



РОССИЙСКАЯ АКАДЕМИЯ НАУК  
Институт проблем безопасного развития атомной энергетики

Труды ИБРАЭ

**МЕХАНИКА ПРЕДНАПРЯЖЕННЫХ  
ЗАЩИТНЫХ ОБОЛОЧЕК АЭС**

НАУКА

**РОССИЙСКАЯ АКАДЕМИЯ НАУК**  
**Институт проблем безопасного развития атомной энергетики**

## **ТРУДЫ ИБРАЭ**

Под общей редакцией члена-корреспондента РАН  
*Л. А. Большова*

**Выпуск 6**

## **МЕХАНИКА ПРЕДНАПРЯЖЕННЫХ ЗАЩИТНЫХ ОБОЛОЧЕК АЭС**

Научный редактор  
профессор, доктор физико-математических наук  
*Р. В. Арутюнян*

Москва Наука 2008

УДК 624.04  
ББК 38.112  
Т78

**Рецензенты:**

доктор технических наук А. А. Тутнов,  
доктор технических наук А. Е. Киселев

**Труды ИБРАЭ РАН** / под общ. ред. чл.-кор. РАН Л. А. Большова ; Ин-т проблем безопасного развития атомной энергетики РАН. — М. : Наука, 2007— .

**Вып. 6** : Механика преднапряженных защитных оболочек АЭС / науч. ред. Р. В. Арутюнян. — 2008. — 151 с. : ил. — ISBN 978-5-02-087031-9 (в пер.).

В сборнике представлены материалы, основанные на экспериментальных, натуральных и расчетных данных, полученных в ходе исследования напряженно-деформированного состояния защитных оболочек АЭС, проведенных авторами в ИБРАЭ РАН. В статьях рассмотрены и обсуждены результаты анализа работоспособности защитных оболочек в различных условиях эксплуатации и аварийных ситуациях. Также в них сформулированы важные с научной и практической точек зрения выводы, направленные на повышение безопасности эксплуатации АЭС.

Сборник предназначен для работников научно-исследовательских и проектных организаций, преподавателей вузов и инженеров топливно-энергетического комплекса; рекомендован в качестве учебного пособия для студентов и аспирантов строительных вузов.

**Proceedings of IBRAE RAS** / Ed. by L. A. Bolshov ; Nuclear Safety Institute (IBRAE) RAS. — Moscow : Nauka, 2007— .

**Issue 6** : Mechanics of prestressed concrete containment for NPP / Ed. by R. V. Arutyunyan. — 2008. — 151 p. : ill. — ISBN 978-5-02-087031-9 (bound).

In the collection of papers the materials based on the experimental, real and calculation data obtained by authors in course of research into the stress strain state of the containment are presented. In the papers the results of analysis of operational abilities under different normal and accident situations are considered and discussed. Important scientific and practical conclusions are made for improvement of NPP operation safety.

The volume is intended for research and design organizations specialists, for universities lecturers, and engineers of fuel and power industry. It can be used as a textbook for undergraduate and postgraduate students of civil engineering institutes.

ISBN 978-5-02-087031-9

- © Продолжающееся издание «Труды ИБРАЭ РАН», 2007 (год основания), 2008
- © Институт проблем безопасного развития атомной энергетики РАН, 2008
- © Коллектив авторов, 2008
- © Редакционно-издательское оформление. Издательство «Наука», 2008

## СОДЕРЖАНИЕ

Введение.....	5
Принципы конструирования зон технологических проходок. <i>А. Н. Ульянов, В. Н. Медведев.....</i>	8
Влияние отгибов арматурных элементов на напряженное состояние защитной оболочки АЭС в зоне технологических проходок. <i>А. Н. Ульянов, В. Н. Медведев, Алексей С. Киселев.....</i>	11
Оптимизация усиления зоны технологической проходки защитной оболочки для АЭС НП-1000. <i>А. Н. Ульянов, Н. В. Ямщиков, В. Н. Медведев, А. В. Болдырев. ....</i>	15
Экспериментальные исследования по определению коэффициента трения арматурных элементов о стенки каналообразователей на существующих защитных оболочках АЭС. <i>А. Н. Ульянов, В. Н. Медведев. ....</i>	22
Повышение эксплуатационных качеств защитных оболочек АЭС. <i>Александр С. Киселев, Алексей С. Киселев, Е. А. Кошманов, В. Н. Медведев, А. Н. Ульянов.....</i>	30
Напряженное состояние защитных оболочек атомных электростанций с учетом нестационарного изменения температур. <i>А. Н. Ульянов, Александр С. Киселев, Н. В. Ямщиков, В. Н. Медведев. ....</i>	47
Особенности напряженного состояния защитной оболочки АЭС при проектной аварии. <i>А. Н. Ульянов, Александр С. Киселев, В. Н. Медведев.....</i>	53
Strength estimation of a reinforced concrete containment without prestressing. <i>R. V. Arutyunyan, L. A. Bolshov, A. S. Zalesov, Alexandr S. Kiselev, Alexey S. Kiselev, V. N. Medvedev, A. N. Ulyanov.....</i>	58
Strength assessment of prestressed containment of NPP <i>R. V. Arutyunyan, L. A. Bolshov, A. N. Ulyanov, A. S. Zalesov, Alexandr S. Kiselev, Alexey S. Kiselev, V. N. Medvedev. ....</i>	66
Оценка напряженного состояния защитной оболочки 2-го энергоблока Калининской АЭС. <i>А. Н. Ульянов, В. Н. Медведев, В. Ф. Стрижов, Александр С. Киселев, Алексей С. Киселев, А. С. Залесов.....</i>	74
Determination of limiting amount of absent tendons in prestressed nuclear power plant containment. <i>V. N. Medvedev, Alexandr S. Kiselev, Alexey S. Kiselev, V. F. Strizhov, A. A. Lopanchuk, S. S. Nefedov.....</i>	87
Предпосылки возможности продления срока службы защитных оболочек АЭС с ВВЭР-1000. <i>Р. В. Арутюнян, Александр С. Киселев, Алексей С. Киселев, В. Н. Медведев, В. Ф. Стрижов, А. Н. Ульянов.....</i>	97
Определение эксплуатационной безопасности защитной оболочки 3-го энергоблока Калининской АЭС. <i>В. Н. Медведев, А. Н. Ульянов, Александр С. Киселев, Алексей С. Киселев, В. Ф. Стрижов, А. А. Лопанчук, С. С. Нефедов.....</i>	112
Анализ предельной прочности защитной оболочки энергоблока ВВЭР-1000. <i>В. Н. Медведев, А. Н. Ульянов, Александр С. Киселев, Алексей С. Киселев, А. А. Лопанчук, С. С. Нефедов.....</i>	122
Оценка напряженного состояния защитной оболочки АЭС при воздействии высоких температур, вызванных горением топлива упавшего самолета. <i>В. Н. Медведев, А. Н. Ульянов, Александр С. Киселев, Алексей С. Киселев, А. С. Залесов, В. Ф. Стрижов.....</i>	131
Expert System for Evaluation of the Stress-strain State of Containment at Nuclear Power Plants with VVER-1000. <i>R. V. Arutyunyan, A. N. Ulyanov, Alexandr S. Kiselev, Alexey S. Kiselev, V. N. Medvedev. ....</i>	138
Приложение.....	144



## Введение

Построенные в нашей стране защитные оболочки для АЭС с энергоблоками ВВЭР-1000 можно разделить на два типа: оболочки малой серии (5-й энергоблок Нововоронежской, 1-й и 2-й энергоблоки Калининской АЭС) и оболочки унифицированной серии (1-й энергоблок Ростовской АЭС, 1–4-й энергоблоки Балаковской АЭС, 3-й энергоблок Калининской АЭС).

Оболочки малой серии имеют большую высоту и, следовательно, больший внутренний объем. Поэтому при максимально возможной проектной аварии расчетная величина внутреннего давления в оболочках первой серии составляет 0,36 МПа, а унифицированной — 0,40 МПа.

Следует отметить наиболее существенные отличия этих типов оболочек.

В оболочках малой серии утолщения в зонах крупных отверстий располагаются с наружной стороны, а в унифицированной серии — внутри ее. Это обусловлено тем, что при строительстве сооружения используется передвижная опалубка, и наружное утолщение значительно усложняет опалубочные работы. При внутреннем утолщении этот процесс упрощается, т.к. облицовка на внутренней поверхности стены служит несъемной опалубкой. Кроме того, при силовых воздействиях внутреннее утолщение обеспечивает более однородное напряженное состояние в зоне отверстия.

В оболочках малой серии применялись две схемы расположения анкеров арматурных канатов. В защитной оболочке 5-го энергоблока Нововоронежской АЭС и 1-го энергоблока Калининской АЭС арматурные канаты анкеровались через один «глухой» и «тяжной» анкер, на верхнем карнизе и в нижней галерее. В защитной оболочке 2-го энергоблока Калининской АЭС все «тяжные» анкера устанавливались на верхнем карнизе, а «глухие» в нижней галерее.

В унифицированной серии арматурные канаты петлевые, т.е. они имеют два тяжных анкера на опорном кольце, а в нижней части цилиндра канат не анкеруется, а пропускается через металлический патрубок анкерного узла. Поэтому количество канатов, обеспечивающих преднапряжение цилиндрической части, в оболочках унифицированной серии в два раза меньше, однако их длина примерно в два раза больше.

Еще одним отличием является то, что оболочки унифицированной серии на 2/3 высоты находятся в обстройке, а оболочки малой серии такой обстройки не имеют. Это обстоятельство создает проблему, вызванную скачком температурных напряжений в зоне выхода оболочки из обстройки.

Ниже приведены характерные особенности защитных оболочек АЭС, построенных в России

Характерные особенности защитных оболочек АЭС

Наименование	Малая серия	Унифицированная серия
Высота	64,15 м	53,25 м
Аварийное давление	0,36 МПа	0,39 МПа
Утолщения в зоне отверстий	снаружи оболочки	внутри оболочки
Наличие обстройки	без обстройки	обстройка на 2/3 высоты цилиндра
Количество проволок в канатах	442 шт.	450 шт.
Подкрановая консоль	железобетонная	металлическая

Защитные оболочки АЭС с ВВЭР-1000 выполнены из предварительно-напряженного железобетона. Они состоят из цилиндрической части, пологого купола и основания. Внутренний радиус цилиндра составляет

22,5 м, купола — 35 м. Проектная толщина стен оболочки, принимаемая с учетом биологической защиты окружающей среды, составляет 1,2 м в цилиндрической части и 1,1 м в купольной. Внутренняя поверхность

оболочки имеет герметичную стальную облицовку толщиной 8 мм. Цилиндрическая и купольная часть оболочки преднапряжены арматурными канатами из арматурной проволоки класса В-II. В цилиндрической части арматурные канаты располагаются геликоидально с углом наклона к винтовой линии  $35^{\circ}15'$ , а в купольной части — ортогонально. У внешней и внутренней поверхности стенки цилиндра и купола располагается ненапрягаемая арматура периодического профиля класса А-III. Цилиндрическая и купольная часть оболочки возведена из монолитного железобетона (класс бетона по прочности на сжатие В30).

Для создания предварительного напряжения в цилиндрической и купольной частях оболочки предусмотрен опорный кольцевой карниз, располагаемый в зоне сопряжения цилиндра с куполом. Все работы, связанные с установкой арматурных элементов и предварительным напряжением вертикальных стен оболочки, осуществляются на горизонтальных поверхностях верхнего карниза и нижней галереи защитной оболочки, где созданы оптимальные условия для производства работ. Тяжелое технологическое оборудование в этом случае перемещается по кольцевым рельсам. Этот карниз также используется для преднапряжения купольной части оболочки. Отсутствие выступов в виде пилястр на вертикальных стенах упрощает производство опалубочных и бетонных работ. Однако недостатком геликоидальной схемы расположения напрягаемой арматуры является сохранение в конструкции защитной оболочки нетехнологичного и материалоемкого кольцевого карниза.

Для обслуживания реактора в процессе его работы и необходимых плановых ремонтов внутри защитных оболочек устанавливается мостовой кран, который опирается на подкрановую балку, располагаемую на внутренней стенке цилиндра оболочки.

Для эксплуатации и обслуживания реактора, вывода технологических трубопроводов, а также управляющих и контролирующих систем, в защитной оболочке выполняется значительное количество отверстий и проходок, располагающихся в различных местах оболочки. Размеры отверстий и проходок колеблются в очень широких пределах. Так, электрические проходки имеют диаметр от 150 до 250 мм, проходки для трубопроводов — от 500 до 800 мм и более. Кроме того,

для подачи оборудования и устройства прохода в оболочку устраиваются герметичные шлюзы диаметром 3,0 и 4,0 м. При воздействии внешней нагрузки наличие крупных отверстий диаметром 3,0 и 4,0 м вызывает значительную концентрацию напряжений в этих зонах. Для снятия концентрации напряжений предусмотрено местное утолщение стенки цилиндра, дополнительное расположение рядовой арматуры, а также стальная обечайка. Кроме того, наличие крупных отверстий обуславливает необходимость отгибов напрягаемых арматурных канатов. Указанные факторы приводят к образованию сложного напряженного состояния в зонах крупных отверстий.

В зоне сопряжения цилиндра с основанием при воздействии внешней нагрузки возникает концентрация напряжений, для снижения которой используется внутреннее утолщение и устанавливается дополнительное армирование.

Для контроля напряженно-деформированного состояния защитных оболочек в процессе их эксплуатации установлена контрольно-измерительная аппаратура: датчики измерения напряжений в рядовой арматуре, относительных деформаций бетона и температур по сечению стены. Датчики расположены в четырех створах на различных отметках по высоте в цилиндрической и купольной частях оболочки.

Как видно из приведенных данных, существует ряд проблем по выявлению особенностей напряженно-деформированного состояния защитных оболочек, решение которых ранее существовавшими методами было затруднительно. В связи с этим для возможности выполнения расчетов защитных оболочек АЭС различной геометрии в трехмерной и осесимметричной постановке в ИБРАЭ РАН, совместно с РНЦ «Курчатовский институт», был разработан программный комплекс «CONT», который прошел аттестацию в Госатомнадзоре РФ (регистрационный номер паспорта аттестации № 125, дата выдачи 02.11.2000 г.).

Основой принятой методики являются математические соотношения метода конечных элементов. С целью повышения эффективности вычислительного алгоритма и возможности его применения для расчета НДС сложных реальных конструкций традиционная конечно-элементная методика дополнена надстройкой в виде суперэлементного

алгоритма, дающего возможность поэтапного расчета НДС конструкций, учета повторяемости геометрии отдельных фрагментов. Следствием этого является существенное снижение потребления ресурсов компьютера и возможность постановки программного обеспечения на персональных компьютерах.

ПК позволяет выполнять расчеты защитных оболочек следующих типов:

- железобетонных оболочек без предварительного напряжения;
- предварительно-напряженных железобетонных оболочек;
- оболочек из стали.

При этом для каждого типа оболочек строится своя расчетная модель, которая учитывает особенности геометрических параметров оболочки, ее армирование, физико-механические характеристики используемых материалов, расположение напрягаемых арматурных канатов и т.д.

ПК дает возможность проводить линейно-упругие, нелинейные упругопластические расчеты, а также расчеты с учетом растрескивания железобетона для различных статических эксплуатационных и аварийных нагрузок, в том числе и температурных.

ПК CONT включает подсистемы автоматического формирования конечно-элементных моделей, расчета температурных полей, рас-

чета напряженно-деформированного состояния, графической обработки результатов.

Программный комплекс позволяет выполнять расчеты напряженно-деформированного состояния защитных оболочек в осесимметричной и объемной постановке.

С использованием ПК CONT проведено большое число работ по расчету напряженно-деформированного состояния и обоснованию безопасности как реальных защитных оболочек (Калининской, Ростовской, Балаковской и Нововоронежской АЭС, Индийской АЭС «Куданкулам»), так и моделей защитных оболочек, построенных в США (модель железобетонной защитной оболочки без преднапряжения в масштабе 1/6 и модель железобетонной предварительно-напряженной защитной оболочки в масштабе 1/4, SANDIA).

Кроме того, на базе ПК CONT и контрольно-измерительной аппаратуры (КИА), установленной в теле защитной оболочки, разработана экспертная система оценки напряженного состояния защитных оболочек АЭС с ВВЭР-1000, установленная на 2-м энергоблоке Калининской АЭС и 1-м энергоблоке Ростовской АЭС.

Основные проблемы защитных оболочек, решением которых занимается ИБРАЭ РАН, изложены в приведенных ниже публикациях.

## Принципы конструирования зон технологических проходов

*А. Н. Ульянов, В. Н. Медведев*

В защитных оболочках реакторных отделений АЭС устраиваются технологические проходы различных диаметров. Определенные сложности возникают при конструировании зон технологических проходов диаметром 3 м и более, в которых возникают довольно значительные концентрации напряжений. Значения коэффициентов концентрации напряжений зависят от диаметра технологического отверстия, толщины и диаметра цилиндрической части оболочки и могут быть рассчитаны с помощью приближенного решения А.И. Лурье. Полученные при этом результаты хорошо согласуются с данными экспериментальных исследований, выполненных различными авторами, что позволяет сделать заключение о возможности использования этого метода в нашем случае.

Для снижения напряжений вокруг отверстий применяют местные одно- или двусторонние утолщения стенки оболочки. Наличие утолщений позволяет без труда размещать дополнительную арматуру, необходимую для усиления мест концентрации напряжений, при этом остается достаточное пространство для укладки бетона.

Однако односторонние утолщения малоэффективны из-за появления в зоне концентрации напряжений дополнительных изгибающих моментов, вызываемых смещением нейтральной оси сечения относительно линии действия напряжений. Выполнение двусторонних утолщений осложняет бетонирование стенки защитной оболочки в скользящей опалубке, поскольку в зоне утолщения требуется применение переставной опалубки, стыкуемой по его краям со скользящей опалубкой, формирующей внешнюю поверхность цилиндра. Устройство же внутреннего утолщения не затрудняет процесс бетонирования ввиду того, что требуемая конфигурация поверхности задается внутренней металлической облицовкой.

В настоящее время нет точного аналитического метода расчета цилиндрических оболочек с односторонними усилениями в зоне

отверстий. На основании проведенных экспериментальных исследований получено приближенное решение этой задачи, обеспечивающее достаточно хорошее согласование расчетных данных с результатами экспериментальных исследований [1]. Однако нет четких рекомендаций по конструированию зон усиления с учетом их напряженного состояния. Именно эту задачу и ставили себе авторы настоящей статьи.

Очевидно, что изгибающий момент  $M_i$ , в сечении оболочки с односторонним утолщением будет зависеть от усилия в рассматриваемой точке  $N_i$  (с учетом его концентрации у отверстия) и от плеча его приложения относительно срединной поверхности сечения оболочки. Следовательно, между указанными усилием и моментом существует прямо пропорциональная зависимость:

$$M_i = N_i \cdot \frac{h - h_{об}}{2},$$

где  $h$  и  $h_{об}$  — соответственно толщина оболочки с усилением и без него.

Таким образом, армирование зоны защитной оболочки в случае одностороннего утолщения вблизи отверстия может быть выполнено по расчету внецентренно растянутых элементов согласно СНиП 2.03.01-84. Анализ напряжений на двух поверхностях оболочки — со стороны усиления и противоположной ему — показывает, что даже при удвоенной толщине стенки в этой зоне уровень напряжений на стороне, противоположной усилению, все еще превышает номинальный на 20%.

В общем случае характер распределения рабочей арматуры в сечении при наличии одностороннего утолщения может быть наглядно продемонстрирован на примере распределения арматуры при одностороннем утолщении защитной оболочки в зоне отверстия в 2 раза (в расчете использованы формулы, приведенные в СНиП 2.03.01-84, п. 3.27).

Примем толщину оболочки с усилением  $h = 2,4$  м; толщину защитного слоя с каждой стороны  $a = a' = 0,1$  м; рабочую высоту сечения  $h - a$ , равную  $h_o = 2,3$  м; расстояния от точки приложения продольной силы  $N$  до равнодействующей усилий в арматуре, соответственно, наружного и внутреннего слоя  $e = 0,5$  м,  $e' = 1,7$  м.

Тогда

$$Ne = R_s A_s^1 (h_o - a'),$$

откуда

$$R_s A_s^1 = \frac{Ne}{h_o - a'} = \frac{N \cdot 0,5}{2,2} = 0,227N;$$

$$Ne' = R_s A_s (h_o - a'),$$

а

$$R_s A_s = \frac{Ne'}{h_o - a'} = \frac{N \cdot 1,7}{2,2} = 0,773N,$$

где  $R_s$  — расчетное сопротивление арматуры растяжению;  $A_s$ ,  $A_s^1$  — площади сечения ненапрягаемой арматуры соответственно наружного и внутреннего слоя.

В результате получаем, что принятое утолщение вызывает более чем трехкратную неоднородность размещения арматуры в сечении, а это, безусловно, усложнит бетонирование данной зоны. При отсутствии утолщения, а также при устройстве двустороннего утолщения без смещения нейтральной оси сечения то же суммарное количество арматуры разместится симметрично:  $R_s A_s = R_s A_s^1 = 0,5$ . Следовательно, одностороннее утолщение стенки цилиндрической части защитной оболочки с внутренней стороны может быть принято только по технологическим соображениям, приведенным выше. При этом следует учитывать, что в данном случае необходимо несимметричное армирование сечения, при котором сохраняются сложности размещения большого количества рабочей арматуры вблизи одной из поверхностей стенки отверстия.

Таким образом, можно заключить, что в зависимости от действующих усилий и диаметров технологических проходок могут быть приняты два конструктивных решения таких зон:

— без утолщения стенки цилиндра в зоне проходки, если необходимое коли-

чество арматурных стержней можно разместить в нормальном сечении стенки защитной оболочки;

— с двусторонним утолщением стенки цилиндрической части защитной оболочки в зоне технологической проходки в пределах, необходимых для размещения дополнительной арматуры этой зоны и возможности качественной укладки бетона в ней.

Закладная деталь проходки должна быть выполнена (вне зависимости от принятого конструктивного решения усиления) заподлицо с поверхностью бетона на наружной поверхности цилиндра.

Характер расположения дополнительной арматуры в зоне технологической проходки должен соответствовать действующим в сечении усилиям, при этом следует избегать установки излишней арматуры ради симметричности ее расположения относительно отверстия. Например, учитывая, что в цилиндрической оболочке кольцевые и меридиональные усилия при воздействии внутреннего давления различаются в 2 раза, при назначении армирования зоны проходки не следует ограничиваться только кольцевыми и радиальными (относительно оси отверстия) арматурными стержнями. Надо размещать арматуру в кольцевом сечении оболочки в меридиональном направлении с учетом концентрации напряжений и задавать эти стержни как кольцевые. Затем следует выполнить размещение арматуры в меридиональном сечении в кольцевом направлении и, с учетом установленных кольцевых арматурных элементов, дополнить количество арматурных стержней до требуемого общего сечения арматуры криволинейными стержнями незамкнутого профиля.

Принимая во внимание безмоментный характер напряженного состояния оболочки в обоих рассматриваемых вариантах, расположение рабочей арматуры в зоне шлюзовой проходки может быть принято равномерным в несколько рядов по всему сечению стенки цилиндра и утолщения, если последнее предусматривается конструктивным решением этой зоны.

Арматура, располагаемая в радиальном направлении относительно оси отверстия, приваривается к кольцевым фланцам закладной детали двусторонними равнопрочными швами, что обеспечивает надлежащую анкеровку

последней в стенке защитной оболочки. Одновременно эта арматура является распределительной для кольцевых арматурных элементов и дополнительных криволинейных стержней.

Для восприятия давления на внутреннюю поверхность технологической проходки,

действующего в перпендикулярном стенке направлении, устанавливаются хомуты с учащенным равномерным шагом относительно оси отверстия и последующим переходом к нормальному шагу хомутов в стенке цилиндра на расстоянии трех радиусов отверстия от его оси.

## **Литература**

1. *Ульянов А.Н.* Расчетная оценка напряженного состояния зоны крупных технологических проходов // Энергетическое строительство. 1984. — № 5. — С. 73–74.

## **Влияние отгибов арматурных элементов на напряженное состояние защитной оболочки АЭС в зоне технологических проходов**

*А. Н. Ульянов, В. Н. Медведев (ИБРАЭ РАН)  
Алексей С. Киселев (РНИЦ «Курчатовский институт»)*

Прочность защитной оболочки АЭС в значительной степени обеспечивается однородностью ее напряженного состояния при длительно действующих нагрузках от предварительного напряжения арматуры. Наибольшая неоднородность распределения напряжений наблюдается в зоне крупных технологических проходов даже при однородном загрузении стенки. При наличии же каких-либо аномалий в нагружении этой зоны картина распределения напряжений становится весьма сложной и определяется наличием отверстия большого диаметра, формой усиления зоны отверстия для снижения концентрации напряжений и наличием отгибов арматурных канатов. На основании экспериментальных и расчетных исследований напряженного состояния зоны технологической проходки с односторонним утолщением нами получено приближенное решение этой задачи, однако влияние отгибов арматурных элементов на напряженное состояние зоны отверстия ранее не рассматривалось.

Наиболее остро возникает необходимость анализа этого фактора при проектировании защитной оболочки АЭС нового поколения повышенной надежности, где в цилиндрической части предусмотрено отверстие диаметром 6,5 м, а расположение предварительно-напряженных арматурных канатов принято по ортогонально-петлевой схеме. Это приводит к необходимости отгиба в зоне отверстия более десяти пар арматурных канатов кольцевого направления и более пяти пар — меридионального, что может значительно повлиять на напряженное состояние защитной оболочки.

Очевидно, что всякое изменение траектории напряженного арматурного элемента вызывает изменение его силового воздействия на стенку оболочки в зоне данного отклонения.

При огибании крупного отверстия, диаметр которого значительно превосходит нормальный шаг предварительно-напряженной арматуры, траектория арматурного элемента будет иметь минимум три поверхности контакта. По ним будет происходить силовое взаимодействие арматурного элемента со стенкой оболочки, а именно: при выходе на новую траекторию, огибающую отверстие, при огибании отверстия и при выходе на первоначальную траекторию.

Характер силового взаимодействия будет зависеть от усилия в арматурном элементе и кривизны стенки отверстия. В общем случае характер такого взаимодействия достаточно сложен, однако для оценки напряженного состояния данной зоны целесообразно рассматривать его в двух основных плоскостях: в плоскости стены (при этом учитывается взаимодействие с ней арматурного элемента в зоне огибания отверстия) и в плоскости кольцевого сечения стены (учитывается давление арматурного элемента на стенку, вызванное кривизной последней). В дальнейшем после суммирования полученных результатов будем иметь общую картину напряженного состояния этой зоны.

Учитывая сложность поставленной задачи решение ее только расчетными методами не даст требуемой степени его надежности, поэтому было решено провести комплексные исследования, включающие как расчетные, так и экспериментальные исследования на моделях. Расчетные исследования выполнялись в Санкт-Петербургском техническом университете, а экспериментальные — в институте Оргэнергострой.

Согласованная программа исследований включала экспериментальные и расчетные исследования напряженного состояния защитной оболочки в зоне отверстия при огибании парой арматурных элементов зоны технологической проходки.

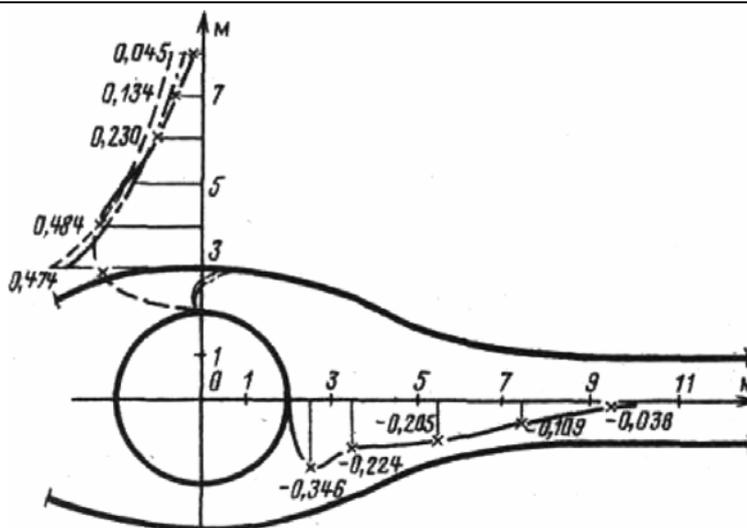


Рис. 1. Эпюры радиальных напряжений в зоне отверстия от воздействия преднапряженных криволинейных арматурных канатов:  
× — экспериментальные данные;  
---- — расчет методом конечных элементов;  
- · - · — расчет на основании решения Мелана

Сопоставление результатов расчетов и экспериментов позволило уточнить методику расчета.

В экспериментах и расчетах диаметр отверстия принимался 4 м, радиус кривизны арматурного каната при выходе на траекторию огибания отверстия — 10 м, при огибании отверстия — 9 м, расстояние между парой арматурных канатов в первоначальной траектории — 2 м. В расчетах действительная распределенная нагрузка заменялась эквивалентной в виде большого числа сосредоточенных сил, ориентированных под различными углами к вертикальной оси. Для удобства решения задачи сосредоточенные силы раскладывались по направлениям координатных осей.

В ходе исследований экспериментальные данные сопоставлялись с результатами расчетов, выполненных двумя методами: с применением теории упругости при определении некоторых функций численным способом и методом конечных элементов.

Анализ результатов расчетов показывает, что расчетные эпюры, полученные двумя различными методами, согласуются между собой с достаточной точностью. Однако оба метода обладают несовершенством принятых расчетных схем: в обоих случаях считается, что нагрузка передается по всему

сечению оболочки, т.е. действие арматурного элемента, располагаемого в натурной конструкции внутри сечения на ограниченной его площади (диаметр каната равен 250 мм), заменяется распределенной нагрузкой по всему сечению. В этом случае по линии приложения нагрузки в расчетных эпюрах напряжений наблюдается скачок в месте приложения нагрузки на ограниченной длине сечения, что искажает действительный характер напряженного состояния этой зоны (рис. 1).

Расчетные значения окружных напряжений в направлении, перпендикулярном трассе пучков (рис. 2), также в отличие от экспериментальных имеют скачок непосредственно в месте приложения нагрузки. Кроме того, на большой длине сечения экспериментальные значения окружных напряжений превышают расчетные. На контуре отверстия максимальное превышение экспериментальных данных над расчетными составляет около 30%.

Окружные напряжения в направлении, параллельном трассе пучков (см. рис. 2), имеют знакопеременный характер — от значительного сжатия на краю отверстия до растягивающих напряжений с максимальным их значением на участке, удаленном от центра отверстия на 7 м.

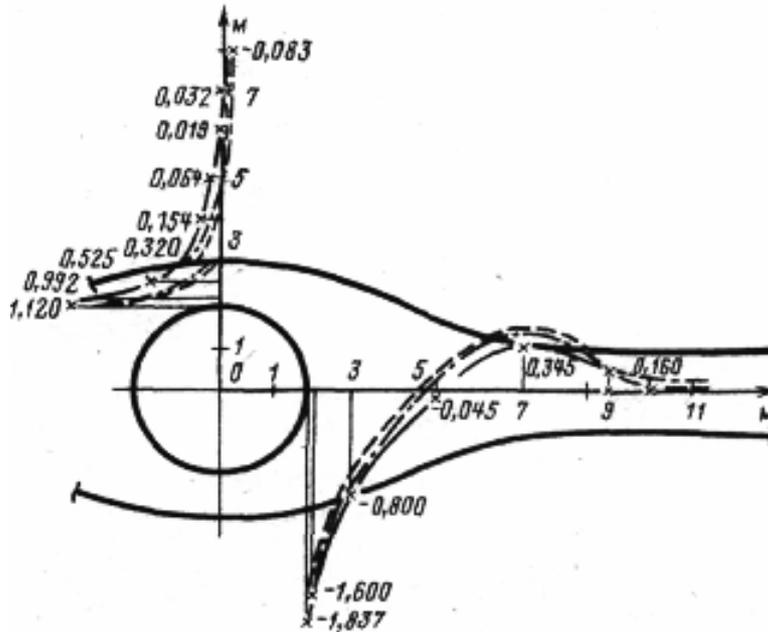


Рис. 2. Эпюры окружных напряжений в зоне отверстия от воздействия преднапряженных криволинейных арматурных канатов:  
 × — экспериментальные данные;  
 ---- — расчет методом конечных элементов;  
 - · - · — расчет на основании решения Мелана

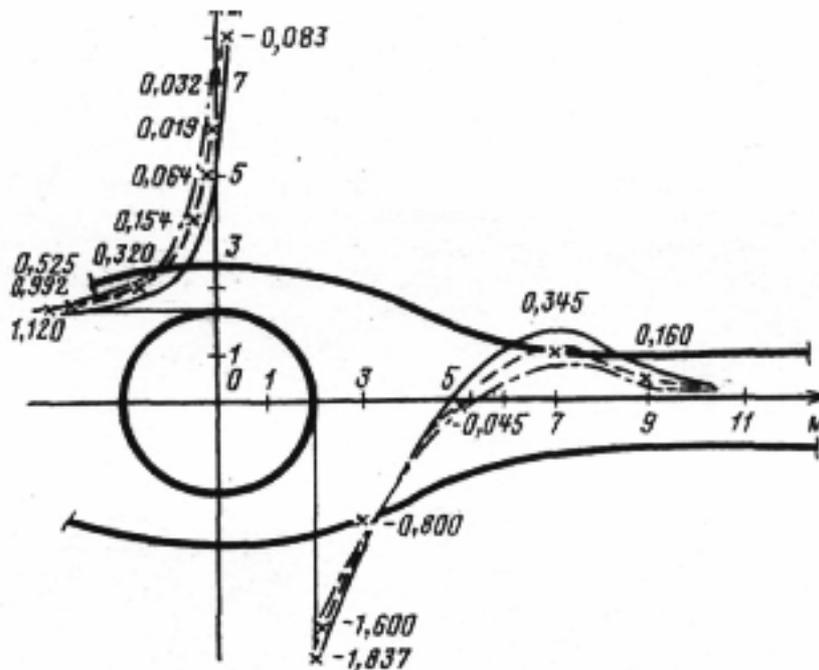


Рис. 3. Эпюры окружных напряжений, полученные с использованием программы «Аксикон-2»:  
 — — без учета сил трения;  
 ---- — с учетом сил трения,  $\tau = 0,1$ ;  
 - · - · — то же,  $\tau = 0,2$

Сопоставление экспериментальных данных с результатами расчета, выполненного двумя методами, показывает, что при дос-

точно хорошем согласовании качественного характера эпюр имеются расхождения значений окружных напряжений в сечении,

перпендикулярном трассе пучков, причем на значительном участке, начиная от контура отверстия, и в сечении, параллельном трассе пучков, — в зоне максимальных растягивающих напряжений. Учитывая то обстоятельство, что в модели характер приложения нагрузки от арматурного элемента соответствовал натурному, есть основания полагать, что экспериментально полученные значения напряжений в большей мере соответствуют действительности. Анализ возможных причин указанных расхождений между экспериментальными и расчетными результатами позволил предположить, что они обусловлены влиянием сил трения между арматурным элементом и стенками каналообразователя.

Для подтверждения данного предположения по программе «Аксикон-2» (НТЦ Госпроматомнадзора), реализующей метод ко-

нечных элементов в объемной постановке, были выполнены расчеты для трех случаев. В первом случае нагрузка от арматурных элементов принималась без учета сил трения, во втором случае — с учетом коэффициента трения  $m = 0,1$  и в третьем случае — с учетом коэффициента трения  $m = 0,2$ . Результаты расчета приведены на рис. 3.

Анализ этих данных показал, что при учете сил трения расчетные эпюры напряжений приближаются к экспериментальным. Наилучшее согласование получено во втором расчетном случае, где нагрузка от арматурного каната принималась с учетом коэффициента трения  $m = 0,1$ .

