

**MODELLVERSUCHE ZUR VERTIEFUNG DER KENNTNISSE
ÜBER DAS TRAGVERHALTEN DES SPANNBETONBEHÄLTERS
FÜR DAS THTR-300-MWE-PROTOTYP -KERNKRAFTWERK**

H. LOTZ, K. MEERWALD,

*Technische und physikalische Abteilungen,
Brown Boveri/Krupp Reaktorbau GmbH, Mannheim, Germany*

ABSTRACT

This paper gives information on three model tests for the prestressed concrete pressure vessel for the THTR 300 MWe power plant.

The p.c.p.v. will be tested at a full scale model at a scale of 1:5 consisting on concrete and additional at a model consisting on casting resin at a scale of 1:47. The top slab of the p.c.p.v. which contains numerous penetrations, had been tested as a partial model at a scale of 1:20.

1. EINLEITUNG

Der erste Spannbeton-Reaktordruckbehälter (SBB) für ein Kernkraftwerk in Deutschland wird 1971 für das THTR-300 MWe-Kraftwerk in Schmehausen bei Hamm/Westfalen zur Bauausführung gelangen. Die Bauart dieses SBB kann als konventionell angesehen werden; ähnliche Behälter sind bereits in anderen Ländern gebaut worden. Obwohl für die Spannbetonbehälter spezielle Rechenmethoden entwickelt worden sind und noch entwickelt werden, hat es sich als sinnvoll erwiesen, das Behälterverhalten an Modellen zu testen.

Von den Modell-Versuchen, die in Zusammenhang mit dem THTR-Spannbetonbehälter stehen, soll im folgenden nur über drei berichtet werden

- a) ein Gießharzmodell im Maßstab 1:47
- b) ein Großmodell im Maßstab 1:5
- c) ein Deckenmodell im Maßstab 1:20

2. GIESSHARZMODELL 1: 47

2.1 ZWECK DES MODELLS

Für die Berechnung von Spannbetonbehältern wird hauptsächlich auf rotations-symmetrische Programme zurückgegriffen. Die wahre Behältergeometrie mit ihren Durchführungen kann dabei nur angenähert erfaßt werden. Das ist nur mit echt dreidimensionalen Programmen möglich, die aus wirtschaftlichen Gründen (umfangreichere Datenaufbereitung, größere Rechenzeit, höhere Kosten) jedoch nur bedingt eingesetzt werden können.

Die Berechnungen von Spannbetonbehältern gehen weiter von der Annahme eines ideal elastischen, isotropen und homogenen Materialverhaltens aus, Annahmen, die beim Beton nur begrenzt vorhanden sind. Dagegen weist Gießharz diese Eigenschaften auf. Damit ist ein Gießharzmodell bestens geeignet zur Kontrolle von Rechenprogrammen und Rechenergebnissen.

Das hier untersuchte Gießharzmodell soll zeigen, welchen Einfluß Durchführungen auf das elastische Behälterverhalten haben und wie dieser Einfluß gegebenenfalls auch mit rotationssymmetrischen Programmen zu erfassen ist.

Die Modellarbeiten wurden von Herrn Prof. Zerna an der Ruhr-Universität Bochum durchgeführt.

2.2 VERSUCHSAUFBAU

Der Spannbetonbehälter wurde maßstäblich 1:47,32 in zwei Hälften gegossen. Der verwendete Gießharz war Lekotherm mit einem Elastizitäts-Modul von $E = 34.000 \text{ kp/cm}^2$ und einer Querdehnzahl von $\nu = 0,369$. Der Maßstab richtete sich dabei nach der Gießform des Modelles, dem größten nahtlosen Rohr nach DIN 2448. Auf die Nachbildung der Lisenen wurde verzichtet, desgleichen fehlen die Vorspannung und der Liner. (Abb. 1 und 2)

Die wichtigsten Abmessungen sind

lichter Durchmesser	336 mm
lichte Höhe	324,4 mm
Dicke der zylindrischen Wandung	94,5 mm
Dicke Boden und Decke	107,8 mm
Außenhöhe	603,4 mm
Außendurchmesser	525,0 mm

Von den Durchführungen wurden zunächst nur die großen Durchführungen für die Dampferzeuger und die Gebläse sowie des Kugelabzugsrohres nachgebildet. Auf eine exakte modellmäßige Erfassung der Panzerrohre mußte dabei verzichtet werden. Zu einem späteren Zeitpunkt wurden zusätzlich noch die zentralen Durchführungen in der oberen Deckenplatte für die Abschalt- und Reflektorstäbe simuliert.

Das Modell wird nur für den Lastfall Innendruck untersucht, der Druck wird hydraulisch mit Öl aufgebracht.

Das Modell ist mit ca. 500 Dehnungsmeßstreifen bestückt, die auf der Innenseite, in der Wandung und auf der Außenseite verteilt angebracht sind. Zusätzlich wird die Auslenkung der oberen Deckenplatte mit 16 Weggebern gemessen.

2.3 VERSUCHSPROGRAMM

Es werden nur elastische Versuche gefahren. Das Modell wird dabei nur geringen Drücken von max. 4 atü unterworfen.

Die Versuche werden zunächst an dem oben skizzierten Modell durchgeführt. Dann werden die Durchführungen für die Reflektor- und Abschaltstäbe nachgebildet. Die Druckversuche werden wiederholt. Aus den Änderungen des Dehnungsverhaltens sollen dann Aussagen über den Einfluß der Durchführungen im Zentralbereich der oberen Deckenplatte auf das Behälterverhalten gewonnen werden.

2.4 ERGEBNISSE

Die ersten Versuche zeigten teilweise gute Übereinstimmung zwischen den aus der Rechnung erwarteten und den gemessenen Werten. Dabei stimmte das Gesamttragverhalten mit einer rotationssymmetrischen Dehnung gut überein. Der Einfluß der Durchführungen erstreckte sich nur auf die unmittelbare Umgebung und die Bereiche zwischen der Durchführung. Diese Bereiche können mit dreidimensionalen Ausschnittsrechnungen erfaßt werden, wie Vergleichsrechnungen an einem 30°-Ausschnitt gezeigt haben. (Abb. 3)

Eine ausführliche Wertung wurde im Vortrag von V.Hansson vorgenommen [1] , auf den an dieser Stelle verwiesen wird.

3. GROSSMODELL 1:5

3.1 ZWECK DES MODELLS

Das Behälterverhalten kann weiter an einem 1:5 Modell des Spannbetonbehälters getestet werden. Das Modell dient zur Kontrolle speziell der Rechen- und Materialannahmen, und daneben soll es Kenntnisse über das Langzeitverhalten von Spannbetonbehältern liefern. Das Modell wurde von der Fried. Krupp GmbH Universalbau auf deren Gelände in Essen errichtet, die Versuchsdurchführung liegt ebenfalls in Händen von FKU.

3.2 MODELLAUFBAU

Der Behälter wurde maßstäblich 1:5 mit allen wesentlichen Durchführungen ausgebildet. Lediglich auf die Nachbildung kleinerer Durchführungen im Wand- und Bodenbereich wurde verzichtet. Abb. 4 zeigt den Liner vor dem Einbau, Abb. 5 das fertigestellte Betonmodell vor dem Einbau der Vorspannkabel. Die Abmessungen des Modells gehen aus Abb. 6 hervor.

Die Vorspannung wurde nach dem BBRV-System aufgebracht. Die Spannglieder bestehen aus 31 Drähten von je 7 mm Durchmesser aus Spannstahl SIGMA St 145/160. Die vertikale Vorspannung wird durch 48 gradlinige Spannglieder erzielt, die horizontale Ringvorspannung durch jeweils um 90° zueinander versetzte Lagen aus je 4 Spannglieder. Diese Spannglieder werden in 16 Lisenen verankert, die vorgefertigt worden sind. Die vertikalen Spannglieder wurden mit je 133,7 Mp vorgespannt, die horizontalen Ringspannglieder in Abhängigkeit von ihrer Krümmung zwischen 106 und 117 Mp. Die Spannglieder wurden nicht verpreßt.

