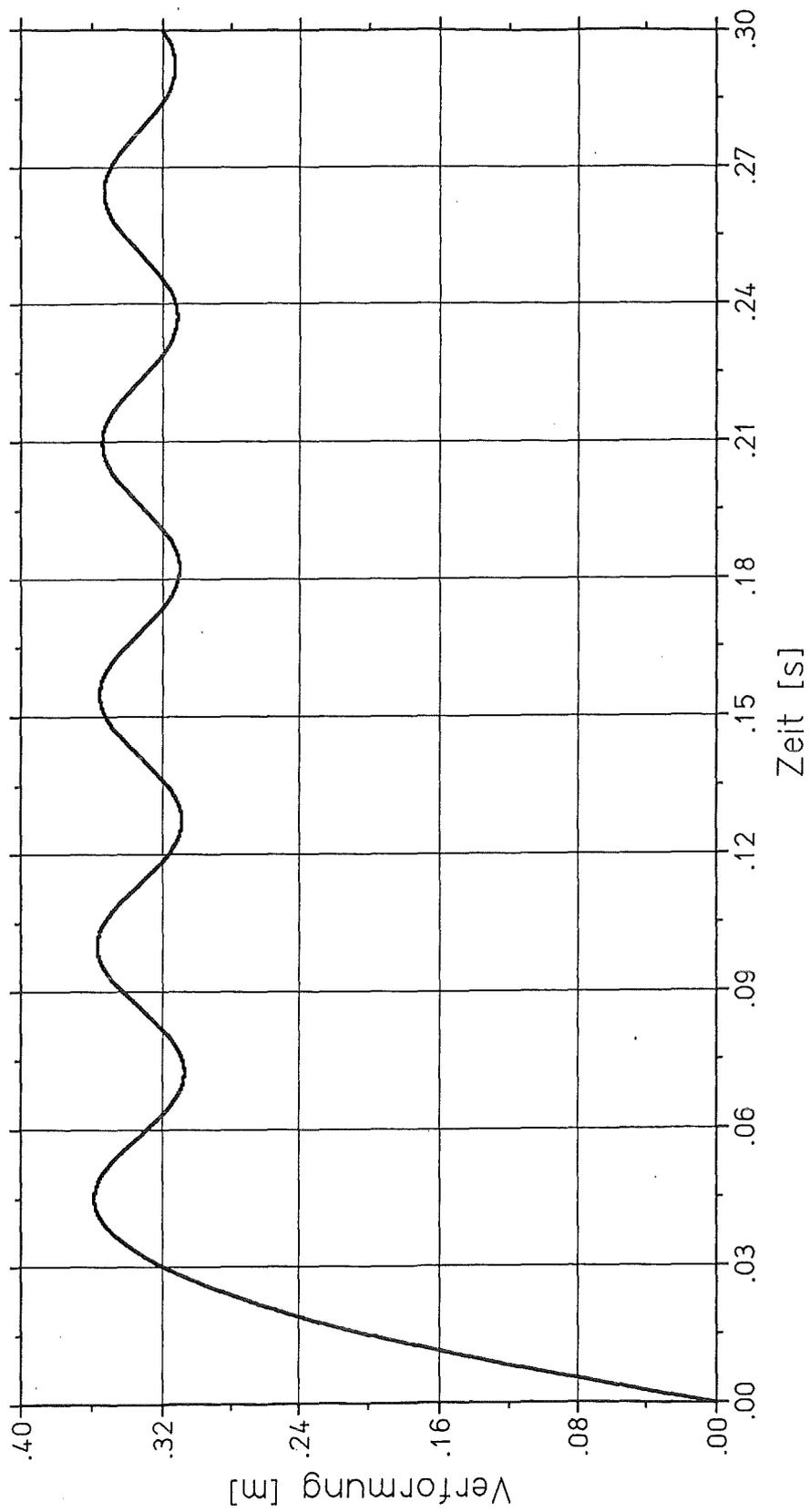
KRAFT 3 : F3MAX = .0000E+00 ZEIT T = .0000E+00
 F3MIN = .0000E+00 ZEIT T = .0000E+00

VERFORMUNGEN

PUNKT 1 : X1MAX = .3587E+00 ZEIT T = .4508E-01
 X1MIN = .0000E+00 ZEIT T = .0000E+00

PUNKT 2 : X2MAX = .0000E+00 ZEIT T = .0000E+00
 X2MIN = .0000E+00 ZEIT T = .0000E+00

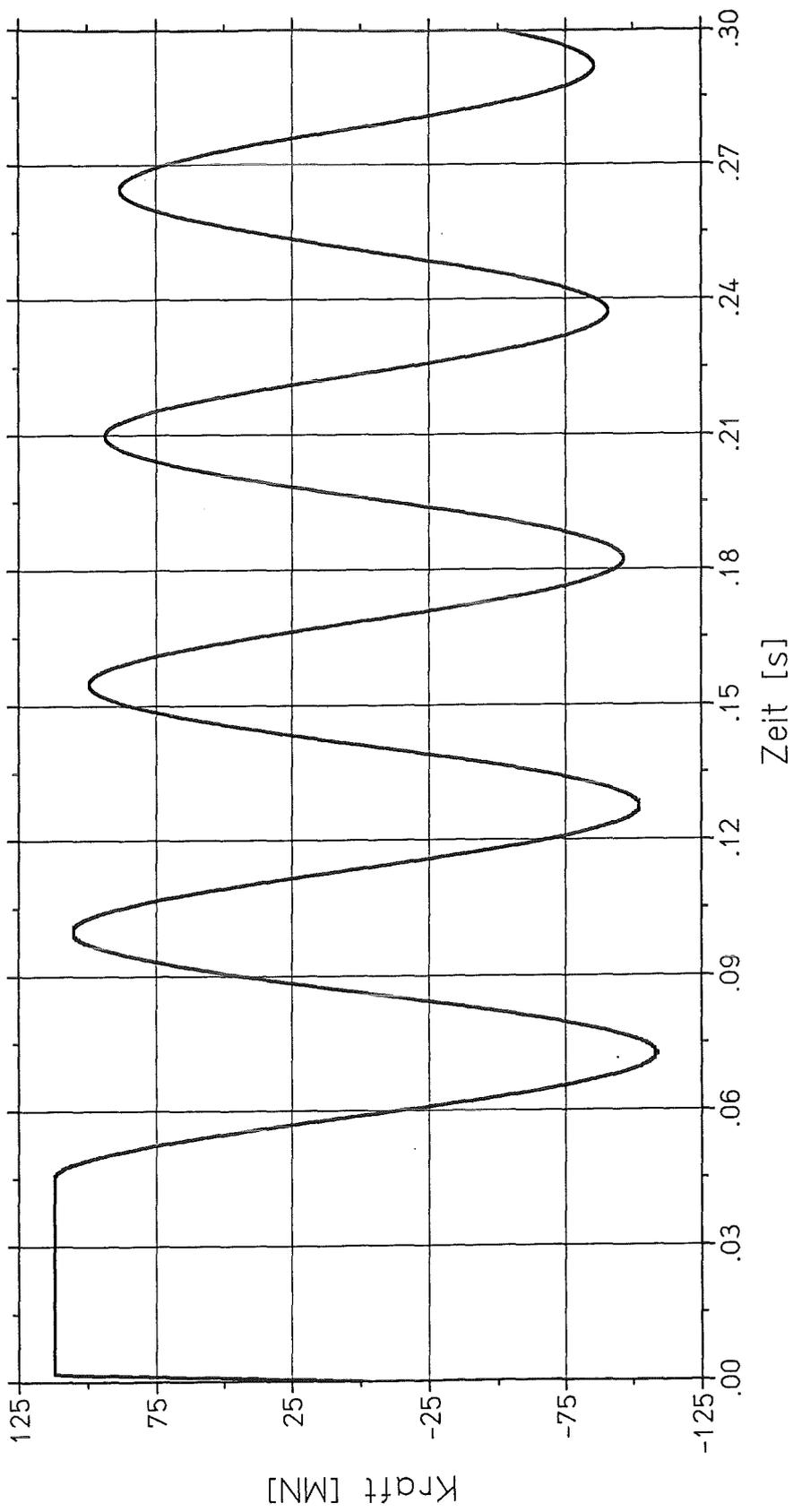
RELATIVVERF.: U2MAX = .0000E+00 ZEIT T = .0000E+00
 (2 - 1) U2MIN = -.3587E+00 ZEIT T = .4508E-01