Исследования по определению коэффициента трения в арматурных канатах модели показали, что его значение составляет 0,11.

## Выводы

1. Проведенные исследования выявили достаточно существенное влияние отгибов арматурных канатов на напряженное состояние оболочки в зоне технологических проходов, что обуславливает необходимость его учета при проектировании этих зон.
2. Особое внимание следует обратить на те участки, где возникающие вследствие изгиба пучков растягивающие напряжения ничем не компенсируются (участки начала отгиба пучков от штатной траектории).

3. Расчетный анализ напряженного состояния зон технологических проходов необходимо выполнять, принимая во внимание воздействия всех отгибаемых арматурных элементов, с использованием расчетных программ, позволяющих учесть их действительные траектории и силы трения.

## Оптимизация усиления зоны технологической проходки защитной оболочки для АЭС НП-1000

*А. Н. Ульянов, Н. В. Ямщиков, В. М. Медведев, А. В. Болдырев*

В связи с возрастающими требованиями по обеспечению безопасности эксплуатации АЭС и охране окружающей среды в зоне ее расположения, а также с увеличением общего количества находящихся в эксплуатации энергоблоков, в нашей стране и за рубежом осуществляется комплекс мероприятий по повышению надежности систем локализации аварий. Важное место в комплексе систем локализации аварий занимают защитные оболочки реакторных отделений АЭС.

Для обеспечения герметичности и надежности защитных оболочек в соответствии с современными и прогнозируемыми на будущее требованиями безопасности АЭС назрела необходимость разработки следующего поколения противоаварийных конструкций — защитных оболочек повышенной надежности.

В настоящее время в России осуществляется проектирование двойной защитной оболочки с вентилируемым зазором для АЭС нового поколения повышенной надежности НП-1000. Наружная оболочка из железобетона без предварительного напряжения рассчитывается на воздействие внешних нагрузок (климатические нагрузки, падение самолета и т.п.), а внутренняя — на аварийные нагрузки, обусловленные аварией в первом контуре теплоносителя.

Обеспечение герметичности защитной оболочки усложняется наличием большого количества технологических проходок различных размеров и назначения.

Как известно, наличие технологических проходок в защитной оболочке приводит к существенной неоднородности ее напряженного состояния — концентрации напряжений в зонах проходок. Статистика повреждений в защитных оболочках свидетельствует о том, что при воздействии внутреннего давления большинство трещин образуется в зонах концентрации напряжений, в частности, в районе отверстий [1]. В этой связи сохранение функциональных

свойств оболочки при аварии во многом определяется тем, какие конструктивные решения были приняты для устранения эффектов, обусловленных концентрацией напряжений в зонах проходок.

В данной работе рассматриваются способы снижения концентрации напряжений, вызванных наличием отверстий различного диаметра, до допустимых значений.

Решение задачи определения величины концентрации напряжений вблизи отверстий в цилиндрической оболочке рассматривалось различными авторами [2]. Основным средством снижения концентрации напряжений является усиление зоны отверстий, которое может осуществляться следующими способами: применением металлического кольца, устройством локального утолщения в зоне отверстия, размещением дополнительной арматуры.

В зависимости от величины концентрации напряжений, обусловливаемой отверстиями, все технологические проходки проектируемой защитной оболочки можно разделить на три группы: малого ( $r < 0,9$  м), среднего ( $0,9 < r < 2,1$  м) и большого ( $r > 2,1$  м) радиуса  $r$ . В работе концентрацию напряжений будем характеризовать максимальным коэффициентом концентрации напряжений  $K_m$  [3]:

$$K_m = 2,5(1,0 + 2,4 \cdot r_0^2 / (R \cdot h)) \quad (1)$$

где  $R$  — радиус срединной поверхности оболочки;  $h$  — толщина стенки оболочки.

Для выделенных групп проходок целесообразно использовать различные конструктивные решения по их усилению.

Для выделенных групп проходок целесообразно использовать различные конструктивные решения по их усилению.

Необходимое усиление отверстий малого радиуса, максимальный коэффициент концентрации которых меньше 2,7, может быть обеспечено путем подкрепления отверстия

кольцом из более жесткого материала (металла) и установкой дополнительной арматуры без утолщения зоны отверстия.

Для снижения концентрации напряжений в зоне технологической проходки среднего радиуса, максимальный коэффициент концентрации которых находится в пределах 2,7 ... 3,45, подкрепления отверстия металлическим кольцом и установки дополнительной арматуры недостаточно и требуется утолщение зоны отверстия. Хотя применение симметричного двухстороннего утолщения является наиболее эффективным, в силу существенной технологической сложности устройства такого утолщения, для технологических проходок среднего радиуса целесообразно применять одностороннее утолщение.

В практике отечественного и зарубежного опыта строительства защитных оболочек АЭС использовались односторонние утолщения как с наружной, так и с внутренней стороны стенки оболочки. Как правило, устройство одностороннего утолщения с той или иной стороны стенки оболочки диктовалось технологическими факторами. Однако при определении стороны расположения одностороннего утолщения зоны отверстия в защитной оболочке, с нашей точки зрения, в первую очередь следует учитывать то обстоятельство, что в случае одностороннего утолщения зоны отверстия происходит изменение кривизны срединной поверхности оболочки в этой зоне. Вследствие этого в соответствии с (1) при внутреннем одностороннем утолщении стенки цилиндра радиус кривизны срединной поверхности оболочки в зоне отверстия будет больше, а коэффициент концентрации напряжений меньше, чем при наружном одностороннем утолщении. Поэтому при одностороннем устройстве утолщения стенки оболочки в зоне отверстия располагать его следует с внутренней стороны.

Однако, с какой бы стороны стенки защитной оболочки не устраивалось одностороннее утолщение в зоне отверстия, существенного снижения концентрации напряжений на стороне, противоположной утолщению, не происходит. Вследствие излома срединной поверхности оболочки в ней будут возникать изгибающие моменты, действующие из плоскости оболочки, пропор-

циональные смещению срединной поверхности. Это обстоятельство не позволяет обеспечить необходимое снижение концентрации напряжений в зоне технологических проходок большого диаметра. Применение одностороннего утолщения для таких отверстий малоэффективно, и снижение концентрации напряжений до допустимого уровня невозможно без устройства двустороннего утолщения зоны отверстия.

Одной из отличительных особенностей защитных оболочек АЭС нового поколения повышенной надежности НП-1000, потребовавшей специальных исследований, является наличие в ней особо крупной технологической проходки диаметром порядка 7,0 м. В данной работе разработана конструкция усиления такой технологической проходки АЭС НП-1000, обеспечивающая снижение концентрации напряжений при действии внутреннего давления, возникающего при тяжелой аварии.

В основу определения исходных вариантов конструкции и параметров двухстороннего утолщения положено два принципа устройства утолщения:

1. площадь сечения утолщения стенки по направлению действия максимальных усилий должна быть не менее площади сечения отверстия;
2. сопряжение утолщения со стенкой цилиндра должно быть по возможности плавным, без резких изломов поверхности.

Первое условие важно с точки зрения сохранения среднего уровня напряжений по сечению оболочки, а второе — обеспечивает отсутствие больших градиентов напряжений в зоне сопряжения утолщения со стенкой.

Особенностью задачи выбора формы усиления технологической проходки является необходимость расчета оболочки с усилением в трехмерной постановке, поэтому для ее решения должны использоваться соответствующие расчетные методы, позволяющие реализовать подобные расчеты. В работе для расчета напряженного состояния защитной оболочки с усиленной технологической проходкой использовался метод конечных элементов. Поскольку исследуемые конструктивные решения рассматриваемой конструкции являются существенно несимметричными относительно срединной поверхности

для моделирования конструкции использовались объемные конечные элементы.

В качестве основной расчетной нагрузки было принято воздействие внутреннего давления. При этом из рассмотрения исключалась радиально направленная нагрузка от крышки шлюза, вызванная действием на нее внутреннего давления, потому что нагрузка от предварительного напряжения, повторяя с обратным знаком воздействие внутреннего давления, не имеет радиальной нагрузки по контуру отверстия. Таким образом, полученная картина напряженного состояния будет отражать зависимость усиления от воздействия основных нагрузок. При выборе оптимальной формы усиления крупной технологической проходки защитной оболочки повышенной надежности было рассмотрено три исходных варианта формы усиления (рис. 1).

Площади сечения утолщения рассмотренных вариантов, воспринимающие кольцевые усилия, составляют 4,7 м, 6,3 м и 7,74 м в верхней и нижней от отверстия частях усиления для 1-го, 2-го и 3-го вариантов. Площадь бетона, изъятая из сечения стенки оболочки отверстием, составляет 4,2 м для верхней и нижней частей отверстия. Учитывая, что максимальными в рассматриваемом случае являются кольцевые усилия и они в сечении утолщения, воспринимающем меридиональные усилия, приводят к уменьшению уровня меридиональных напряжений, нет необходимости стремиться восполнить отсутствующий объем в данном сечении усилением, имеющим площадь сечения равную площади бетона, изъятой из сечения стенки оболочки отверстием. Поэтому в сечении, воспринимающем меридиональные усилия, использовались дополнительные площади бетона равные 1,1 м, 1,94 м и 3,12 м соответственно для 1-го, 2-го и 3-го вариантов формы усиления.

Результаты проведенного анализа показывают, что общие принципы формообразования усиления (утолщение с двух сторон цилиндрической стенки) позволяют снизить уровень средних напряжений в этой зоне. Однако геометрические характеристики утолщений исходных вариантов не обеспечивают снижения уровня напряжений на внутренней поверхности оболочки вблизи отверстия до уровня напряжений в стенке

без отверстия. На рис. 2 представлены эпюры кольцевых напряжений в проходящем через центр отверстия меридиональном сечении защитной оболочки для трех исходных вариантов усиления. Пунктирными линиями на этом рисунке показаны эпюры кольцевых напряжений в защитной оболочке без отверстия. Из представленных графиков видно, что, несмотря на симметричность данного сечения усиления относительно срединной поверхности оболочки, наблюдается заметное смещение эпюр напряжений в сторону центра цилиндра относительно этой поверхности.

Для первого варианта геометрии усиления зоны технологической проходки можно отметить следующие характерные особенности распределения кольцевых напряжений. На внутренней поверхности оболочки с утолщением действующие кольцевые напряжения превышают соответствующие напряжения в оболочке без отверстия (номинальные напряжения) на 68%. То есть, в этой области не удалось полностью снять концентрацию напряжений, хотя на наружной поверхности кольцевые напряжения ниже номинальных. Уровень средних напряжений в оболочке с отверстием превышает номинальные напряжения на 30%, что говорит о недостаточности толщины усиления.

Для второго варианта геометрии усиления зоны крупной технологической проходки кольцевые напряжения на внутренней поверхности превышают номинальные на 45%. По уровню средних напряжений превышение в оболочке с отверстием составляет около 10%, что при симметричном усилении в центральном сечении требует дальнейшего увеличения толщины усиления.

Увеличение толщины усиления до 3,0 м при сохранении его симметрии относительно срединной поверхности оболочки в створе действия максимальных кольцевых напряжений не дает желаемого результата. При снижении уровня средних напряжений на 4% относительно номинальных наблюдается, однако, превышение номинальных напряжений на внутренней поверхности защитной оболочки, что говорит о неоптимальности принятого конструктивного решения.

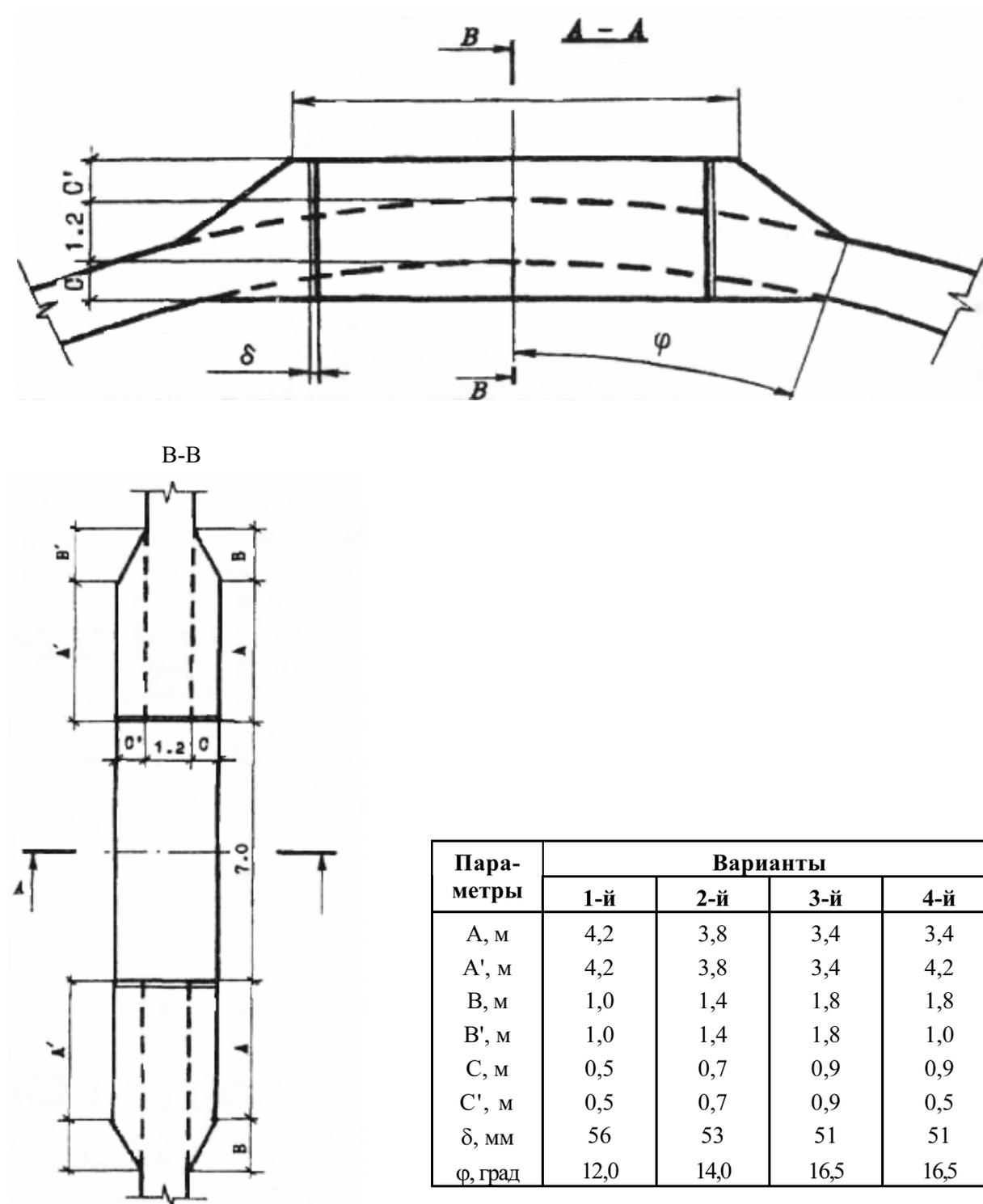


Рис. 1. Геометрические размеры четырех вариантов конструктивного решения усиления зоны технологической проходки диаметром 7 м

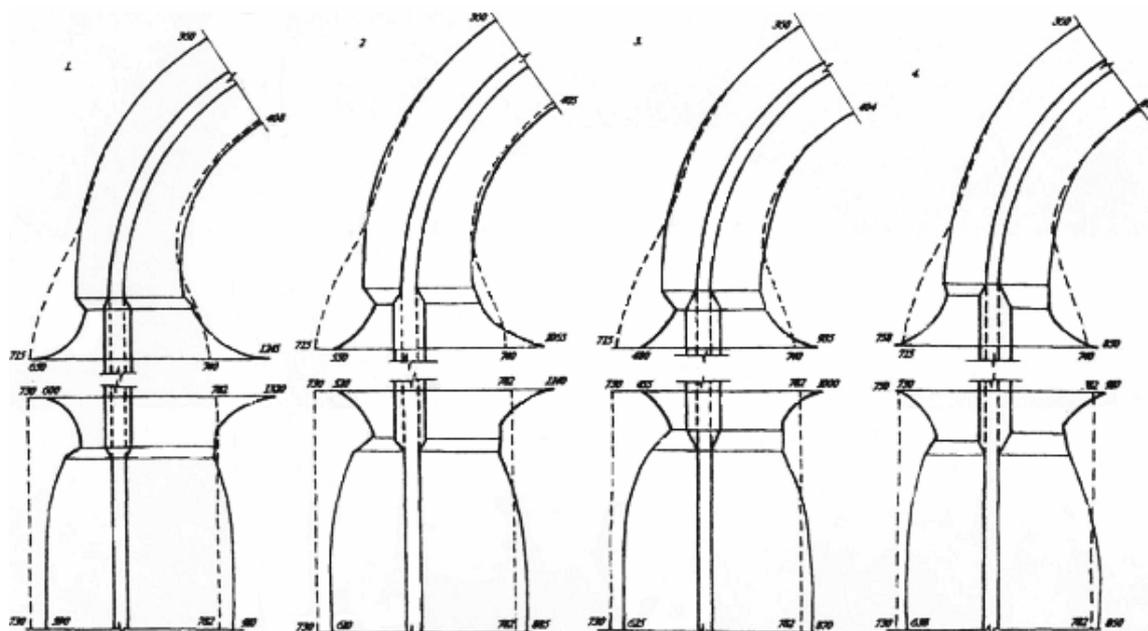


Рис. 2. Распределения кольцевых напряжений на внешней и внутренней поверхностях защитной оболочки в вертикальном, проходящем через центр проходки, створе для трех исходных и разработанного вариантов усиления

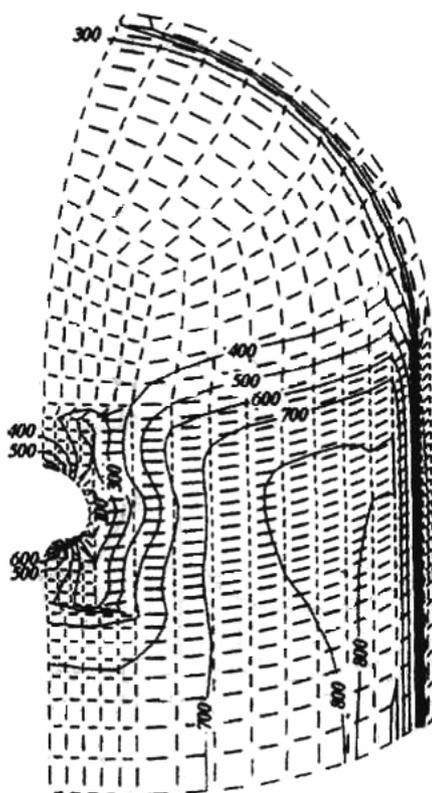


Рис. 3. Распределения кольцевых напряжений на внешней поверхности защитной оболочки для четвертого варианта усиления зоны технологической проходки при воздействии внутреннего давления

Наиболее ярким подтверждением эффективности четвертого варианта конструктивного решения усиления крупной технологической проходки защитной оболочки повышенной надежности является сравнение эпюр кольцевых изгибающих моментов в проходящем через центр отверстия меридиональном сечении оболочки для всех четырех вариантов усиления, приведенных на рис. 5. Как видно из представленных результатов, максимальные значения кольцевых изгибающих моментов составляет 410 т/м, 350 т/м и 290 т/м, соответственно, для первого, второго и третьего вариантов усиления, в то время как для четвертого варианта максимальное значение кольцевого изгибающего момента не превышает 90 т/м. Принципиально возможно свести значения кольцевого изгибающего момента до нуля, обеспечив абсолютное равенство напряжений на обеих поверхностях оболочки, но это повлечет за собой значительное

усложнение геометрии усиления при весьма малом эффекте. Кроме того, поскольку проведенная оптимизация формы усиления крупной технологической проходки осуществлялась только при анализе напряженного состояния, обусловленного аварийным внутренним давлением, и не учитывала других факторов, дальнейшую модификацию усиления целесообразно производить после выполнения расчетов, учитывающих воздействие других факторов. Разработанное конструктивное решение зоны крупной технологической проходки позволит приступить к следующему этапу разработки усиления защитной оболочки повышенной надежности — анализу неоднородности напряженного состояния оболочки, обусловленной отгибами преднапрягаемых арматурных канатов в зоне отверстия, и разработке оптимальной схемы армирования защитной оболочки.

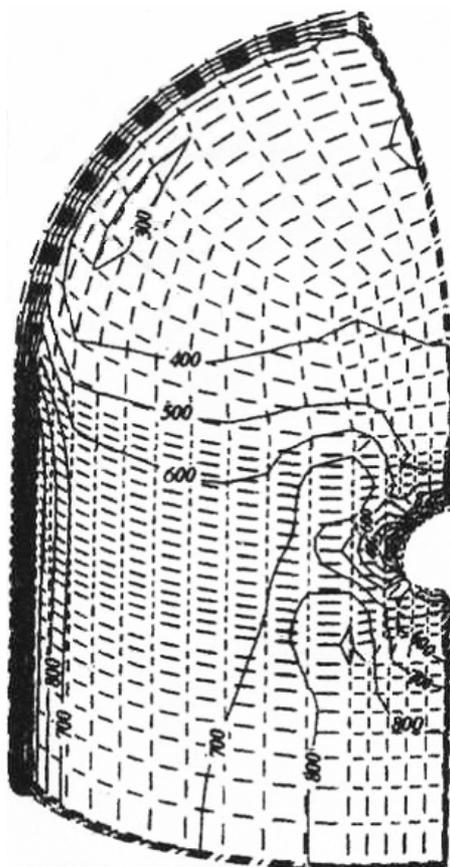


Рис. 4. Распределения кольцевых напряжений на внутренней поверхности защитной оболочки для четвертого варианта усиления зоны технологической проходки при воздействии внутреннего давления

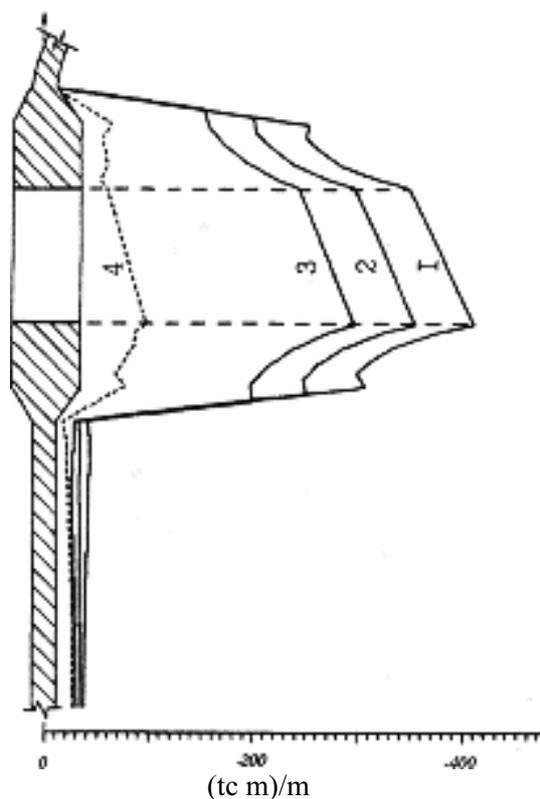


Рис. 5. Распределения изгибающих моментов в меридиональном сечении оболочки для четырех вариантов конструктивного решения усиления зоны технологической проходки диаметром 7 м

## Выводы

1. Для технологических проходок большого диаметра применение одностороннего утолщения на внутренней или внешней поверхности стенки оболочки не может дать эффективного результата.
2. Рассмотрение нескольких вариантов конструктивных решений усиления зоны технологической проходки большого диаметра

позволило определить основные закономерности распределения усилий в конструкции и, с учетом имеющейся информации, разработать конструкцию усиления технологической проходки диаметром 7,0 м, обеспечивающую снижение концентрации напряжений в зоне проходки до номинального уровня.

## Литература

1. *Dameron R.A., Dunham R.S., Rashid Y.R., Tang H.T.* Conclusions of the EPRI Concrete Containment Research Program // Nuclear Engineering and Design. 1991. — Vol. 25. — P. 41–55.
2. *Лурье А.И.* Статика тонкостенных оболочек. — М.: Гостехиздат, 1947. — 362 с.
3. *Ульянов А.Н.* Расчетная оценка состояния зоны крупных технологических проходок // Энергетическое строительство. 1984. — 5. — С. 73–74.

# Экспериментальные исследования по определению коэффициента трения арматурных элементов о стенки каналообразователей на существующих защитных оболочках АЭС

А. Н. Ульянов, В. Н. Медведев

## 1. Методика определения коэффициента трения

Вследствие механического взаимодействия между арматурным канатом и полиэтиленовым каналообразователем в местах их соприкосновения возникают силы трения, которые сопротивляются относительному перемещению арматурного каната в продольном направлении. Возникновение сил трения при натяжении арматурного каната приводит к потере усилий по всей его длине. Основными факторами, влияющими на величину потерь усилий в арматурном канате от трения, являются:

— предусмотренные проектом радиусы кривизны располагаемых в теле защитной оболочки арматурных элементов;

— неизбежное отклонение каналообразователей от заданной траектории кривизны, возникающее при сооружении защитных оболочек;

— характеристики арматурного элемента (шероховатость проволок, их диаметр, наличие коррозии);

— материал каналообразователей (металл, полиэтилен);

— вид применяемой смазки;

— изменение усилий по длине арматурного элемента в зависимости от величины коэффициента трения и угла его изгиба определяется по формуле Эйлера, приведенной ниже.

Потери напряжений по длине арматурного элемента вследствие трения его о стенки каналообразователей могут быть определены двумя методами: по разности усилий на тяжном и глухом анкере арматурного элемента и по упругой деформации удлинения или укорочения арматурного каната при различных усилиях натяжения.

Использование первого метода возможно на головной серии защитных оболочек АЭС, где в нижней части конструкции предусмот-

рены глухие анкера. При этом потребуются дополнительные затраты на установку контрольно-измерительной аппаратуры и оборудования. Использование этого метода на унифицированной серии защитных оболочек АЭС невозможно из-за отсутствия глухих анкеров, арматурные канаты в нижней части конструкции имеют металлический каналообразователь с радиусом кривизны 1 м и два тяжных анкера на ее опорном кольце. Использование второго метода позволяет определить коэффициент трения без применения специальной контрольно-измерительной аппаратуры и дополнительного оборудования.

Сущность метода основывается на использовании формулы Эйлера, которая характеризует распределение усилий по длине арматурного каната:

$$N_i = N_0 \cdot e^{-\mu\theta}, \quad (1)$$

где  $N_0$  — усилие тяжного анкера,  $e$  — основание натурального логарифма,  $\mu$  — коэффициент трения,  $\theta$  — угол изгиба арматурного элемента от тяжного анкера до рассматриваемой точки.

Подставляя в указанное выражение различные значения углов изгиба арматурного элемента при заданном значении коэффициента трения, можно получить значения усилий в арматурном элементе по его длине в зависимости от усилия, приложенного на тяжном конце. Результаты таких расчетов удобно рассматривать в виде графической зависимости  $N$  от  $Q$ , представленной на рис. 1. Из приведенных материалов видно, что для каждого значения коэффициента трения характер распределения усилий по длине арматурного элемента остается постоянным, меняется только угол наклона кривой распределения.

При снижении усилия на домкрате первоначально произойдет снижение усилия

только в близлежащей к тяжному анкеру части арматурного элемента, т.к. силы трения между арматурным элементом и каналобразователем будут противодействовать перемещению каната в обратном направлении так же, как они противодействовали его перемещению при натяжении.

Характер распределения усилий по длине криволинейного участка каната в зависимости от коэффициента трения и угла его изгиба при снижении нагрузки на тяжном конце, описывается зависимостью:

$$N_i = N'_0 \cdot e^{\mu\theta_i} \quad (2)$$

В данном случае  $N'_0$  — усилие на тяжном конце каната при снижении нагрузки в нем с более высокого уровня.

Пользуясь указанной зависимостью можно построить графическое изображение такого процесса для рассматриваемых значений коэффициентов трения (пунктирные линии на рис. 1).

Таким образом, имея аналитические зависимости для усилия в любой точке криволинейного арматурного элемента для случаев подъема и снижения нагрузки на тяжном конце арматурного элемента, можем найти точку пересечения этих кривых, которая обозначит активный участок арматурного элемента в процессе снижения нагрузки с данного уровня до другого, т.е. деформации арматурного элемента при снижении нагрузки в заданных пределах будут происходить только на этом участке. Угол изгиба,  $\theta_i$ , арматурного элемента от тяжного устройства до точки пересечения кривых, характеризующих натяжение арматурного элемента и снижение усилия в нем, находим, приравняв значения  $N_i$  в выражениях (1), (2),

$$N_0 e^{-\mu\theta_i} = N'_0 \cdot e^{\mu\theta_i} \quad (3)$$

Откуда следует

$$e^{-2\mu\theta_i} = \frac{N'_0}{N_0} \quad (4)$$

Преобразовав (4), получим

$$\theta_i = -\frac{\ln(N'_0 / N_0)}{2\mu} \quad (5)$$

Длину арматурного каната на этом участке определим из выражения

$$L_i = r_{\text{в.л.}} \theta_i \quad (6)$$

где  $r_{\text{в.л.}}$  — радиус изгиба арматурного каната при его траектории, проходящей по винтовой линии и располагаемой на поверхности цилиндра с радиусом  $R_{\text{ц}} = 23,15$  м, который можно определить по зависимости

$$r_{\text{в.л.}} = \frac{R_{\text{ц}}}{(\cos \alpha)^2} \quad (7)$$

где  $\alpha$  — угол захода винтовой линии к горизонтальному сечению цилиндра.

Если принято условие, что на данном участке на одном конце действует приращение усилия,  $\Delta N = N_0 - N'_0$ , а на другом конце участка приращение равно нулю, среднее приращение усилия в арматурном элементе на данном участке составит

$$\Delta N_{\text{ср.}} = \frac{N_0 - N'_0}{2} \quad (8)$$

Вызванное этим приращением усилия приращение деформации будет равно

$$\Delta l = \frac{N_{\text{ср.}} L_i}{EF} \quad (9)$$

где  $E$  — модуль упругости материала арматурного элемента, кг/см<sup>2</sup>,  $F$  — площадь сечения арматурного элемента, см<sup>2</sup>. Преобразуя это выражение к виду

$$L_i = \frac{2\Delta l EF}{N_0 - N'_0} \quad (10)$$

и используя зависимости (5) и (7), можно получить выражение для определения коэффициента трения арматурного элемента о стенки каналобразователя, которое запишется в виде

$$\mu = \frac{r_{\text{в.л.}}}{4\Delta l EF} (N_0 - N'_0) \ln(N'_0 / N_0) \quad (11)$$

Отличие от натяжения любого арматурного элемента будет состоять лишь в том, что изменение усилия в нем повторяются многократно. Однако, принимая во внимание то, что во всех случаях оно не превышает предела упругой работы арматурного элемента и количество повторов на несколько порядков ниже допустимого уровня с точки зрения влияния малоциклового усталости, данные отличия не повлияют на свойства арматурного элемента в процессе дальнейшей его эксплуатации.

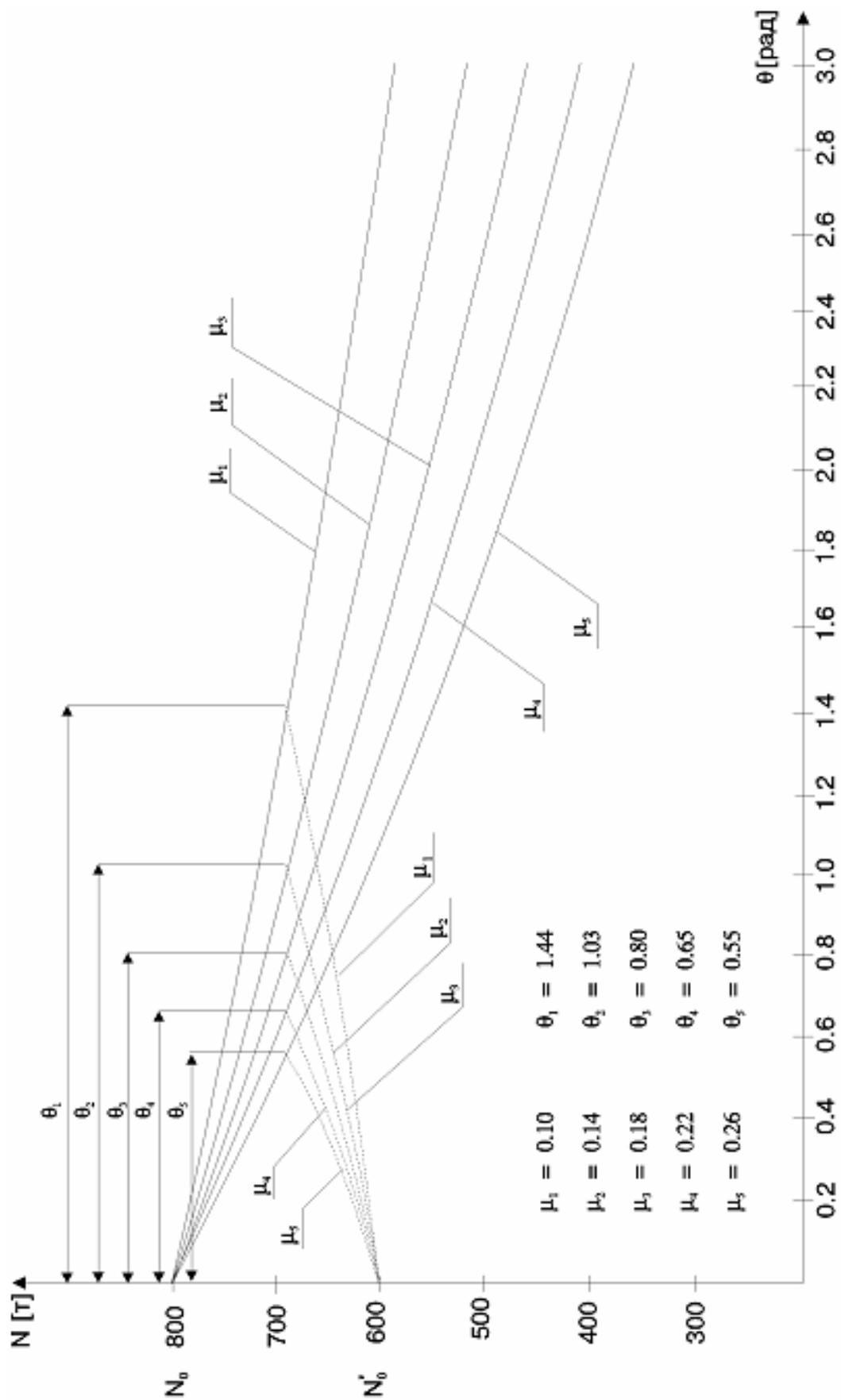


Рис. 1. Распределение усилий в арматурном элементе в зависимости от его кривизны при различных коэффициентах трения

Приложение усилий к тяжным концам арматурного элемента при проведении экспериментальных работ осуществляется гидродомкратами так же, как и при обычном натяжении канатов. Измерение прикладываемых усилий осуществляется по показаниям образцового манометра, устанавливаемого на маслonaпорной насосной станции. Нагрузка прикладывается поэтапно с измерением перемещений на каждом этапе загрузки.

Измерение перемещений анкеров, а, следовательно, и тяжных концов арматурного элемента, также выполняются с достаточной точностью за счет использования фиксированного геометрического размера анкерной части каната, а именно — шага

резьбы опорной гайки, который равен 16 мм. За счет поворота гайки на фиксированный угол задается строго определенное значение перемещения анкера на данной ступени нагружения. При этом точность измерения составляет 0,044 мм на один градус поворота гайки, т.е. ошибка при вращении гайки на  $10^\circ$  приведет к погрешности измерения перемещения всего на 0,44 мм.