Der Beton des Modells besteht aus calzitischen Zuschlagstoffen mit einem Größtkorn von 12 mm. Die einachsiale Zylinderdruckfestigkeit nach 90 Tagen sollte $\beta_c = 460 \text{ kp/cm}^2$ nicht unterschreiten. Während des Betonierens wurden kontinuierlich von jeder eingebrachten Mischung Proben entnommen, die es erlauben, ein geschlossenes Bild über die Betoneigenschaften des Modells zu gewinnen. Das Behältermodell erhielt eine schlaffe Bewehrung, die sich hauptsächlich auf die Außenseite und auf den Bereich der inneren Eckausrundungen verteilt.

Das Modell ist mit einem Stahl liner von 5 mm Dicke versehen; auf eine volle Maßstäblichkeit zum Objekt mußte aus konstruktiven Gründen verzichtet werden. Der Liner ist mit Bolzen $\phi 12 \text{ mm}$, die nach dem PECO-Verfahren im Rasterabstand von $150 \times 150 \text{ mm}$ angeschweißt wurden, im Beton verankert. Auf die Nachbildung der Kühlrohre und der Innenisolierung wurde verzichtet. Um Temperaturgradienten im Beton erzielen zu können, wurde im Behälterinneren eine Innenheizung installiert, mit der das Druckmedium - Wasser - auf die gewünschte Innentemperatur aufgeheizt werden kann. (Abb. 7). Die Panzerrohre, soweit sie aus dem Beton herausragen und

mit ihnen die Behälterabschlüsse sind vor Einbau mit einem Druck von 162,5 atü geprüft worden.

Der Modellbehälter ist über neoprene Lager auf einem Ringbalkon abgestützt und von allen Seiten zugänglich. Das Modell ist in einem klimatisierten Raum untergebracht, so daß die Versuche witterungsunabhängig durchgeführt werden können.

3.3 INSTRUMENTIERUNG

Das Modell ist mit einer Vielzahl von Meßwertgebern bestückt, die so verteilt wurden, daß ein möglichst komplettes Bild der Temperatur-, Dehnungs- und Deformationszustände des Behälters gewonnen wird. Es wurden eingebaut:

- 138 elektrische Widerstandsthermometer
- 197 Betondehnungsgeber auf DMS-Basis
- 68 Saitendehnungsgeber im Beton
- 70 Deformationsgeber
- 4 Kraftmeßringe zur Kontrolle der vertikalen Vorspannung
- 172 Dehnungsmeßstreifen auf dem Liner, sowohl betonseitig als auch im Behälterinneren
- 48 Rißdetektoren
- 24 Dehnungsmeßstellen auf Bewehrungsseisen, mittels applizierter Dehnungsmeßstreifen
- 9 Meßstellen zur Messung der Betonfeuchte

Zusätzlich wurden noch 6 Meßuhren eingebaut zur Kontrolle der Deformationswerte. Es sind weiterhin Rißbreitenmessungen vorgesehen, um über die Rißentwicklung Aussagen zu erhalten. Am Modell soll außerdem die spätere Rißentwicklung über eine Körperschallmessung verfolgt werden. Dafür ist ein Impulsaufnehmer nebst Schreiber bereitgestellt worden.

Die Deformationsmessung der Behälterkontur erfolgt in zwei zueinander um 90° versetzten Ebenen von einem von dem Behälter unabhängigen Meßrahmen aus.

Alle Meßwerte gehen über eine Zwischenstation zu der zentralen Registrier- und Steueranlage, die aus sicherheitstechnischen Gründen ca. 70 m vom Modell entfernt ist. Um die Vielzahl der Meßwerte schnell bearbeiten zu können, werden die Ergebnisse zur optischen Kontrolle über Schnelldrucker und außerdem auf Lochstreifen ausgegeben. Mit einem speziell dafür entwickelten Programm wird die Auswertung der Versuche hauptsächlich dann von einer elektronischen Rechanlage vorgenommen.

3.4 VERSUCHSPROGRAMM

Das Versuchsprogramm gliedert sich in zwei Teile, die "Kurzzeit"- und die "Langzeit"-Versuche.

In den Kurzzeitversuchen sollen hauptsächlich die elastischen Eigenschaften des Behältermodells getestet werden. Die Versuche beginnen mit reinen Drucktests bis zu 30 atü Innendruck ohne einen Temperaturgradienten in der Behälterwandung. Dann wird über die Behälterinnenheizung ein Temperaturgradient von 20 °C in der Behälterwandung aufgebaut. Unter diesen, dem Betrieb des Objekt-Behälters ähnlichen Bedingungen werden dann Druckzyklen gefahren bis zu einer Höhe, bei der die Grenze des elastischen Verhaltens des Behälters verwendet wird.

Das Programm für die Langzeitversuche sieht vor, das Behälterverhalten für längere Zeit konstanten betriebsähnlichen Belastungen zu untersuchen. Es sind dabei zusätzliche Versuche mit unterschiedlichen Temperaturgradienten bei unterschiedlichen Innendrücken geplant. Am Ende dieses Versuchsabschnittes soll der Behälter bis zum Versagen belastet werden.

3.5 BERECHNUNGEN

Das Modell wurde rotationssymmetrisch berechnet mit dem FKU-Programm RELAX, das auf der Methode der Dynamischen Relaxation basiert. Als Bemessungsrechnung wurde - rein elastisch - der "Betriebszustand" (Vorspannung, 39 atü Innendruck, Temperaturgradient in der Behälterwandung 20 °C) untersucht in einem Meridianschnitt ohne Berücksichtigung der Lisenen. Aus der Berechnung ergab sich, daß bei einem Innendruck von mehr als 30 atü bei fehlenden Temperaturgradienten erste Zugspannungen und damit Risse an der Behälterinnenseite auftreten. Deshalb wurde der erste (kalte) Druckzyklus auf 30 atü begrenzt.

3.6 ERGEBNISSE

Der erste Versuchsabschnitt mit kurzzeitigen Belastungen bis zu einem Innendruck von 84 atü wurde Anfang August 1971 abgeschlossen.

Bei fehlenden Temperaturgradienten wurden zunächst Druckzyklen bis zu 30 atü gefahren. Dabei zeigten alle Meßwerte ausnahmslos einen linearen Verlauf. Vergleiche zwischen Meß- und rotationssymmetrischen Rechenwerten bestätigten im wesentlichen die beim Gießharzmodell gefundenen Ergebnisse: gute Übereinstimmung in ungestörten Bereichen, Abweichungen bei Bereichen mit Öffnungen (siehe Abb. 8). Die Differenzen sind naturgegeben größer als beim Gießharzmodell bedingt durch die Inhomogenität des Behälters (Beton-Schlaffstahl-Vorspannung). Es ist dabei zu erwähnen, daß der

Vergleich im Auftrage des BMWF durchgeführt und mit Rechenwerten verschiedener Programme ermittelt wurde, sowohl von FKU als auch von Prof. Argyris in Stuttgart und Prof. Zerna in Bochum, die untereinander nur unwesentlich schwankten. Auf der Abbildung ist als Rechenwert jeweils der Mittelwert dieser Rechnungen eingetragen worden.

Der Behälter wurde dann aufgeheizt bis zu einem Temperaturgradienten von $20\text{ }^{\circ}\text{C}$ in der Behälterwandung. Der Innendruck wurde dann in Druckzyklen auf 46 atü gesteigert, entsprechend dem Prüfdruck des Behälters. Es zeigten sich dabei keine Änderungen im linearen Dehnungs- und Deformationsverhalten, der Behälter verhielt sich voll elastisch. Erst ab Belastungssteigerungen über 60 atü waren vereinzelte unproportionale Zuwächse an Dehnungen festzustellen an Meßpunkten, im inneren Eckbereich vom Übergang der Wand zur Decke bzw. zu Boden. Sie deuten auf Risse im Beton hin.