Verformung der Masse

Bild F.12: Verformung der Masse für Variante 1

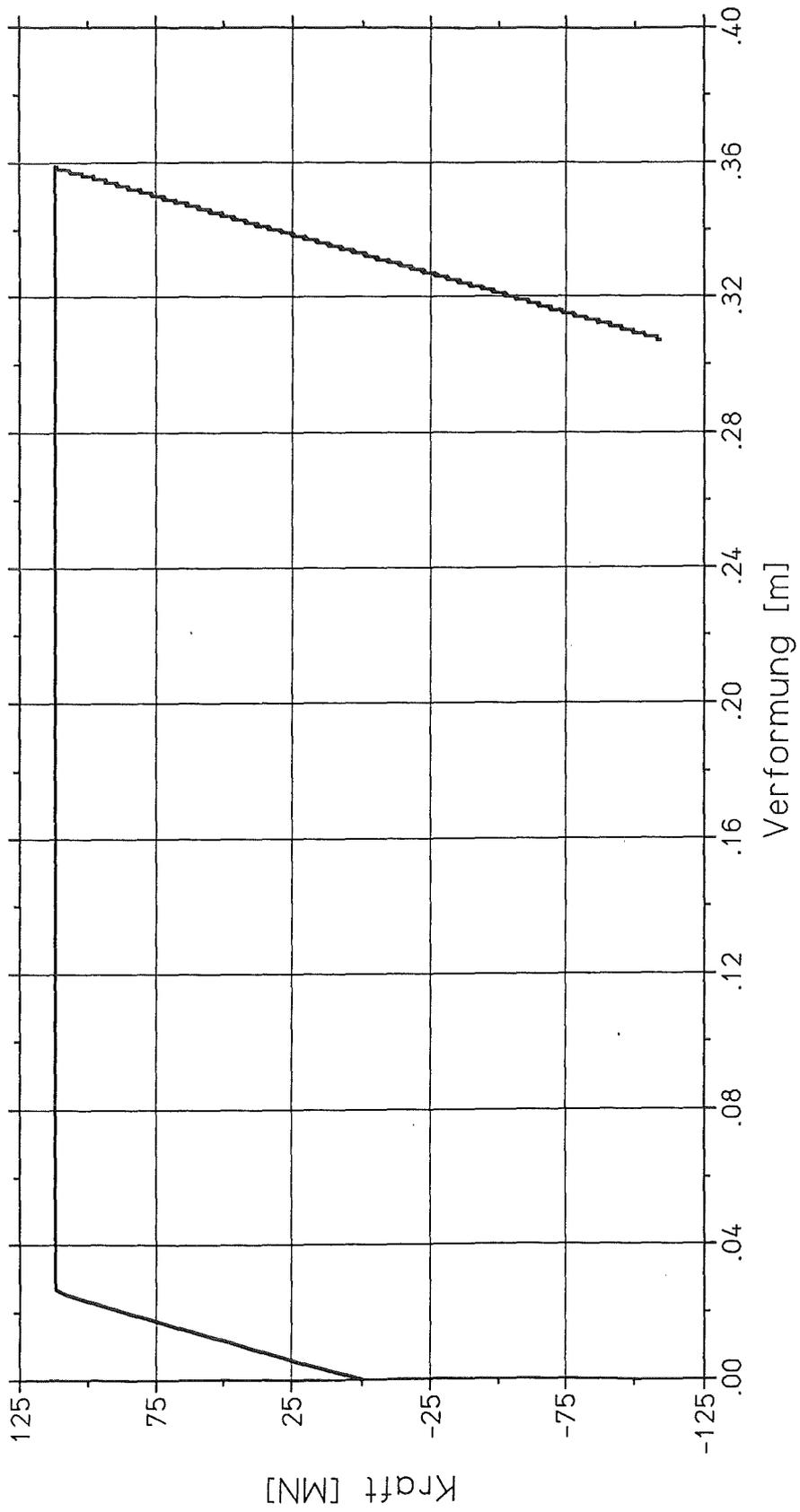
F.19



Kraft in der Feder

Bild F.13: Verformung der Feder für Variante 1

F.20



Kraft-Verformungs-Beziehung der Feder

Bild F.14: Kraft-Verformungs-Beziehung der Feder für Variante 1

F.21

3.2.3 Ableitung des nichtlinearen EMS für Variante 2:

EINGABE ZUM VORLAUFPROGRAMM DES EINFACHEN IMPACT-MODELS

=====

QUERSCHNITTSHOEHE	A =	.4000E+01
QUERSCHNITTSBREITE	B =	.4700E+01
STATISCHE HOEHE OBEN	H1 =	.3500E+01
STATISCHE HOEHE UNTEN	H2 =	.3500E+01
BEWEHRUNGSQUERSCHNITT OBEN	AS1 =	.1330E+00
BEWEHRUNGSQUERSCHNITT UNTEN	AS2 =	.1330E+00
E-MODUL BETON	EB =	.3900E+05
DRUCKFESTIGKEIT DES BETONS	BETAC =	.5500E+02
ZUGFESTIGKEIT DES BETONS	BETAT =	.5500E+01
E-MODUL DER BIEGEBEWehrUNG	ES =	.2100E+06
STRECKGRENZE DER BIEGEBEWehrUNG	BETAS =	.1100E+04
SYSTEM DES BALKENS	ISYS =	1
SPANNWEITE	L =	.1200E+02
DICHTE	GAMMA =	.2500E-02
DAEMPfung	DAE =	.1000E-01