Используя средства измерения достаточно высокой точности, можно исследовать характер распределения усилий по длине арматурного элемента по результатам измерений приращения нагрузки и соответствующих им приращений удлинения каната.

## **2. Порядок проведения экспериментов и обработки результатов**

Экспериментальные исследования по определению коэффициента трения осуществлялись на 6-м энергоблоке Запорожской АЭС и на первом энергоблоке Южно-Украинской АЭС.

На Запорожской АЭС экспериментальные исследования по определению коэффициента трения проводились на защитной оболочке 6-го энергоблока во время ее предварительного напряжения. Ко времени начала экспериментальных исследований было завершено предварительное напряжение купольной части защитной оболочки, где усилия натяжения в арматурных элементах составляли заданную величину, и велись работы по осуществлению предварительного напряжения цилиндрической части (3/4 всех арматурных элементов цилиндрической части оболочки были натянуты до усилия 700 т).

Непосредственным объектом для исследований служил арматурный канат, расположенный в цилиндрической части защитной оболочки. Особенностью этого каната является то, что он относится к группе канатов, имеющих минимальное количество отгибов своей траектории от винтовой линии. Это позволяет избежать необходимости учета влияния местных особенностей изгиба арматурного каната на малых радиусах кривизны, что дает возможность получить зна-

чение коэффициента трения при основном радиусе изгиба каната, равном радиусу винтовой линии с углом захода  $35^\circ 46'$ .

Исследуемый арматурный канат имел фактическую длину 178,2 м, (длина одной ветви каната равняется примерно 89,1 м), площадь поперечного сечения —  $88,984 \text{ см}^2$  (454 проволоки диаметром 5 мм).

Экспериментальные исследования по определению коэффициента трения проводились следующим образом. После установки домкратного оборудования на тяжных концах арматурного элемента вращением опорных гаек устанавливались равные длины выхода анкерных гильз из колодцев в целях обеспечения одинаковых начальных условий загрузки. Затем было задано начальное усилие натяжения арматурного каната, одинаковое для обоих его концов и равное 66,6 т.

Начальное усилие задавалось с целью устранения влияния возможного различия длин ветвей арматурного каната, за счет их различного провисания в свободном состоянии, что повлекло бы за собой получение недостоверных данных на первых этапах загрузки каната. Для предотвращения перемещения арматурного каната в средней его части усилия натяжения на обоих тяжных концах задавались синхронно, а их величина определялась по

показаниям образцовых манометров, установленных на маслостанциях гидродомкратов.

Характер приложения нагрузки к арматурному элементу при проведении экспериментальных работ по определению коэффициента трения отличался от характера приложения нагрузки при проведении предварительного напряжения оболочки тем, что дополнительно осуществлялось многоступенчатое загрузку и разгрузку арматурного элемента (без снятия домкрата), при этом определялись приращения усилий и деформаций арматурного элемента, результаты записывались в журнал. Испытания проводились следующим образом. При поэтапном подъеме нагрузки, после отрыва гайки от анкерной плиты по манометру маслостанции фиксировалось усилие отрыва, показания записывались в журнал. Затем осуществлялся подъем усилия натяжения каната на определенную величину, величина перемещения тяжелого анкера, характеризующая удлинение арматурного элемента, определялась количеством оборотов гайки при вращении ее до опирания на анкерную плиту. Значения приращения нагрузки и перемещения анкера записывались в журнал.

При поэтапном снижении нагрузки определялось усилие отрыва гайки от анкерной плиты, затем поворотом гайки на определенное количество оборотов задавалось перемещение тяжелого анкера и сбрасывалось давление в домкрате до полного опирания гайки на анкерную плиту. Для определения величины приращения усилия в арматурном элементе вновь определялось усилие отрыва гайки от анкерной плиты. Повторяя такую операцию несколько раз, можно получить характер деформирования каната при поэтапном снижении и увеличении нагрузки на тяжелых его концах.

В графической форме порядок загрузку арматурного каната при проведении исследований по определению коэффициента трения приведен на рис. 2. Как видно из приведенного на этом рисунке исполнительного графика загрузку, этапы задания нагрузки не имеют строго фиксированного значения. Это связано с тем, что в силу инерционности тяжелого натяжного оборудования выполнить загрузку и разгрузку каната равными этапами создавало определенные трудности, поэтому основное вни-

мание было уделено строгому фиксации нагрузки и удлинению каната.

На первом энергоблоке Южно-Украинской АЭС исследования проходили во время проведения контрольно-профилактических работ (КПР) системы предварительного напряжения защитной оболочки. Учитывая то обстоятельство, что на данной оболочке арматурные канаты находились в эксплуатации в различных температурных условиях более 5 лет, проведения исследований по определению коэффициента трения на одном арматурном элементе явно недостаточно. Кроме того, в отличие от канатов, примененных на шестом энергоблоке Запорожской АЭС, арматурные элементы, используемые на первом энергоблоке Южно-Украинской АЭС, имеют одну ветвь и, соответственно, только один тяжелый анкер, что в два раза снижает число получаемых при испытаниях результатов измерения. В этой связи исследования по определению приращения деформаций удлинения в зависимости от величины прикладываемой нагрузки осуществлялись на 12 арматурных элементах.

Порядок измерения приращения усилий и деформаций в арматурных элементах на 1-м энергоблоке Южно-Украинской АЭС аналогичен характеру проведения исследований на шестом энергоблоке Запорожской АЭС.

Обработка экспериментальных данных проводилась в следующей последовательности. Первоначально определялась величина приращения перемещения путем умножения шага резьбы ( $h = 16$  мм) на количество оборотов гайки от одного до другого положения.

Принимая во внимание то, что арматурные элементы имеют сложную траекторию, распределение усилий, а, следовательно, и деформаций, происходит неравномерно по его длине. На прямолинейном участке арматурного элемента, расположенного у тяжелого анкера, прикладываемое к нему усилие распространяется без изменений, вызывая по длине деформации, пропорциональные приращению усилий на каждом этапе. Эти деформации определяются по зависимости

$$\Delta l_1 = \frac{(N_0 - N'_0)l}{EF}, \quad (12)$$

где  $l$  — длина прямолинейного участка каната в сантиметрах.

Для определения величины коэффициента трения необходимо определить ту часть деформации каната, которая произошла на его криволинейном участке. Для этого из измеренной при проведении экспериментальных исследований величины деформации вычитается деформация его прямолинейного участка

$$\Delta l_2 = \Delta l_{\text{изм.}} - \Delta l_1. \quad (13)$$

Затем проводилась статистическая обработка полученных результатов.

Первоначально обрабатывались данные, полученные при испытании арматурного каната 6-го энергоблока Запорожской АЭС. Принимая во внимание то, что средний участок арматурного элемента, имеющий металлический каналообразователь и малый радиус кривизны, вносит значительную неопределенность в характер деформирования этой зоны, его следует исключить из рассмотрения при определении коэффициента трения. Поэтому при определении коэффициента трения необходимо использовать те результаты измерений, которые получены при изменении усилий в нем на активном участке, меньшем половины длины.

Проведенные вычисления показали, что величина коэффициента трения арматурного каната о стенки каналообразователя на криволинейном участке колеблется в пределах от 0,059 до 0,063 при среднем значении 0,061.

Порядок обработки экспериментальных данных по определению коэффициента трения, полученных при испытании арматурных элементов на первом энергоблоке Южно-Украинской АЭС, осуществлялся в таком же порядке. По результатам измерений приращения деформаций удлинения и усилия получены величины коэффициента трения для каждого этапа нагружения всех арматурных канатов, определен средний коэффициент трения для каждого испытываемого арматурного каната и для всех канатов.

Проведенные вычисления показывают, что величина коэффициента трения колеблется в пределах от 0,081 до 0,089 при среднем значении 0,085.

Таким образом, как показали проведенные экспериментальные исследования, величина коэффициента трения, полученная на 6-м энергоблоке Запорожской АЭС, значительно меньше значения, полученного на 1-м энергоблоке Южно-Украинской АЭС. Такое различие можно объяснить тем, что в первом случае коэффициент трения определялся во время предварительного напряжения оболочки, когда полиэтиленовый каналообразователь на контакте с поверхностью каната имел более гладкую поверхность и наличие смазки на поверхности каната позволило существенно снизить силы трения. Во втором случае коэффициент трения определялся на защитной оболочке, находившейся в эксплуатации более 5 лет и за этот период, очевидно, на контактных поверхностях каната и каналообразователя произошли необратимые изменения (продавливание полиэтилена, уменьшение слоя смазки, появление коррозии и др.).

Подтверждением этого предположения могут служить приведенные в [1] экспериментальные данные о зависимости коэффициента трения от продолжительности неподвижного контакта двух тел из различных материалов. Значительные контактные напряжения, возникающие на реальных площадках, во времени приводят к увеличению проявления реологических процессов (увеличение внедрения единичных неровностей в деформированное контртело), что, соответственно, приводит к возрастанию сил трения.

Кроме того, наличие защитных пленок (смазки) с пониженным сдвиговым сопротивлением и твердость поверхностей контактирующих тел также оказывает влияние на величину коэффициента трения [2, 3]. Чем ниже твердость применяемых материалов, тем они больше деформируются под нагрузкой, и вероятность разрушения защитной пленки возрастает, что приведет к образованию адгезионного шва между обнаженными поверхностями. Развивающиеся во времени коррозионные процессы и одновременное продавливание вызывают наклеп поверхности трения и, соответственно, увеличение градиента сдвигового сопротивления.



Следовательно, при увеличении срока эксплуатации системы преднапряжения конструкции (учитывая периодичность проведения контрольно-профилактических работ)

величина коэффициента трения будет увеличиваться, что соответствующим образом повлияет на напряженное состояние защитной оболочки.

## Выводы

1. Экспериментальные исследования, выполненные по разработанной методике, позволили определить величину коэффициента трения арматурных канатов о стенки каналобразователя в натурных условиях на шестом энергоблоке Запорожской АЭС и на первом энергоблоке Южно-Украинской АЭС.

2. Различие в полученных значениях коэффициента трения объясняется тем, что на арматурном канате шестого энергоблока Запорожской АЭС исследования выполнялись в период его первоначального предварительного напряжения, а на 1-м энерго-

блоке Южно-Украинской АЭС исследования велись в условиях, когда защитная оболочка длительное время находилась в эксплуатации и на контакте арматурного элемента с каналобразователем произошли необратимые изменения.

3. Учет коэффициента трения, полученного при проведении исследований, позволяет получать более четкую картину распределения усилий по длине арматурного элемента, тем самым повышая точность определения напряженного состояния защитных оболочек АЭС.

## Литература

1. Крагельский И.В. Трение и износ. 2-е изд. перераб. и доп. М.: Машиностроение, 1968. — 480 с.
2. Крагельский И.В., Добычин М.Н., Комбалов В.С.. Основы расчетов на трение и износ. М.: Машиностроение, 1977. — 526 с.
3. Мур Д. Основы и применение трибоники: пер. с англ. М.: Мир, 1978. — 487 с.

# Повышение эксплуатационных качеств защитных оболочек АЭС

*Александр С. Киселев, Алексей С. Киселев, Е. А. Кошманов,  
В. Н. Медведев, А. Н. Ульянов*

## 1. Введение

Анализ состояния построенных в нашей стране защитных оболочек АЭС показал, что они обладают отдельными недостатками, устранение которых позволит повысить их эксплуатационную надежность. К числу таких недостатков в первую очередь следует отнести принятое усилие натяжения арматурных канатов, которые работают в запредельной области деформаций, чем обусловлены весьма значительные потери усилий в них в процессе эксплуатации, а также возможность самопроизвольного разрушения без приложения дополнительных нагрузок. «Инструкция по техническому обслуживанию системы преднапряжения защитных оболочек...» [1] предусматривает регулярное проведение контрольно-профилактических работ (КПР), включающих «подтяжку арматурного каната до усилия первоначального натяжения по журналу преднапряжения оболочки». Очевидно, что проведение КПР согласно упомянутой инструкции при наличии полноценных арматурных канатов, работа которых протекает в упругой области деформаций, безусловно обеспечивало бы поддержание конструкции в работоспособном состоянии.

Однако состояние системы предварительного напряжения практически на всех построенных оболочках таково, что при проведении подтяжки арматурных элементов происходит частичное их разрушение (обрыв отдельных проволок) и исчерпание существующих запасов деформативности проволок, что может привести к массовому выходу их из строя при загрузке конструкции внутренним давлением, т.е. подтяжка арматурных элементов в данной ситуации снижает эксплуатационную надежность защитных оболочек. При этом следует помнить, что выполнение таких работ требует больших материальных и трудовых затрат.

Учитывая вышесказанное, в целях изучения возможности снижения уровня натяжения арматурных канатов до допустимого (с точки зрения их состояния) усилия, было предложено провести более глубокий анализ напряженного состояния конструкции защитной оболочки, чем это было возможно ранее, за счет применения более современной вычислительной техники и программного обеспечения.

## 2. Анализ технического состояния арматурных канатов

Одним из наиболее ярких показателей критического состояния арматурных канатов являются весьма значительные потери усилий натяжения в процессе эксплуатации. Например, по результатам КПР, выполненных в августе 1989 г. на защитной оболочке РО-1 Калининской АЭС, потери предварительного напряжения распределялись следующим образом:

- более 40% первоначального усилия потеряли около 3% арматурных канатов цилиндрической части защитной оболочки;
- от 30 до 40% первоначального усилия потеряли более 15% арматурных канатов цилиндра;
- от 20 до 30% потеряли более 35% арматурных канатов цилиндра;

- от 10 до 20% потеряли 18% арматурных канатов цилиндра;
- до 10% потерь наблюдалось в 22% арматурных канатов цилиндра;
- по 7% канатов цилиндра данные отсутствуют.

Очевидно, что наличие потерь, превышающих 20% более чем в половине арматурных элементов, не может считаться нормальным явлением, что побудило нас рассмотреть более внимательно конструкцию арматурного элемента и технологию его изготовления, тем более, что подобным образом обстоят дела и на других сооружениях.

Например, по результатам КПР того же 1989 г. на защитной оболочке РО-2 Запорожской АЭС потери предварительного напряжения распределялись таким образом:

- более 40% первоначального усилия потеряли около 4% арматурных канатов цилиндра;
- от 30 до 40% первоначального усилия потеряли более 8% арматурных канатов цилиндра;
- от 20 до 30% потеряли 72% арматурных канатов цилиндра;
- от 10 до 20% потеряли 13,5% арматурных канатов цилиндра;
- в 2,5% арматурных канатов усилия не указаны.

Столь значительные потери усилий предварительного напряжения обусловлены целым рядом факторов, включающих и большой разброс в характеристиках физико-механических свойств уложенного бетона и применением полиэтиленовых каналообразователей, ползучесть которых при длительных нагрузках не учитывалась, и характером напряженного состояния самого арматурного элемента.

Последнее, по-видимому, особенно сильно сказывается на полученных результатах, поэтому остановимся несколько подробнее на оценке несущей способности арматурного каната.

В первую очередь рассмотрим влияние однородности натяжения проволок в канате на его несущую способность.

Двухпетлевой арматурный элемент, применяемый на всех без исключения защитных оболочках, построенных в нашей стране, состоит из 450 параллельных проволок диаметром 5 мм. При этом площадь попе-

речного сечения пучка составляет  $A_{sp} = 88,2 \text{ см}^2$ . При абсолютно равномерном нагружении всех проволок пучка на указанное в ТУ усилие  $P = 1000 \text{ т}$  напряжение в них будет  $\sigma_{sp} = 11338 \text{ кгс/см}^2$ , что уже несколько больше  $R_s = 11300 \text{ кгс/см}^2$ , рекомендуемой в качестве расчетного сопротивления арматуры для диаметра 5 мм при классе В-II, согласно СНиП 2.03.01-84.

Очевидно, что получить абсолютно равномерное нагружение 450 проволок даже при изготовлении каната на прямолинейном стенде практически невозможно. Приведенные в п. 1.2.11 Технических условий (ТУ 34-15-11142-87) [2] требование, что «Усилие натяжения каждой проволоки при изготовлении каната арматурного должно быть 150–200 кгс», — метрологически не обеспечено и даже не вынесено в таблицу 2 «Объема приемо-сдаточных испытаний каната арматурного по основным этапам технологического процесса». Иначе говоря, этот процесс не контролируется, и в результате известны случаи обрыва отдельных проволок при намотке арматурного каната. Следовательно, равномерность распределения усилий во всех 450 проволоках арматурного каната практически не обеспечивается.

Кроме того, наличие многочисленных стыков проволоки внахлестку также вызывает появление неравномерности распределения усилий по сечению арматурного каната за счет неизбежных проскальзываний их относительно друг друга при нагружении каната рабочей нагрузкой.

Все вышесказанное относилось к прямолинейному арматурному канату, однако, даже если принять, что он изготовлен идеально и все 450 проволок равнодлинные и параллельны друг другу, то все равно на радиусе 35 м, соответствующем кривизне траектории арматурных канатов в защитной оболочке, они получают неравномерность по длине относительно проволоки, проходящей в центральном сечении пучка. Для проволок, прошедших по наружному слою криволинейного пучка, имеющего радиус 4,5 см, дополнительное относительное удлинение составит  $e = 4,5/3504,5 = 0,00128$ , что вызовет приращение напряжений в этих проволоках, равное  $\sigma = 0,00128 \cdot 2 \cdot 10^6 = 2568 \text{ кгс/см}^2$ . Соответственно, проволоки,

прошедшие по внутреннему слою, примыкающему к каналообразователю, будут недонапряжены против среднего сечения пучка на ту же величину.

Таким образом, часть проволок арматурного каната, прошедшего по наружному слою, будет перенапряжена до уровня  $\sigma_{sp}^h = 13906 \text{ кгс/см}^2$  при напряжениях в среднем слое  $\sigma_{sp}^{cp} = 11338 \text{ кгс/см}^2$  и в слое, примыкающем к каналообразователю,  $\sigma_{sp}^{6h} = 8770 \text{ кгс/см}^2$ . При этом суммарное усилие на тяжном конце арматурного каната будет составлять заданные 1000 т.

Соответственно, каждый арматурный канат, изменяющий свою траекторию, например при обходе технологических проходов больших диаметров, имеет дополнительные радиусы изгиба, причем, значительно меньшие рассмотренного выше, а значит, и дополнительные приращения неравномерности распределения напряжений по сечению арматурного каната со всеми вытекающими отсюда последствиями.

Из рассмотренных выше примеров следует, что наличие неоднородности напряжения проволок в сечении арматурного каната приведет к довольно значительным превышениям расчетного сопротивления применяемой проволоки, рекомендуемого СНиП 2.03.01-84. Уменьшить отрицательное влияние этого фактора можно только путем снижения усилия натяжения арматурного каната до приемлемого уровня, определяемого с учетом всех особенностей его работы.

Наряду с рассмотренным выше фактором, неоднородностью натяжения проволок в арматурном канате, следует обратить внимание еще на один аспект проблемы, снижающий фактическую несущую способность арматурного каната, а именно, на изгибные деформации проволок в петлевом участке арматурного каната.

Проходя петлевой участок арматурного каната, каждая проволока испытывает ряд последовательных деформаций изгиба, нарушающих однородность распределения напряжений внутри сечения проволоки.

Вначале, на выходе из гильзы на коуш имеет место изгиб проволок наружного ряда арматурного пучка на вкладыше радиусом

$R_1 = 500 \text{ мм}$ , затем при входе на коуш внутренний ряд проволок изгибается на радиусе  $R_2 = 460 \text{ мм}$  и, наконец, на затылочной части коуша эти же проволоки изгибаются на радиусе  $R_3 = 130 \text{ мм}$ . Вышележащие слои проволок претерпевают деформации, пропорциональные увеличению радиуса изгиба каждого вышележащего слоя.

Таким образом, легко получить деформации крайних волокон проволоки при прохождении петлевого участка арматурного каната. На первом изгибе суммарная относительная деформация проволоки наружного ряда будет складываться из деформаций от рабочего усилия в пучке, равных  $e_p = 11338 / 2 \cdot 10^6 = 0,00567$ , и изгибных деформаций проволоки, равных для крайних волокон  $e_u^1 = \pm 2,5 / 502,5 = \pm 0,00498$ .

В итоге, суммарная деформация крайних волокон проволоки, прилегающей к вкладышу, будет составлять  $e_{сум}^h = 0,01065$  (для наружного волокна) и  $e_{сум}^{6h} = 0,00069$  (для внутреннего волокна), что указывает на наличие большой неоднородности напряжений по сечению изогнутых проволок и пластических деформаций ее наружного волокна.

При расчете деформаций на втором участке, где радиус кривизны составляет  $R_2 = 460 \text{ мм}$ , следует учитывать снижение продольных усилий в проволоках за счет влияния трения на предыдущем участке. Учитывая угол изгиба проволок на участке касания их с вкладышем, равный 0,22 радиан, и коэффициент трения  $\mu = 0,3$  (для металлических поверхностей) продольные деформации в начале второго участка составят:

$$e_p^2 = e_p \cdot e^{-0,3 \cdot 0,22} = 0,00567 \cdot e^{-0,3 \cdot 0,22} = 0,00531.$$

Тогда суммарные деформации крайних волокон проволоки в начале второго участка составят:

$$e_{сум}^1 = e_p^2 \pm e_u^2 = 0,00531 \pm 2,5 / 462,5$$

или  $e_{сум}^h = 0,01071$  (для наружного волокна) и  $e_{сум}^{6h} = -0,0001$  (для внутреннего волокна).

В данном случае имеет место еще большая, чем на предыдущих участках, неоднородность деформаций по сечению проволоки.

И наконец, в начале третьего участка с радиусом кривизны  $R_3 = 130$  мм, суммарные деформации крайних волокон изогнутой проволоки будут составлять:

$$e_{\text{сум}}^3 = 0,00567 \cdot e^{-0,3 \cdot 0,82} \pm 2,5 / 132,5,$$

или  $e_{\text{сум}}^h = 0,0233$  (для наружного волокна)

и  $e_{\text{сум}}^{6h} = -0,0144$  (для внутреннего волокна).

Таким образом, на третьем участке анкерной зоны арматурного каната мы имеем на значительной части сечения проволок пластические деформации, разброс которых составляет от 0,0233 растягивающих до — 0,0144 сжимающих. Очевидно, что наличие пластических деформаций отдельных участков сечения проволоки приведет к повышению уровня напряжений в них за счет перераспределения приложенного усилия на меньшую рабочую площадь сечения.

Следовательно, только за счет изгибных деформаций на петлевом участке арматурного элемента деформации крайних волокон проволок пучка (имеющие продольные рабочие деформации в середине своего сечения, соответствующие норме), переходят в пластические и достигают весьма значительных величин (до 2,33%), что составляет около половины теоретической величины относительного удлинения для данной проволоки. Это обстоятельство ставит в особые условия требование сохранения деформативности проволоки при ее технологическом переделе в готовое изделие. Кроме того, следует обратить внимание, что при нагрузках, больших 0,8 временного сопротивления разрыву, наблюдается проявление ползучести металла, которое может вызывать растущие во времени пластические деформации и даже разрушение без приложения дополнительных нагрузок, чем можно объяснить имевшие место случаи обрыва арматурных канатов на действующих блоках.

Физико-механические характеристики проволоки, применяемой для изготовления арматурного каната, и в первую очередь ее деформативность, во многом зависят от технологии изготовления арматурного каната. Для изготовления двухпетлевых арматурных канатов непрерывной навивки Институтом «Оргэнергострой» разработана технологическая линия, предусматривающая выполнение всех операций, связанных с изготовлением арматурных канатов: пе-

ремонтку проволоки с бухт на питающие барабаны арматуранамоточной машины, стыковку проволоки для получения отрезков необходимой длины, намотку проволоки на упоры, обвязку пучка вязальной проволокой, смотку каната в транспортные бухты, а также его смазку. Отдавая должное индустриализации изготовления пучков на данной технологической линии, безусловно, повышающей качество их изготовления за счет механизации практически всех технологических процессов, следует заметить, что при ее проектировании мало внимания уделялось сохранению деформативности проволоки как одного из важнейших факторов при данной конструкции арматурного каната. По самым скромным подсчетам в процессе навивки арматурного каната наблюдается семикратное пластическое деформирование проволоки без учета различных вспомогательных роликов, не вызывающих обязательной деформации на их радиусе, но могущих вызвать таковую (например, при заедании питающего барабана).

Уже на первом этапе технологического цикла — при перемотке проволоки на питающие катушки арматуранамоточной машины, имеющие радиус 20 см, происходит пластическая деформация проволоки на глубине порядка 1 мм с каждой стороны диаметра  $e = 0,25/20,25 = 0,0123$  против  $e_{\text{нр}} = 0,008$ ) для первого ряда проволок с последующим снижением на вышележащих слоях.

Рассматривая далее схему прохождения проволоки в процессе намотки арматурного каната, видим, что система роликов вынуждает ее еще шесть раз пластически деформироваться, причем четыре раза из них на величину, превышающую предельную деформацию при разрыве, равную  $e_{\text{нр}} = 0,048$ , а именно:

— на валике радиусом 4 см  $e = 0,25/4,25 = 0,0588$ ;

— на двух роликах радиусом 15 см  $e = 0,25/15,25 = 0,0164$ ;

— на трех роликах пиноли радиусом 4,5 см  $e = 0,25/4,75 = 0,0526$ .

Естественно, что характеристики проволоки, прошедшей такой технологический передел, могут весьма значительно отличаться от первоначальных, а ввиду четырехкратного изгиба на весьма малых радиусах,

приводящих к деформациям внешних волокон, превышающих предельную деформацию при разрыве, можно ожидать образование трещин на внешних волокнах или, во всяком случае, потери запаса пластической деформативности на величину порядка 1–2%.

При установке арматурного каната в защитную оболочку на одном из его петлевых участков используется «лидер», в котором нижний ряд проволок изгибается на радиусе 22,5 мм, что также может привести к образованию трещин на внешних волокнах изгибаемой проволоки, т.к. изгибная деформация этих волокон ( $e = 0,1$ ) значительно превышает предельную деформацию при разрыве.

Таким образом, можно утверждать, что технологический передел и способ монтажа арматурного каната не безвредны для проволоки, т.к. снижают ее запас деформативности и даже могут привести к возникновению микротрещин на внешних волокнах проволоки.

Одной из причин разрушения арматурных элементов без приложения каких-либо дополнительных нагрузок в процессе эксплуатации энергоблоков может быть возникновение микротрещин в процессе намотки или монтажа арматурного каната и затем развитие их при значительных напряжениях, действующих в достаточно протяженный период. Кроме того, в этих трещинах активно развиваются коррозионные процессы. Например, при обследовании трех арматурных элементов, оборвавшихся на третьем энергоблоке Ровенской АЭС в процессе эксплуатации без видимых причин, было отмечено, что значительная часть проволок в месте разрыва имела следы коррозии на участках, близких к наружной поверхности проволоки, приходящихся на выпуклую часть слегка изогнутой проволоки. При этом форма излома проволок указывала на разрушение ее от изгибных напряжений, а не от растяжения проволоки. Только на незначительной части оборвавшихся проволок имела место характерная для разрушения растягивающими усилиями «шейка».

Из представленных выше материалов видно, что арматурный канат рассмотренной конструкции не может нести расчетную нагрузку 1000 т без превышения рекомендуемого СНиП 2.03.01-84 расчетного сопротивления для данного класса арматуры.

В первую очередь это обусловлено наличием криволинейной траектории арматурного элемента, вызывающей неравномерность натяжения проволок в пучке в пределах  $\pm 23\%$  от среднего значения, иными словами, даже только этот фактор указывает на необходимость снижения уровня напряжений на 23% в целях обеспечения рекомендаций СНиП.

Другим фактором, обуславливающим необходимость снижения уровня напряжений в арматурном канате, являются изгибные деформации проволок на петлевом участке каната, где из-за малых радиусов изгиба внешние волокна проволоки претерпевают пластические деформации, и притом весьма значительные, достигающие половины значения предельной деформации при разрыве. Очевидно, что при столь значительных деформациях перераспределение напряжений внутри сечения каждой проволоки будет вызывать значительные концентрации напряжений, и поэтому всякое снижение уровня усилий в пучке положительно скажется на его надежности.

Еще одним фактором, указывающим на необходимость снижения усилия натяжения арматурного каната, является снижение деформативности арматурной проволоки в процессе технологического цикла по изготовлению каната. Как показали результаты сравнительных испытаний проволоки, прошедшей технологический передел и заводской поставки, в первом случае имеем удлинение после разрыва 1,7%, а во втором — 4,0%, т.е. технологический передел проволоки при принятой технологии изготовления пучков уменьшает предельную деформативность проволоки при разрушении более чем в два раза по сравнению с нормативными свойствами.

Кроме того, четырехкратный изгиб проволоки на весьма малых радиусах, приводящих к деформациям внешних волокон, превышающих нормативную предельную деформативность при разрыве, может вызвать образование микротрещин в сечении проволоки и, как следствие, снижение ее надежности.

Следует также обратить внимание на положительное влияние снижения уровня напряжений в проволоках пучка на потери от релаксации проволоки. Как известно, уровень потерь от релаксации арматуры в

значительной степени зависит от уровня действующих напряжений. Для учета потерь напряжения на релаксацию проволочной арматуры в СНиП 2.03.01-84 приведена зависимость:

$$\Delta\sigma_{sp}^{rel} = (0,22 \cdot \sigma_{sp} / R_{s,ser} - 0,1) \cdot \sigma_{sp}.$$

В нашем случае, без учета всех видов неоднородностей напряжений, указанных выше, при усилии в арматурном канате 1000 т будем иметь  $\sigma_{sp} = 11338$  кгс/см<sup>2</sup>, тогда

$$\Delta\sigma_{sp}^{rel} = (0,22 \cdot 11338 / 13600 - 0,1) \cdot 11338 = 945,7 \text{ кгс} / \text{см}^2,$$

или 8,34% от действующих напряжений.

При усиллии в канате 800 т напряжение составляет  $\sigma_{sp} = 9070,3$  кгс/см<sup>2</sup>, а тогда

$$\Delta\sigma_{sp}^{rel} = (0,22 \cdot 9070,3 / 13600 - 0,1) \cdot 9070,3 = 423,8 \text{ кгс} / \text{см}^2,$$

или 4,67% от действующих напряжений.

Таким образом, мы видим, что при снижении уровня напряжений на 20% имеет место снижение потерь на релаксацию напряжений в 1,8 раза. Если же учесть все отмеченные выше неоднородности напряжений по сечению каната и отдельных проволок, то можно утверждать, что значительные величины потерь напряжений, определяемые по результатам проведения КПР, во многом обусловлены весьма высокими уровнями напряжений в проволоках из-за наличия неоднородностей, отмеченных выше.

Следовательно, снижение уровня напряжений в проволоках арматурного каната, имеющего в значительной части проволок

напряжения, превышающие допустимые значения, еще более заметно отразится на снижении релаксационных потерь.

Одним из важных аспектов работоспособности арматурного элемента является сохранение запаса его деформативности для возможности восприятия дополнительной нагрузки от воздействия аварийного давления.

Инструкцией по техническому обслуживанию системы предварительного напряжения защитных оболочек, разработанной «Оргэнергостроем», предусматривается подтяжка арматурных канатов до усилия первоначального натяжения, указанного в журнале предварительного напряжения оболочки (п. 4.10) [1]. При этом не накладывается ограничений на допустимое удлинение каната, отнесенное к приращению нагрузки.

При таком подходе подтяжка арматурных канатов до первоначального усилия может вызвать весьма существенное снижение запаса деформативности каната, переход значительного количества составляющих его проволок в состояние пластической деформации, а также уменьшение его рабочего сечения из-за обрывов отдельных проволок в процессе подтяжки (что наблюдается на большинстве пучков при их подтяжке), т.е. снижение надежности арматурного элемента и конструкции в целом.

Очевидно, что подтяжка арматурного каната может допускаться только при условии, когда измеряемое приращение удлинения на тяжном его конце, отнесенное к приращению прикладываемого усилия, указывает на упругую работу арматурного каната в данном интервале усилий.

### **3. Анализ напряженного состояния защитной оболочки**

В свете поставленной задачи — повышение эксплуатационных качеств защитной оболочки АЭС за счет более рационального перераспределения усилий в предварительно напрягаемой арматуре и бетоне сооружения, значительно повышается уровень требований к применяемой для этих целей методике расчетного анализа сооружения. Особо следует выделить необходимость детализации расчета, обусловленную требованиями по-

лучения полной картины весьма неоднородного напряженного состояния конструкции, обусловленного наличием крупных технологических проходов с усилениями вокруг них и геликоидальным расположением арматурных канатов в стенке цилиндра.

Принимая во внимание, что наряду с предварительно напрягаемой арматурой в цилиндре и куполе защитной оболочки расположено значительное количество рядовой не-

напрягаемой арматуры, а вся внутренняя поверхность имеет металлическую облицовку толщиной 8 мм, потребовалось иметь возможность учитывать в расчетах влияние этих конструктивных элементов на общее напряженное состояние конструкции.

Учитывая вышесказанное для расчетного анализа напряженного состояния конструкции был принят программный комплекс «CONT», включающий подсистемы автоматического формирования конечно-элементных моделей, расчета температурных полей, расчета напряженно-деформированного состояния, а также графической обработки результатов. Это позволило производить расчет напряженно-деформированного состояния защитных оболочек с учетом армированных слоев бетона и внутренней металлической облицовки, моделируя воздействия всего спектра эксплуатационных и аварийных нагрузок, а именно: собственного веса сооружения, усилий от предварительного напряжения, внутреннего давления и температурных воздействий, а также любых их сочетаний.

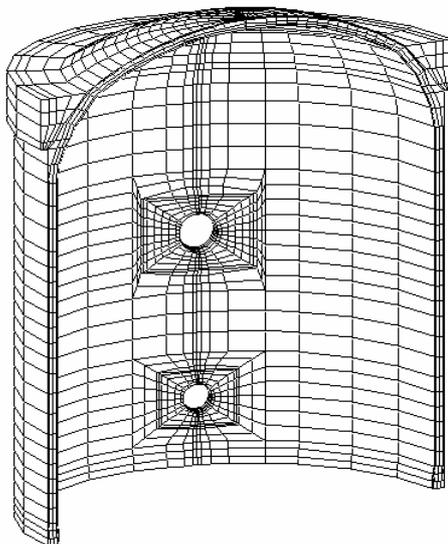
Объемная конечно-элементная модель защитной оболочки, используемая при выполнении расчетов, приведена на рис. 1.

При выполнении расчетов защитной оболочки на нагрузки от предварительного напряжения величина усилия на тяжном конце арматурного элемента принималась равной 750 т при учете коэффициента трения его о стенки каналаобразователей  $\mu = 0,09$ . Значение величины усилия на тяжном конце арма-

турного элемента принималось из соображений оценки возможности официального снижения уровня натяжения арматурных элементов на 25% против требуемых сегодня 1000 т. Как показывает анализ результатов большого количества контрольно-профилактических работ, состояние системы предварительного напряжения на всех без исключения построенных защитных оболочках не позволяет достигать такого усилия. Начиная с усилия 800÷850 т практически все арматурные элементы переходят в область пластических деформаций со всеми вытекающими отсюда последствиями. Следовательно, при получении положительных результатов расчета напряженного состояния защитной оболочки для случаев испытательной и аварийной нагрузки при усилении натяжения арматурных элементов 750 т может быть сохранена работоспособность арматурных элементов (сохранение упругой стадии работы), а значит, и всей конструкции защитной оболочки.

Значение коэффициента трения  $\mu = 0,09$  принято как наиболее консервативное из значений, полученных при выполнении исследовательских работ на натуральных сооружениях (Южно-Украинской и Запорожской АЭС).