Sichtbar wurden Risse am Behälter erst ab einem Innendruck von 70 atü ($\approx 1,75 p_0$), und zwar traten nur Horizontalrisse zwischen den Gebläsepanzerrohren auf in der Zylinderwand. Bei einer weiteren Drucksteigerung auf 75 atü vergrößerte sich die Anzahl dieser Risse, es erschienen neue Risse in der unteren Zylinderwand im Bereich der Panzerrohre für die Meßkolonne. Gleichzeitig wurden Radialrisse im Boden und Decke sichtbar, im Boden fast gleichmäßig verteilt, in der Decke erstreckten sie sich von den Panzerrohren für die Dampferzeuger zum Mittenbereich der Abschalt- und Reflektorstäbe hin. Das bei der größten Druckstufe von 84 atü (entsprechend dem 2,1-fachen Betriebsdruck) vorhandene Riszbild zeigt Abbildung 9. Es treten keine Risse im Äquator auf, die Risse verteilen sich auf die obere Zone der Gebläse und die untere Zone der Meßkolonnenöffnungen, die aus konstruktiven Gründen frei von horizontalen Ring-Spanngliedern bleiben mußten.

Die Grenztragfähigkeit von Spannbetonbehältern läßt sich zur Zeit noch nicht mit einer (dreidimensionalen) RiB-Bruch-Berechnung ermitteln, sie wird stattdessen näherungsweise mit einer kinematischen Bruchbetrachtung bestimmt, wobei das Bruchbild von entscheidender Bedeutung ist. Beim Vergleich der gemessenen radialen Deformationen mit dem angenommenen Bruchbild wird ersichtlich, wie sich allmählich das erwartete Bruchbild einzustellen beginnt (Abb. 10). Eine völlige Übereinstimmung kann noch nicht bei einem Innendruck von 84 atü - dem 2,1-fachen Betriebsdruck erwartet werden, da das Bruchbild erst für den größtmöglichen Innendruck volle Gültigkeit haben kann. Wir sind hier noch weit von dieser Grenzlast entfernt, die beim Modell rechnerisch über 115 atü liegt. Die Tendenzen, die sich abzeichnen beginnen, bestätigen aber die Annahmen für die kinematische Kette, die damit für die weiteren Sicherheitsberechnungen für den SBB des THTR aber verbindlich zugrunde gelegt werden kann.

Über den zweiten Versuchsabschnitt der Langzeitversuche kann zu diesem Zeitpunkt noch nichts gesagt werden.

4. DECKENMODELL 1:20

4.1 VERSUCHSZWECK

Besondere Aufmerksamkeit kommt den Abschlußplatten zu, wenn sie wie beim THTR eine große Anzahl von Durchführungen mit teilweise großen Durchmessern aufweisen. Um Aufschluß über die Deckenstruktur zu erlangen, wurde daher die Decke allein als ein Behältermodell untersucht. Die Arbeiten wurden in Bergamo/Italien von ISMES in Zusammenarbeit mit ENEL durchgeführt. [2] An gleicher Stelle war der SBB des THTR bereits als Gesamtbetonmodell im Maßstab 1:20 untersucht worden, allerdings in einer etwas abgewandelten Geometrie [3 - 5]. Gleichzeitig mit dem Deckenmodell von BBK wurde ein Modell mit gleichen Abmessungen und Aufbau im Auftrag der ENEL getestet, wobei aber auf sämtliche Durchführungen verzichtet worden war. Damit war die Möglichkeit gegeben, den Einfluß der Durchführungen auf das Tragverhalten der Decke zu ermitteln.

4.2 MODELL-AUFBAU

Die Decke wurde maßstäblich 1:20 mit allen Durchführungen nachgebildet. Aus modelltechnischen Gründen wurde auf die Kühlrohre und den Deckenliner verzichtet, ebenso auf die Innenisolierung (Abb. 11).

Die Decke hat folgende Abmessungen:

Außenradius ohne Lisenen	63,0 cm
Außenhöhe	33,0 cm
Innenradius	39,75cm
Dicke des Mittenteiles	25,5 cm

Als Durchführungen sind vorhanden:

6 Durchführungen für Dampferzeuger
36 Durchführungen für Reflektorstäbe
55 Durchführungen für Abschaltstäbe
3 Durchführungen für Neutronenflußverteilungsmessungen

Die Durchführungen sind maßstäblich so ausgebildet, daß sie im gleichen Maße unter Innendruck gesetzt werden wie später auch im Objekt. Die Anordnung der Druckzuleitungen geht aus Abb. 12 hervor, dabei fehlen noch die Leitungen für die Dampferzeugerdurchführungen.

Für das Modell wurde ein Beton aus calzitischen Zuschlägen verwendet mit einem Größtkorn von 8 mm.

Die Vorspannung erfolge in 24 Lagen zu je 3 Spanndrähten ϕ 7 mm nach dem BBRV-System. Die Stahlgüte entsprach einem Spannstahl St 165/186. Die Drähte wurden jeweils mit 6,4 Mp vorgespannt. Die Spanndrähte wurden in Stahllisenen am äußeren Umfang verankert.

Das Modell erhielt eine leicht konstruktive Bewehrung aus feinen Drähten ϕ 1,5 mm und ϕ 2,2 mm an den Außenseiten, an der Deckenober- und Unterseite sowie im äußeren Deckenring. Mit dieser Bewehrung sollte haupt sächlich eventuellen Anrissen beim Vorspannen begegnet werden.

Die Belastung des Deckenmodells erfolgte über eine Druckblase aus Kupfer, die zwischen der Decke und einem großen Betonkörper angeordnet war. Die Decke wurde durch 12 Vertikalkabel gegen den Innendruck gehalten. Um die Verformungen der Druckblase klein zu halten, wurden die Kabel vorgespannt, zunächst mit je 5 Mp, später mit je 20 Mp für Innendrucke über 50 atü. Die Ankerkraft dieser Kabel wurde über eine Vielzahl von kleinen Stahlzylindern in die Decke eingeleitet. Zwischen dem eigentlichen Ankerkörper und diesen Stahlzylindern war noch eine Gleitschicht, bestehend aus Aluminium-Folien und Malybdändisulfid, angeordnet, so daß eine Behinderung der Querkontraktion im Beton der Decke ausgeschlossen war.

Die Instrumentierung des Deckenmodells bestand aus

- 12 Dynamometern zur Kontrolle der Spannkraft in einigen Kabeln
- 95 Dehnungsmeßstreifen an der Oberfläche und Seitenfläche des Modells
- 30 Deformationsmessern für Konturmessungen am Modell.

4.3 VERSUCHSPROGRAMM

Die Decke wurde hydraulisch auf Innendruck betestet. Auf den Aufbau eines Temperaturgradienten wurde aus versuchstechnischen Gründen verzichtet. Die Versuche begannen und endeten jeweils bei einem Bezugsdruck von 5 atü.

Es wurden zunächst Belastungszyklen bis zu einem Innendruck von 50 atü durchgeführt, wobei alle Durchführungen unter dem gleichen Innendruck standen. Anschließend wurden Zyklen bis zu 35 atü gefahren, wobei die Durchführungen nicht oder nur teilweise unter Druck gesetzt wurden. Diese Versuche sollten Aufschluß darüber geben, in welchem Maße der Innendruck in den Durchführungen das Tragverhalten der Decke beeinflusst.

Danach wurde der (auch in allen Durchführungen noch wirkende) Druck auf 75, 100 und 110 atü gesteigert, wobei nach einem jeweiligen Entlasten Zyklen zur Kontrolle des Verhaltens bei niederen Drücken bis zu 50 atü eingeschaltet wurden. Anschließend erfolgte die Drucksteigerung bis zur Zerstörung des Modells.

Es wurden keine Kriechuntersuchungen angestellt.