AUSGABE DER BERECHNETEN WERTE

=====

TRAGHEITSMOMENT ZUSTAND I	JI =	.2507E+02
TRAGHEITSMOMENT ZUSATND II (OBEN)	JII1 =	.5983E+01
TRAGHEITSMOMENT ZUSATND II (UNTEN)	JII2 =	.5983E+01
BIEGESTEIFIGKEIT ZUSTAND I	KI =	.9776E+06
BIEGESTEIFIGKEIT ZUSATND II (OBEN)	KII1 =	.2333E+06
BIEGESTEIFIGKEIT ZUSATND II (UNTEN)	KII2 =	.2333E+06
RISSMOMENT OBEN	MR1 =	.6893E+02
RISSMOMENT UNTEN	MR2 =	.6893E+02
PLASTISCHES MOMENT OBEN	MP1 =	.4633E+03
PLASTISCHES MOMENT UNTEN	MP2 =	.4633E+03
EFFEKTIVE MASSE	ME =	.2820E+00
EFFEKTIVE STEIFIGKEIT (I)	KEI =	.2781E+05
EFFEKTIVE STEIFIGKEIT (II,1)	KEII1 =	.6637E+04
EFFEKTIVE STEIFIGKEIT (II,2)	KEII2 =	.6637E+04
VERFORMUNG DES BALKENS	WP1 =	-.2979E-01
ZUGHOERIGE KRAFT	RP1 =	-.1977E+03
VERFORMUNG DES BALKENS	WR1 =	-.1058E-02
ZUGHOERIGE KRAFT	RR1 =	-.2941E+02
VERFORMUNG DES BALKENS	WR2 =	.1058E-02
ZUGHOERIGE KRAFT	RR2 =	.2941E+02
VERFORMUNG DES BALKENS	WP2 =	.2979E-01
ZUGHOERIGE KRAFT	RP2 =	.1977E+03
EINHEITSLAST FUER Q = 1	PE0 =	.7680E+01

F.22

KREISFREQUENZ (I)	OMEGA0 =	.3140E+03
EIGENFREQUENZ	F0 =	.4998E+02
ZUGEOERIGE EIGENSCHWINGZEIT	T0 =	.2001E-01
DAEMPfung	D0 =	.1771E+01
KREISFREQUENZ (II,1)	OMEGA1 =	.1534E+03
EIGENFREQUENZ	F1 =	.2442E+02
ZUGEOERIGE EIGENSCHWINGZEIT	T1 =	.4096E-01
DAEMPfung	D1 =	.8653E+00
KREISFREQUENZ (II,2)	OMEGA2 =	.1534E+03
EIGENFREQUENZ	F2 =	.2442E+02
ZUGEOERIGE EIGENSCHWINGZEIT	T2 =	.4096E-01
DAEMPfung	D2 =	.8653E+00

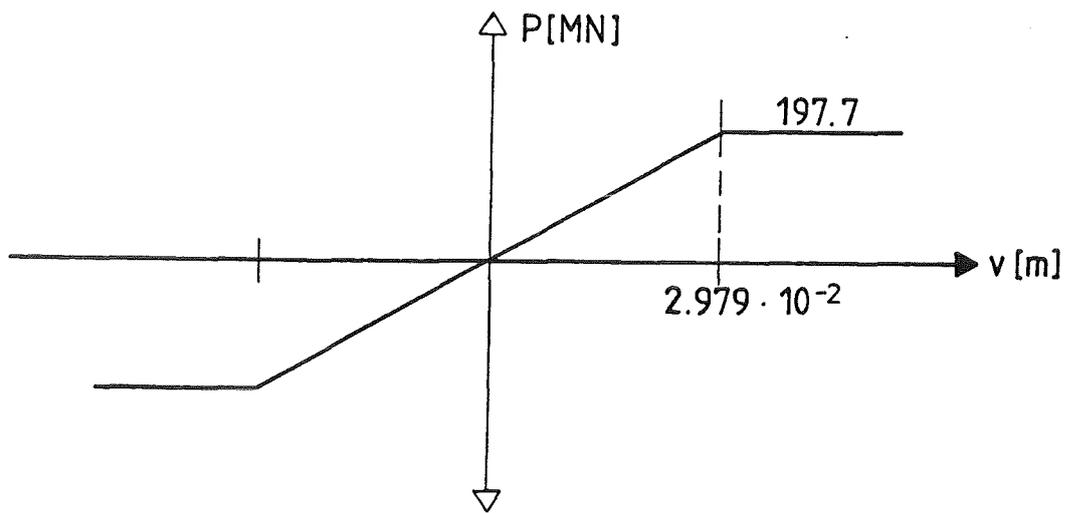


Bild F.15: Federkennlinie für Variante 2

F.23

3.4 Berechnung des nichtlinearen EMS für Variante 2:

EINGABEWERTE ZUR BERECHNUNG EINES ZWEIMASSENSCHWINGERS

=====

ANZAHL DER ZEITSCHRITTE IT = 30000
 ZEITSCHRITTINKREMENT DT = .1000E-04
 AUSGABEINTERVALL IDRU = 0
 PLOT INTERVALL IPLO = 10
 MASSE DES PUNKTES 1 M1 = .3270E+00
 MASSE DES PUNKTES 2 M2 = .0000E+00
 DAEMPFUNGSKONSTANTE FESTP. - PUNKT 1 D1 = .8700E+00
 DAEMPFUNGSKONSTANTE PUNKT 1 - PUNKT 2 D2 = .0000E+00
 DAEMPFUNGSKONSTANTE FESTP. - PUNKT 2 D3 = .0000E+00
 ANFANGSVERFORMUNG DES PUNKTES 1 X10 = .0000E+00
 ANFANGSVERFORMUNG DES PUNKTES 2 X20 = .0000E+00
 ANFANGSGESCHWINDIGKEIT DES PUNKTES 1 V10 = .1590E+02
 ANFANGSGESCHWINDIGKEIT DES PUNKTES 2 V20 = .0000E+00

ANZAHL D. FEDERN VOM FESTP. ZUM PUNKT 1 ... NF1 = 1
 GE. 1

ANZAHL D. FEDERN VOM PUNKT 1 ZUM PUNKT 2 .. NF2 = 0
 GE. 1

ANZAHL D. FEDERN VOM FESTP. ZUM PUNKT 2 ... NF3 = 0
 GE. 0

F E D E R 1
 =====

ANZAHL DER PUNKTE DES BELASTUNGSASTES NPB = 5

PUNKT	UB	PB
1	-.1000E+02	-.1977E+03
2	-.2979E-01	-.1977E+03
3	.0000E+00	.0000E+00
4	.2979E-01	.1977E+03
5	.1000E+02	.1977E+03

ANZAHL DER PUNKTE DES ENTLASTUNGSASTES NPE = 3

PUNKT	UE	PE
1	-.2979E+00	-.1977E+04
2	.0000E+00	.0000E+00
3	.2979E+00	.1977E+04

BRUCHVERFORMUNG DER FEDER IM NEG. BEREICH .. UUN = -.1000E+01
 BRUCHVERFORMUNG DER FEDER IM POS. BEREICH .. UUP = .1000E+01