На рис. 2 приведены результаты расчетов деформированного состояния защитной оболочки при воздействии усилий от предварительного напряжения. Для более наглядного представления картины деформированного состояния значения деформаций, полученные при расчете, увеличены в 200 раз.



Число конечных элементов — 9472
Число степеней свободы — 34812

Рис. 1. Расчетная модель защитной оболочки

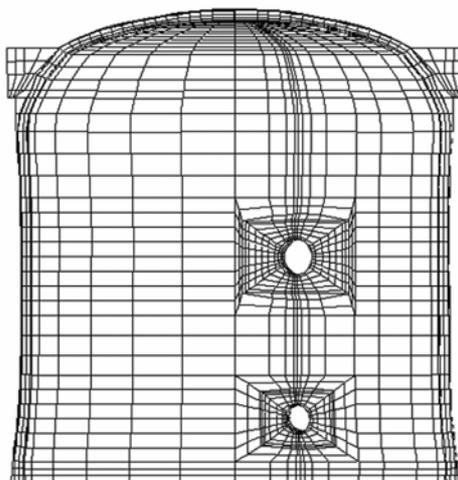


Рис. 2. Картина деформированного состояния оболочки от воздействия предварительного напряжения

На рис. 3, 4 представлены поля распределения напряжений на наружной поверхности защитной оболочки, действующих в меридиональном и кольцевом направлениях.

Как видно из представленных материалов, характер напряженного состояния при воздействии данной нагрузки в зонах усилений отверстий и кольцевой балки достаточно неоднороден, однако в зонах, удаленных от концентраторов напряжений, картина напряженного состояния приобретает более однородный характер.

Выполнение расчета защитной оболочки в случае воздействия только температурных нагрузок в известной степени противоречит физически возможной картине состояния защитной оболочки, т.к. не может быть воздействия температурной нагрузки на конструкцию в отрыве от других действующих факторов (собственного веса, предварительного напряжения и внутреннего давления). Однако, в целях возможности более детального анализа влияния отдельных факторов на общее напряженное состояние конструкции от воздействия аварийной нагрузки приведены эти промежуточные результаты.

При назначении расчетных параметров этого случая загрузки конструкции учитывалось влияние обстройки в нижней части защитной оболочки, где температура вблизи оболочки сохраняется стабильной вне зависимости от наружной температуры воздуха и принята в нашем случае равной  $+20^{\circ}\text{C}$ .

Таким образом, распределение температуры среды вблизи наружной поверхности оболочки принято следующим:

- в нижней части защитной оболочки от места закрепления ее в фундаментной плите на высоту обстройки ( $28,2\text{ м}$  от места закрепления) температура среды вблизи наружной поверхности принималась  $+20^{\circ}\text{C}$ .
- вся вышележащая часть защитной оболочки подвергается влиянию среды с температурой  $-40^{\circ}\text{C}$ .

Температура среды внутри защитной оболочки по всей ее высоте принята постоянной и равной  $+150^{\circ}\text{C}$ . Начальная температура стенки защитной оболочки, принятая равномерной для всего сечения (температура замыкания,  $T_0$ ), составляет в нашем случае  $+20^{\circ}\text{C}$ .

Картина деформированного состояния оболочки при воздействии указанных выше температур приведена на рис. 5. Как видно из представленных результатов, на границе изменения наружных температур происходят дополнительные изгибные деформации стенки защитной оболочки меридионального направления. Это обстоятельство обусловлено различием средних по сечению приращений температур и, как следствие, различными приращениями радиуса защитной оболочки.

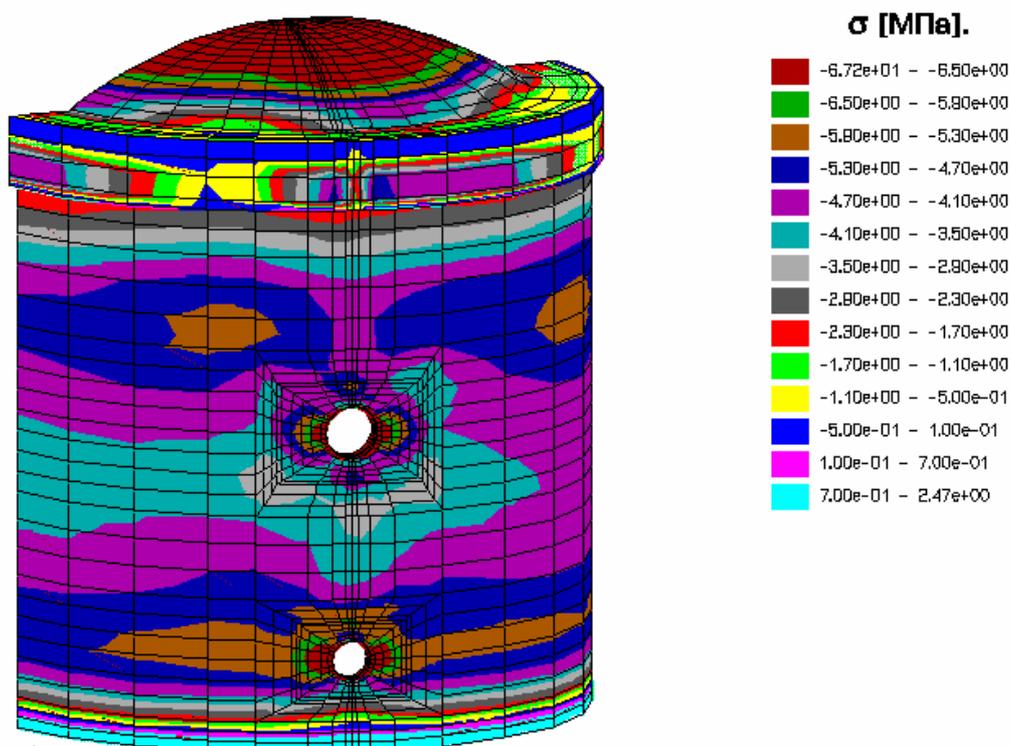


Рис. 3. Распределение меридиональных напряжений на наружной поверхности оболочки при воздействии предварительного напряжения

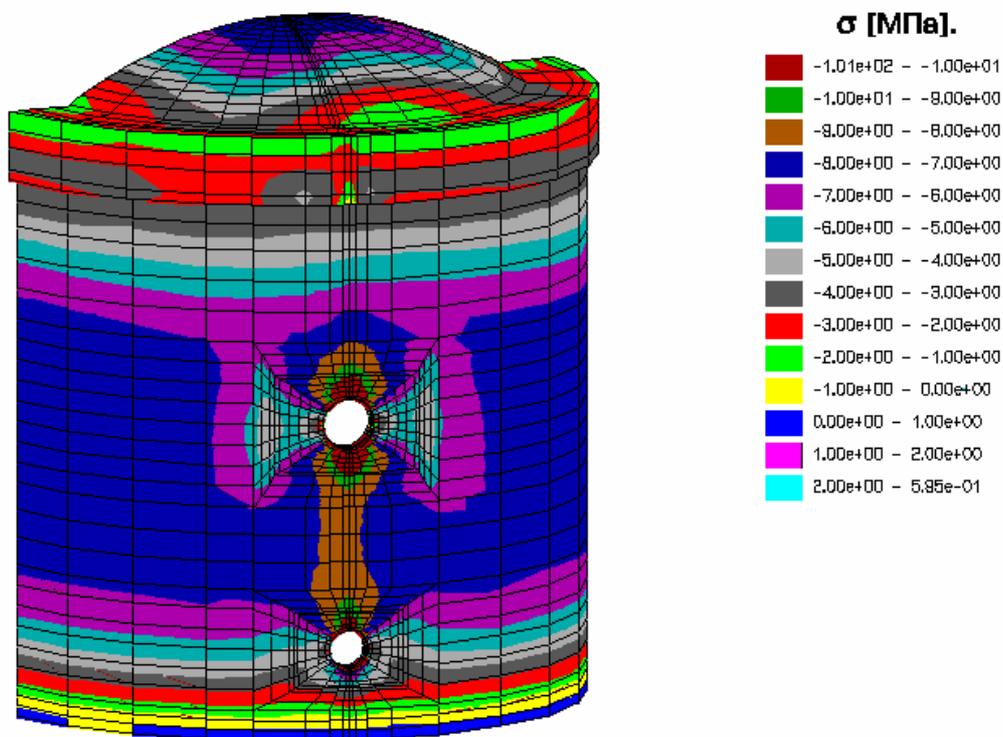


Рис. 4. Распределение кольцевых напряжений на наружной поверхности оболочки при воздействии предварительного напряжения

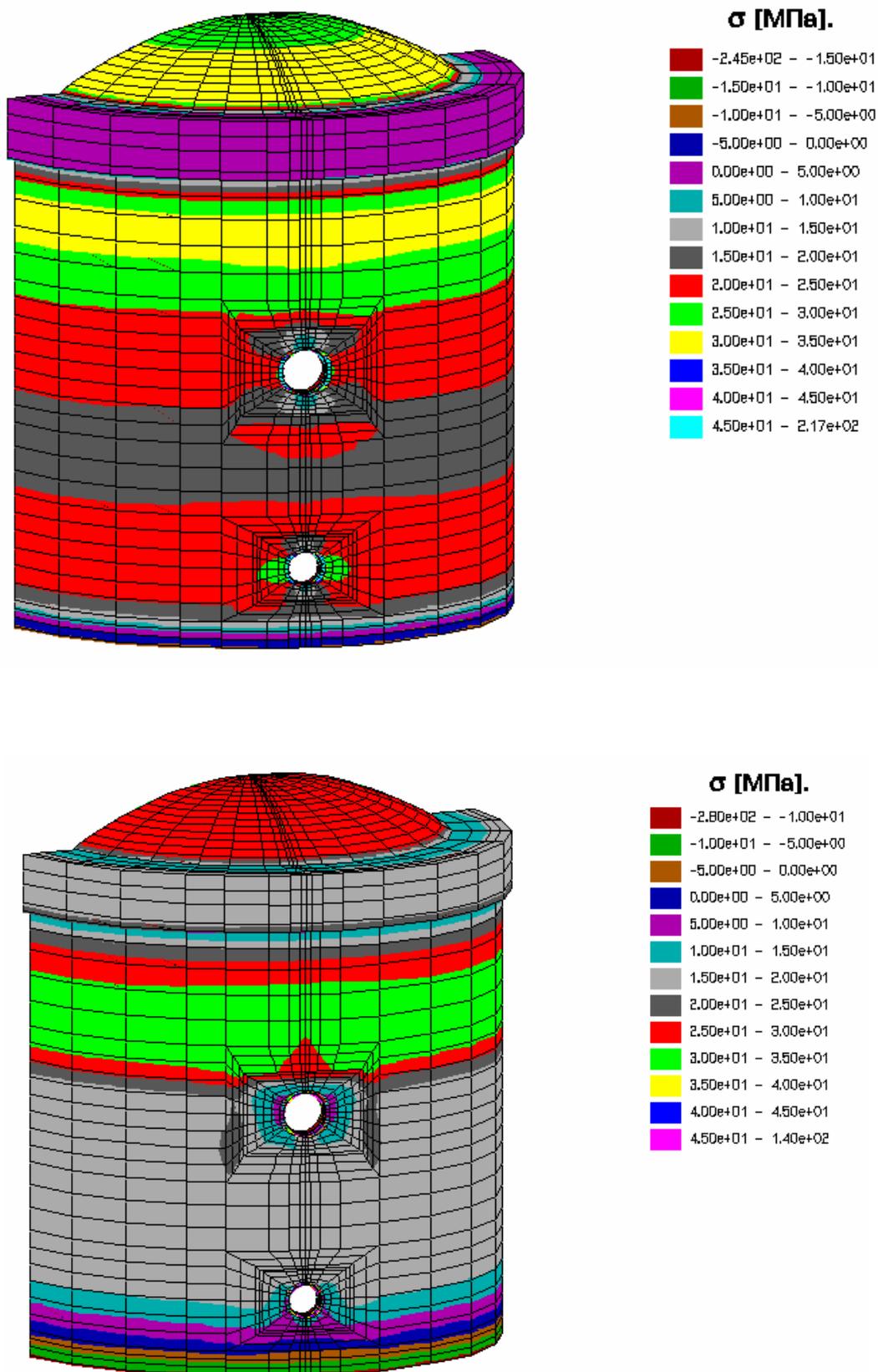


Рис. 7. Распределение кольцевых напряжений на наружной поверхности оболочки при воздействии температуры

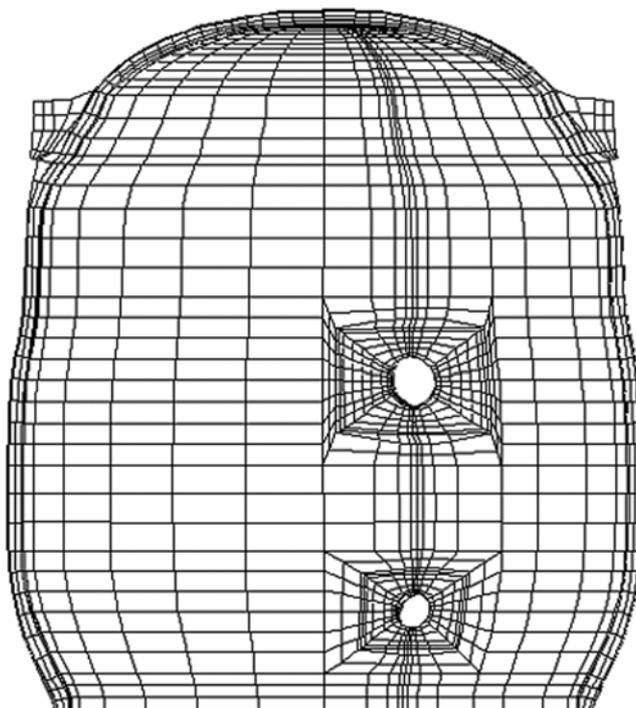


Рис. 5. Картина деформированного состояния оболочки при воздействии различной наружной и внутренней температуры

Таким образом, видно, что свободные температурные деформации нижней части защитной оболочки превышают аналогичные в верхней части. Очевидно, что температурные градиенты в стенке защитной оболочки будут иметь обратную картину, т.е. выше в верхней части, что повлечет за собой более высокий уровень температурных напряжений в верхней части защитной оболочки, располагаемой выше обстройки.

Распределение меридиональных и кольцевых напряжений на наружной поверхности защитной оболочки при принятых значениях температур приведены на рис. 6 и 7.

Следует заметить, что условность результатов такого расчета заключается в постоянстве температуры, действующей внутри защитной оболочки, и здесь скорее интересна качественная картина влияния температурной нагрузки на характер распределения напряжений, чем количественные показатели. Количественная оценка влияния температурной нагрузки должна выполняться с учетом времени воздействия согласно приведенным на рис. 8 графикам, характеризующим процесс протекания аварийной ситуации.

Однако в процессе воздействия аварийного сочетания нагрузок появляется возможность образования трещин из-за наличия температурного перепада внутри и снаружи оболочки в довольно продолжительный период времени.

В первый момент аварии защитная оболочка воспринимает только нагрузку от внутреннего давления, равную  $P = 4$  ати, и ее напряженное состояние мало чем отличается от случая воздействия испытательной нагрузки на соответствующем этапе. Мало того, учитывая то обстоятельство, что расчеты показали отсутствие растягивающих напряжений даже при воздействии полной испытательной нагрузки интенсивностью  $P_u = 4,6$  ати, при учете сниженного до  $N = 750$  т усилия предварительного напряжения в арматурных элементах, можно утверждать, что в первый момент аварии, при заданных ее параметрах, нет оснований для опасности образования трещин. По мере прогрева стенки оболочки будет возникать температурный момент в ее сечениях, вызывающий сжатие внутренней и растяжение внешней поверхностей защитной оболочки. Учитывая довольно значительную толщину

стенки и достаточно низкую теплопроводность бетона, потребуется промежуток времени, после которого может начаться процесс трещинообразования на наружной поверхности стенки защитной оболочки. При этом следует учитывать, что заданные параметры среды под оболочкой в процессе аварии не стационарны. Характер изменения параметров среды, приведенный на рис. 8, показывает, что в зависимости от

количества работающих спринклерных насосов могут наблюдаться различные режимы падения давления и температуры внутри оболочки. Для выполнения расчетов защитной оболочки в нашем случае принимались графики изменения параметров среды при одной работающей спринклерной установке, как случай, учитывающий наибольшие значения температурных нагрузок на оболочку.

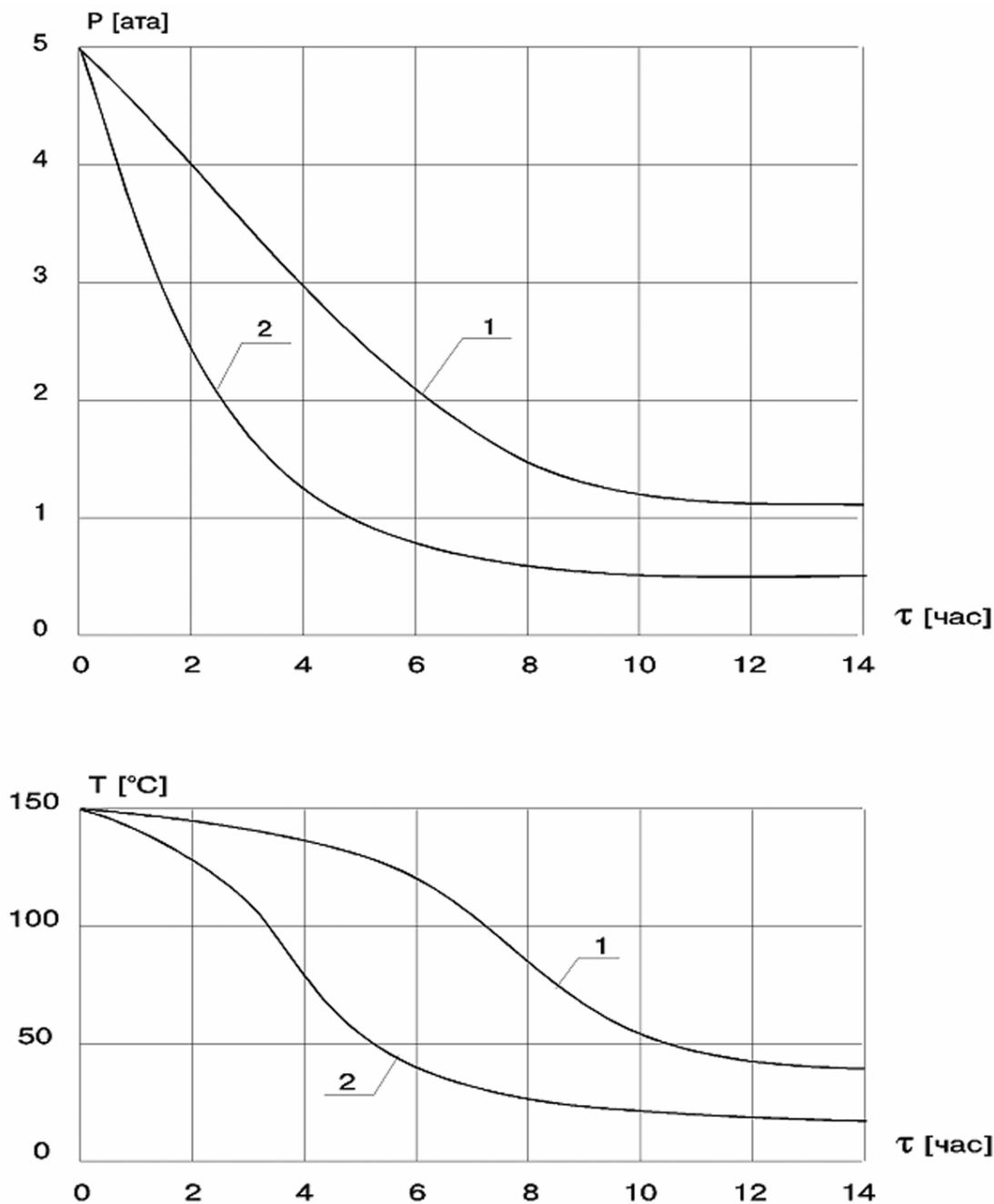


Рис. 8. Характер изменения параметров среды под оболочкой при максимально возможной аварии:  
кривая 1 — работает один спринклерный насос;  $T_{охл} = 33$  °C  
кривая 2 — работают 3 спринклерных насоса;  $T_{охл} = 10$  °C

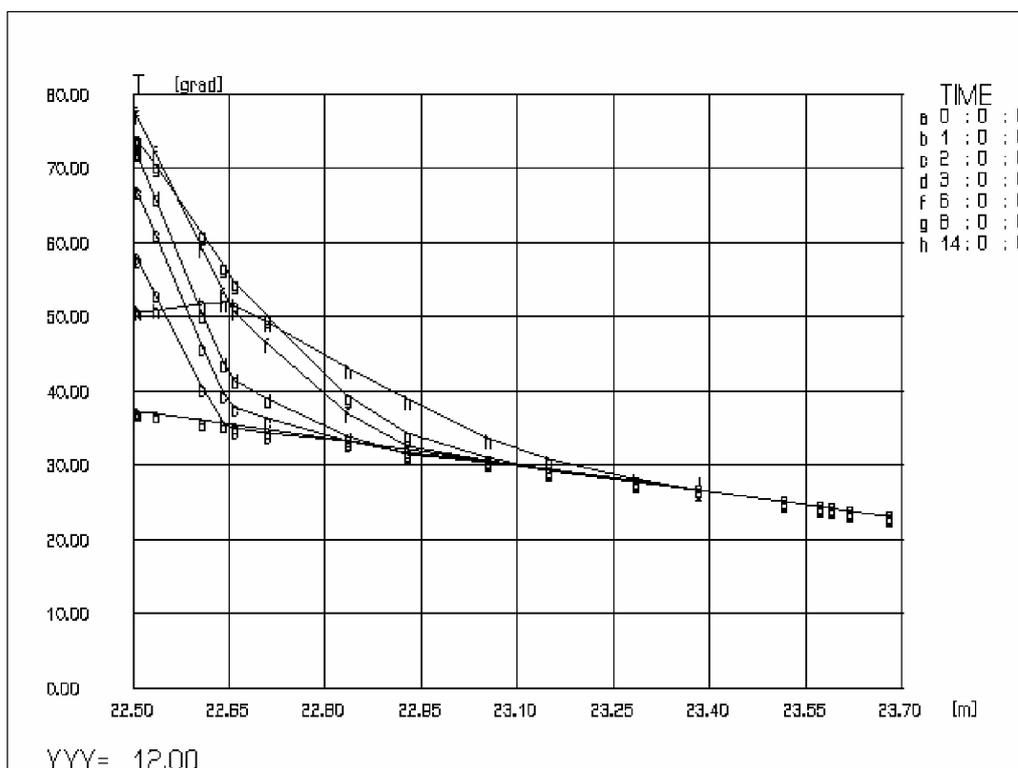


Рис. 9. Распределение температур в сечении стенки оболочки на высоте 12 м в различные моменты времени от начала аварии: а — момент начала аварии; б — через 1 час после начала аварии; в — через 2 часа; д — через 3 часа; ф — через 6 часов; г — через 8 часов; х — через 14 часов после начала аварии

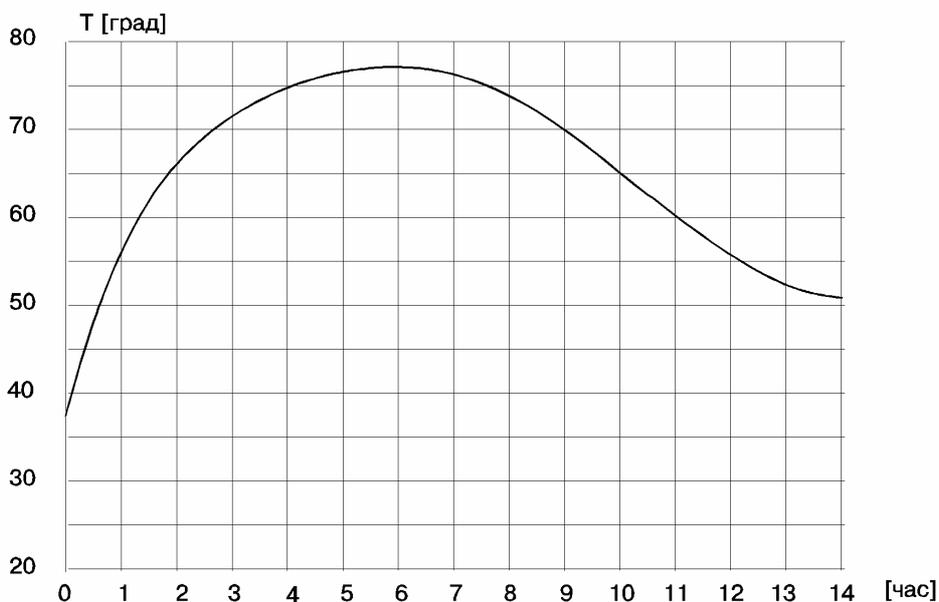
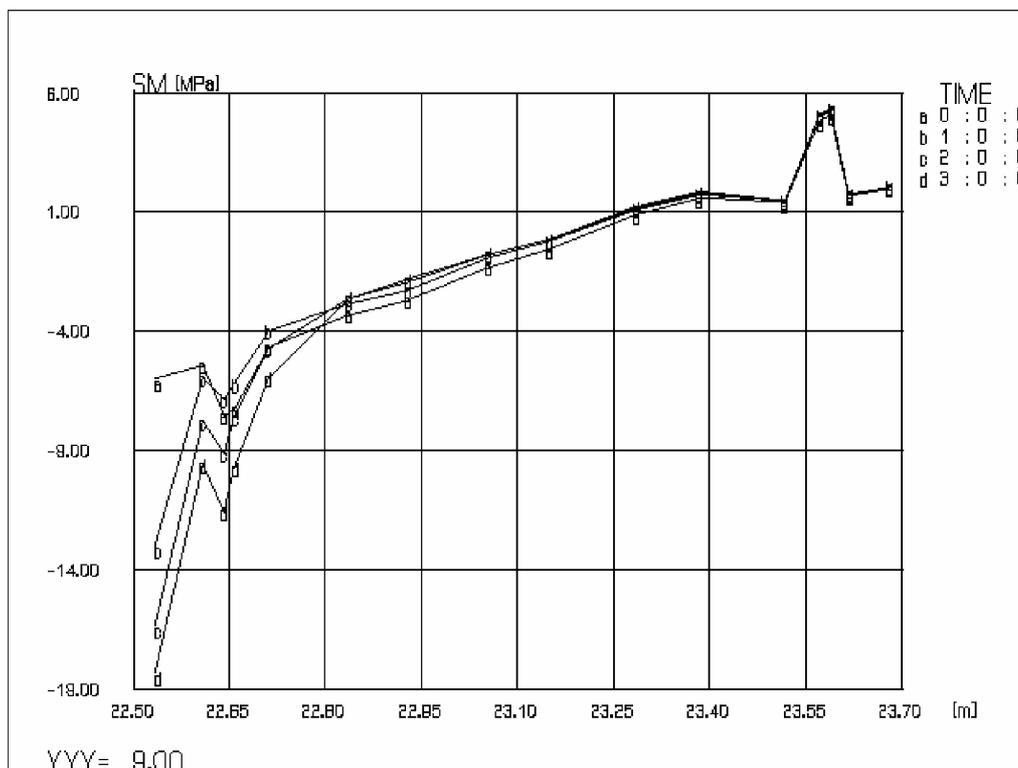


Рис. 10. График изменения температуры облицовки защитной оболочки за период воздействия аварийной нагрузки

А



Б

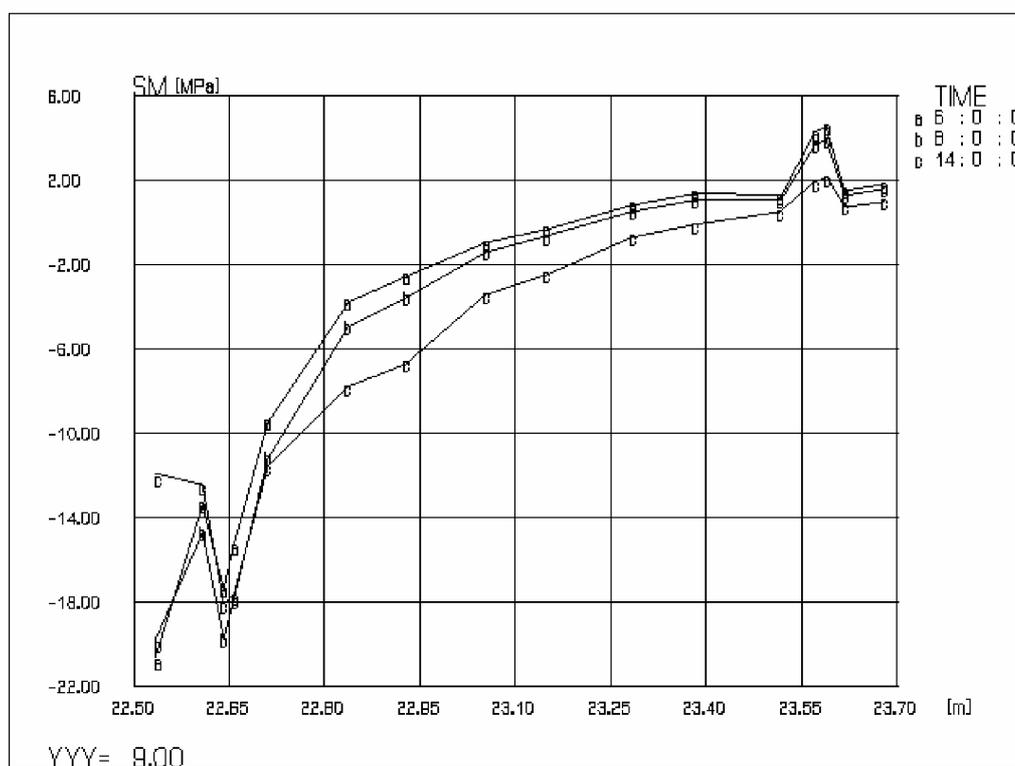
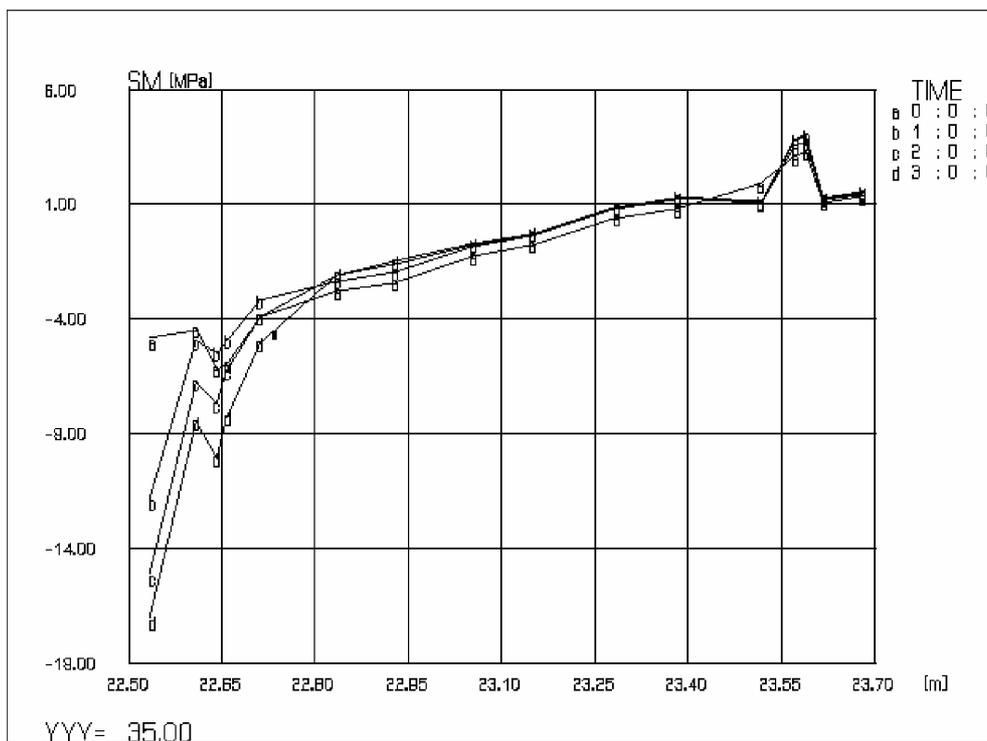


Рис. 11. Характер изменения меридиональных напряжений в стенке защитной оболочки на высоте 9 м:  
 А. а — момент начала аварии; б, с и d, соответственно, 1, 2 и 3 часа после начала аварии;  
 Б. а, б, с, соответственно, 6, 8 и 14 часов после начала аварии

А



Б

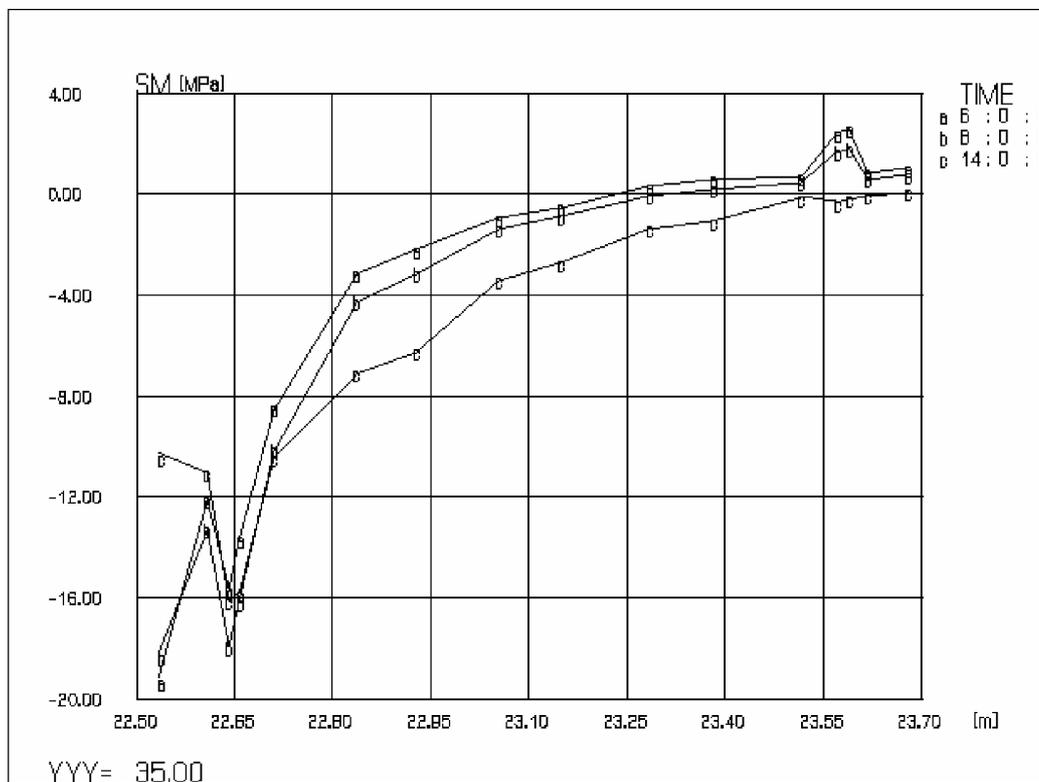


Рис. 12. Характер изменения меридиональных напряжений в стенке защитной оболочки на высоте 35 м:  
А. а — момент начала аварии; б, с и d, соответственно, 1, 2 и 3 часа после начала аварии;  
Б. а, б, с, соответственно, 6, 8 и 14 часов после начала аварии

Согласно приведенным графикам поведения среды под оболочкой в послеаварийный период с течением времени происходит снижение давления и температуры среды парогазовой смеси, однако, при этом происходит нарастание влияния температурных нагрузок за счет постепенного прогрева стенки за тот же период времени.