4.4 BERECHNUNG

Das Deckenmodell wurde mit dem Programm PARSYS (auf Basis der finite-element-Methode) rotationssymmetrisch berechnet. Die Berechnungen erfolgten für Innendruck und Vorspannung getrennt auf rein elastischem Wege. Die Bereiche der Durchführungen werden dabei durch ideale E-Moduli erfaßt. Die Wirkung des Innendruckes in den Panzerrohren auf die gesamte Decke wurde in der rotationssymmetrischen Rechnung durch eingeprägte Dehnungen vorgegeben. Diese Dehnungen wurden aus einer zweidimensionalen Nebenbetrachtung an einem Deckenausschnitt gewonnen. Dabei zeigte es sich, daß der Innendruck in den Panzerrohren nur eine etwa 3 %-ige Änderung in der Spannungs- und Dehnungsverteilung der Decke bewirkt.

Die rotationssymmetrischen Rechnungen zeigten, daß ab einem Innendruck von ca. 60 atü bei einer Betonzugfestigkeit von ca. 40 kp/cm² die ersten Risse im Beton in Deckenmitte zu erwarten waren, dagegen erst bei ca. 80 atü im Bereich zwischen der Mitte und den Dampferzeugern.

Zur Bestimmung der Bruchlast wurde eine Gewölbebetrachtung herangezogen. Danach ergab sich ein Sicherheitsfaktor von ungefähr 4,6, bezogen auf einen rechnerischen Betriebsdruck von 40 atü. Eine parallel durchgeführte Betrachtung auf Schubsicherheit bei Annahme eines Plattentragverhaltens und bei Berücksichtigung der Durchführung lieferte dagegen nur einen Sicherheitsfaktor von 3,4.

4.5 ERGEBNIS

4.5.1 VERSUCHE BIS ZU DRÜCKEN VON 50 ATÜ

Die Meßwerte zeigten ein gleichmäßiges Verhalten bei Druckanstieg bzw. Druckentlastung. Dabei waren teilweise in den einzelnen Meßwerten Unterschiede feststellbar, je nachdem die Messung im steigenden oder im fallenden Teil vor einem Zyklus vorgenommen wurde. Die Meßwerte gingen bei einer Rückkehr auf den Belastungsnullpunkt jedoch wieder auf ihre Ausgangswerte zurück.

Die Belastungszyklen, bei denen die Durchführungen nicht oder nur teilweise unter Druck gesetzt wurden, zeigten keine deutlichen Unterschiede gegenüber den Zyklen, bei denen in den Durchführungen der volle Druck anstand. Die festgestellten Differenzen lagen im Rahmen der Meßgenauigkeiten von $\pm 5\%$ und lassen daher keine verbindlichen Aussagen zu. Die Rechnungen über den Einfluß des Innendruckes in den Panzerrohren können damit als bestätigt angesehen werden.

4.5.2 DECKENVERHALTEN BEI HÖHEREN DRÜCKEN

Bei einer Drucksteigerung auf 75 atü waren Risse noch nicht feststellbar. Die Meßwerte verhielten sich nahezu linear. Die Decke blieb noch elastisch, Das zeigte sich auch in einem nachfolgenden Zyklus bis zu einem Druck von 50 atü, wobei praktisch keine Unterschiede zu früheren Meßwerten feststellbar waren.

Selbst bei einer erneuten Drucksteigerung auf 100 atü traten noch keine Risse auf, obwohl lt. Rechnung spätestens bei 80 atü Risse zwischen den Dampferzeugern und dem Mittenbereich hätten erscheinen müssen. Für diesen Belastungszyklus sind die Verläufe der Rechnungen an einigen Punkten in Abb. 13 dargestellt. Es ist daraus ersichtlich, daß die Linearität der Messungen erst bei Drücken um 75 atü verloren ging. Eine Ausnahme davon bildeten lediglich die tangentialen Dehnungen (A), die schon bei niedrigeren Drücken den Meßbereich überschritten.

In einem nachfolgenden Belastungszyklus bis zu einem Druck von 45 atü konnten ebenfalls nur geringe Unterschiede zu den früheren Messungen festgestellt werden. Erst bei einer Drucksteigerung auf 110 atü kam es zu den ersten Rissen, die radial zu den Dampferzeugerdurchführungen zur Deckenmitte liefen und sich schon durch die Dehnungsmessungen angekündigt hatte (s. Abb. 13). Die Dehnungen und Deformationen bei diesem Zyklus unterscheiden sich dabei nicht von denen im Zyklus bis 100 atü Druck. Bei einer Entlastung schlossen sich die Risse wieder vollständig, in einem nachfolgenden Zyklus bis 45 atü zeigte die Decke ein unverändertes Verhalten. Das geht aus Abb. 14 hervor, in der die achsialen Verschiebungen der Deckenplatte bei verschiedenen Lastzyklen und einem Innendruck von 35 atü aufgetragen sind. Die ersten Tests wurden einige Male wiederholt. Somit war es möglich, Mittelwerte und die mittleren Abweichungen der Meßwerte zu bestimmen. Es zeigte sich, daß die Messungen der anderen Lastzyklen nahezu innerhalb der Meßgenauigkeit der ersten Messungen lagen.

Anschließend wurde die Modelldecke bis zum Versagen belastet. Ab einem Innendruck von 130 atü verlängerten sich die Risse in den Mittenbereich hinein und an den Dampferzeugeröffnungen entlang an den Deckenrand. Der Druck konnte kurzfristig bis auf 196 atü gesteigert werden. Dann trat ein erhöhter Bedarf an Druckflüssigkeit ein, der zu einem Druckabfall auf 192 atü führte. Bei diesem Druck versagte die Decke dadurch, daß ihr Mittelteil um ca. 3,5 cm herausgedrückt wurde. Die Decke wurde anschließend zersägt (Abb. 15).

4.6 BEURTEILUNG

Das Deckenverhalten läßt sich anhand der Spannkraftverläufe in den horizontalen Vorspanngliedern verfolgen (Abb. 16). (Obwohl jedes Kabel mit 5 400 kp vorgespannt wurde, zeigten die Dynamometer nur Werte um 4 800 kp an). Die Spannkraftentwicklung liefert Anhaltswerte für die Deformation des Deckenrandes. Der Rand verformt sich

zunächst gleichmäßig infolge Biegung der Decke, Kabel A wird zusätzlich gedehnt, Kabel B bleibt nahezu unverändert. Die Decke ist mit ihrer vollen Deckendicke statisch wirksam infolge der verdübelnden Wirkung der Panzerrohre. Erst nach dem Auftreten von Rissen bei 110 atü verringert sich in einigen Bereichen die statisch wirksame Deckendicke; es bildet sich mehr und mehr eine Druckkuppel aus. Dadurch kommt zu der Verdrehung des Deckenrandes noch eine Verschiebung des Randes infolge des Schubes der Druckkuppel.

Die Versuchsergebnisse können mit denen des ENEL-Modells verglichen werden. Beide Modelle zeigten bei dem gleichen Innendruck von 110 atü die ersten Risse. Die Dehnungen in den ungestörten Bereichen der Modelle haben ähnliche Werte, die Deformationen der BBK-Decke waren geringer als die der ENEL-Decke. Daraus kann abgeleitet werden, daß die Öffnungen das Tragverhalten der Decke bis zum Auftreten von Rissen nicht negativ beeinflussen; im Gegenteil, durch die Panzerrohre wird eine bessere Verdübelung bewirkt als bei einer Decke ohne Panzerrohre.

Die Decke blieb bis zum Druck von 110 atü rissfrei. Selbst nach dem Auftreten von Rissen zeigten sich keine Änderungen im Deckenverhalten, d.h. die Decke ist in hohem Maße sicher gegen Überlastungen. Lediglich das Bruchverhalten wird durch die Öffnungen beeinflusst. Es trat ein "punching off"-Effekt ein, allerdings erst bei einem Druck von 196 atü - entsprechend dem 4,9-fachen Betriebsdruck und nachdem sich große Risse und Deformationen eingestellt hatten.

Die ENEL-Decke widerstand einem Innendruck von 202 atü, also 6 atü oder 3 % mehr als bei der BBK-Decke. Dabei war das Versagen durch den Bruch von einigen Spannungsgliedern bedingt. Die Decke selbst hatte keine bleibenden Deformationen wie die BBK-Decke aufzuweisen.