F.24

LASTFUNKTIONEN

=====

ANZAHL DER PUNKTE LASTFUNKTION PT1 NPT1 =	0
ANZAHL DER PUNKTE LASTFUNKTION PT2 NPT2 =	0

EXTREMWERTE

=====

BELASTUNGEN

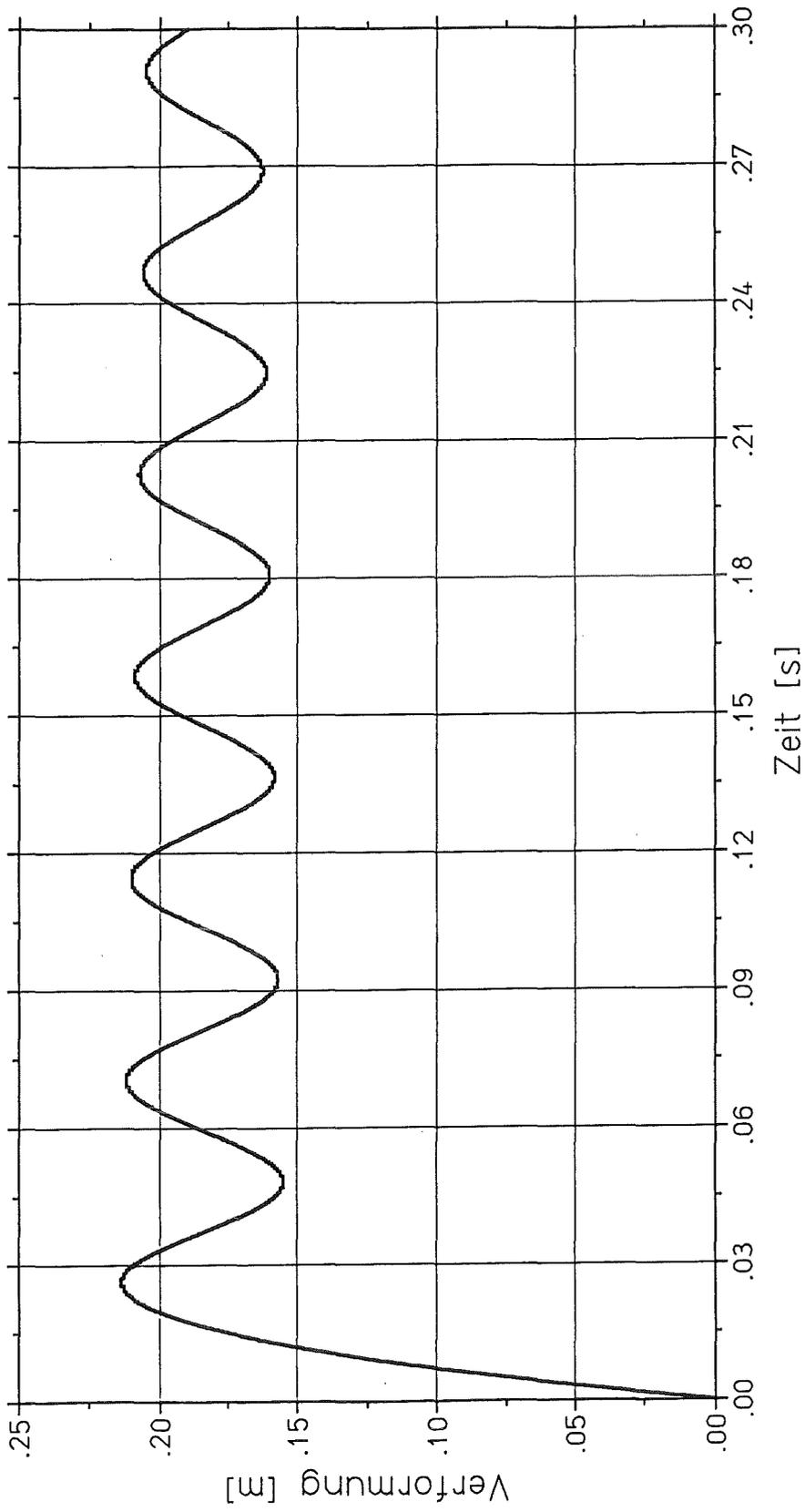
LAST 1 :	P1MAX = .0000E+00	ZEIT T = .0000E+00	
	P1MIN = .0000E+00	ZEIT T = .0000E+00	
LAST 2 :	P2MAX = .0000E+00	ZEIT T = .0000E+00	
	P2MIN = .0000E+00	ZEIT T = .0000E+00	

FEDERKRAEFTE

KRAFT 1 :	F1MAX = .1977E+03	ZEIT T = .1910E-02	
	F1MIN = -.1920E+03	ZEIT T = .4836E-01	
KRAFT 2 :	F2MAX = .0000E+00	ZEIT T = .0000E+00	
	F2MIN = .0000E+00	ZEIT T = .0000E+00	
KRAFT 3 :	F3MAX = .0000E+00	ZEIT T = .0000E+00	
	F3MIN = .0000E+00	ZEIT T = .0000E+00	