При этом нарастание влияния температурных нагрузок происходит на фоне снижения температуры внутри защитной оболочки и, как показано на рис. 9, к 14 часам с момента начала аварии температура внутри стены превышает температуру ее внутренней поверхности.

Таким образом, процесс загрузки конструкции за весь период стабилизации параметров под оболочкой нестационарный и обладает рядом противоречий. С одной стороны, нарастание температурного момента, вызывающего рост растягивающих напряжений на наружной поверхности стенки оболочки во времени, а с другой — уменьшение давления под оболочкой, вызывающее снижение растягивающих усилий по всему сечению стенки. Хотя, как показывают результаты расчетов, отображающих напряженное состояние конструкции в различные моменты времени от начала аварии, правильнее говорить об увеличении сжимающих усилий в процессе прохождения аварийной нагрузки, т.к. за все время действия аварийных нагрузок в сечениях защитной оболочки не возникает растягивающих усилий, что подтверждает возможность снижения усилия натяжения арматурных канатов до 750 т.

Приведенный на рис. 10 график изменения температуры внутренней металлической облицовки защитной оболочки за период воздействия аварийной температуры в сравнении с приведенным выше графиком, характеризующим изменение температуры среды под оболочкой за тот же период времени

наглядно показывает «отставание» изменения температуры облицовки за счет наличия с другой ее стороны непрогретого бетона.

Особенно ярко это выражается в первые часы аварии, когда внутри оболочки действуют наибольшие значения температуры и давления, т.е. за счет реактивности стенки защитной оболочки к восприятию температурных нагрузок значительно смягчается характер воздействия аварийных нагрузок на защитную оболочку.

С целью более наглядного представления полученных в результате расчетов данных на рис. 11а,б и 12а,б приведен характер изменения напряжений в сечениях защитной оболочки на высоте 9 м от нижней кромки цилиндра (находящихся внутри обстройки) и на высоте 35 м (выше обстройки) в различные моменты времени от начала аварии.

Как видно из представленных результатов, характер перераспределения напряжений внутри сечения стенки защитной оболочки за весь период прохождения аварийных нагрузок выражается в значительном приросте сжимающих напряжений вблизи внутренней поверхности и малозаметном приросте растягивающих напряжений по всему остальному сечению, что позволяет говорить о допустимости и даже целесообразности снижения уровня напряжения арматурных канатов до усилия 750 т.

Попытки решения проблемы трещинообразования на наружной поверхности защитной оболочки общим повышением уровня обжатия принципиально не верны, т.к. это вызовет, учитывая практически центральное приложение нагрузки от предварительно напряжения, дополнительный прирост сжимающих напряжений по всему сечению, в том числе и вблизи внутренней поверхности стены, где уровень сжимающих напряжений и без того критический.

## **4. Выводы**

1. Применяемая в защитных оболочках система предварительного напряжения не может качественно обеспечить усилие натяжения арматурных канатов 1000 т, т.к. за счет

неучтенных концентраций напряжений в проволоках они переходят в пластическую стадию деформирования. Снижая усилие натяжения арматурного каната мы оставляем

большее количество проволок в упругой стадии работы и, тем самым, повышаем надежность арматурного каната.

2. Выполненные расчетные исследования напряженного состояния защитной оболочки, как в упругой постановке (объемная задача), так и в нелинейной постановке с учетом образования трещин в бетоне, показали, что уровень ее предварительного напряжения при натяжении арматурных канатов на усилие 750 т обеспечивает требуемый режим работы конструкции в эксплуатационном состоянии, при проведении предпусковых испытаний, а также при воздействии аварийных нагрузок.

3. На основании вышесказанного можно заключить, что для повышения эксплуатаци-

онной надежности защитной оболочки реакторного отделения унифицированной серии АЭС необходимо снизить усилие натяжения арматурных канатов до уровня 750 т. Это мероприятие позволит значительно сократить объемы контрольно-профилактических работ на системе предварительного напряжения защитной оболочки, уменьшить потери от релаксации напряжений в проволоках арматурного каната и ползучести бетона, а также избежать самопроизвольных обрывов арматурных канатов в процессе нормальной эксплуатации АЭС. Инструкция по техническому обслуживанию системы преднапряжения защитных оболочек должна быть откорректирована в соответствии с рекомендациями, приведенными в данной работе.

## **Литература**

1. Инструкция по техническому обслуживанию системы преднапряжения защитных оболочек головной серии и модернизированной конструкции для АЭС с энергоблоками ВВЭР-1000 типов 302, 338 и 187. М., 1989.
2. Канат арматурный. Технические условия. ТУ 34-15-11142-87. М., 1987.
3. Проект ОЭС.550.00.000. Канат арматурный. М., 1987.

## Напряженное состояние защитных оболочек атомных электростанций с учетом нестационарного изменения температур

*А. Н. Ульянов, Алексей С. Киселев, Н. В. Ямщиков, В. Н. Медведев*

Представлены результаты расчетов, полученные на основе применения разработанной методики определения напряженного состояния защитной оболочки при протекании нестационарных температурных процессов внутри и снаружи конструкции. Методика позволяет проследить время установления линейного режима распределения температур в стенке при дискретном изменении температур снаружи ее и определить характер распределения температур внутри стены при изменяющихся внешних температурных условиях. Это дает возможность проводить подробный анализ напряженного состояния защитной оболочки при прохождении проектной аварии и выполнять оценку результатов натурных наблюдений за напряженным состоянием по установленным в теле сооружения приборам контрольно-измерительной аппаратуры.

Защитная оболочка атомной электростанции представляет собой пространственное сооружение, обладающее рядом конструктивных элементов, вызывающих неоднородность ее напряженного состояния. Большое влияние на характер распределения напряжений в стенке защитной оболочки оказывают температурные напряжения, обусловленные колебанием температур внутри и снаружи оболочки.

В настоящее время большинство составляющих напряженного состояния конструкций поддается учету в статических расчетах с достаточной точностью. Наиболее сложны и наименее изучены температурные напряжения, вклад которых в значительной степени зависит от истории загрузки конструкции и временной динамики изменения температур вблизи поверхностей стенки защитной оболочки.

Для изучения напряженного состояния защитной оболочки с учетом нестационарного изменения температур внутри и снаружи оболочки использовался программный комплекс «CONT», позволяющий производить расчеты напряженно-деформированного со-

стояния защитной оболочки с учетом армированных слоев бетона и внутренней металлической облицовки, а также образования трещин в бетоне. Моделируя воздействие всего спектра эксплуатационных и аварийных нагрузок (собственно веса сооружения, усилий от предварительного напряжения, внутреннего давления и температурных воздействий и любых их сочетаний), можно получать необходимые для анализа расчетные сочетания.

Наибольший интерес представляют два момента влияния температурных нагрузок: характер термонапряженного состояния во времени прохождения аварийной нагрузки внутри оболочки; скорость реакции термонапряженного состояния стенки защитной оболочки на колебания наружной температуры, что необходимо для оценки изменения показаний контрольно-измерительной аппаратуры при проведении натурных наблюдений за напряженным состоянием защитной оболочки.

При решении первой задачи характер изменения температуры парогазовой смеси внутри защитной оболочки при прохождении проектной аварии принимался согласно графику, приведенному на рис. 1, взятому из материалов Генерального проектировщика защитных оболочек — Института «Атомэнергопроект». Температура снаружи защитной оболочки принималась постоянной, равной  $-40^{\circ}\text{C}$ .

Выполненные расчеты показывают, что за весь расчетный период времени прохождения аварии изменения температуры стенки защитной оболочки происходили на глубине, не превышающей 0,80 м от ее внутренней поверхности. При этом в первые 6 ч от начала аварии происходит постепенный подъем температуры стенки, а затем начинается снижение температуры на ее внутренней поверхности и к 14 ч от начала аварии температура стены несколько ниже температуры ее внутренней поверхности, полученной через 1 ч после начала аварии, что связано с понижением к этому моменту температуры среды под оболочкой.

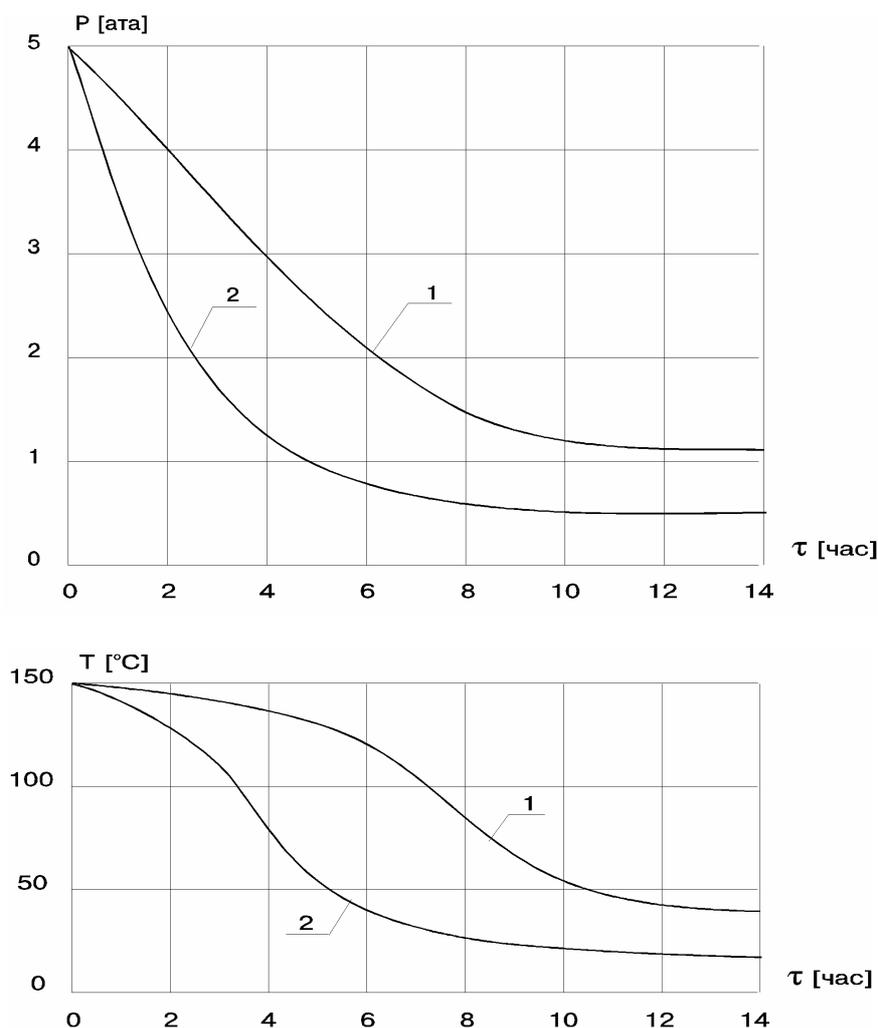


Рис. 1. Характер изменения параметров среды под оболочкой при максимально возможной аварии:

- 1 — работает один спринклерный насос,  $T_{\text{охл}} = 33^\circ\text{C}$ ;
- 2 — работают два спринклерных насоса,  $T_{\text{охл}} = 10^\circ\text{C}$

Характер распределения температурных полей в стенке оболочки в различные моменты времени от начала аварии, представленный на рис. 2, показывает, что следует ожидать стеснения температурных деформаций участка стены, в котором произошло повышение температуры, за счет того участка, в котором температура осталась неизменной; следовательно, более нагретая часть стены будет сжата, а другая — растянута.

Сделать анализ поведения защитной оболочки в процессе воздействия аварийной нагрузки удобнее всего, рассматривая характер изменения напряженного состояния ее сечения в различные моменты времени от начала аварии (рис. 3). Следует пояснить, что на рис. 3 указаны напряжения в стене с учетом армированных слоев бетона, располагаемых на расстоянии 0,15 м

от каждой поверхности стены. Как видно из представленных результатов, в первый момент аварии происходит смещение кривой, характеризующей уровень напряжений в стенке в сторону растягивающих напряжений по всему сечению (кривая b). При этом характерный излом у внешней поверхности стены, указывающий на образование в этой зоне трещин еще в эксплуатационном состоянии, продвигается к центру сечения, т.е. трещины углубляются и достигают половины сечения с внешней стороны. Такой характер перераспределения напряжений указывает на то, что в первый момент аварии влияние на напряженное состояние оказывает только нагрузка от внутреннего давления, а температурные воздействия никак не проявились.

Влияние температурных факторов можно наблюдать уже в течение первого часа после начала аварии, когда происходит перераспределение напряжений только в зоне, расположенной у внутренней поверхности стены на глубине порядка 0,45 м. Это объясняется тем, что существенное снижение давления еще не произошло, но уже частично прогрелась внутренняя поверхность стены, чем обусловлено повышение сжимающих напряжений у внутренней грани сечения при незначительном их снижении в близлежащих зонах, стесняющих свободные деформации нагретой части. С течением времени, примерно до 6 ч с момента начала аварии, происходит дальнейший прогрев стенки и нарастание в связи с этим температурного момента в сечении на фоне смещения всей эпюры в зону сжимающих напряжений, обусловленного снижением давления под оболочкой.

При этом у внешней поверхности стенки защитной оболочки почти на половине ее сечения растягивающие напряжения одновременно нарастают от действия температурного момента и убывают от снижения давления под оболочкой, оставаясь на про-

тяжении всей аварийной ситуации практически без изменения. Этот же фактор вызывает более значительный рост сжимающих напряжений у внутренней поверхности стены.

В целом, характеризуя напряженное состояние стенки защитной оболочки за время прохождения проектной аварии, следует заметить, что смещение во времени эффективного воздействия нагрузок от внутреннего давления и температуры положительно сказывается на напряженном состоянии защитной оболочки, смягчая условия восприятия аварийной нагрузки.

Вторым вопросом, представляющим интерес, является реакция термонапряженного состояния защитной оболочки на колебания наружной температуры воздуха, необходимые для оценки результатов натурных наблюдений. При этом следует учитывать, что климатические колебания температуры воздуха могут иметь достаточно большие абсолютные приращения за короткие промежутки времени и весьма значительно влиять на показания контрольно-измерительной аппаратуры, располагаемой в том числе и вблизи наружной поверхности.

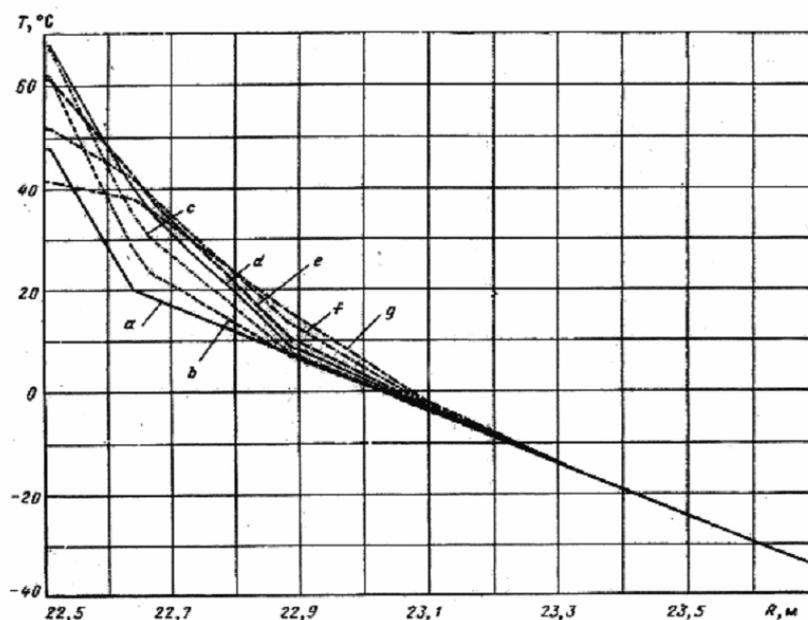


Рис. 2. Распределение температур по сечению стенки защитной оболочки в различные моменты времени от начала аварии: *a, b, c, d, e, f* и *g*, соответственно, через 1, 3, 5, 7, 9, 11 и 14 часов после начала аварии

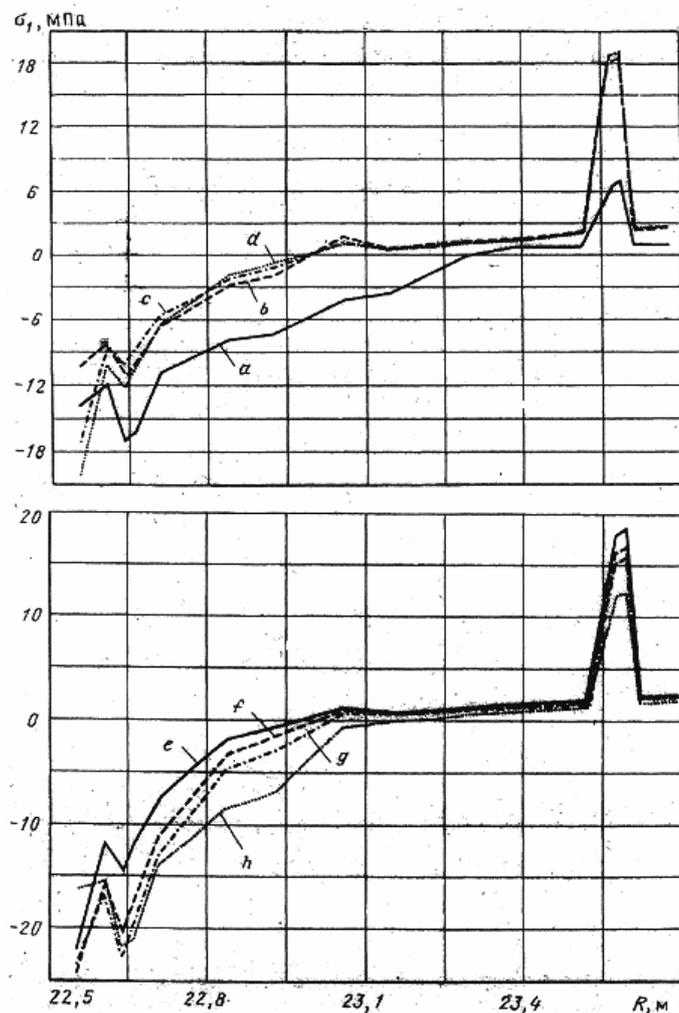


Рис. 3. Распределение меридиональных напряжений в сечении стенки защитной оболочки в различные моменты времени от начала аварии: *a* — эксплуатационное состояние; *b* — момент начала аварии; *c, d, e, f, g* и *h*, соответственно, через 1, 2, 3, 6, 8 и 14 часов после начала аварии

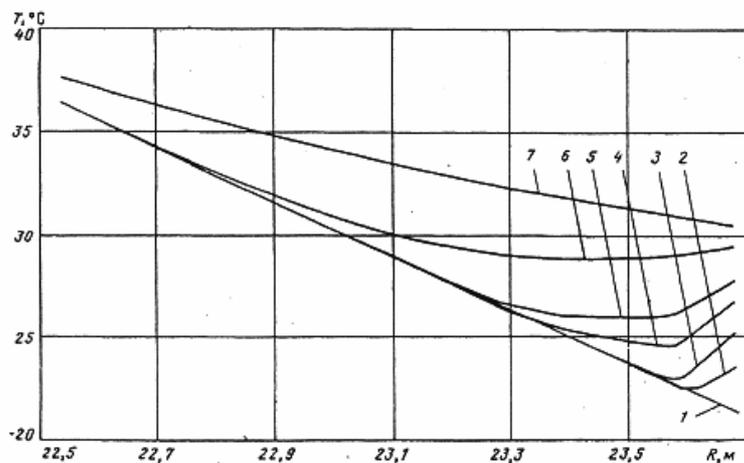


Рис. 4. Распределение температур по сечению стенки защитной оболочки при увеличении температуры на наружной поверхности от +20 до +30°C: 1 — начальный момент; 2, 3, 4, 5, 6 и 7, соответственно, через 0,33, 1, 3, 6, 24 и 114 ч от начала роста температуры

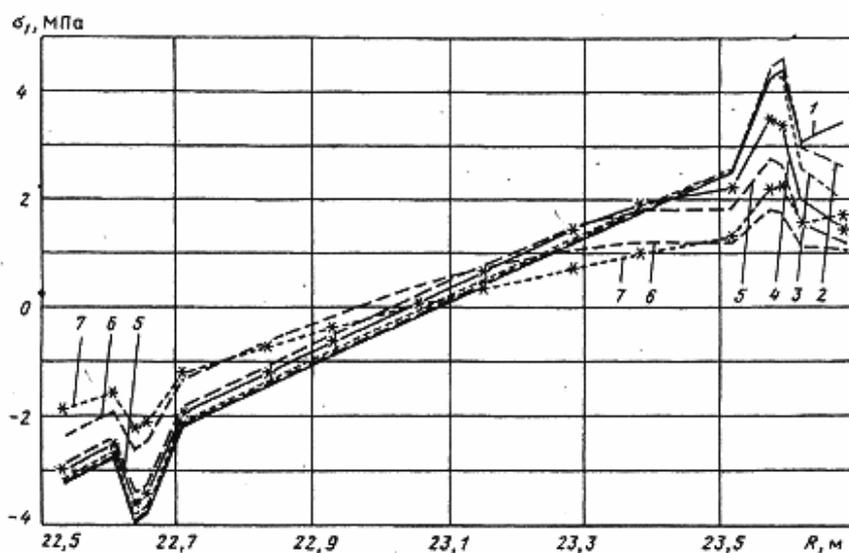


Рис. 5. Распределение меридиональных напряжений в сечении стенки защитной оболочки при увеличении температуры на наружной поверхности от +20 до +30°C: 1 — начальный момент; 2, 3, 4, 5, 6 и 7, соответственно, через 0,33, 1, 3, 6, 24 и 114 ч от начала роста температуры

Для оценки характера перераспределения температур в стенке защитной оболочки во времени был принят стационарный установившийся режим с температурами +40°C внутри и +20°C снаружи. Дискретные изменения температур только на наружной поверхности приняты на 10°C в одну и в другую сторону от установившейся. Основной задачей являлось определение времени установления нового стационарного температурного поля и характера изменения температурного поля за достаточно короткие промежутки времени.

Как показали результаты расчетов, приведенные на рис. 4, время, необходимое для образования нового установившегося распределения температур, приближается к 5 суткам, что позволяет говорить о возможности учета линейного распределения температур в стенке защитной оболочки при отсутствии серьезных колебаний температур наружного воздуха более 5 суток.

В то же время, как видно из результатов расчетов, приведенных на рис. 5, начало заметного изменения напряженного состояния стенки защитной оболочки следует отнести к интервалу между первым и третьим часами от начала влияния новой температуры. При этом напомним, что нами принята условная схема скачкообразного изменения температур, в то время как при естественном процессе изменения температуры на

это потребуется некоторое время, что еще дальше отодвинет начало заметного перераспределения напряжений в стенке.

Тем не менее, приведенные результаты показывают, что уже через 3 ч после изменения температуры наружного воздуха в зоне установки контрольно-измерительной аппаратуры проявится его влияние. Учитывая, что характер распределения температуры в сечении будет при этом нелинейным, нет возможности учитывать его при помощи только установленных в теле сооружения температурных датчиков из-за их малого количества (максимум 3 в сечении).

По-видимому, следует идти по пути расчетной оценки распределения температурных полей в стенке защитной оболочки с его контролем в точках, имеющих соответствующие измерительные приборы.

Учитывая то, что составляющие напряженного состояния защитной оболочки могут быть выделены при выполнении расчетов и рассмотрены каждый в отдельности, тогда как измерения дают только суммарные значения напряжений в дискретных точках, следует обратить особое внимание на возможности, предоставляемые разработанным нами программным комплексом «CONT».

При анализе напряженного состояния защитной оболочки по результатам натурных измерений представляется целесообразным использовать следующую схему:

— по данным о характере изменения температур внутри и снаружи оболочки за последние 5 суток провести расчеты температурных полей и получить картину термонапряженного состояния на данный момент времени;

— по результатам наблюдений за температурой с помощью установленных в теле сооружения приборов проверить соответствие их показаний расчетным значениям в данных точках и при наличии отклонений проанализировать их причины;

— выполнить расчетное определение напряженного состояния от воздействия собственного веса вышележащих конструкций;

— выполнить расчетное определение напряженного состояния защитной оболочки от воздействия усилий, создаваемых предварительно-напрягаемой арматурой, принимая усилия в ней согласно

актам о проведении контрольно-профилактических работ на системе предварительного напряжения;

— вычитая из измеренных в дискретных точках сооружения величин напряжений значения расчетных величин напряжений от воздействия собственного веса и термонапряженного состояния, получим значения напряжений, обусловленных воздействием напрягаемой арматуры;

— по результатам сопоставления полученных в предыдущем пункте значений напряжений в дискретных точках с расчетными величинами напряжений от воздействия усилий в арматурных канатах, указанных в актах КПП, можно будет судить о действительных усилиях в них. В случае несоответствия этих результатов расчетным путем найти действующие в арматурных канатах усилия для данного момента времени.

## Выводы

1. Учет нестационарных температурных процессов внутри и снаружи защитной оболочки имеет большое значение при определении ее напряженного состояния ввиду достаточно быстрого изменения температурных полей и термонапряженного состояния.

2. Анализ напряженного состояния конструкции с учетом нестационарного приложения аварийных нагрузок показал смягче-

ние характера их воздействия по сравнению с ранее рассматриваемыми за счет расхождения во времени максимальных влияний давления и температуры.

3. Оценку результатов натурных наблюдений за напряженным состоянием защитной оболочки по установленным в ней датчикам следует выполнять с обязательным учетом нестационарного изменения температур.

# Особенности напряженного состояния защитной оболочки АЭС при проектной аварии

*А. Н. Ульянов, В. Н. Медведев (ИБРАЭ РАН, Москва)  
Алексей С. Киселев (РНИЦ «Курчатовский институт»)*

## 1. Введение

Одним из достаточно сложных пространственных сооружений является защитная оболочка реакторного отделения АЭС. Выполненная из предварительно-напряженного железобетона она представляет собой комбинированную конструкцию, состоящую из вертикальной цилиндрической оболочки, опирающейся на пространственный фундамент, и перекрытую сферической оболочкой, сопрягаемой с цилиндрической жестким опорным кольцом. Кроме того, защитная оболочка обладает рядом конструктивных особенностей, вызывающих значительную неоднородность ее напряженного состояния.

Во-первых, предварительное напряжение защитной оболочки осуществляется мощными арматурными элементами, располагаемыми достаточно неравномерно из-за наличия большого количества технологических проходов в стенке цилиндра, что вызывает неоднородность приложения нагрузки от предварительного напряжения.

Во-вторых, усиления в зонах технологических проходов, необходимые для восприятия

концентрации напряжений вблизи отверстий и размещения рядовой и предварительно-напрягаемой арматуры, огибающей отверстия, имеют достаточно значительную толщину и вносят свои особенности в характер распределения напряжений в этих зонах.

И наконец, места сопряжения цилиндра с днищем и куполом также обуславливают стеснение деформаций цилиндра и возникновение концентрации напряжений.

Изучению напряженного состояния защитных оболочек АЭС посвящено большое количество работ различных авторов. Однако, комплексного рассмотрения всей совокупности нагрузок, включая термонапряженное состояние конструкции при воздействии аварийных нагрузок с учетом нестационарных температурных колебаний, не производилось. Предпусковые испытания защитных оболочек выполнялись только на воздействие внутреннего давления, при этом влияние температуры условно учитывалось повышением давления при испытаниях на 15% выше расчетного аварийного.

## 2. Анализ напряженного состояния защитной оболочки при проектной аварии

Проектная аварийная нагрузка, которую защитная оболочка должна воспринимать без образования сквозных трещин, представлена на рис. 1, где видно, что заданные параметры среды под оболочкой в процессе аварии не стационарны. Согласно приведенным графикам в послеаварийный период с течением времени происходит снижение давления и температуры среды.

При таком характере загрузки конструкции следует ожидать, с одной стороны, нарастания температурного момента, вызывающего рост растягивающих напряжений на наружной поверхности стенки оболочки во времени, а с другой — уменьшения давления под оболочкой, вызывающего снижение растягивающих усилий по всему сечению стенки.

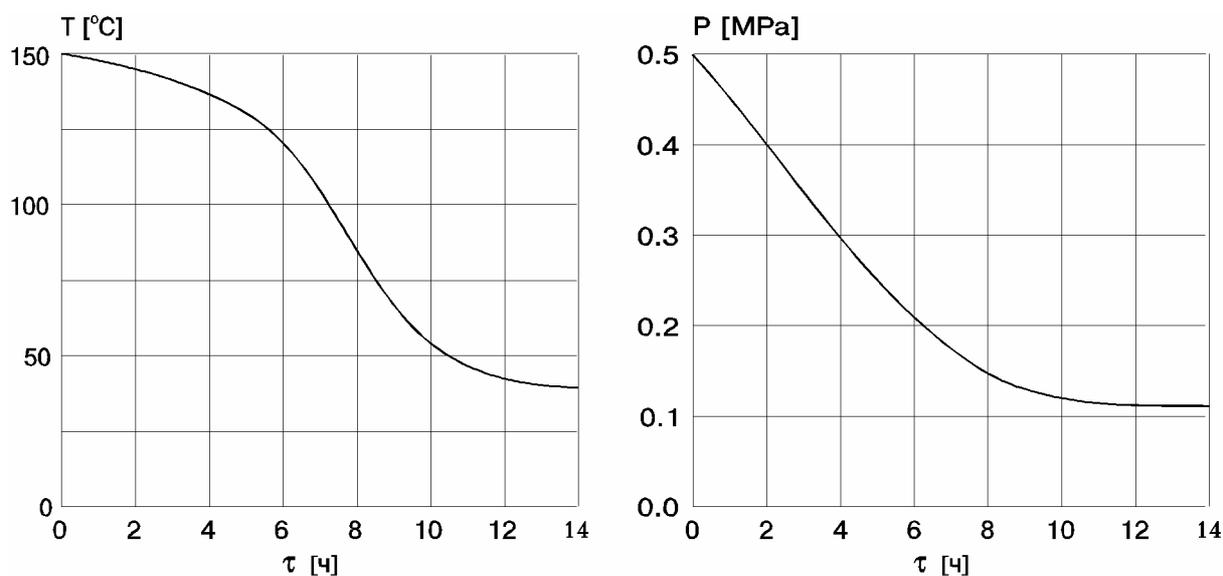


Рис. 1. Характер изменения параметров среды под оболочкой при максимально возможной аварии;  
 $\tau$  — время от начала аварии

До выполнения численных расчетов с одинаковой вероятностью можно было ожидать, что на наружной поверхности стенки защитной оболочки максимальные значения растягивающих напряжений, при учете всей совокупности действующих в аварийной ситуации факторов, могут остаться меньшими расчетного сопротивления бетона осевому растяжению для предельных состояний второй группы —  $R_{bt,ser}$ , и образования трещин не произойдет, или превысят указанные значения и начнется процесс трещинообразования.

Последнее обстоятельство обусловило необходимость введения в расчетную программу итерационного процесса, при котором на каждом шаге нагружения анализируются величины полученных напряжений и, при достижении в каком-либо элементе предельной величины, его свойства изменяются в соответствии с заданной диаграммой работы материала и повторяется расчет конструкции с новыми свойствами упомянутого элемента. Если при перераспределении усилий в каком-либо новом элементе достигается установленный предел напряжений — процесс повторяется.

Для определения напряженно-деформированного состояния защитной оболочки с учетом всех перечисленных выше особенностей был разработан программный комплекс «CONT», обеспечивающий выполнение расчетов в осесимметричной и объемной

постановке задачи с учетом наличия армированных слоев бетона и внутренней стальной облицовки, а также образование трещин в бетоне. Расчетная модель защитной оболочки в нашем случае состояла из 7 слоев материала с различными свойствами (см. рис. 2), включая внутреннюю металлическую облицовку (1), слои бетона (2, 4, 5 и 7) и армированные слои бетона (3 и 6). Действие напрягаемых арматурных канатов приводило к срединной поверхности защитной оболочки. Существует принципиальная возможность изменения количества слоев материала в расчетной модели оболочки.

Еще одной особенностью расчета защитной оболочки является необходимость учета различных свойств материалов при работе конструкции на разные нагрузки. При воздействии собственного веса сооружения и усилий от предварительно напрягаемой арматуры модуль упругости бетона принимается с учетом его пластических свойств при длительно действующих нагрузках, а при расчете на внутреннее давление и температурные воздействия модуль упругости бетона учитывается как при расчете на кратковременные нагрузки. Кроме того, свойства бетона изменяются в процессе нагружения при образовании в нем трещин.

Общий порядок решения задачи по определению напряженно-деформированного состояния защитной оболочки выглядел следующим образом.

На первом этапе выполнялись экспериментальные исследования на моделях и фрагментах из различных материалов, а также анализ результатов натурных наблюдений за напряженным состоянием конструкции, получаемых на эксплуатируемых сооружениях. При этом одновременно выполнялись расчеты в осесимметричной постановке на воздействия основных нагрузок, включая собственный вес вышележащих конструк-

ций, предварительное напряжение, приведенное к осесимметричному виду, внутреннее давление и температурные воздействия. На следующем этапе проводились расчеты в объемной постановке задачи с учетом конструктивных особенностей несимметричного характера (утолщений в зоне отверстий, неоднородностей расположения арматурных канатов и т.п.).

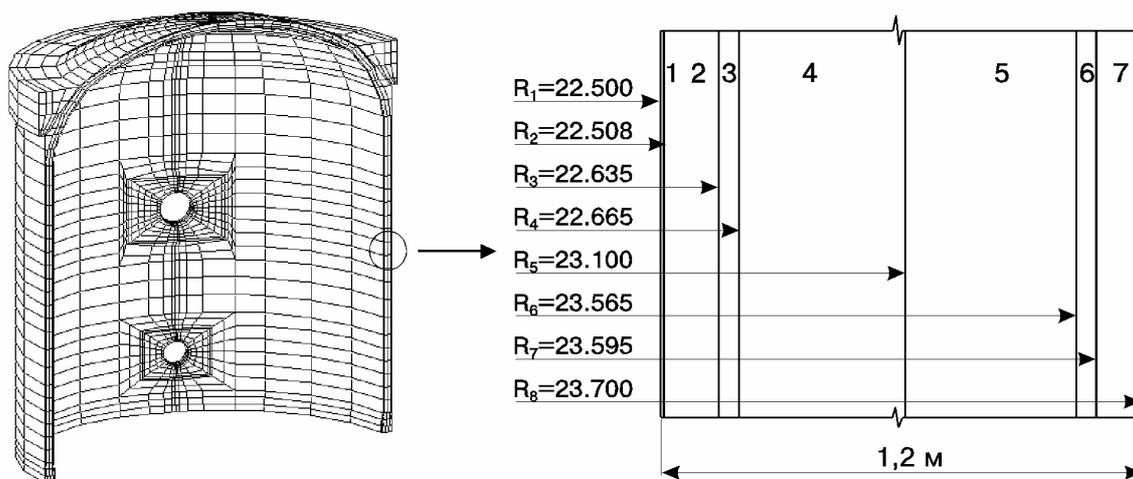


Рис. 2. Расчетная модель защитной оболочки АЭС;

$R$  — расстояние от оси цилиндра до границы каждого расчетного слоя стенки оболочки, м

Затем выполнялось сопоставление результатов двух расчетных постановок между собой с данными экспериментальных исследований, после чего вносились коррективы в расчетные модели и определялась оптимальная схема расчетной оценки напряженного состояния защитной оболочки. Принимая во внимание, что сопоставительные расчеты, выполненные по одной программе, в осесимметричной и объемной постановке температурной задачи показали весьма близкие результаты, а количество конечных элементов при описании объемной модели с аналогичной разбивкой по толщине конструкции более чем на порядок превышает необходимое их количество для описания осесимметричной модели, для выполнения расчетов на температурные воздействия была принята осесимметричная модель. Это позволило значительно расширить возможность учета динамики изменения нестационарного температурного процесса (см. рис. 3а,б) и подробно проследить влияние процесса трещинообразо-

вания на характер изменения напряженно-деформированного состояния защитной оболочки.