Der gemessene Sicherheitsfaktor von 4,9 steht in guter Übereinstimmung mit dem errechneten Wert von 4,6 bei einer Gewölbebetraachtung. Durch die Durchführungen wird die Bruchlast der Decke nicht eindeutig beeinflusst, wie der Vergleich mit dem ENEL-Deckenmodell zeigt. Gleiches haben auch Versuche in den USA gezeigt [6]. Das läßt sich auf folgende Weise erklären:

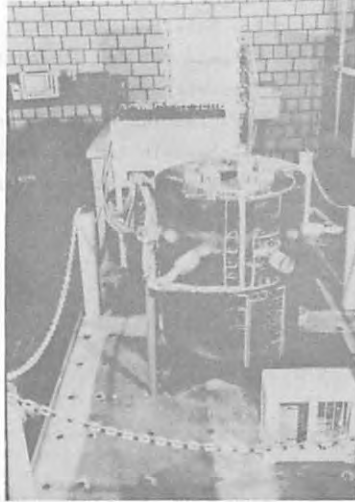
Man kann davon ausgehen, daß nur ein Teil der Deckendicke für das Druckgewölbe statisch wirksam und erforderlich ist. Wenn nun durch eine Durchführung die Querschnittsfläche verändert wird, kann diese Verminderung durch eine Verdickung des Steges zwischen den Durchführungen ausgeglichen werden - es baut sich eine Art Lochrandverstärkung in der Decke auf, die die Schwächung des tragenden Gewölbequerschnitts durch die Durchführungen aufhebt. Mit dieser Verdickung kommt es allerdings zu ungleichförmigeren Spannungsverteilungen in diesem Abschnitt des Deckengewölbes, die ein Versagen des Gewölbes an dieser Stelle begünstigen.

5. ZUSAMMENFASSUNG

Es wurde ein Überblick über drei wichtige Modellversuche zum Spannbetonbehälter des THTR-300 MWe-Kernkraftwerks gegeben. Während mit dem Gießharzmodell nur eine Kontrolle der rein elastischen Rechnungen bezweckt wurde, konnte mit den Betonmodellen in den Maßstäben 1:5 und 1:20 auch Aufschluß gewonnen werden über das Behälterverhalten bei Belastungen, die weit oberhalb der Betriebsbedingungen liegen. Dabei zeigte es sich, daß die Konstruktion des Spannbetonbehälters große Sicherheitsreserven beinhaltet.

LITERATURVERZEICHNIS

- 1 V. Hansson Die dreidimensionalen elastischen Spannungszustände im Bereich der Öffnungen des THTR-Spannbetonbehälters. Ein Vergleich zwischen numerischer Berechnung und Meßergebnissen eines elastischen Modells.
Vortrag H 5/4 der First International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology Berlin, Germany 20-24. September 1971
- 2 F. Scotto Concrete Behaviour under Combined Stresses up to Failure Test Results on Small Dimension Prestressed Concrete Pressure Vessel Models
ACI - Seminar "Concrete for Nuclear Reactors" Berlin 5 - 9. October 1970
- 3 K.Eberle Modellversuche für einen 300 MW-THTR-Spannbeton-Druckbehälter
F.Schmiedel EURATOM Conference, Brussels, 7-8. November 1967
- 4 E.Tori-elli Prestressed Concrete Pressure Vessels for Nuclear Reactors -
F. Scotto Experiments on small models.
EURATOM Conference, Brussels, 7-8. November 1967
5. F.Scotto Techniques for Rupture Testing of Prestressed Concrete Vessel Models
Model Techniques for Prestressed Concrete Pressure Vessels, London, 10-11. July 1969
6. M.A.Sozen Shear Failures in End Slabs of Prestressed Concrete Pressure
W.C. Schnobrich Vessels
S.L. Paul Proceedings of Gas-Cooled Reactor Information Meeting
Oak Ridge, April 27-30., 1970



ANSICHT DES VERSUCHSFERTIGEN
MODELLES

THTR

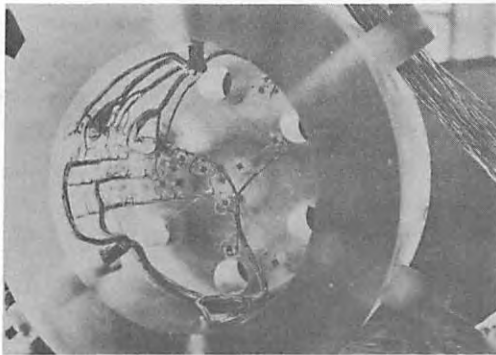
71.35 - 12

GIESSHARZ-
-MODELL

1: 47

Abb.1

BBK



MESSSTELLEN AUF DER INNENSEITE
DER OBEREN MODELLHÄLFTE

THTR

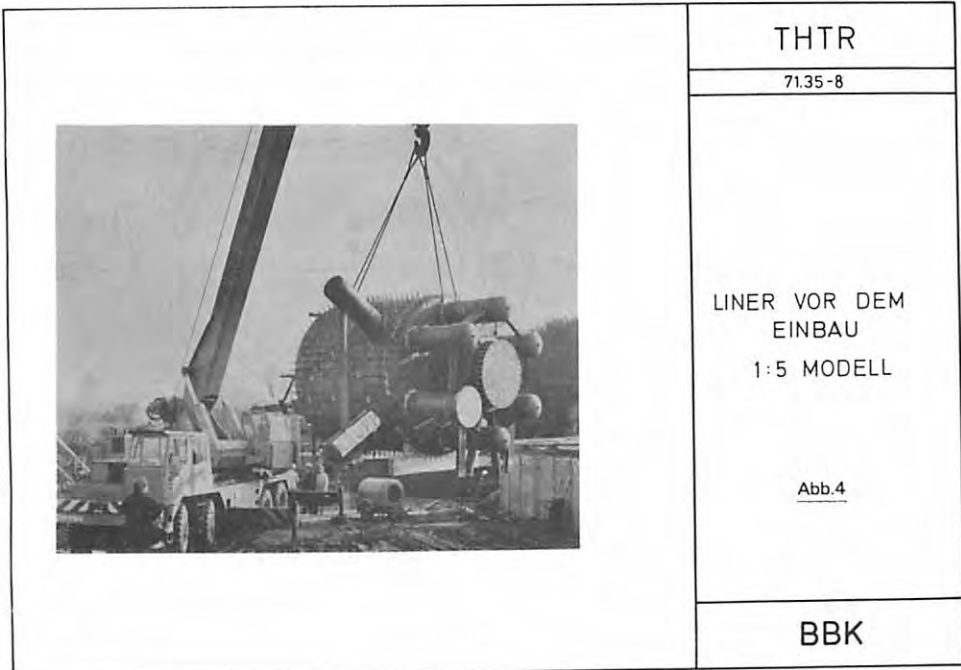
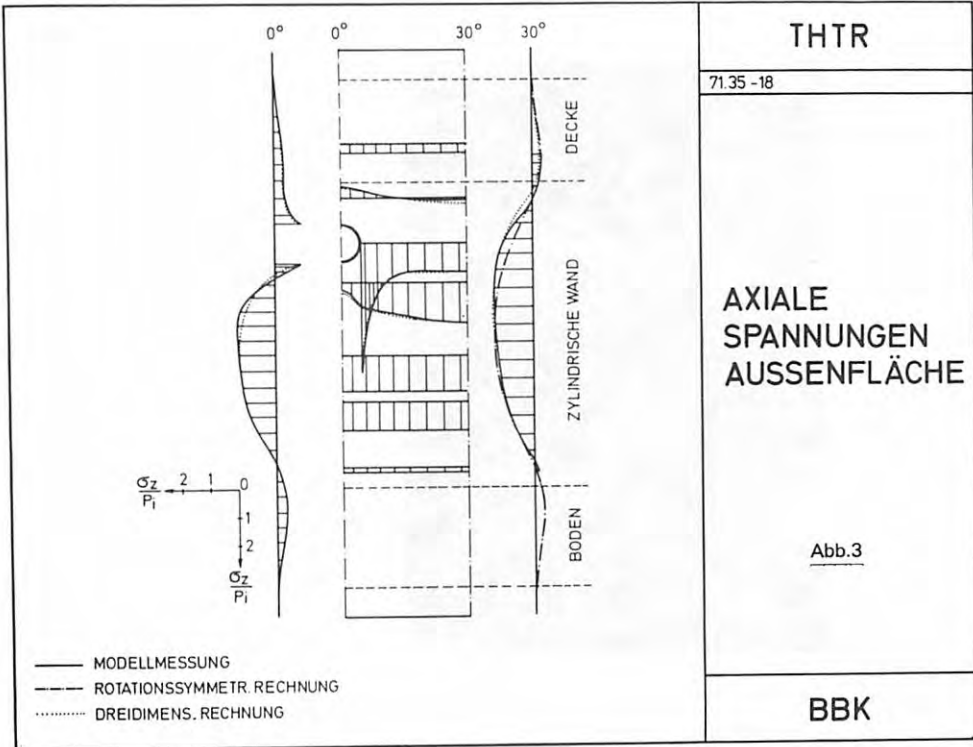
71.35 - 11