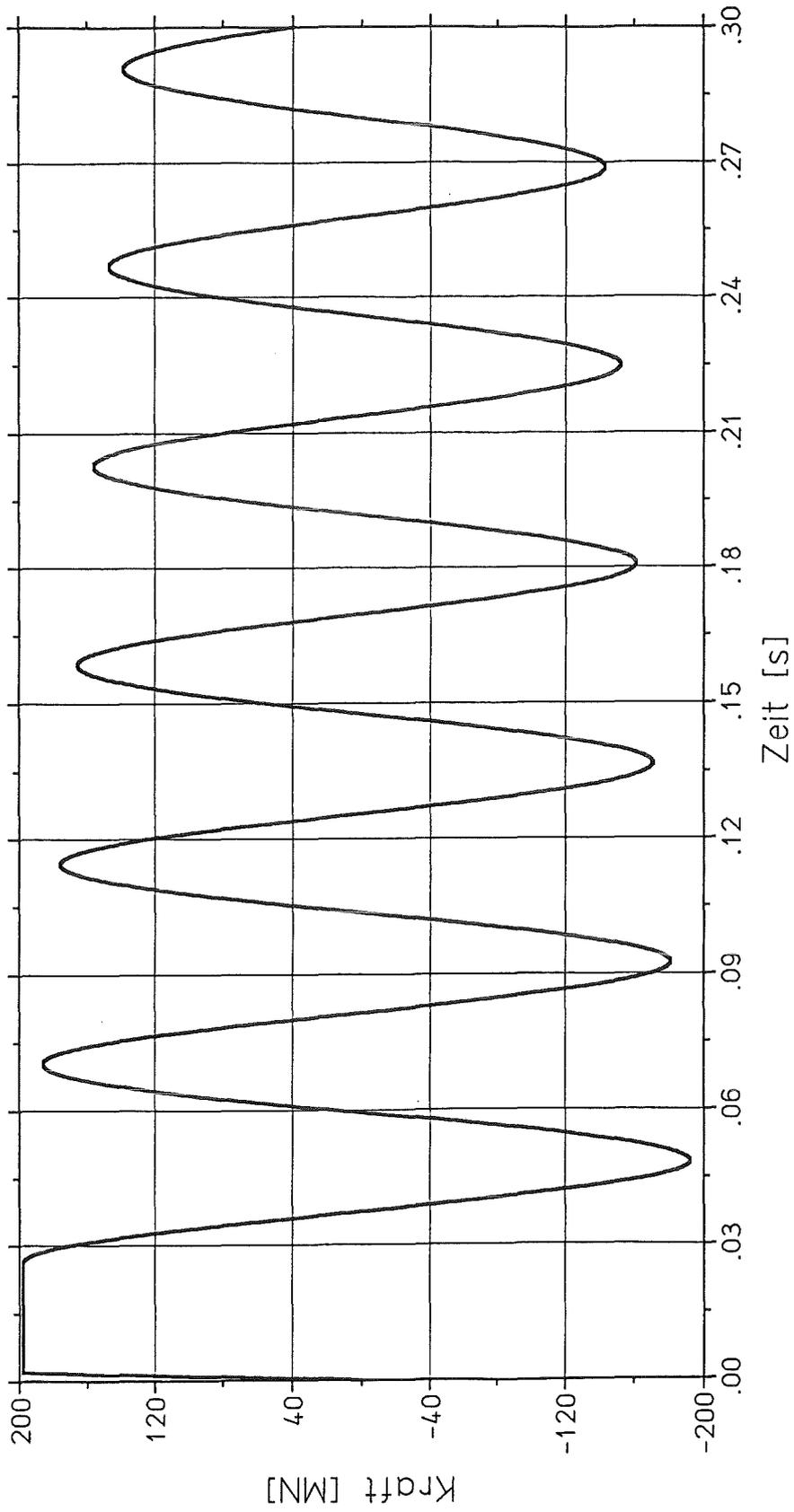
VERFORMUNGEN

PUNKT 1 :	X1MAX = .2137E+00	ZEIT T = .2630E-01	
	X1MIN = .0000E+00	ZEIT T = .0000E+00	
PUNKT 2 :	X2MAX = .0000E+00	ZEIT T = .0000E+00	
	X2MIN = .0000E+00	ZEIT T = .0000E+00	
RELATIVVERF.: (2 - 1)	U2MAX = .0000E+00	ZEIT T = .0000E+00	
	U2MIN = -.2137E+00	ZEIT T = .2630E-01	



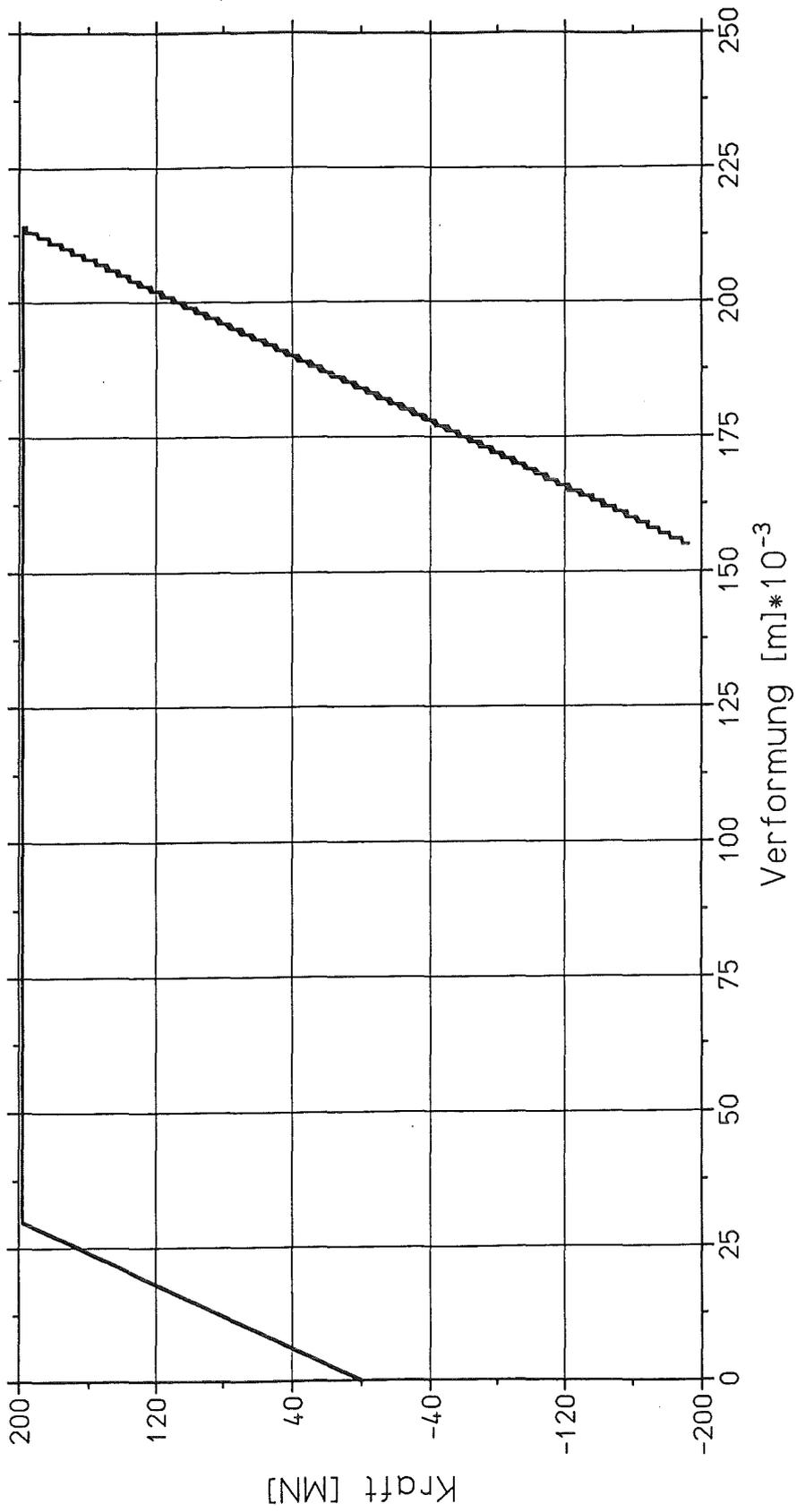
Verformung der Masse

Bild F.16: Verformung der Masse für Variante 2



Kraft in der Feder

Bild F.17: Verformung der Feder für Variante 2



Kraft-Verformungs-Beziehung der Feder

Bild F.18: Kraft-Verformungs-Beziehung der Feder für Variante 2

3.2.5 Ableitung des nichtlinearen EMS für Variante 3.

EINGABE ZUM VORLAUFPROGRAMM DES EINFACHEN IMPACT-MODELS

=====

QUERSCHNITTSHOEHE	A =	.4000E+01
QUERSCHNITTSBREITE	B =	.4700E+01
STATISCHE HOEHE OBEN	H1 =	.3500E+01
STATISCHE HOEHE UNTEN	H2 =	.3500E+01
BEWEHRUNGSQUERSCHNITT OBEN	AS1 =	.2290E+00
BEWEHRUNGSQUERSCHNITT UNTEN	AS2 =	.2290E+00
E-MODUL BETON	EB =	.3900E+05
DRUCKFESTIGKEIT DES BETONS	BETAC =	.5500E+02
ZUGFESTIGKEIT DES BETONS	BETAT =	.5500E+01
E-MODUL DER BIEGEBEWEHRUNG	ES =	.2100E+06
STRECKGRENZE DER BIEGEBEWEHRUNG	BETAS =	.1100E+04
SYSTEM DES BALKENS	ISYS =	1
SPANNWEITE	L =	.1200E+02
DICHTE	GAMMA =	.2500E-02
DAEMPfung	DAE =	.1000E-01