Из представленных на рис. 3в,г результатов расчета напряженного состояния защитной оболочки при прохождении проектной аварии на различные моменты времени от ее начала видно, что несмотря на одновременность начала воздействия температуры и внутреннего давления влияние каждого из перечисленных факторов имеет свои особенности.

Воздействие внутреннего давления сказывается мгновенно с начала аварии и постепенно убывает с понижением давления под оболочкой. Это наглядно видно по величинам меридиональных усилий. Если в первый момент аварии на отметке 35 м оно равняется  $N_0 = -3,31 \text{ MN/m}$ , то к 14 часам с момента начала аварии достигает значения  $N_{14} = -7,58 \text{ MN/m}$ , т.е. приближается к эксплуатационному значению ( $N_{\text{экспл}} = -7,70 \text{ MN/m}$ ).

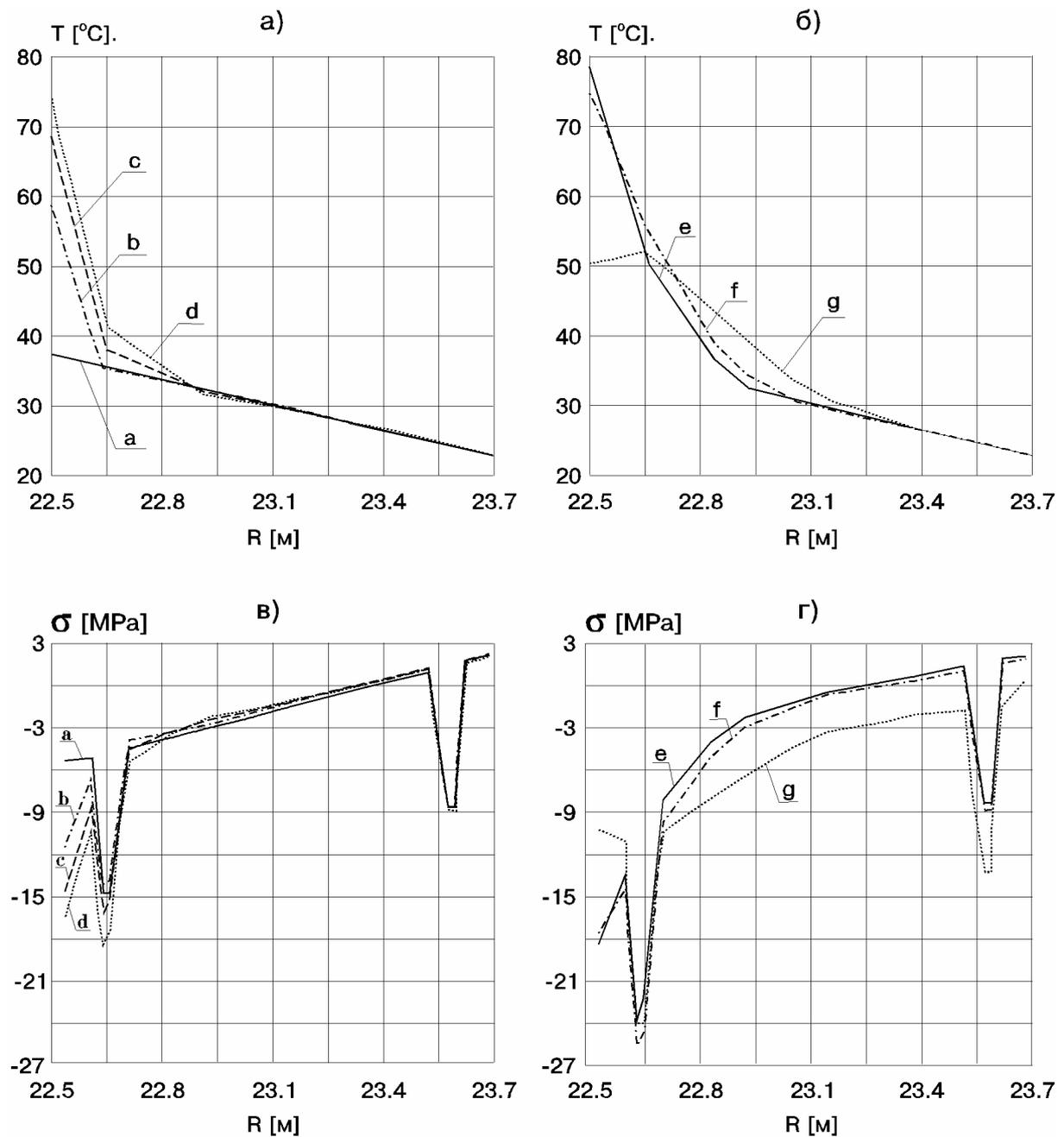


Рис. 3. Распределение температур (а, б) и меридиональных напряжений (в, г) в сечении стенки оболочки в различные моменты времени от начала аварии:

а — момент начала аварии; б, с, d, e, f и г, соответственно, через 1, 2, 3, 6, 8 и 14 часов после начала аварии.  $R$  — расстояние от оси цилиндра до сечения стенки оболочки

Температурные воздействия начинают оказывать сколько-нибудь заметное влияние на 3-й час после начала аварии и достигают своего максимального влияния к 6-му часу от начала аварии, когда давление под оболочкой значительно снижается.

Таким образом, наблюдается достаточно значительное расхождение во времени пиков влияния действующих нагрузок, что обусловлено замедленной реакцией стенки защитной оболочки на подъем температуры

внутри конструкции из-за малой теплопроводности бетона и достаточно большой толщины стенки.

Последнее обстоятельство позволяет утверждать о существовании определенных запасов несущей способности защитной оболочки, запроектированной с известной долей консерватизма, ввиду отсутствия в это время расчетных возможностей требуемого уровня, и рекомендовать некоторое снижение усилий натяжения арматурных

канатов системы преднапряжения [1]. Это позволит снизить уровень потерь предварительного напряжения за счет уменьшения ползучести бетона и релаксации арматуры,

что, в свою очередь, повысит эксплуатационную надежность защитной оболочки и системы предварительного напряжения.

## **Выводы**

Защитная оболочка АЭС является сложной пространственной конструкцией, имеющей ряд особенностей, учет которых требует комплексного подхода к определению ее напряженного состояния при проектной аварии.

Разработанный для определения напряженно-деформированного состояния защитных оболочек программный комплекс CONT, обеспечивающий выполнение расчетов как

в осесимметричной, так и в объемной постановке задачи с учетом наличия армированных слоев бетона и внутренней стальной облицовки, а также образование трещин в бетоне, позволяет по-новому оценить несущую способность существующих защитных оболочек и создают качественно новые предпосылки к созданию более совершенных конструкций подобных сооружений.

## **Литература**

1. Александр С. Киселев, Алексей С. Киселев, Е.А. Кошманов, В.Н. Медведев, А.Н. Ульянов. Повышение эксплуатационных качеств защитных оболочек АЭС. Препринт NSI-22-94. — М.: ИБРАЭ РАН, 1994. — 19 с.

# Strength Estimation of a Reinforced Concrete Containment without Prestressing

*R. V. Arutyunan, L. A. Bolshov, A. S. Zalesov, V. N. Medvedev, A. N. Ulyanov  
(Nuclear Safety Institute (IBRAE RAS) Russian Academy of Sciences)*

*Alexandr S. Kiselev, Alexey S. Kiselev, (Russian Research Centre «Kurchatov Institute»)*

## 1. Introduction

The key distinguishing feature of a reinforced concrete preliminary unstressed containment in comparison with a prestressed one is the existence of stretching tensions in concrete from the very beginning of an accident. This leads to concrete cracking disturbing the material uniformity. Following the concrete cracking, internal pressure load affects, mainly, internal steel coating and preliminary unstressed reinforcement. Herein the diagram of a reinforced concrete preliminary unstressed containment

operation is described. There is given the estimation of the construction strength based on the results of calculations of stressed and deformed state of the construction using the finite elements method.

Geometric parameters, mechanical characteristics of used materials and type of reinforcement of a 1:6-scale Sandia [1] containment model were used as the initial parameters for the calculated containment model.

## 2. Description of the diagram of a containment operation

In purpose to evaluate a containment strength, the diagram of a containment operation was calculated. It shows the dependence of displacements and deformations in the construction wall on a containment load value. The diagram consists of several linear portions which determine the typical stages of the containment operation (Fig. 1).

As the typical stages of the containment operation and corresponding portions of the diagram there were used the following ones:

- operation of the containment as a uniform elastic body (the 0–1 portion of the diagram);
- operation of the containment as a uniform elastic body with cracks before significant cracks opening starts (the 1–2 portion of the diagram);
- operation of the containment with cracks preceding plastic deformations in the reinforcement (the 2–3 portion of the diagram);

— operation of the containment with cracks and plastic deformations in the reinforcement prior to its destruction (the 3–4 portion of the diagram).

Critical states of the containment operation are determined by the combination of the parameters «pressure-displacement» in the junction points of the diagram on the boundary of typical stages of the containment operation.

The first critical state is characterised by the cracks formation in the containment concrete (point  $P_1; \Delta_1$  in the diagram) and by the moment when tension in concrete reaches the calculated value of concrete resistance to a stretch:

$$\sigma_{bt} = R_{bt}. \quad (1)$$

The second critical state is characterised by the cracks opening up to the limit  $[a_{crc}] = 0.1-0.3$  mm (point  $P_2; \Delta_2$  in the diagram).

The third critical state is characterised by the beginning of plastic deformations in the stretched reinforcement (point  $P_3; \Delta_3$  in the diagram) and by the moment when deformations and stresses in the reinforcement reach the corresponding yield limit value:

$$\sigma_s = R_s \quad (2)$$

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{s,el} \quad (3)$$

where

$$\varepsilon_{s,el} = \frac{R_s}{E_s}$$

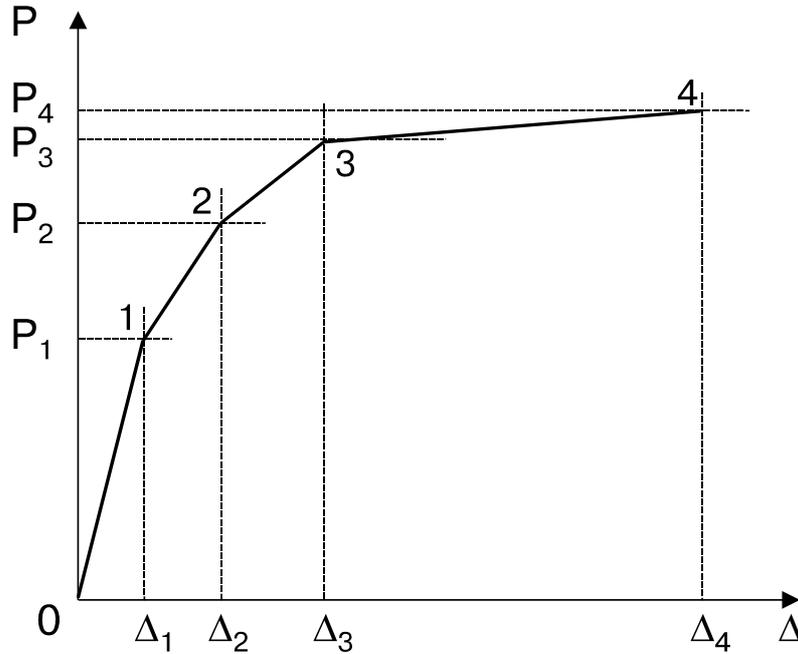


Fig. 1. Diagram of a containment operation

The fourth critical state is characterised by the destruction of the containment (point  $P_4; \Delta_4$  in the diagram) and by the moment when either deformations and stresses in strained concrete under stress reach the limit value, or deformations and stresses in the reinforcement reach the limit value, or deformations and stresses in the steel coating reach the limit value:

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{s,ult} \quad (7)$$

or

$$\sigma_{s,liner} = R_{s,liner} \quad (8)$$

$$\varepsilon_{s,liner} = \varepsilon_{s,liner,ult} \quad (9)$$

either

$$\sigma_{bcom} = R_b \quad (4)$$

$$\varepsilon_{bcom} = \varepsilon_{b,com,ult} \quad (5)$$

or

$$\sigma_s = R_s \quad (6)$$

The critical values of stresses and deformations in concrete, reinforcement and coating are determined using calculated and experimental diagrams of concrete, reinforcement and coating functioning that establish the dependencies between stresses and deformations up to a point of a material destruction (concrete disintegration, reinforcement and coating rupture).

### 3. Characterization of the containment calculated model

The containment calculated model includes 1596 linear 8-nodes axially symmetric elements and 4246 nodes. The following mechanical parameters of the materials were used in calculations:

For concrete:

Initial modulus of elasticity  $E_b = 33100$  MPa

Poisson coefficient  $\nu_b = 0.2$

Concrete strength at uniaxial stretch  $R_{bt} = 2.32$  MPa

Concrete strength at uniaxial strain  $R_b = 44.8$  MPa

Coefficient of normal rigidity reduction after cracks formation = 0.001

Coefficient of reduction of displacement rigidity = 0.5.

For steel coating:

Modulus of elasticity  $E_s = 207000$  MPa

Yield limit  $R_s = 355$  MPa

Strength limit  $R_s = 482$  MPa

Modulus of linear strengthening  $E_s' = 830$  MPa

Poisson coefficient  $\nu_s = 0.3$

Limit deformations at destruction — 16.4%.

For reinforcement:

Modulus of elasticity  $E_s = 214000$  MPa

Yield limit  $R_s = 459$  MPa

Strength limit  $R_s = 682$  MPa

Modulus of linear strengthening  $E_s' = 4568$  MPa

Poisson coefficient  $\nu_s = 0.001$ .

Limit deformations at destruction — 4.51%.

The 1:6-scale Sandia containment model is reinforced in meridional, circular and diagonal directions by steel rods of 12.7 mm diameter (fig. 2). Also there is a metal coating on the internal surface of the containment wall which is accepted in the model to possess given steel properties and to be of a given thickness.

Taking into account the type of reinforcement arrangement it is necessary to select three basic layers of the reinforcement: a layer near the internal surface, a layer near the external surface of the wall and a layer of seismic (diagonal) reinforcement.

Each of the reinforcement layers is approximated by two layers. Thickness of the first layer is determined by ratio of reinforcement section,  $A_s$ , to its increment,  $s$ , in the meridional direction:

$$\delta = A_s / s . \quad (10)$$

Thus, the thickness of the reinforcement layer is equal to  $\delta_m = 1.11$  mm. This layer possesses the steel properties (table 1, layer 4) in circular and meridional directions. Thickness of the second layer is determined by the type of reinforcement in circular direction. In circular direction number of rods is twice as large as in meridional direction at the same increment, so the thickness of the layer in this direction (considering the thickness of the first layer) will be also 1.11 mm. This layer (layers 3, 8 in fig. 3) possesses the steel properties in circular direction ( $E_s = 214000$  MPa) and concrete properties in elastic phase - in meridional direction ( $E_b = 33100$  MPa). After beginning of the cracking process in concrete, the layer's properties are reduced in accordance with coefficients described above. The total thickness of two layers is  $\delta_k = 2.22$  mm.

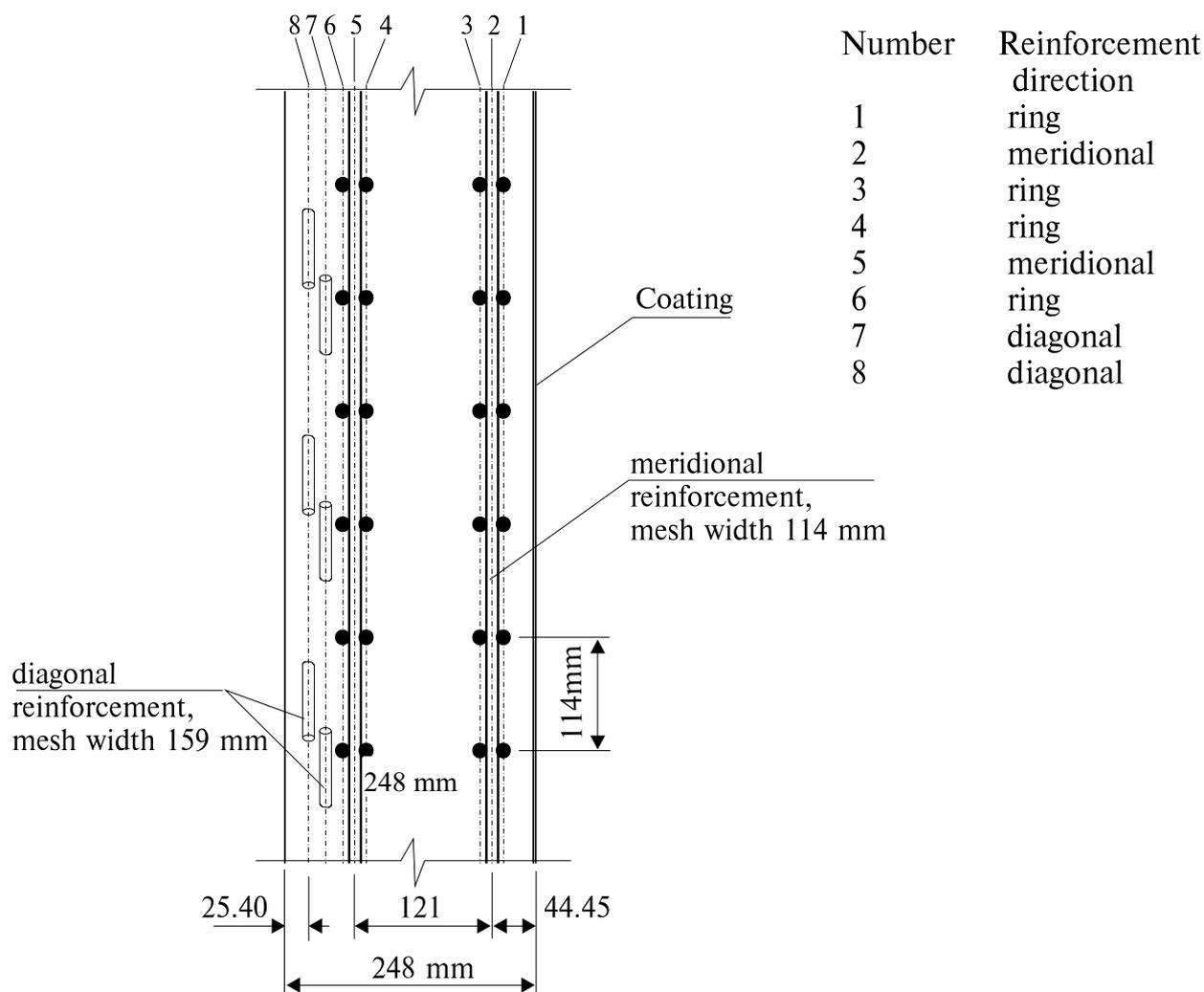


Fig. 2. The reinforcement arrangement in the cylindrical part of the containment

As it is seen from fig. 2, that types of reinforcement in the vicinity of internal and external surfaces of containment are identical. This means that thickness of the layers and their properties will be the same.

Diagonal reinforcement can be also represented by steel sheets of thickness determined by the increment and direction:

$$\delta_d = \frac{A_s \cdot n \cdot \sin \alpha}{s}, \quad (11)$$

$\alpha$  — angle between direction of reinforcement and horizontal,  $\alpha=45^\circ$ ;  $n$  — number of reinforcement layers.

Reduced thickness of the diagonal reinforcement layer for two directions is equal to  $\delta_d = 1.13$  mm.

A complex type of reinforcing is used for the area of connection of the containment and the base, precise simulation of which is quite complicated. It is why the double value of modulus of elasticity of reinforced layers for this area was used for the model calculations. The base of the containment had sealing along the entire lower border.

Table 1. Characterisation of the section

№ of layer	Note	Thickness of layer, mm	Meridional elastic modulus, (MPa)	Circumferential elastic modulus, (MPa)	Poisson coefficient
1	Metal coating	1.59	207000	207000	0.3
2	Concrete	41.75	33100	33100	0.2
3	Reinforcement	1.11	33100	214000	0.2
4	Reinforcement	1.11	214000	214000	0.001
5	Concrete	59.39	33100	33100	0.2
6	Concrete	59.39	33100	33100	0.2
7	Reinforcement	1.11	214000	214000	0.001
8	Reinforcement	1.11	33100	214000	0.2
9	Concrete	44.36	33100	33100	0.2
10	Reinforcement	1.13	214000	214000	0.001
11	Concrete	35.95	33100	33100	0.2

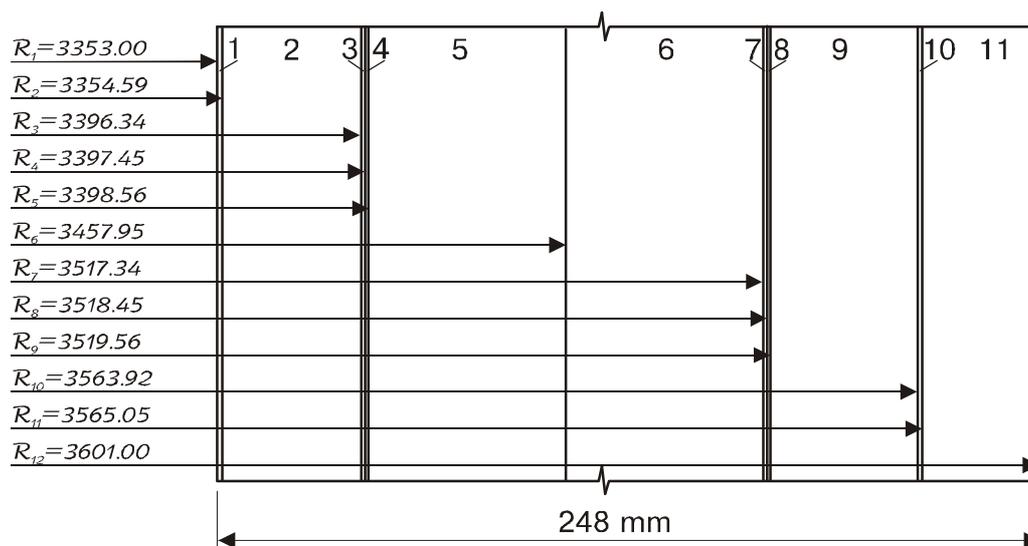


Fig. 3. Calculated model of the section of the containment wall with layers represented by thin steel sheets (layers 3, 4, 7 and 8)

#### 4. Estimation of containment strength

A problem of displacements, deformations and stresses calculations was solved using step by step increasing of the load (internal pressure). A set of equilibrium equations was solved for each step of load increase (the method of finite elements — MFE). A model that took into account the elastic and plastic properties and analysis of plasticity threshold for both meridional and

circumferential directions was used for the reinforcement layers, considering the Huber-Mises condition of the beginning of plasticity for the layer representing a coating.

Concrete cracking was simulated on a base of the model of orthotropic material using an iteration process. At each step of the iteration process the stresses in “concrete” elements

were analysed. When stresses reached a critical value in either meridional or circumferential direction, the concrete properties at the next iteration step were reduced in that direction in accordance with the factor given above. The concrete properties in radial direction were unchanged. There was used a reduced modulus of elasticity,  $E_{sb}'$ , for the reinforcement elements which are neighbouring to the concrete cracked elements. The value of  $E_{sb}$ , is determined according to the equation:

$$E_{sb} = E_s \frac{1}{1 - \frac{R_{bt} \cdot A_b}{\sigma_s \cdot A_s} \cdot \beta}, \quad (12)$$

where  $A_b$  is an area of stretched concrete at a stage preceding the crack formation.  $R_{bt}$  — concrete strength to a stretch;  $\sigma_s$  — stress in the reinforcement;  $A_s$  — total area of the reinforcement in the section;  $\beta$  — coefficient obtained in an experiment. It depends on concrete strength, profile of reinforcement steel and type of a load. Taking into account short time of exposure to the load, for heavy concrete and periodic profile of reinforcement value of  $\beta$  coefficient 0.6 was obtained.

The method of successive approximations with variable elasticity parameters was used for solving the problem of elasticity and plasticity. The iteration process was applied at each step of approximation. The secant modulus of elasticity was used for the points with stresses exceeded the yield limit in accordance with the obtained values of plastic deformations. The meridional and circumferential directions were analysed for the reinforcement separately. According to the components of the plastic deformation tensor the yield limit of steel was corrected using the determined modulus of strengthening. Iteration process was stopped when stresses did not exceed a yield limit of appropriate material more than by 3% for all model points.

Estimation of the strength of the reinforced concrete preliminary unstressed containment was performed only for a load due to internal pressure. Temperature effects were not considered because they influence, mainly, the cracking process of the containment concrete. When the cracks have formed in concrete, temperature does not affect much the containment operation.

Exposure of containment to internal pressure was analysed using the load increment 0.069 MPa. A section of the middle part of the cylinder was examined.

Diagram of a containment operation under a load of internal pressure is given in fig. 4.

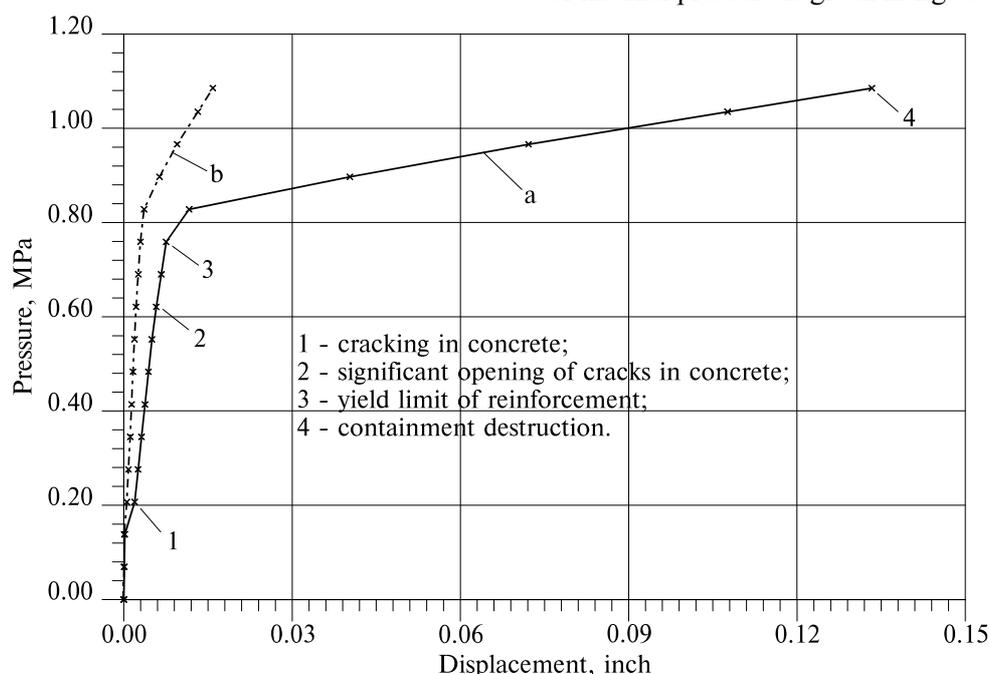


Fig. 4. Diagram of operation of the containment for the middle part of the cylinder under a load of internal pressure:  
 a — displacements in radial direction, b — displacements in meridional direction

The diagram was obtained using radial and meridional displacements in the middle part of the containment, stresses and deformations values in circular and meridional directions. The most vulnerable direction of this construction is circular one. It is explained by the fact that for the cylindrical part of the containment stresses in circular direction is twice that in meridional direction and ratio of reinforcement and coating areas in circular and meridional directions equals to  $71.6/49.4 = 1.45$ . Thus, there is a store of deformability of the containment in the meridional direction.

It was determined that at the limit deformation of reinforcement  $\varepsilon = 4.51\%$  destruction occurs in circular direction. At this point internal pressure reaches the value of 1.089 MPa. The cracking process starts at  $\sim 0.2$  MPa, plastic

deformations in coating appear at 0.552 MPa and plastic deformations in reinforcement — at 0.759 MPa.

Plotting the critical points on the diagram was done according to dependence «load-deformation» for the steel coating and reinforcing layers. (fig. 5). The steel coating has lower yield limit and reaches the plastic deformation state well before. However, it should be mentioned that its limit deformations are higher than deformations for the reinforcement (if there are no stresses concentrators). It will lead first to the destruction of the reinforcement in the middle part of the cylinder. Considering that the section area for the reinforcement is much larger than for the coating one, it can be concluded that the containment destruction will take place when stresses in reinforcement reach the limit values.

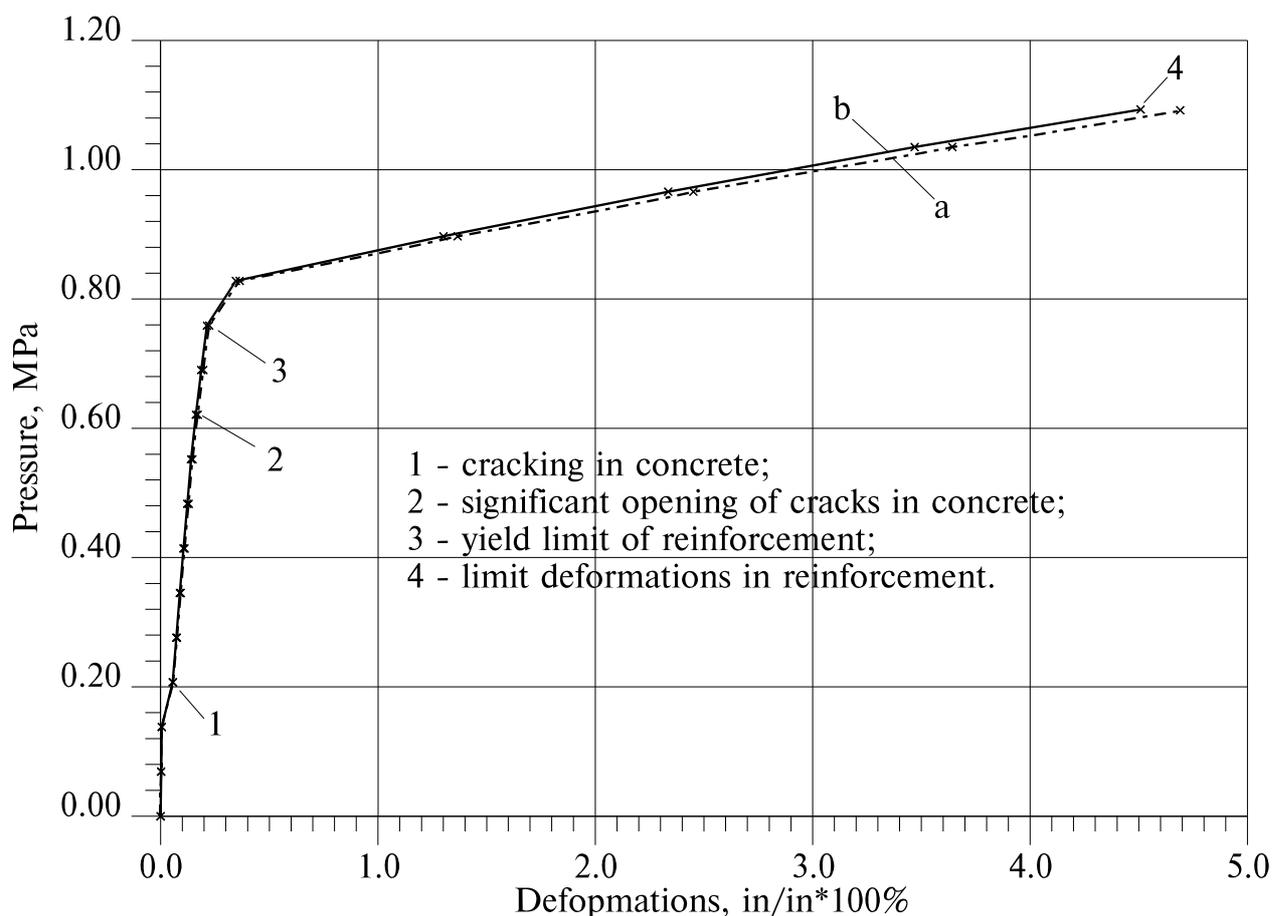


Fig. 5. Deformations in steel coating (a) and circular reinforcement (b) (layer № 4 in fig. 3) of containment in the middle part of the cylinder under internal pressure

## **Conclusions**

1. The obtained diagram of a reinforced concrete preliminary unstressed containment operation under a load of internal pressure allows to examine its states at different loads up to the destruction of the containment.

2. The stretching tensions appear in the wall of the containment while increasing internal pressure, and up to the internal pressure 0.2 MPa the construction is functioning as an elastic one. Further increasing of internal pressure leads to the concrete cracking and later — to the sur-

passing of yield limits in the steel coating and reinforcement (in coating — at  $P = 0.552$  MPa, in reinforcement — at  $P = 0.759$  MPa). Destruction of the reinforced concrete preliminary unstressed containment in the middle part of the cylinder occurs at internal pressure  $P = 1.089$  MPa as a result of the limit stresses or deformations in the reinforcement (that is the basic load-carrier element of the construction at this stage).

## **References**

1. Round-Robin Analysis of the Behavior of a 1:6-Scale Reinforced Concrete Containment Model Pressurized to Failure: Posttest Evaluations / Ed. by D. B. Clauss. — NUREG/CR-5341, SAND89-0349. — Sandia National Laboratories, Albuquerque, NM 87185. — October 1989.

# Strength Assessment of Prestressed Containment of NPP

*R. V. Arutyunyan, L. A. Bolshov, A. N. Ul'yanov  
(Nuclear Safety Institute (IBRAE RAS), Russian Academy of Sciences),  
A. S. Zalesov (Institute of Concrete and Reinforced Concrete),  
Alexandr S. Kiselev, Alexey S. Kiselev (RRC «Kurchatov Institute»), and  
V. N. Medvedev (NSI (IBRAE) RAS)*

## 1. Introduction

An estimation of a load-carrier ability of a prestressed reinforced concrete containment of a nuclear power station exposed to an emergency load such as internal pressure is of great importance, because an exposure to internal pressure is regarded as one of the main emergency loads. In the report, considered are various stages of operation of prestressed ferroconcrete NPP containment under an internal pressure induced load up to containment failure.

The computation models were based on geometric parameters, mechanical characteristics of the applied materials, and the nature of the reinforcement of a unified power unit VVER-1000.

Computations were performed with the help of a program system «CONT», which allows us to estimate in axial symmetric and three dimensional formulation.

The assessment of the strength of the containment as a whole was performed in axial symmetric formulation, and inclusion of specific features of service in the zones of stress concentration (large process tunnel with 4-m diameter and connection node of containment cylinder with the base) was performed in three dimensional formulation.

## 2. Description of the diagram of a containment operation

For estimation of the strength, a diagram of service for a prestressed reinforced concrete containment was developed, that establish the dependence between the value of the load upon the containment and the size of displacements or deformations in the wall of the construction. The diagram consists of linear segments characterizing the states of the containment service (see Fig. 1).