GIESSHARZ-
-MODELL

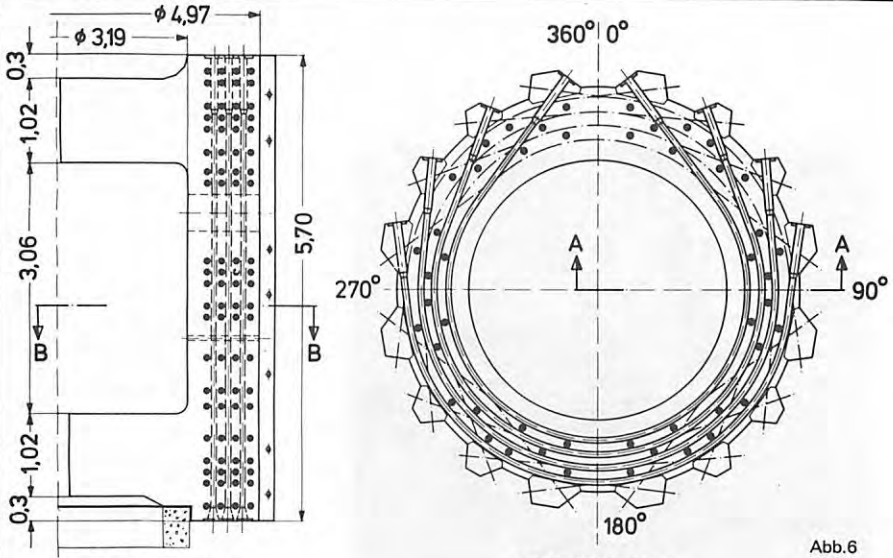
1:47

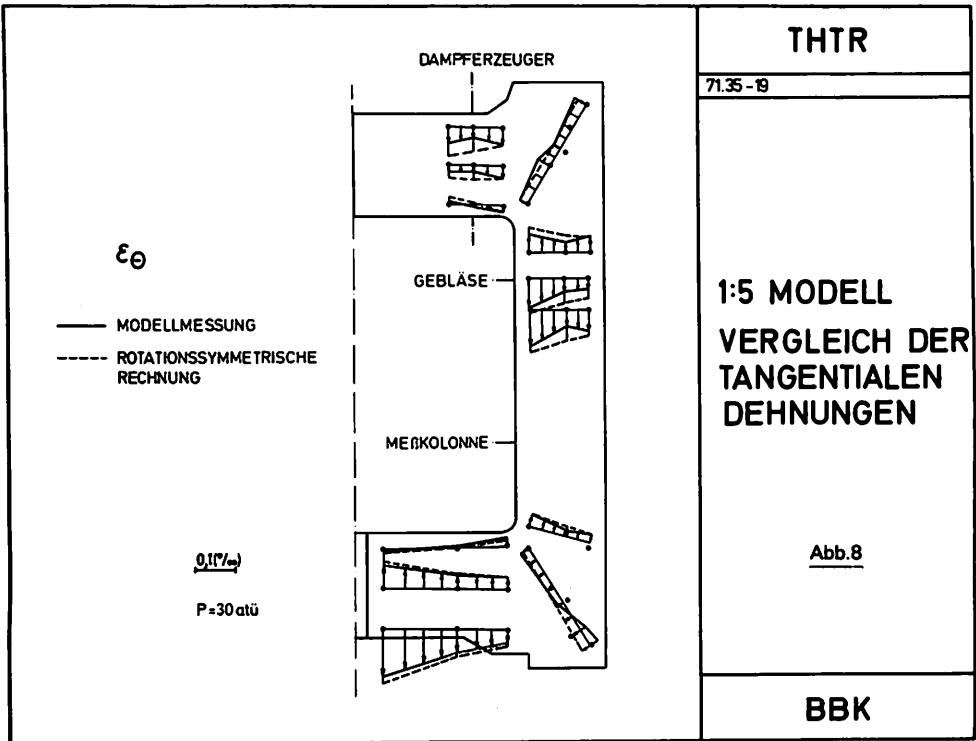
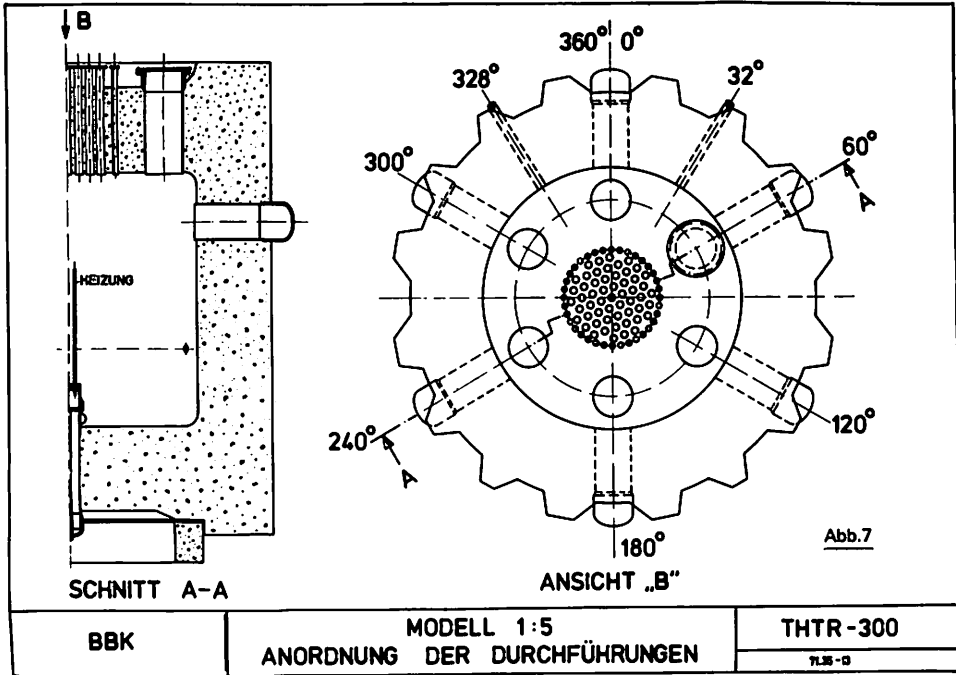
Abb.2