AUSGABE DER BERECHNETEN WERTE

=====

TRAGHEITSMOMENT ZUSTAND I	J1 =	.2507E+02
TRAGHEITSMOMENT ZUSATND II (OBEN)	JII1 =	.9186E+01
TRAGHEITSMOMENT ZUSATND II (UNTEN)	JII2 =	.9186E+01
BIEGESTEIFIGKEIT ZUSTAND I	K1 =	.9776E+06
BIEGESTEIFIGKEIT ZUSATND II (OBEN)	KII1 =	.3582E+06
BIEGESTEIFIGKEIT ZUSATND II (UNTEN)	KII2 =	.3582E+06
RISSMOMENT OBEN	MR1 =	.6893E+02
RISSMOMENT UNTEN	MR2 =	.6893E+02
PLASTISCHES MOMENT OBEN	MP1 =	.7373E+03
PLASTISCHES MOMENT UNTEN	MP2 =	.7373E+03
EFFEKTIVE MASSE	ME =	.2820E+00
EFFEKTIVE STEIFIGKEIT (I)	KEI =	.2781E+05
EFFEKTIVE STEIFIGKEIT (II,1)	KEII1 =	.1019E+05
EFFEKTIVE STEIFIGKEIT (II,2)	KEII2 =	.1019E+05
VERFORMUNG DES BALKENS	WP1 =	-.3087E-01
ZUGHOERIGE KRAFT	RP1 =	-.3146E+03
VERFORMUNG DES BALKENS	WR1 =	-.1058E-02
ZUGHOERIGE KRAFT	RR1 =	-.2941E+02
VERFORMUNG DES BALKENS	WR2 =	.1058E-02
ZUGHOERIGE KRAFT	RR2 =	.2941E+02
VERFORMUNG DES BALKENS	WP2 =	.3087E-01
ZUGHOERIGE KRAFT	RP2 =	.3146E+03
EINHEITSLAST FUER Q = 1	PE0 =	.7680E+01

F.29

KREISFREQUENZ (I)	OMEGA0 =	.3140E+03
EIGENFREQUENZ	F0 =	.4998E+02
ZUGEOERIGE EIGENSCHWINGZEIT	T0 =	.2001E-01
DAEMPfung	D0 =	.1771E+01
KREISFREQUENZ (II,1)	OMEGA1 =	.1901E+03
EIGENFREQUENZ	F1 =	.3025E+02
ZUGEOERIGE EIGENSCHWINGZEIT	T1 =	.3305E-01
DAEMPfung	D1 =	.1072E+01
KREISFREQUENZ (II,2)	OMEGA2 =	.1901E+03
EIGENFREQUENZ	F2 =	.3025E+02
ZUGEOERIGE EIGENSCHWINGZEIT	T2 =	.3305E-01
DAEMPfung	D2 =	.1072E+01

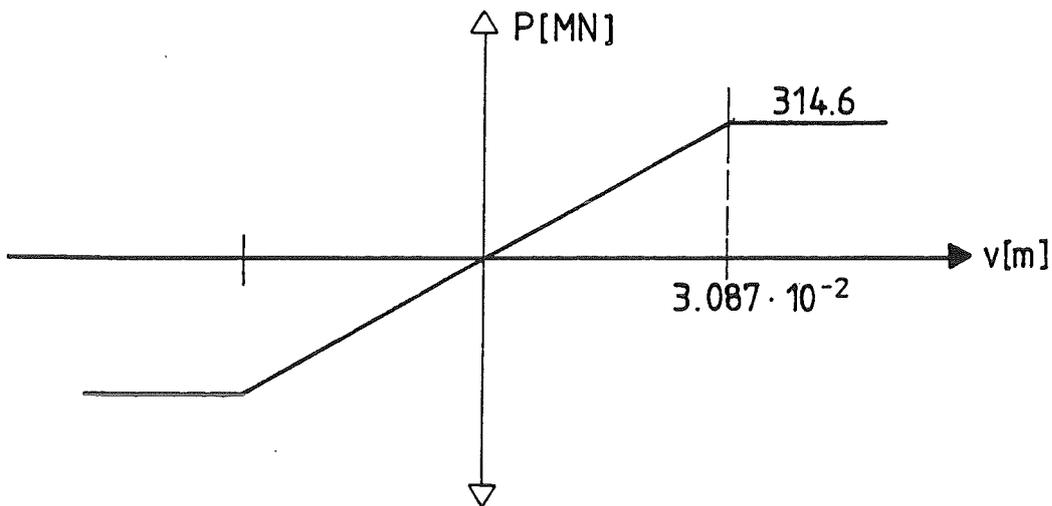


Bild F.19: Federkennlinie für Variante 3

F.30

3.3.6 Berechnung des nichtlinearen EMS für Variante 3:

EINGABEWERTE ZUR BERECHNUNG EINES ZWEIMASSENSCHWINGERS
 =====

ANZAHL DER ZEITSCHRITTE IT = 30000
 ZEITSCHRITTINKREMENT DT = .1000E-04
 AUSGABEINTERVALL IDRU = 0
 PLOT INTERVALL IPLO = 10
 MASSE DES PUNKTES 1 M1 = .3270E+00
 MASSE DES PUNKTES 2 M2 = .0000E+00
 DAEMPfungSKONSTANTE FESTP. - PUNKT 1 D1 = .1070E+01
 DAEMPfungSKONSTANTE PUNKT 1 - PUNKT 2 D2 = .0000E+00
 DAEMPfungSKONSTANTE FESTP. - PUNKT 2 D3 = .0000E+00
 ANFANGSVERFORMUNG DES PUNKTES 1 X10 = .0000E+00
 ANFANGSVERFORMUNG DES PUNKTES 2 X20 = .0000E+00
 ANFANGSGESCHWINDIGKEIT DES PUNKTES 1 V10 = .1590E+02
 ANFANGSGESCHWINDIGKEIT DES PUNKTES 2 V20 = .0000E+00

ANZAHL D. FEDERN VOM FESTP. ZUM PUNKT 1 ... NF1 = 1
 GE. 1

ANZAHL D. FEDERN VOM PUNKT 1 ZUM PUNKT 2 .. NF2 = 0
 GE. 1

ANZAHL D. FEDERN VOM FESTP. ZUM PUNKT 2 ... NF3 = 0
 GE. 0

F E D E R 1
 =====

ANZAHL DER PUNKTE DES BELASTUNGSASTES NPB = 5

PUNKT	UB	PB
1	-.1000E+02	-.3146E+03
2	-.3087E-01	-.3146E+03
3	.0000E+00	.0000E+00
4	.3087E-01	.3146E+03
5	.1000E+02	.3146E+03

ANZAHL DER PUNKTE DES ENTLASTUNGSASTES NPE = 3

PUNKT	UE	PE
1	-.3087E+00	-.3146E+04
2	.0000E+00	.0000E+00
3	.3087E+00	.3146E+04

BRUCHVERFORMUNG DER FEDER IM NEG. BEREICH .. UUN = -.1000E+01
 BRUCHVERFORMUNG DER FEDER IM POS. BEREICH .. UUP = .1000E+01