The paper consider the following states of the prestressed containment:

- service of the containment at the stage of preliminary stress (see segment 0–1);
- service of the containment under the internal pressure up to damping deformations (see segment 0–1);

- service of the containment after the damping deformations caused by the preliminary stress up to the origin of fractions (see segment 2–3);
- service of the containment as an elastic body with fractions up to their critical break out (see segment 3–4);
- service of the containment with fractions up to the origin of plastic flow in the reinforcement (see segment 4–5);
- service of the containment with fractions and plastic flow in the reinforcement up to the destruction caused by rupture of the reinforcement (see segment 5–6);

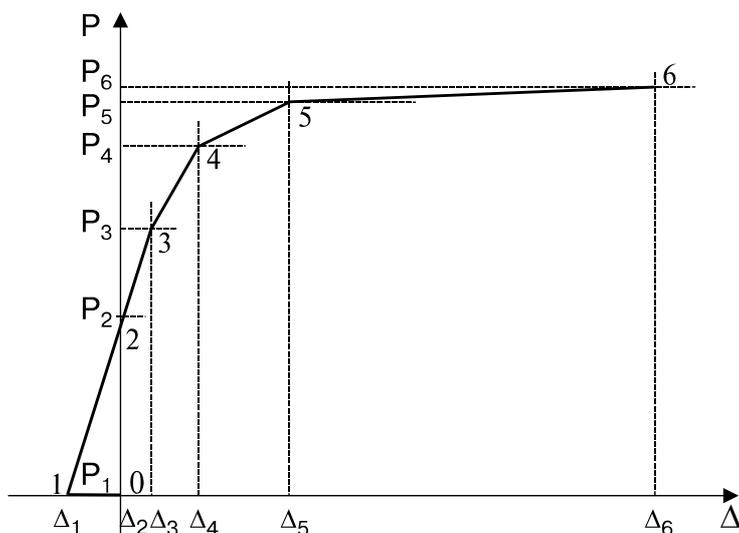


Fig. 1. Diagram of the containment service

### 3. Estimation of containment strength

Primarily, calculation of stressed and deformed containment state was performed using axial symmetry approximation. There were used linear axially symmetric 4-nodes elements. Total amount of the elements was 1297 and of the nodes — 1428. It was proposed that there was sealed connection of the containment with the base along the entire lower border.

A problem of displacements, deformations and stresses calculations was solved using step by step increasing of the internal pressure load. A set of equilibrium equations was solved for each step of load increase (the method of finite elements — MFE). The model that took into account the elastic and plastic properties and analysis of plasticity threshold for both meridional and circumferential directions were used for the reinforcement layers considering the Huber-Mises condition, when plastic deformations appeared in the steel coating.

Concrete cracking was simulated on a base of the model of orthotropic material using an iteration process. At each step of the iteration process the stresses in «concrete» elements were analysed. When stresses had reached a critical value in either meridional or circumferential direction, the concrete properties at the next iteration step were reduced in that direction in accordance with the factor of normal rigidity reduce which was equal

rigidity reduce which was equal to 0.0001. The concrete properties in radial direction were unchanged. There was used a reduced modulus of elasticity,  $E_{sb}'$ , for the reinforcement elements which are neighbouring to the concrete cracked elements.

The method of successive approximations with variable elasticity parameters was used for solving the problem of elasticity and plasticity. The iteration process was applied at each step of approximation. The secant modulus of elasticity was used for the points with stresses exceeded the yield limit in accordance with obtained values of plastic deformations. For the reinforcement the meridional and circumferential directions were analysed separately. According to the components of the plastic deformation tensor the yield limit was corrected using the determined modulus of strengthening. Iteration process was stopped when stresses were less than yield limit or differed from this limit not more than by a fixed number ( $\varepsilon = 0.005 \sigma_t$ ) for all points.

There was also determined the lengthening of the reinforcement rods (as a result of containment geometric parameters changing), and the increase of the stresses was taken into account at the next iteration step.

The moment when stress in concrete reached the value of concrete resistance  $R_{bt}$  to the stretch was regarded as a criterion for cracking process start.

The results of the calculations showed that the destruction of the reinforcement rods started prior to the destruction of the steel coating and layer reinforcement. Thus, as a criterion for containment destruction the achievement of limits of stress values,  $R_{su}$ , and deformations,  $\epsilon_{su}$ , in reinforcement rods was used.

The stretching force acting on the ends of the reinforcement rods was proposed to be 1000 tons. The value of the coefficient of friction of the rods on the wall of the channels was accepted to be  $\mu = 0.09$ .

Our calculations allowed to determine the specific states of operation of a reinforced concrete prestressed containment for the middle part of the cylinder while it was under loads due to prestress and internal pressure. Primarily, the displacement of the containment in radial direction caused by prestress was determined (the 0–1 portion of the diagram). The analysis revealed that radial displacement was equal to 0.0067 m (fig. 2).

Effect of the internal pressure was taken into consideration at the next step of calculations. The pressure of 0.025 MPa was used as an increment of the load. Damping of deformations

caused by prestress of the containment begins at the internal pressure 0.650 MPa (point 2 in the diagram). In the period between damping of prestressed deformations and beginning of the cracking process the containment is still working as a uniform elastic body. Cracking starts at the internal pressure 0.725 MPa (point 3 in the diagram).

The next step of the load increasing showed that at the internal pressure 0.750 MPa the cracking process greatly enhanced (point 4 in the diagram). Plastic deformations of the reinforcement occurred beginning with the internal pressure 0.925 MPa (point 5 in the diagram).

Destruction of the containment occurs in the middle part of the cylinder due to the rupture of the reinforcement at the internal pressure 1.2 MPa (point 6 in the diagram). Radial displacements in the middle part of the cylinder preceding its destruction are 1.699 m.

The diagram of the stress changing in the reinforcement rods depending on the internal pressure is given in fig. 3. It shows that the major increase of stresses is observed for 0–1 portion of the diagram (64.6% of the maximal values). The minimal increase of stresses was detected for the 1–3 portion preceding the cracks formation in the concrete and is only 3.4%, while the internal pressure rise is 60.4% of the maximal pressure, acting on the containment before its destruction.

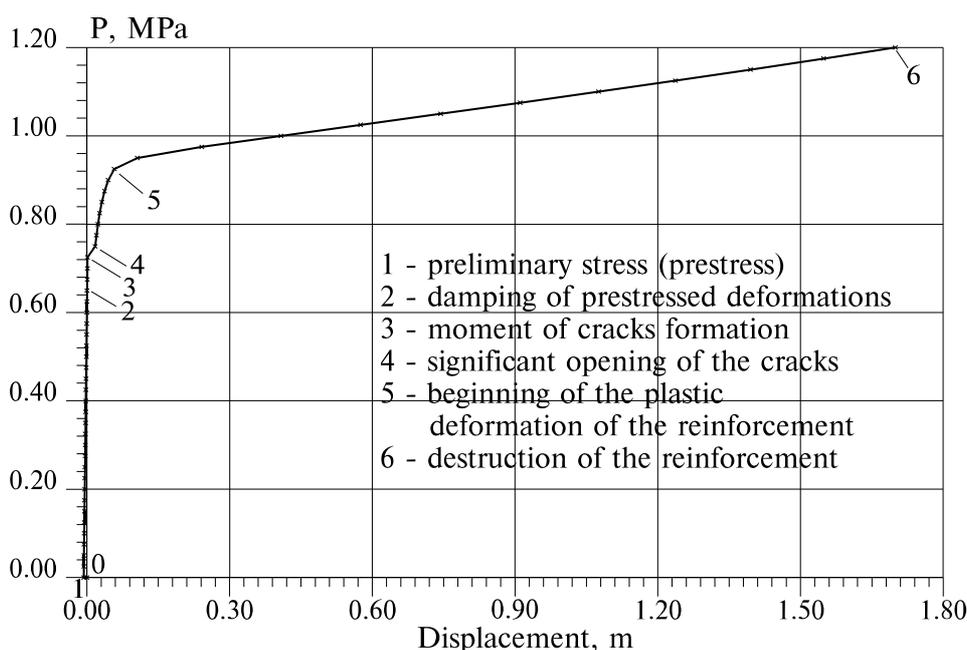


Fig. 2. Diagram of operation of containment affected by internal pressure

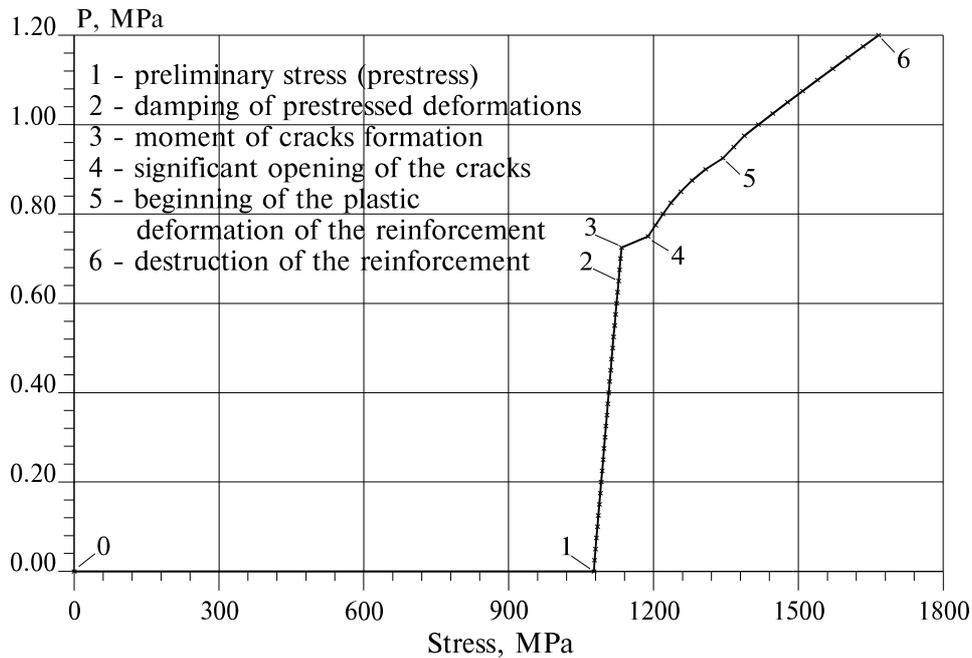


Fig. 3. Dependence of stress changing in the stressed reinforcement on internal pressure

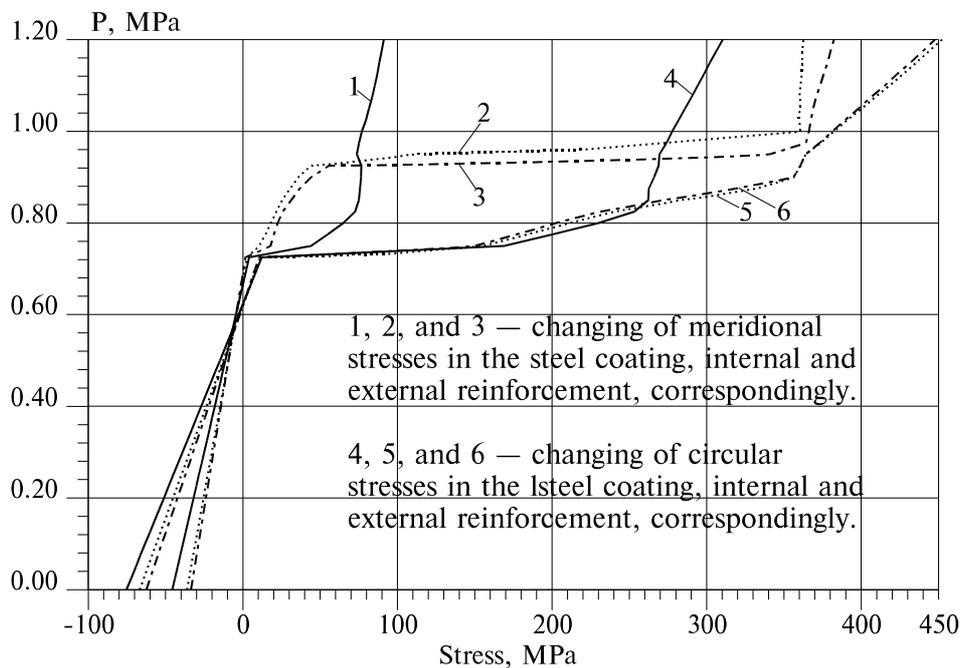


Fig. 4. Dependencies of stresses in the steel coating and unstressed reinforcement on internal pressure

The dependencies of meridional and circular stresses in the steel coating and layer reinforcement on the internal pressure are shown in fig.4. It is seen that at the internal pressure 0 to 0.725 MPa diagrams of stresses in the steel coating and reinforcement exhibit a linear

behaviour. Then, after the cracks formation in the circular direction a significant rise of stretch in the steel coating and reinforcement is observed for this direction. The coating material reaches the yield limit in circular direction at the internal pressure 0.825 MPa, the reinforcement — at 0.925 MPa. Increase of

circular stress in the coating after beginning of cracking in the concrete affects its meridional stress. However, while meridional load is increasing, there are no significant stresses in the coating. It could be explained by the fact that meridional stresses have instant character leading to the decrease of stretch on the

internal surface of the wall. A great rise of meridional stresses is observed after beginning of the wall cracking in the perpendicular direction ( $P = 0.950$  MPa), and at the internal pressure of about 0.975 MPa stresses reach the yield limit.

#### **4. Estimation of prestressed containment strength in the stresses concentration areas**

Estimation of the containment strength in the volumetric approximation was performed for the stresses concentration areas (large technological penetration of 4 m diameter and joint connection of the cylinder of the containment with the base).

A fragment of the calculated model showing the internal part of the containment in the area of the large technological penetration is given in fig. 5a. The model includes 15360 linear 8-nodes finite elements, 18171 nodes and 54513 degrees of freedom.

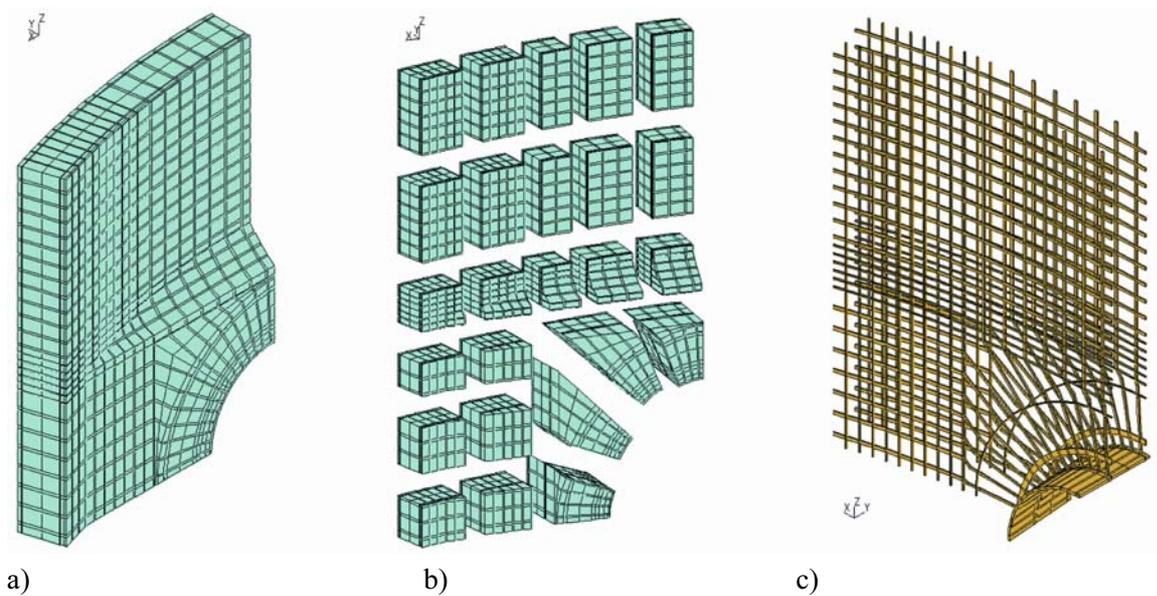
Considering the difficulty of the geometric shape of the containment and specific features of the used materials, the new code «CONT» — «CONT\_SE» used for calculations has been worked out. The code uses the effective algorithm of the method of superelements (MSE). This method is based on the main equations of traditional method of finite elements and represents an expansion of the method. The method requires to consider the construction as a combination of subconstructions of different levels, connected to each other at boundary points. Using a special equation allows one to eliminate internal nodes at each step of the calculations that leads to significant reduce of the equations dimension. There is given a superelemental fragment of the containment wall at the bore area in fig. 5b.

The peculiarities of the concrete reinforcement at the bore area have been considered in the

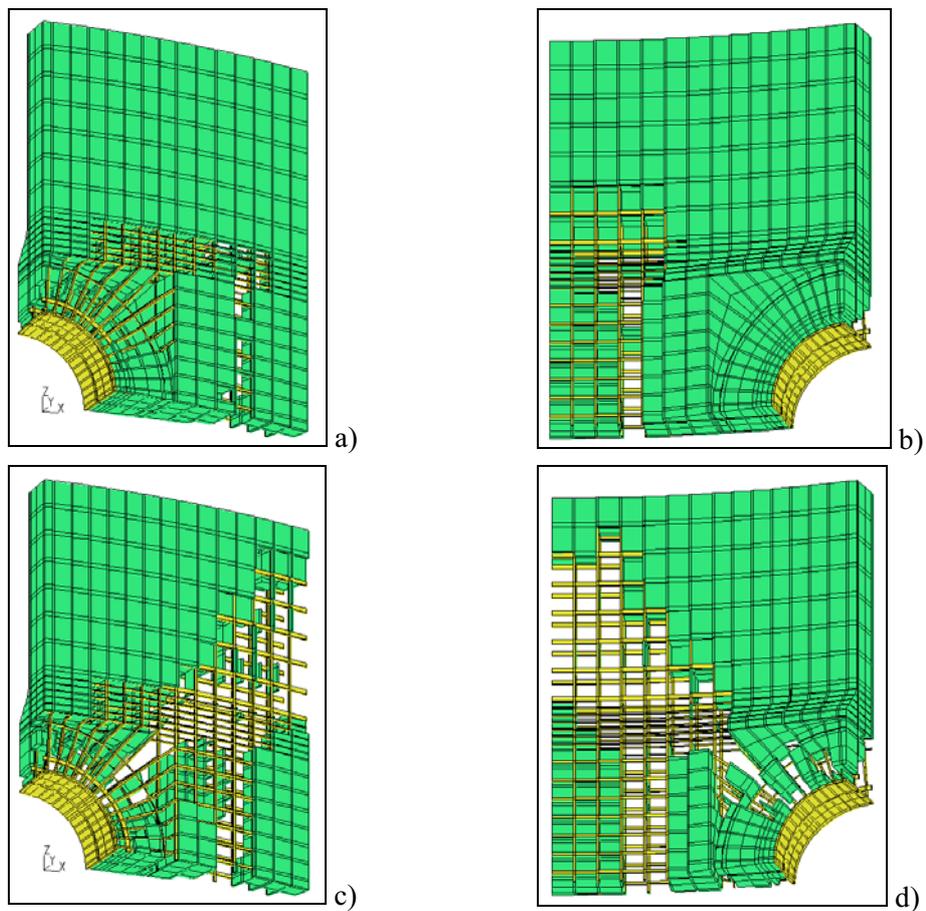
calculated model. Fig. 5c represents the diagram of the reinforcement modelling using the reinforcement arrangement in the area of the large technological penetration that is closely reproduced a full-scale construction.

The finite elements model of a fragment of the connection of the containment cylinder with the base was constructed using the same approach. The model includes 3675 linear 8-nodes finite elements, 5348 nodes and 16044 degrees of freedom. In the transient area the increment of the reinforcement both in radial and axial directions was accepted to be 200 mm at its thickness determined in the model of square  $30 \times 30$  mm<sup>2</sup> section rod that is close enough to the real reinforcement construction. While moving out of the transient area the increment of the reinforcement and section size were doubled and quadrupled in the appropriate direction.

Primarily, the calculations for the bore area were performed in elastic approximation. The stresses distributions due to the preliminary stress were obtained. Then the load due to the internal pressure with increment 0.05 MPa was taken into account. At the internal pressure 0.6 MPa stresses in concrete reach the value of concrete strength to the stretch both in meridional and circular directions. Beginning from this point concrete cracking was taken into consideration.



*Fig. 5.* A fragment of the calculated model of the containment wall at the bore area:  
 a) — a fragment showing the internal surface of the wall; b) — superelemental fragment of the wall;  
 c) — modelling of a reinforcement arrangement in the bore area



*Fig. 6.* States of the bore area at the initial and final stages of the cracking process at internal pressure 0.6 MPa

Concrete cracking was simulated using an iteration process. At each step of the iteration process all components of the stresses in concrete were analysed. When one of the components had reached the value of concrete resistance to the stretch in either finite element, the cracked concrete properties were used for the calculations (modulus of elasticity  $E = 330$  MPa, Poisson coefficient  $\mu = 0.2$ ) and the iteration process was started again for this value of load. The iteration process was carried out until stresses in all finite concrete elements of the model became lower the strength limit.

The concrete cracking character for the bore area is illustrated in fig. 6, where the elements with cracks are not shown. The figure shows the state of the bore area at the initial and final stages of the cracking process at internal pressure 0.6 MPa. So, the results of the calculations showed that at internal pressure 0.6 MPa the through cracks appeared at the bore area.

Analysis of the stressed state of the connection area showed that while increasing the internal pressure up to 0.65MPa stresses in concrete did not exceed the concrete strength limit to a

stretch. Further increasing of the internal pressure, as the calculations revealed, led to the cracking of the reinforced concrete.

Fig. 7 illustrates the concrete cracking process depending on increase of the internal pressure. Increasing the pressure up to 0.70 MPa causes the increasing of circular stresses in the cylindrical part of the containment so that they exceed the concrete strength limit to a stretch. At this stage cracking of this part of the containment spreads into the entire section depth. Also, a small area of cracking is observed for the place of connection of the cylinder and the base. However, because of meridional stresses in this section do not exceed the circular stresses and possess an instant character, i.e. change their sign along the depth of the wall, the cracking of the entire wall section does not take place.

Further increasing of the load leads to the gradual concrete cracking in the area of connection of the cylinder and the base. At pressure  $P = 0.95$  MPa concrete is practically cracked over the entire section.

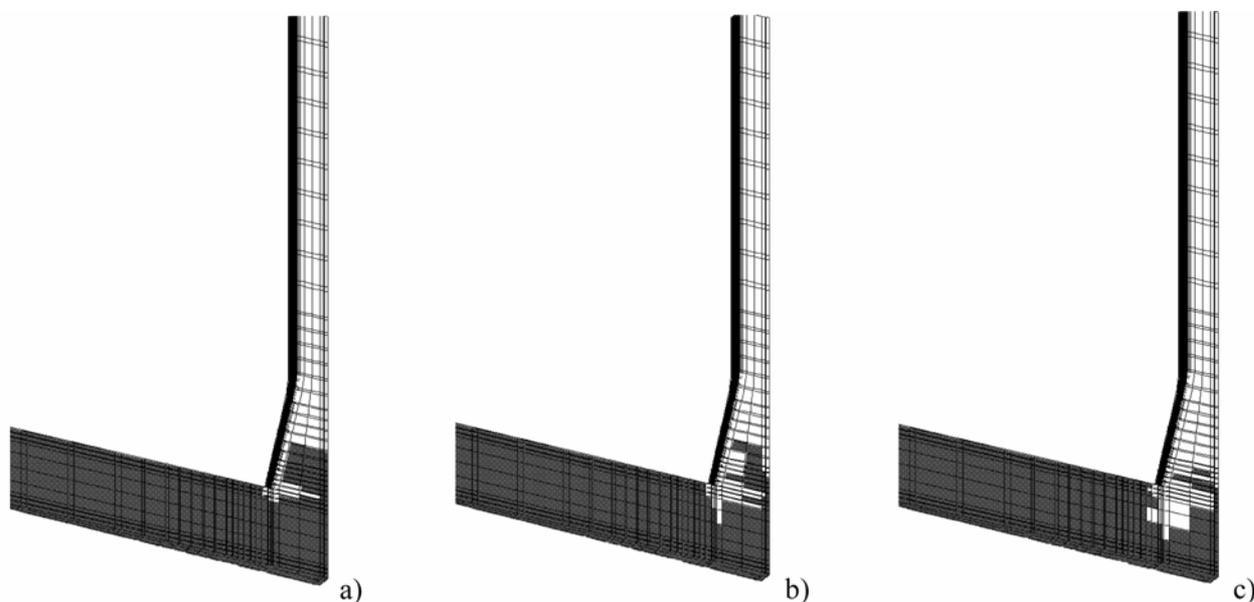


Fig. 7. Concrete cracking process at the connection area depending on internal pressure  
a —  $P = 0.70$  MPa; b —  $P = 0.85$  MPa; c —  $P = 0.95$  MP

## **Conclusions**

1. The results of the containment calculations, performed both in axial symmetric and volumetric approximations, showed that up to the value of internal pressure 0.6 MPa the construction operates as an elastic body and its analysis can be done in the elastic approximation.

2. In the area of the large technological penetration the concrete strength limit to a stretch is reached at the load 0.6 MPa and containment begins to work as nonlinear elastic body with cracks. In the area of connection of the cylinder with the base the concrete strength limit to a stretch is reached at internal pressure 0.70 MPa

and in the middle part of the cylinder — at internal pressure 0.725 MPa. So, we conclude that for the analysis of containment strength for the loads exceeding 0.6 MPa it is necessary to use calculated models considering the concrete cracking.

3. The containment destruction will occur at internal pressure  $\sim 1.2$  MPa because of the exceeding the strength limit of the reinforced rods that are the basic carrier elements of the construction.

## Оценка напряженного состояния защитной оболочки 2-го энергоблока Калининской АЭС

*А. Н. Ульянов, В. Н. Медведев, В. Ф. Стрижов,  
Александр С. Киселев, Алексей С. Киселев, А. С. Залесов*

### 1. Описание расчетной модели защитной оболочки

Для выполнения расчетов напряженно-деформированного состояния защитной оболочки 2-го энергоблока Калининской АЭС разработана расчетная модель, которая выполнена с учетом основных особенностей, присущих данной конструкции, включая наличие отверстий диаметром 3 и 4 м, утолщения стенки оболочки в зоне этих отверстий и утолщение стенки оболочки в зоне группы отверстий малого диаметра, закладные детали, внутреннюю герметизи-

рующую облицовку, армирование оболочки. Кроме того, учитывалась точная трассировка арматурных канатов, а отсутствующие арматурные канаты в цилиндре и куполе защитной оболочки в расчетах не учитывались. Величины усилий на тяжных анкерах каждого арматурного каната принимались согласно данным, полученным по результатам контрольно-профилактических работ, проводимых на втором энергоблоке Калининской АЭС в 2000 г.

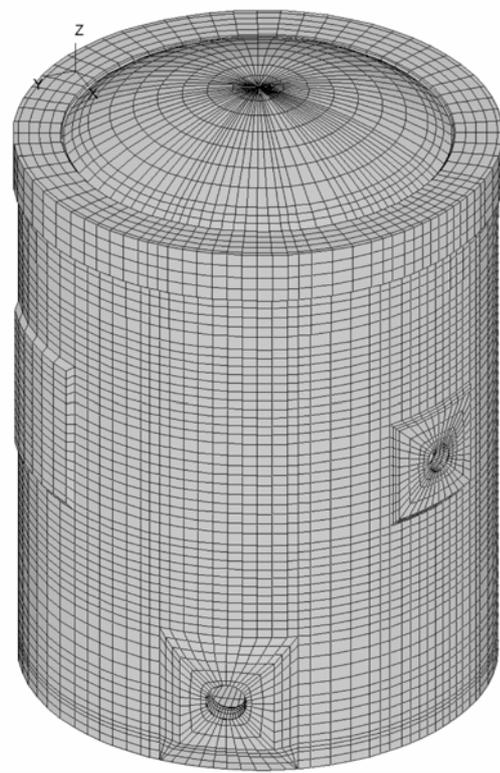


Рис. 1. Расчетная модель защитной оболочки 2-го энергоблока Калининской АЭС

На рис. 1 представлен общий вид объемной конечно-элементной расчетной модели защитной оболочки 2-го энергоблока Калининской АЭС.

Расчетная модель сечения стенки защитной оболочки для цилиндрической и купольной части составлена из 11 слоев конечных элементов, отличающихся друг от друга своими свойствами, включая внутреннюю ме-

таллическую облицовку (1 на рис. 2), слой бетона (2, 4, 6, 7, 9 и 11), слой меридиональной арматуры (3 и 10) и кольцевой арматуры (5 и 8). Расчетная модель защитной оболочки включает 67946 объемных 8-узловых конечных элементов и 76014 узлов.

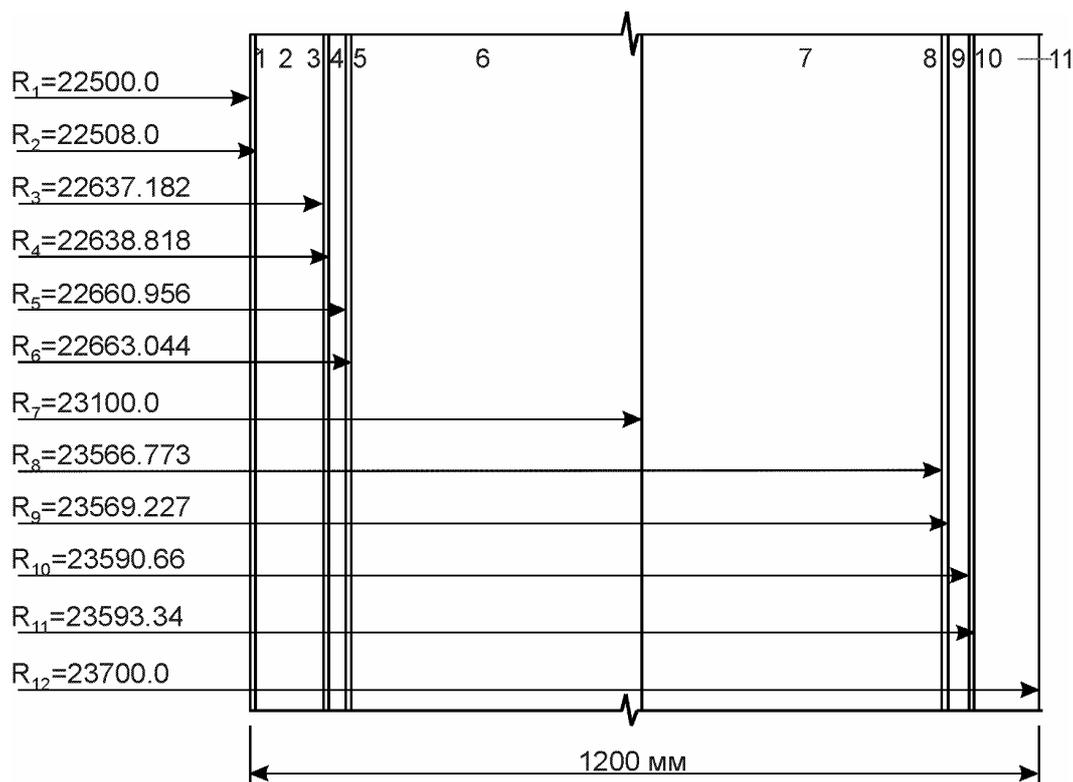


Рис. 2. Расчетная модель сечения цилиндрической стенки защитной оболочки:  
R — расстояние от оси цилиндра до границы каждого расчетного слоя стенки оболочки, мм

## 2. Особенности моделирования нагрузки от воздействия арматурных канатов

Характер нагружения защитной оболочки основной длительно действующей нагрузкой от предварительно-напряженной арматуры весьма неоднороден и далек от осесимметричного. Неосесимметричность нагрузки от предварительного напряжения конструкции наблюдается в купольной части, в опорном кольце (от приложения анкерных усилий купольной арматуры) и, главным образом, в цилиндрической части защитной оболочки, где из-за принятой ге-

ликоидальной схемы армирования при обходе крупных технологических проходов возникают несимметричные неоднородности нагрузки значительной протяженности.

На рис. 3 представлена развертка каналообразователей цилиндрической части защитной оболочки 2-го блока Калининской АЭС, на которой можно видеть зоны расположения отсутствующих канатов и обхода отверстий.

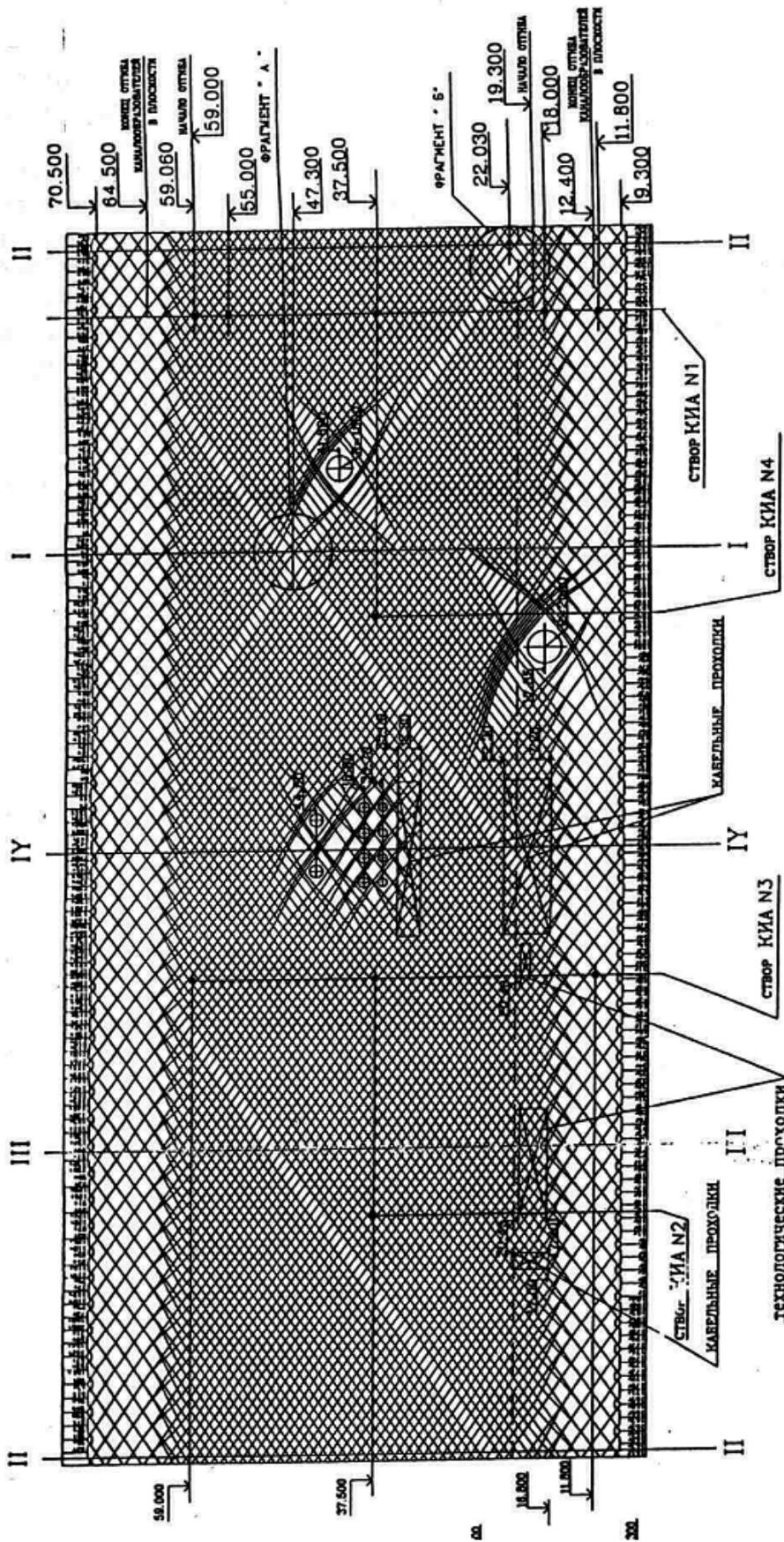


Рис. 3. Схема расположения арматурных канатов в цилиндрической части защитной оболочки 2-го энергоблока Калининской АЭС

Важно отметить, что в отличие от 1-го энергоблока Калининской АЭС, где натяжение арматурных канатов цилиндра осуществляется на верхнем опорном кольце и в нижней галерее, в защитной оболочке второго энергоблока арматурные канаты напрягаются только на верхнем опорном кольце, в результате чего при натяжении канатов происходит снижение усилий в цилиндре от верхней части до основания из-за действия сил трения между канатом и каналообразователем.