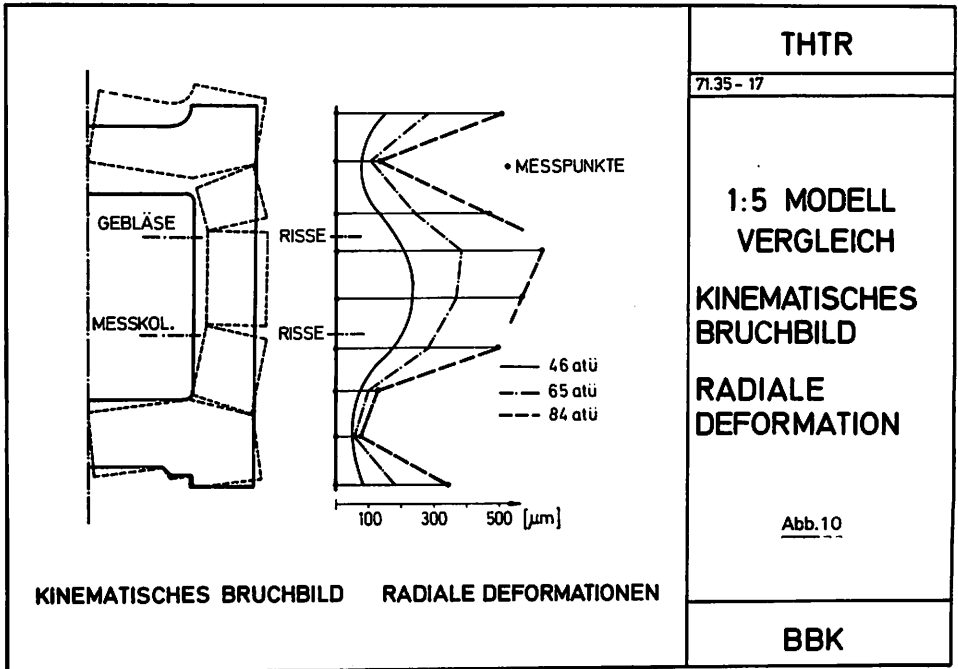
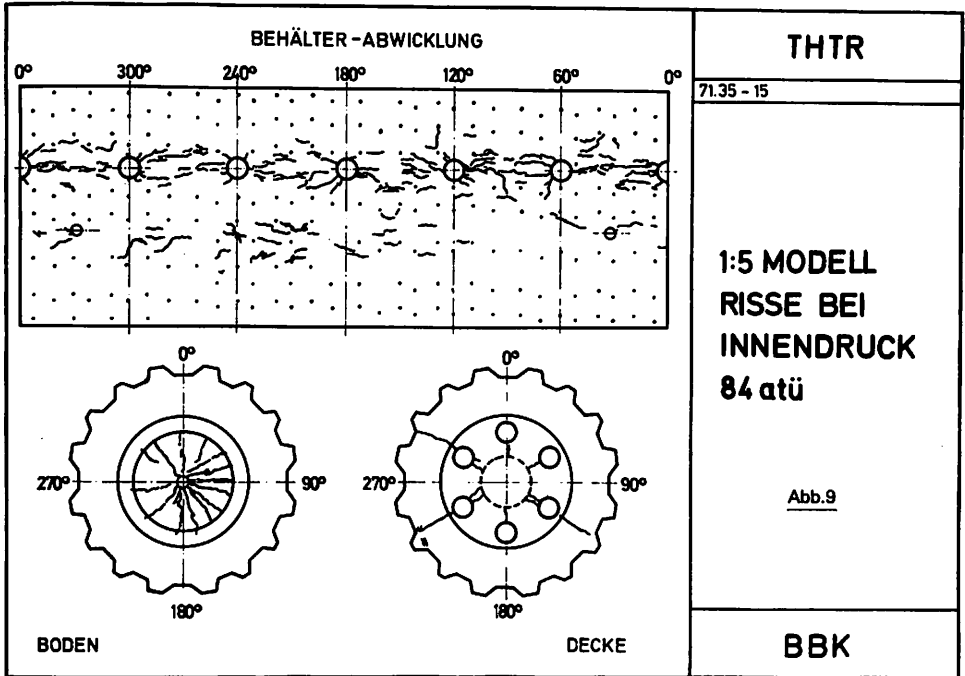
BBK