F.31

L A S T F U N K T I O N E N

=====

ANZAHL DER PUNKTE LASTFUNKTION PT1 NPT1 = 0
 ANZAHL DER PUNKTE LASTFUNKTION PT2 NPT2 = 0

E X T R E M W E R T E

=====

BELASTUNGEN

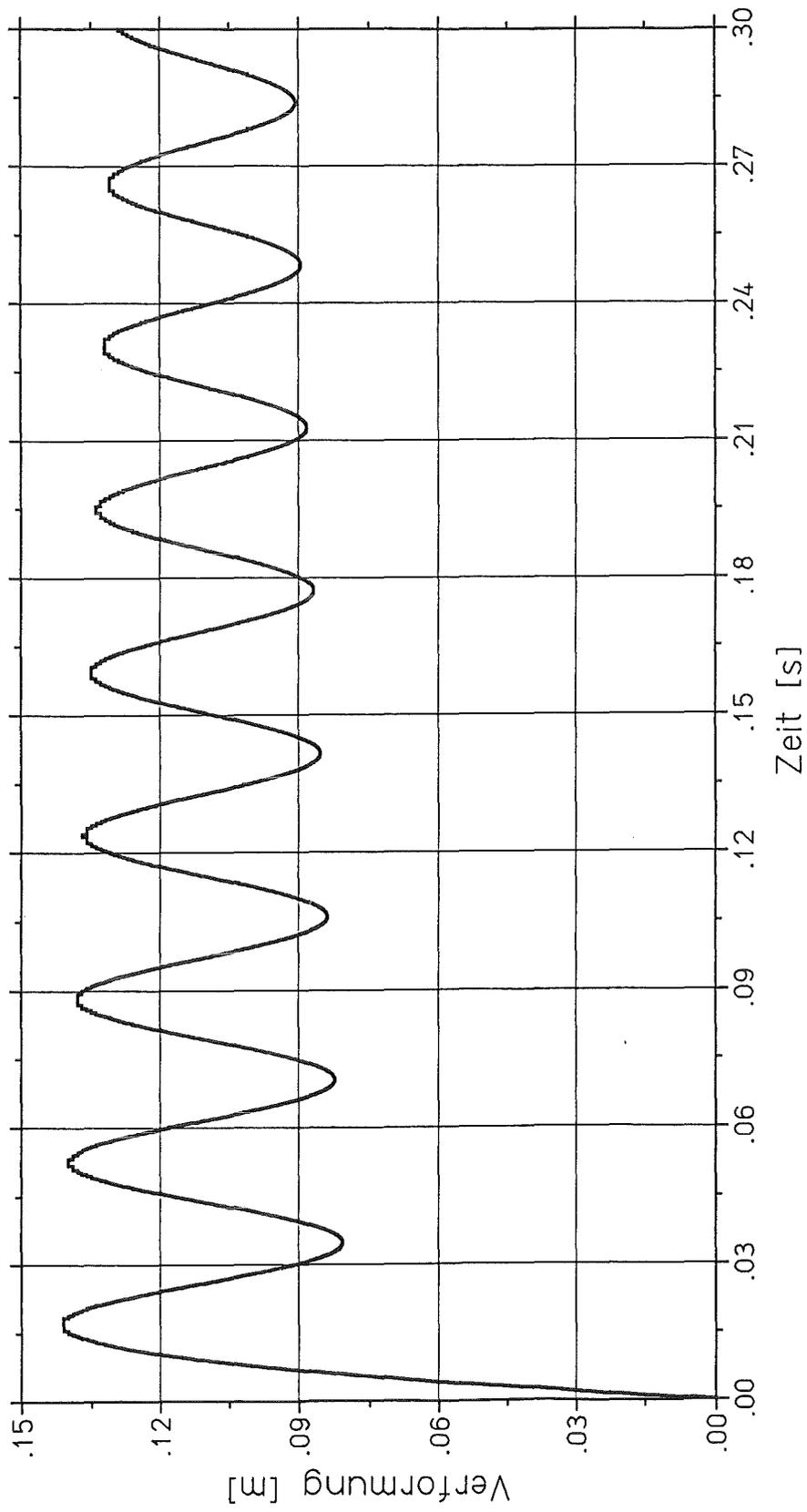
LAST 1 :	P1MAX = .0000E+00	ZEIT T = .0000E+00
	P1MIN = .0000E+00	ZEIT T = .0000E+00
LAST 2 :	P2MAX = .0000E+00	ZEIT T = .0000E+00
	P2MIN = .0000E+00	ZEIT T = .0000E+00

FEDERKRAEFTE

KRAFT 1 :	F1MAX = .3146E+03	ZEIT T = .1990E-02
	F1MIN = -.3056E+03	ZEIT T = .3482E-01
KRAFT 2 :	F2MAX = .0000E+00	ZEIT T = .0000E+00
	F2MIN = .0000E+00	ZEIT T = .0000E+00
KRAFT 3 :	F3MAX = .0000E+00	ZEIT T = .0000E+00
	F3MIN = .0000E+00	ZEIT T = .0000E+00

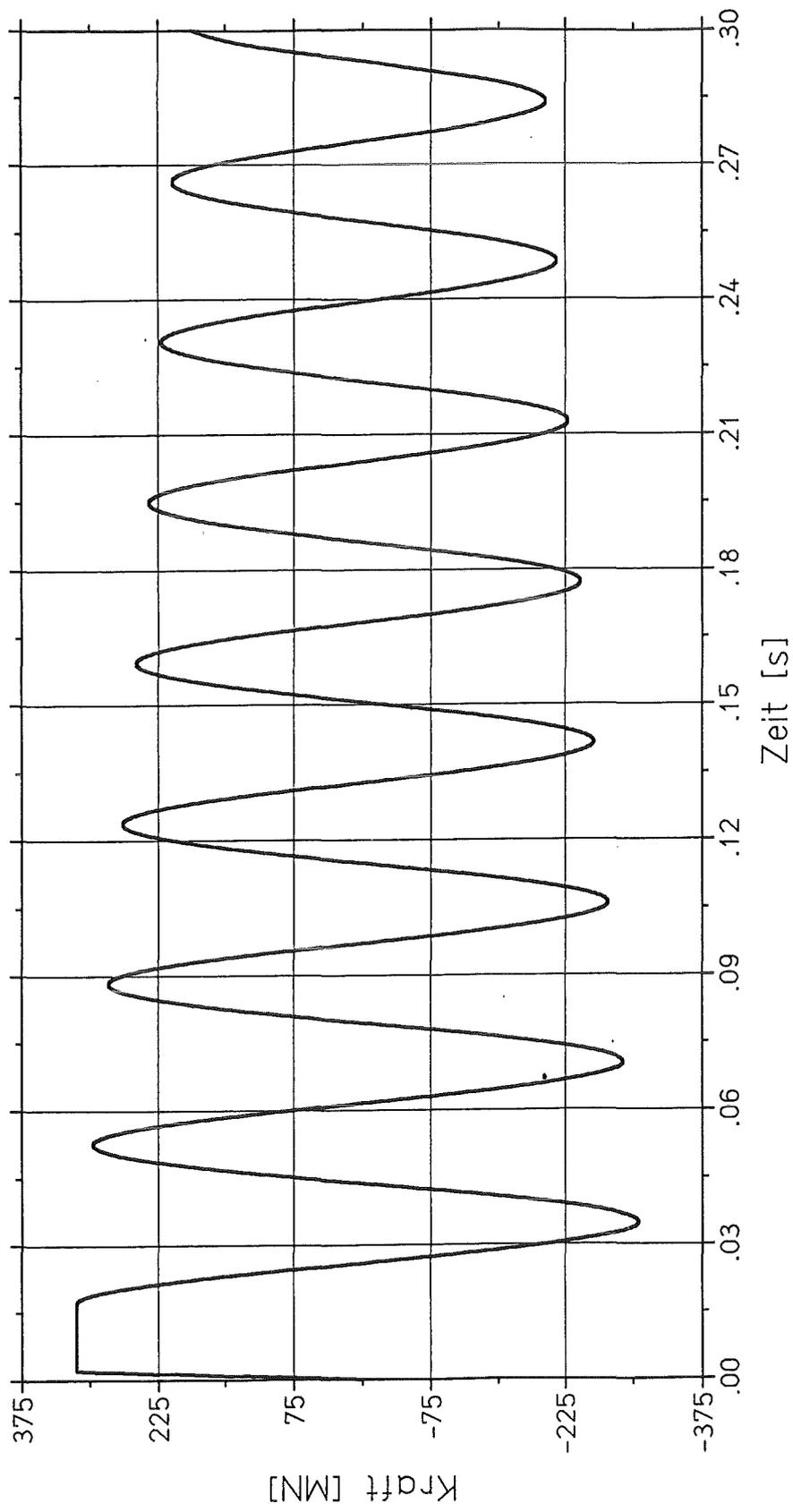
VERFORMUNGEN

PUNKT 1 :	X1MAX = .1415E+00	ZEIT T = .1703E-01
	X1MIN = .0000E+00	ZEIT T = .0000E+00
PUNKT 2 :	X2MAX = .0000E+00	ZEIT T = .0000E+00
	X2MIN = .0000E+00	ZEIT T = .0000E+00
RELATIVVERF.:	U2MAX = .0000E+00	ZEIT T = .0000E+00
(2 - 1)	U2MIN = -.1415E+00	ZEIT T = .1703E-01



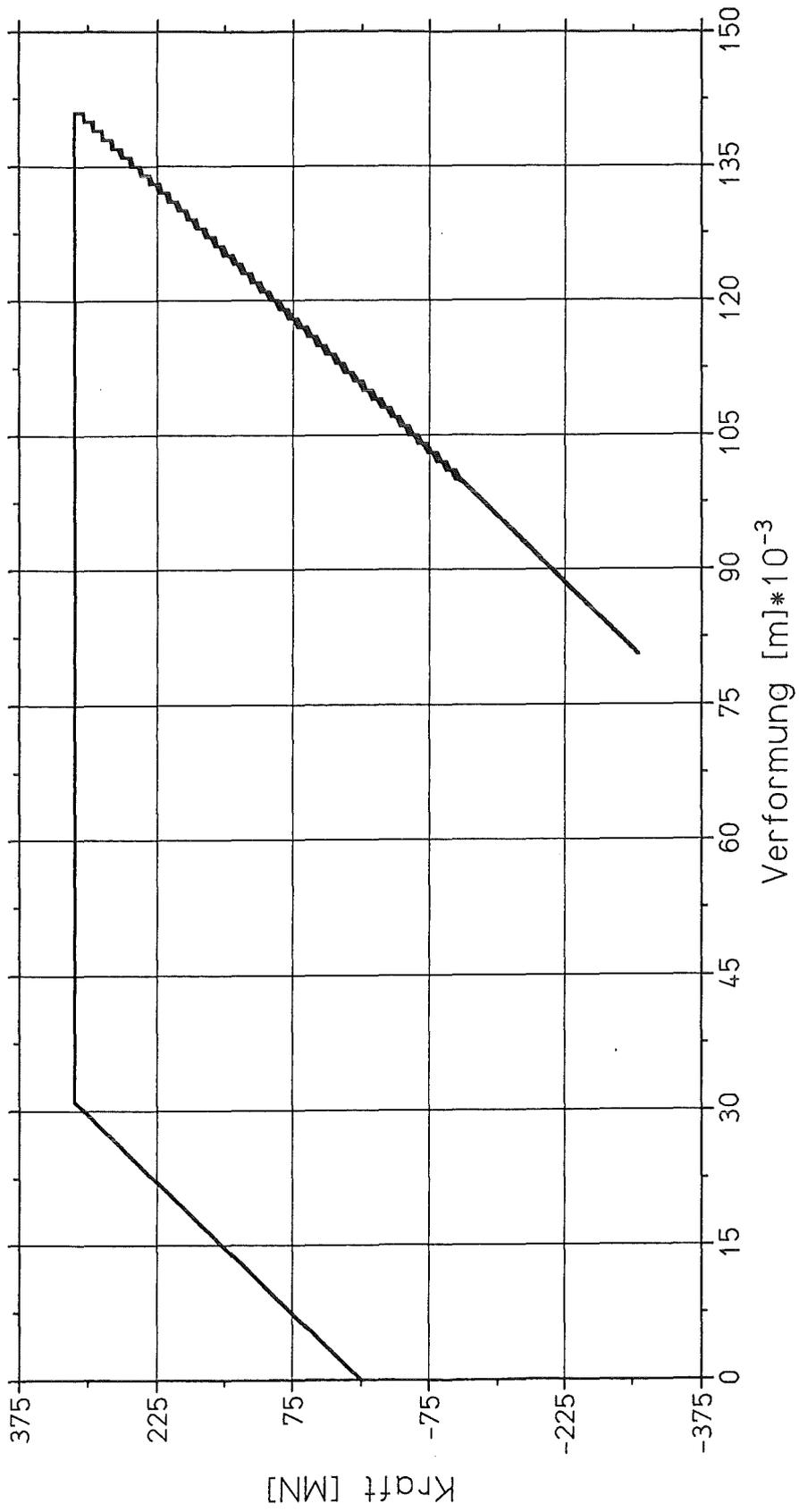
Verformung der Masse

Bild F.20: Verformung der Masse für Variante 3



Kraft in der Feder

Bild F.21: Verformung der Feder für Variante 3



Kraft-Verformungs-Beziehung der Feder

Bild F.22: Kraft-Verformungs-Beziehung der Feder für Variante 3

3.3 Ergebnisse

Im folgenden werden die maximalen plastischen Dehnungen $\max \epsilon$ errechnet:

Ausgehend von der Dehnung beim Erreichen der Streckgrenze ϵ_s für Sonderstahl St 1100:

$$\epsilon_{pl} = \frac{\beta_s}{E_s} = \frac{1100}{2100000} = 0.00524 = 0.524 \%$$

erhält man die maximale plastische Dehnung $\max \epsilon_{pl}$ gem.:

$$\max \epsilon_{pl} = \frac{\max v_{pl}}{v_s} \cdot \epsilon_s$$

wobei:

- $\max v_{pl}$ = maximale plastische Verformung des Systems
- v_s = Verformung des Systems beim Erreichen der Streckgrenze

Daraus errechnen sich die plastischen Dehnungen für:

Variante 1:

$$\max \epsilon = \frac{0.3587}{0.02607} \cdot 0.00524 = 0.072 = 7.2 \%$$

Variante 2:

$$\max \epsilon = \frac{0.2137}{0.02979} \cdot 0.00524 = 0.038 = 3.8 \%$$

Variante 3:

$$\max \epsilon = \frac{0.1415}{0.03087} \cdot 0.00524 = 0.024 = 2.4 \%$$

Die Bewehrung plastifiziert nach ca. 1.6 ms bis 2.0 ms. Die plastischen Dehnungen betragen 7.2 % bei 35.9 cm Durchbiegung, 21.3 % bei 21.4 cm und 2.4 % bei 14.2 cm Durchbiegung, je nach Bewehrungsgehalt.