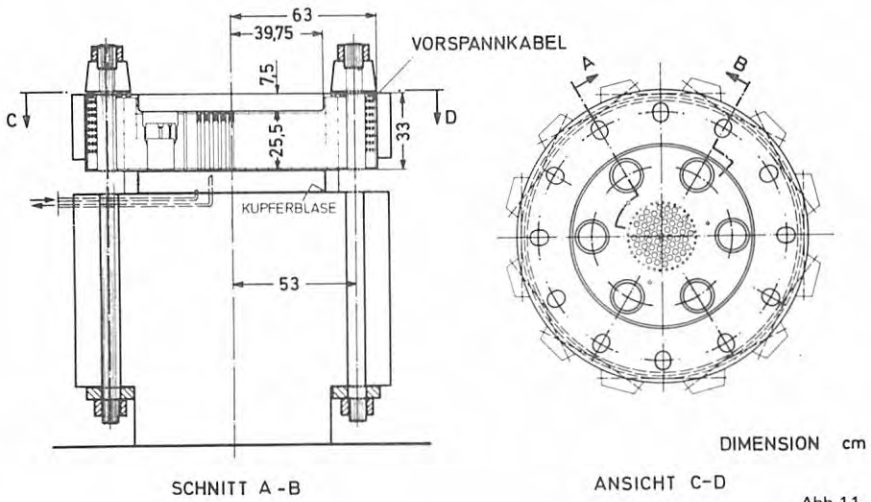


	THTR
	71.35 - 9
	1:5 MODELL NACH DEM BETONIEREN
	Abb.5
	BBK

	
SCHNITT A-A	SCHNITT B-B
BBK	1:5 MODELL VORSPANNUNG
	THTR-300
	71.35-14



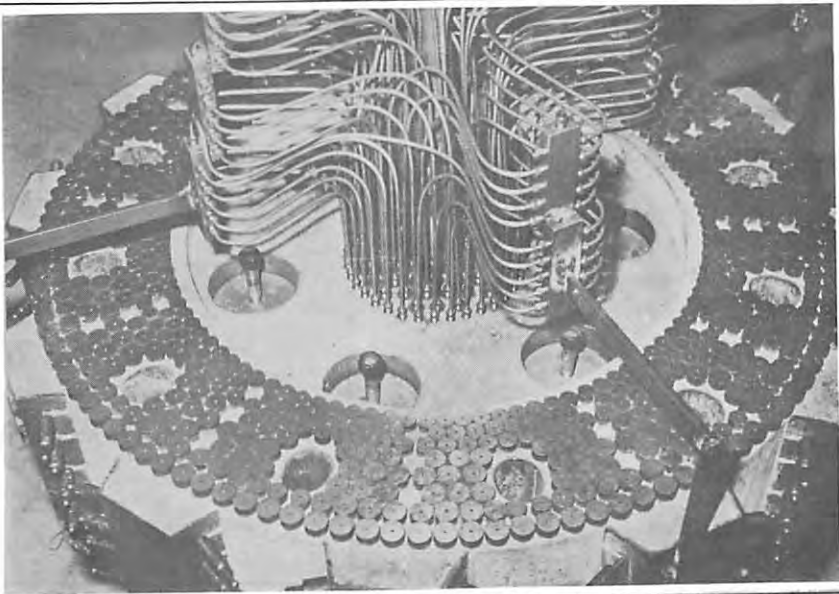




BBK

DECKENMODELL VERSUCHSAUFBAU

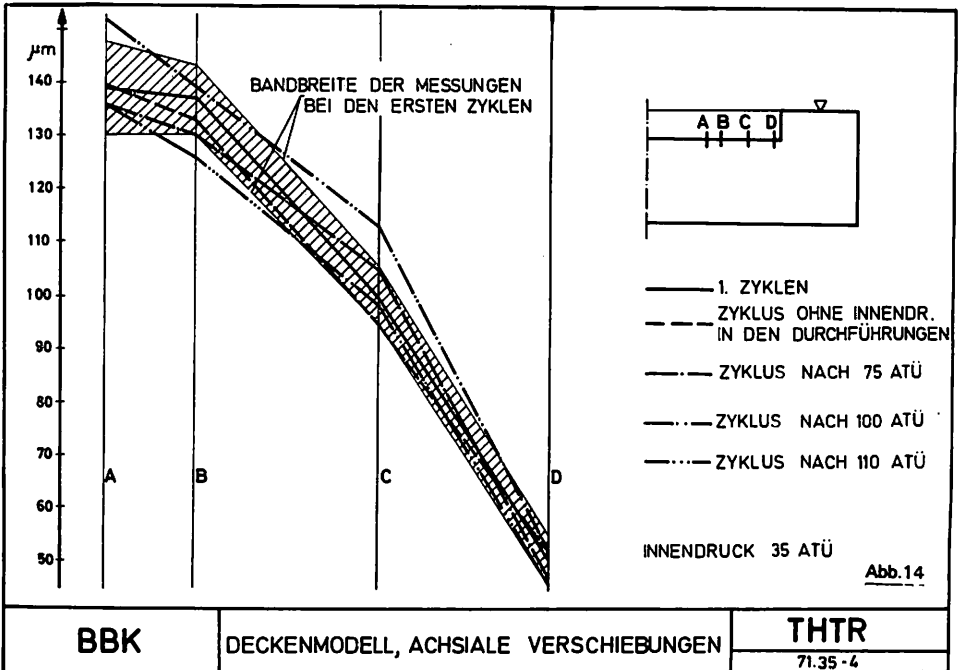
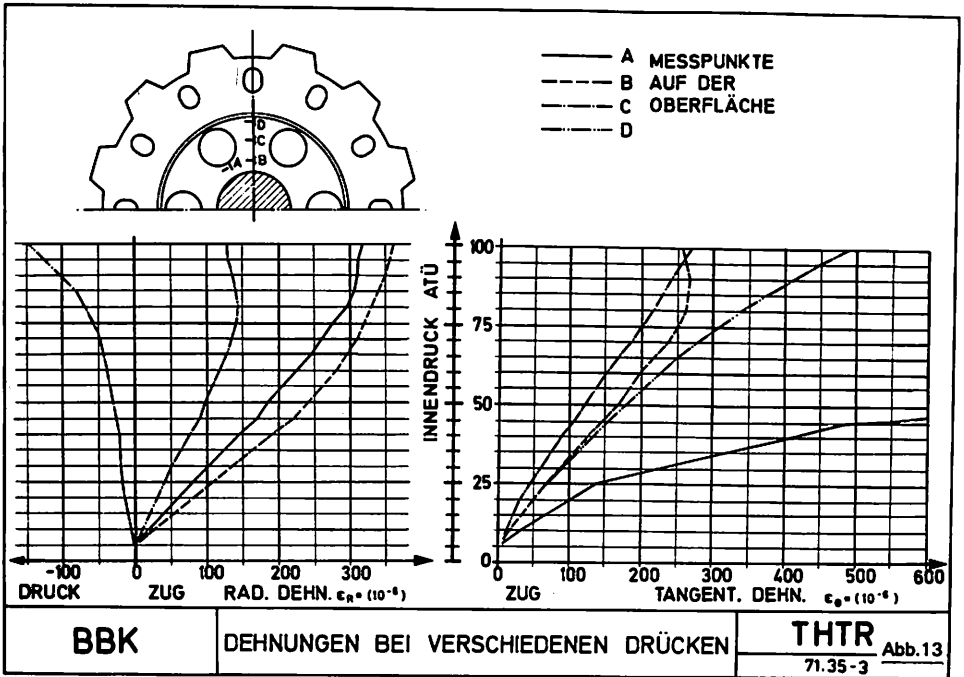
THTR
71.35-1



BBK

DECKENMODELL VOR VERSUCHSBEGINN

THTR
71.35-2
Abb.12



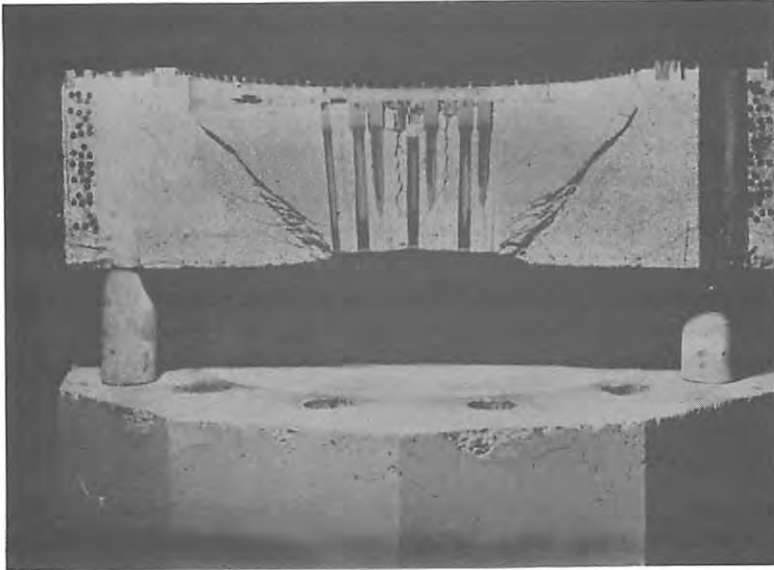


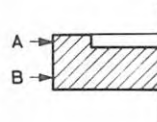
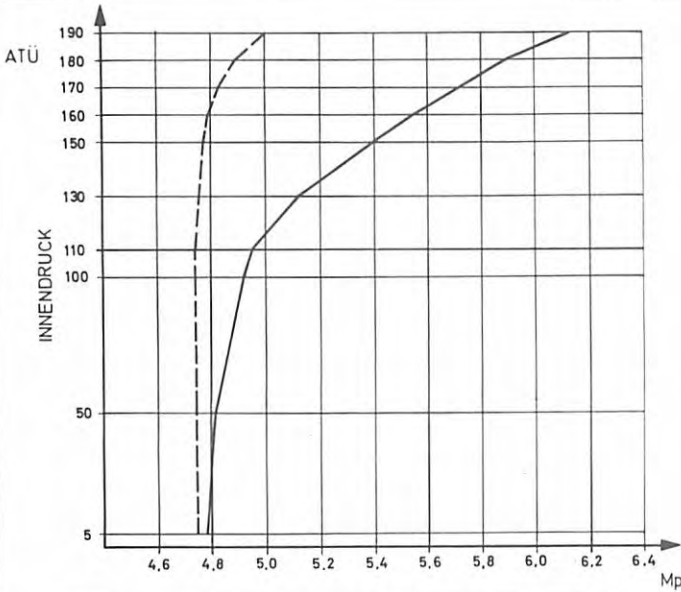
Abb.15

BBK

DECKENMODELL NACH DEM VERSAGEN

THTR

71.35 - 5



— ANKER A

- - - ANKER B

Abb.16

BBK

KRÄFTE IN DEN SPANNGLIED-ANKERN

THTR

71.35 - 7

DISCUSSION

Q I. DAVIDSON, U. K.

1. The slide shows that at 84 atü there were horizontal cracks, but no vertical cracks. Does this imply that the vertical prestress is relatively weaker than the hoop prestress ? Was the result expected ?
2. Concerning the slab tested at ISMES. The failing pressure was remarkably high, and a shear type failure occurred. Does the author consider that the rather stiff connection of the slab to the heavy baseplate had reduced the flexural deflections of the slab ? Could it be that in the real vessel a flexural type failure might occur at a lower pressure ?

A K. MEERWALD, Germany

1. The development of the cracks had been expected. The vertical prestress is weaker in a small extent than the horizontal prestressing due to the fact that some regions could not be prestressed directly by hoop cables because of the penetrations in the wall. Therefore the amount of hoop prestressing would be higher than at a model without penetrations in the wall. The test had been performed with a temperature gradient in the vessel of 20°C.
2. There has not been a rather stiff connection of the slab to the baseplate. As it may be seen on Fig. 1 of the preprints, there is not any connection of slab to bottom but to the vertical pressing tendons. These cables had been anchored by blocks without any heavy clamping effect, so the flexural deflections had not been restricted remarkably. We believe that the conditions of the slab in the real vessel will be quite the same, so we expect the same behaviour of the slab. Due to the fact that the calculations and the design of the PCPV for the THTR are not finished, we cannot make any definite statement on the ultimate load of the top slab. We feel that the safety coefficient reached in the model will not be necessary for the real vessel.