В расчетах учитывается влияние коэффициента трения канатов о стенки каналообразователей и изменение усилий в напрягаемой арматуре в зависимости от изменения нагрузки.

Особенностью распределения усилий по длине арматурного каната является также снижение усилий на части его длины вблизи тяжного анкера, обусловленное передачей нагрузки с домкрата на анкерное устройство. Это явление связано с технологическими особенностями натяжения арматурных канатов, что также учитывалось в расчетах.

В этой связи нагрузка от предварительного напряжения формируется в два этапа. Первоначально задавались усилия в канатах,

действующие на тяжном конце арматурного каната (на домкратах), а затем учитывалось снижение усилий по длине арматурных канатов из-за действия сил трения их о стенки каналообразователей (коэффициент трения принимался равным  $\mu = 0,09$  [1]).

На втором этапе учитывались потери усилий в канатах. При этом в соответствии с данными ГНИПКИИ «Атомэнергопроект» на тяжном конце арматурных канатов задавалось снижение усилий на 17%, а затем учитывалось повышение усилий на ограниченном участке длины арматурных канатов из-за действия сил трения. В результате по длине каната возникает довольно сложное распределение усилий, которое в качестве примера в упрощенном виде представлено на рис. 4, где на тяжном конце задано усилие 800 т, а затем учтено снижение усилий в канате при передаче нагрузки с домкрата на анкер.

Таким образом, углубленный детальный анализ напряженного состояния защитной оболочки с геликоидальной схемой армирования возможен только при выполнении расчетов в объемной постановке задачи и учете особенностей работы арматурных канатов.

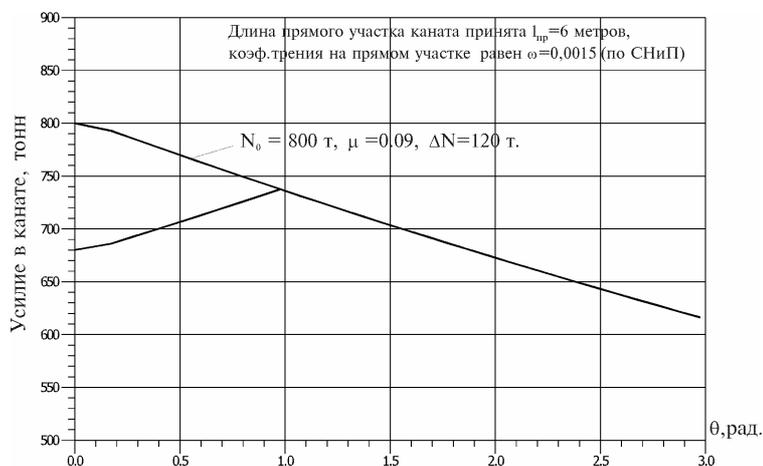


Рис. 4. Изменение усилий по длине арматурного каната (в цилиндре защитной оболочки от кольца сопряжения до основания) в зависимости от действия сил трения между канатом и каналообразователем

### 3. Факторы, учитываемые при расчете защитной оболочки

Проектирование защитных оболочек АЭС головной и унифицированной серий проводилось в условиях, когда не существовало программного обеспечения для выполнения

подробных расчетов напряженно-деформированного состояния конструкции. Из-за отсутствия детальных расчетов НДС существующие проекты защитной оболочки имеют

некоторые недостатки. В первую очередь следует отметить недостатки, связанные с надежностью системы преднапряжения [2].

При проектировании, по-видимому, было завышено проектное усилие натяжения арматурных канатов, а при назначении их сечения были допущены неточности, из-за которых реальная несущая способность преднапрягаемых арматурных канатов оказалась меньше прогнозируемой. Это привело к тому, что отдельные канаты (или проволоки канатов) работают в неупругой области деформирования, что может привести к их разрушению даже без приложения дополнительных нагрузок.

Одним из путей повышения надежности защитной оболочки является снижение уровня натяжения арматурных канатов. Это обеспечивает работоспособность канатов в упругой стадии деформирования, как в случае нормальной эксплуатации, так и в аварийной ситуации. Однако, для обоснования такого технического решения и разработки рекомендаций по повышению безопасности защитных оболочек с реактором ВВЭР-1000 необходим дополнительный, детальный расчетный анализ напряженно-деформированного состояния конкретной защитной оболочки, который позволит найти правильное соотношение допустимого уровня напряжений в арматурных элементах с требуемым уровнем напряжений в бетоне. Критерием достаточности обжатия оболочки является отсутствие положительных усилий в стенке при любом сочетании эксплуатационных и аварийных нагрузок. Снижение уровня натяжения канатов положительно сказывается и на потерях усилий, связанных с релаксацией, величина которых при уровне натяжения 800 т оказывается существенно ниже, чем при уровне в 1000 т.

#### 4. Результаты расчетов

Расчеты напряженного состояния защитной оболочки 2-го энергоблока Калининской АЭС выполнены при воздействии эксплуатационных и аварийных нагрузок. Исходя из упругой работы материала, первоначально на пространственной модели защитной оболочки определялось напряженное состояние при воздействии отдельных нагрузок (воздейст-

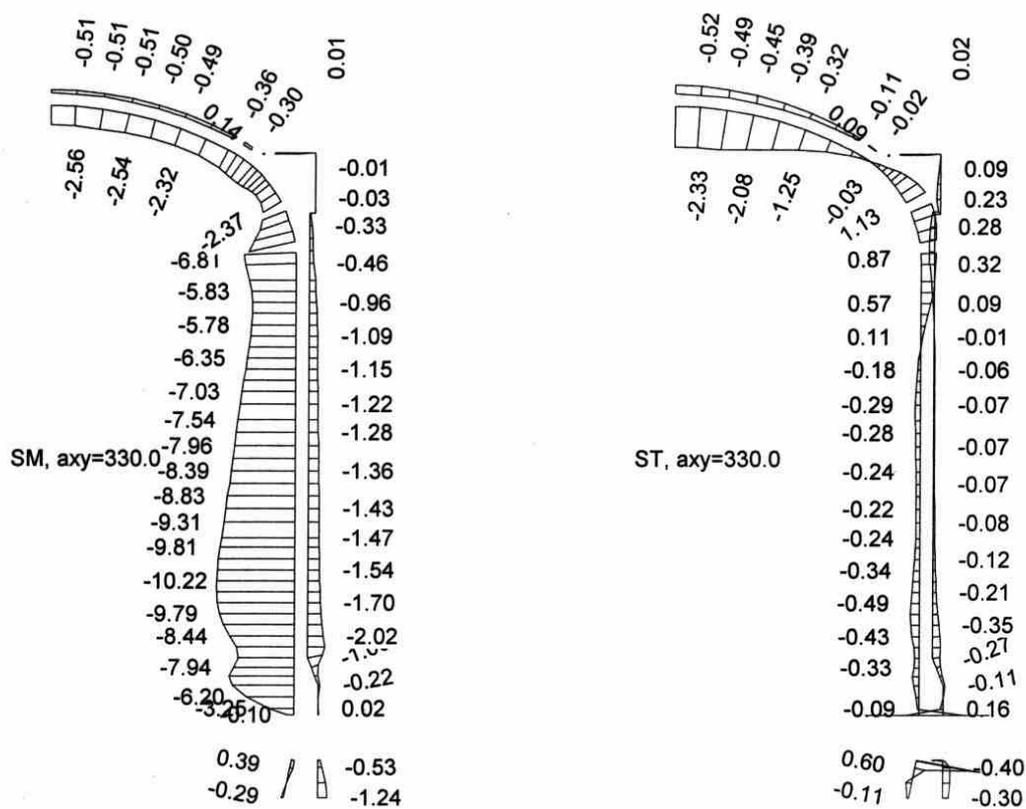
В связи с вышеизложенным разработаны детальные трехмерные конечно-элементные модели и методика расчета преднапряженной железобетонной защитной оболочки в объемной постановке.

Методика учитывает следующие особенности работы защитной оболочки:

- действие нагрузки от предварительного напряжения арматурных канатов с учетом их расположения в однородной зоне и зоне крупных технологических проходов, разброс реальных усилий канатов, снижение усилий по длине, зависящее от величины коэффициента трения между канатом и каналообразователем и угла изгиба каната, потери на анкеровку, которые могут составлять ~17%;
- действие нагрузки от собственного веса конструкции;
- действие на конструкцию нестационарных эксплуатационных и аварийных температурных нагрузок;
- действие изменяющегося во времени внутреннего аварийного давления;
- растрескивание бетона, в случае если действующие в бетоне напряжения положительны и превышают предел прочности бетона на растяжение;
- отклонение размеров и толщины оболочки от проектных;
- наличие армирования оболочки с учетом диаметра и шага арматуры.

Расчеты проводились с использованием программного комплекса «CONT» (аттестованного в Госатомнадзоре РФ), позволяющего учитывать достаточно большое количество основных особенностей защитных оболочек АЭС.

вие собственного веса, предварительного напряжения, эксплуатационной температуры и внутреннего давления), а затем методом суперпозиции формировались необходимые расчетные сочетания нагрузок для случая нормальной эксплуатации оболочки и проектной аварии.



(a)



(б)

Рис. 5. Эпюры меридиональных (SM) и кольцевых (ST) напряжений в облицовке (внутренняя поверхность) и бетоне (наружная поверхность) в сечениях оболочки  $\varphi = 330^\circ$  (а) и  $Z = 41,89$  м (б) от воздействия собственного веса оболочки

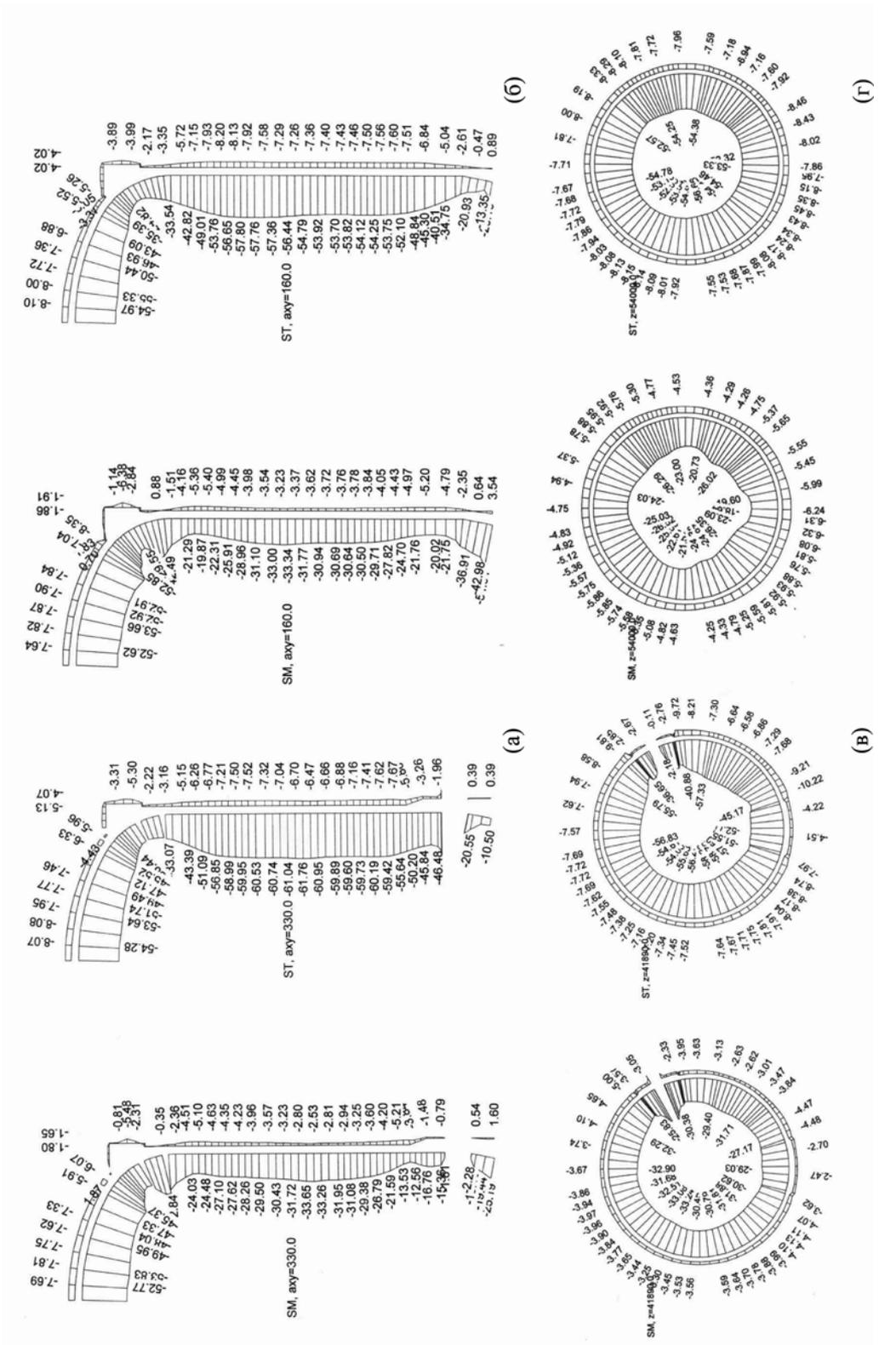


Рис. 6. Эпюры меридиональных (SM) и кольцевых (ST) напряжений в оболочке (внутренняя поверхность) и бетоне (наружная поверхность) в сечениях оболочки  $\Gamma_1 = 330^\circ$ (а);  $\Gamma_1 = 160^\circ$ (б);  $\Gamma_1 = 41,89$  м (в);  $Z = 54,0$  м (г) от воздействия преднапряжения

На рис. 5 приведены эпюры меридиональных (SM) и кольцевых (ST) напряжений в сечении оболочки  $\varphi_i = 330^\circ$ , проходящем через центр 4-метрового отверстия, и  $Z = 41,89$  м, проходящем через центр 3-метрового отверстия, от воздействия собственного веса оболочки. Напряжения на внутренней поверхности соответствуют напряжениям в стальной облицовке, а на наружной — напряжениям в бетоне. Для того чтобы оценить уровень напряжений в бетонных слоях, расположенных вблизи облицовки, необходимо разделить значение напряжения в облицовке на коэффициент 6,06, равный отношению модулей упругости бетона и стальной облицовки. Можно отметить, что уровень меридиональных напряжений в цилиндрической части оболочки в этом случае оказывается выше, чем уровень кольцевых напряжений, близких к нулю. Это вполне естественно, т.к. рассматривается вариант, связанный с воздействием силы тяжести, направленной вертикально вниз. Хотя уровень напряжений невысок, этот фактор нагружения должен учитываться, и дает заметный вклад в случае, когда другие виды нагрузок компенсируют друг друга.

На рис. 6 представлены эпюры меридиональных (SM) и кольцевых (ST) напряжений в сечениях оболочки  $\varphi_i = 330^\circ$  (а),  $\varphi_i = 160^\circ$  (б),  $Z = 41,89$  м (в),  $Z = 54,0$  м (г) от действия системы преднапряжения при действующем уровне преднапряжения ( $\approx 800$  т). Следует отметить, что напряжения являются сжимающими, а соотношение окружной и меридиональной компоненты близко к 2 на цилиндрической части и близко к 1 на сферической части оболочки. Такое соотношение компонентов напряжений позволяет компенсировать растягивающие напряжения от внутреннего давления при аварии или при испытании оболочки. Можно отметить, что распределение напряжений от преднапряжения не является осесимметричным. Особенно хорошо это видно на эпюре рис. 6 (г), где прослеживается влияние анкерки ортогональных купольных канатов на опорном кольце.

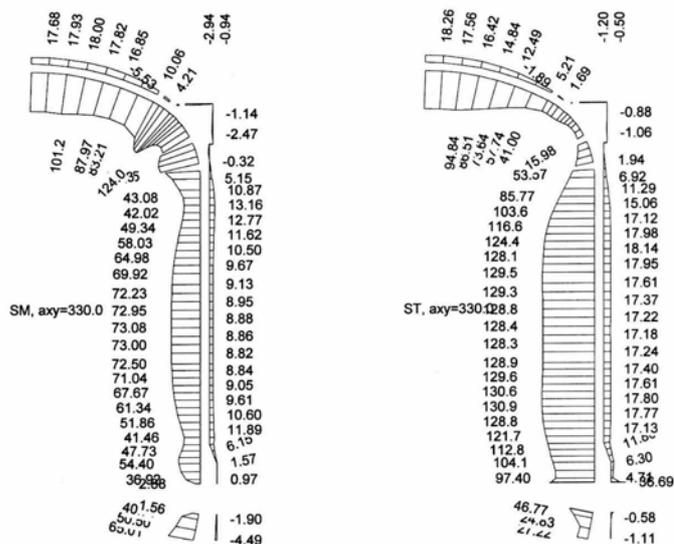
Из приведенных результатов можно также видеть, что максимальные напряжения в цилиндре наблюдаются на отметке  $\approx 45$  м. Выше этой отметки начинается снижение

напряжений, обусловленное снижением усилий в канатах при передаче нагрузки с домкрата на анкер. Однако наименьшие напряжения наблюдаются в нижней части цилиндра, что связано с потерей усилий по длине каната из-за действия сил трения.

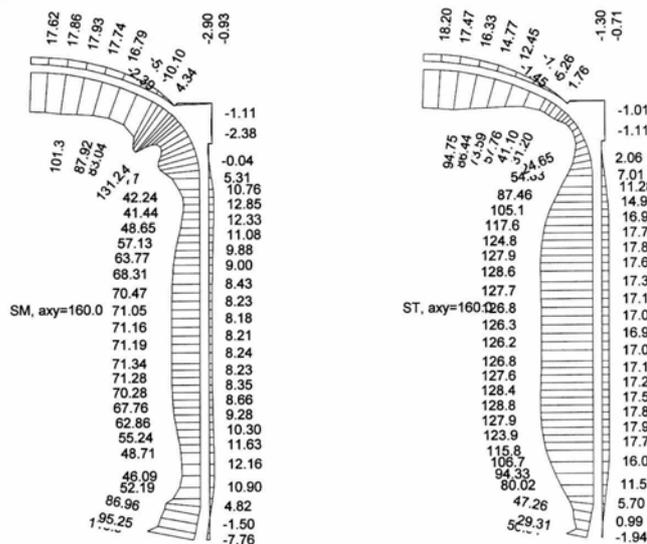
По периметру оболочки в средней части цилиндра наблюдаются значительные колебания напряжений, как в меридиональном, так и в кольцевом направлениях (см. рис. 6). Наименьший уровень меридиональных сжимающих напряжений у наружной поверхности составляет  $\approx -2,7$  МПа, а наибольший  $\approx -4,0$  МПа, что больше на 48%. Кольцевые напряжения на этой отметке также отличаются по периметру, но менее существенно. Например, наименьшие напряжения в бетоне у наружной поверхности стены равны 6,6 МПа, а наибольшие напряжения равны 7,7 МПа, что на 17% больше. Очевидно, изменение напряжений по периметру оболочки в средней части цилиндра вызвано наличием отверстий и наличием утолщений стенки оболочки в зоне отверстий, а также влиянием отсутствующих канатов, различной величиной усилий натяжения канатов и влиянием отгибов арматурных канатов при обходе отверстий [3].

Таким образом, напряженно-деформированное состояние защитной оболочки по высоте и периметру достаточно неоднородно, что приводит к различным величинам деформаций от ползучести бетона. Для более точного учета влияния ползучести бетона на изменения напряженно-деформированного состояния конструкции необходимо максимально точно определять уровень напряжений в каждой части оболочки и в различные периоды времени.

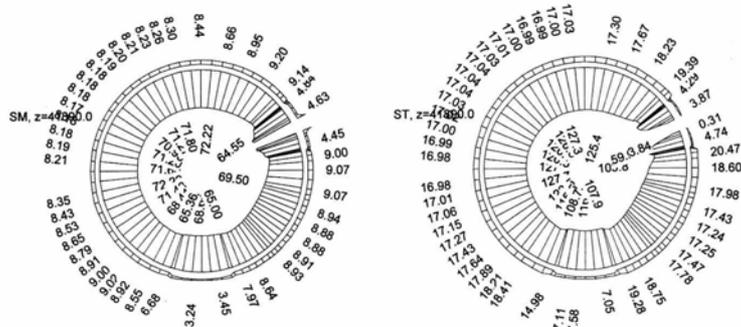
На рис. 7 представлены эпюры меридиональных (SM) и кольцевых (ST) напряжений в сечениях оболочки  $\varphi_i = 330^\circ$  (а),  $\varphi_i = 160^\circ$  (б),  $Z = 41,89$  м (в) от действия внутреннего давления  $P = 1$  МПа. В этом случае распределение напряжений оказывается значительно более равномерным, чем при воздействии преднапряжения, исключение составляют зоны технологических проходов, зона вута — утолщения в нижней части и заделки, а также зона опорного кольца.



(a)



(б)



(в)

Рис. 7. Эпюры меридиональных (SM) и кольцевых (ST) напряжений в облицовке (внутренняя поверхность) и бетоне (наружная поверхность) в сечениях оболочки  $\text{Fi} = 330^\circ$  (а);  $\text{Fi} = 160^\circ$  (б);  $Z = 41,89$  м (в) от воздействия внутреннего давления  $P = 1$  МПа

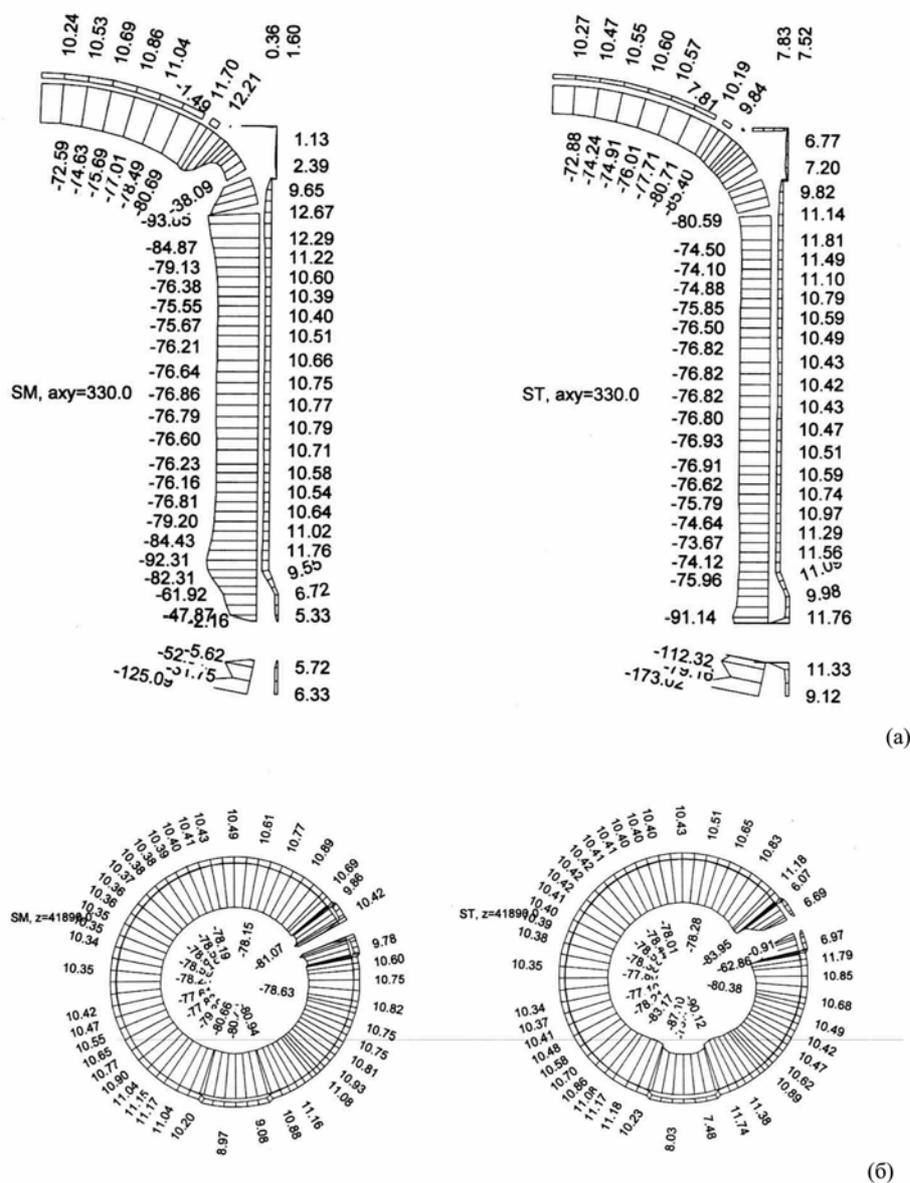


Рис. 8. Эпюры меридиональных (SM) и кольцевых (ST) напряжений в облицовке и на наружной поверхности бетона в сечениях оболочки  $\text{Fi} = 330^\circ$  (а) и  $Z = 41,89$  м (б) от воздействия эксплуатационного поля температуры

На рис. 8 представлено распределение компонентов меридиональных (SM) и кольцевых (ST) напряжений в сечениях оболочки  $\text{Fi} = 330^\circ$  (а) и  $Z = 41,89$  м (б) при воздействии эксплуатационной температуры. (+40°C внутри и -20°C снаружи). Внутри и снаружи оболочки задавались условия конвективного теплообмена с воздушной средой указанной температуры и коэффициентом теплоотдачи  $\alpha = 8,75$  Вт/м<sup>2</sup>К внутри оболочки и  $\alpha = 23,3$  Вт/м<sup>2</sup>К — снаружи. Из-за того, что внутренние слои материала оказываются нагретыми больше, чем наружные, облицовка находится в состоянии сжатия, а

бетон на наружной поверхности оказывается растянутым, даже с учетом предварительного обжатия оболочки, причем уровень напряжений превышает предел прочности бетона на растяжение. Это говорит о том, что уже на стадии нормальной эксплуатации при низкой температуре снаружи в зимний период может иметь место местное растрескивание наружных слоев бетона. Такой вывод косвенно подтверждается показаниями датчиков контрольно-измерительной аппаратуры (КИА), размещенных внутри стены оболочки в зоне внутренней и наружной рядовой арматуры.

Напряженное состояние защитной оболочки в режиме нормальной эксплуатации можно получить суммированием напряжений от собственного веса, градиента эксплуатационной температуры и преднапряжения. Однако оценка безопасности эксплуатации оболочки требует дополнительного анализа напряженного состояния оболочки с учетом воздействия аварийных нагрузок.

Проектная аварийная нагрузка, которую защитная оболочка должна воспринимать без образования сквозных трещин, представлена на рис. 9. На этом рисунке видно, что заданные параметры среды под оболоч-

кой в процессе аварии не стационарны. В послеварийный период с течением времени происходит снижение давления и температуры среды под оболочкой согласно приведенным графикам.

При таком характере загрузки конструкции следует ожидать, с одной стороны, нарастание температурного момента, вызывающего рост растягивающих напряжений на наружной поверхности стенки оболочки во времени, а с другой — уменьшение давления под оболочкой, вызывающее снижение растягивающих усилий по всему сечению стенки.

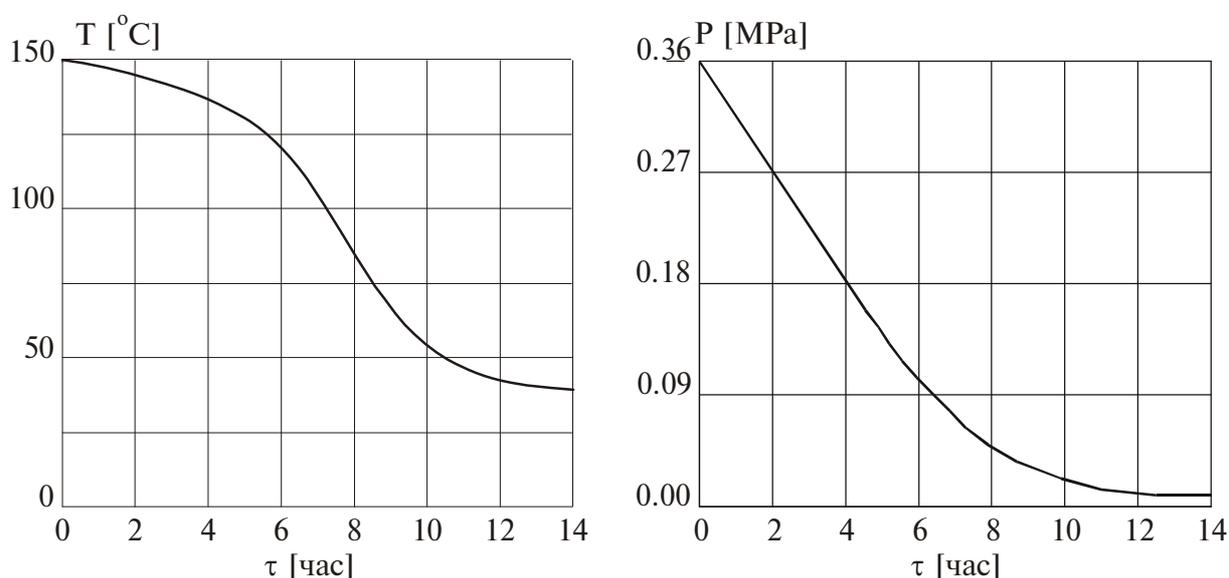


Рис. 9. Характер изменения параметров среды под оболочкой при проектной аварии;  
 $\tau$  — время от начала аварии

Выполнение упругого расчета напряженно-деформированного состояния защитной оболочки в аварийной ситуации осуществлялось путем суммирования результатов, полученных на предыдущих этапах. Кроме того, в соответствии с графиками, приведенными на рис. 9, учитывалось воздействие аварийных нагрузок (внутреннее давление и температура).

Результаты расчета показывают, что в начальный период аварии сказывается только действие внутреннего давления, влияние температурной аварийной нагрузки в этот момент времени не прослеживается. В результате растягивающие усилия, способные

вызвать разрушение или образование сквозных трещин в стенке защитной оболочки при заданных усилиях в арматурных канатах отсутствуют (см. рис. 10, 11).

В дальнейшем с понижением давления под оболочкой влияние внутреннего давления убывает. Температурные воздействия начинают оказывать заметное влияние на третий час после аварии и достигают своего максимального влияния к шестому часу от начала аварии, когда давление под оболочкой значительно снижается.

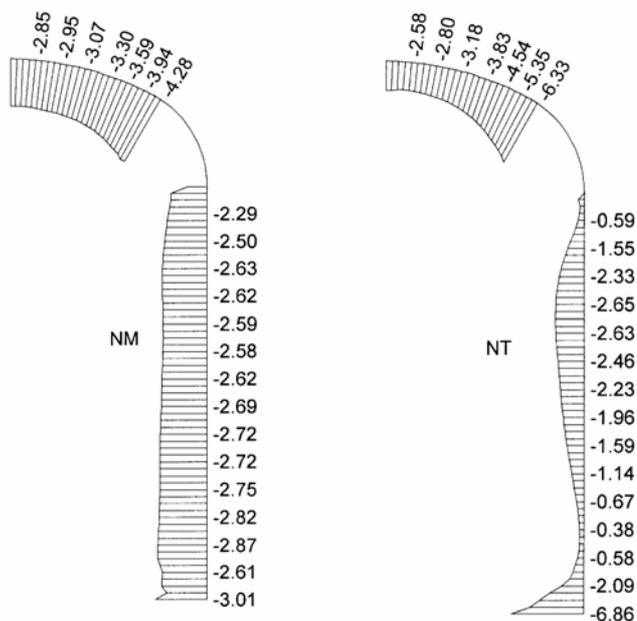


Рис. 10. Эпюры меридиональных (NM) и кольцевых (NT) усилий [Меганьютоны (МН)] в сечении оболочки  $\Gamma_i = 67,5^\circ$  на начальный момент аварии

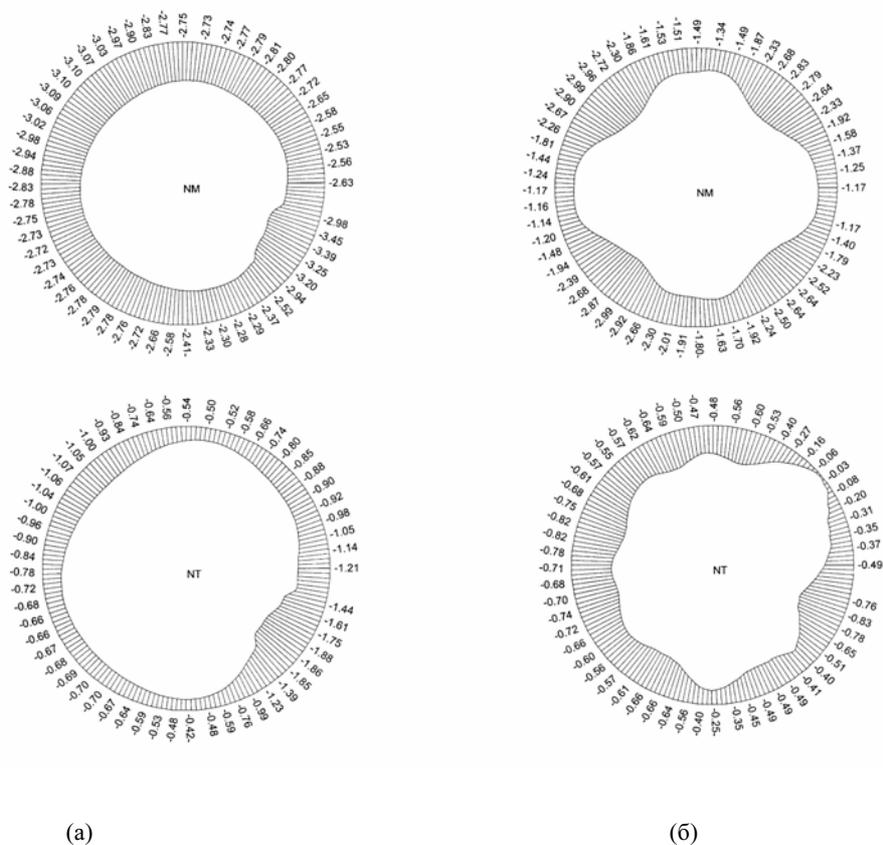


Рис. 11. Эпюры меридиональных (NM) и кольцевых (NT) усилий [Меганьютоны (МН)] в сечениях оболочки  $Z = 25,0$  м (а);  $Z = 60,5$  м (б) на начальный момент аварии

Таким образом, приведенные результаты свидетельствуют о том, что за время прохождения аварийной ситуации самым неблагоприятным является момент начала аварии, когда внутреннее давление имеет максимальное значение. В дальнейшем, когда на напряженное состояние оболочки начинает влиять аварийная температура, давление под оболочкой снижается и, сжимающие усилия в оболочке возрастают. В ходе выполнения работы показана возможность выполнять оценку напряженного состояния в процессе эксплуатации защитной оболочки и оценку достаточности уровня обжатия конструкции. Для этого во время проведения контрольно-профилактических работ уточняются уси-

лия, действующие в арматурных канатах, и проводится расчетная оценка напряженного состояния защитной оболочки при воздействии эксплуатационных и аварийных нагрузок. По результатам расчета делается заключение о ее эксплуатационной пригодности. Если в каких-либо зонах оболочки возникают растягивающие усилия, то, используя схему размещения арматурных канатов (см. рис. 3), необходимо установить номера арматурных канатов, располагающихся вблизи этих зон, и увеличить в них усилия. Данный подход позволит оптимизировать объемы КПП.

## Выводы

1. Как показали выполненные расчеты, напряженное состояние защитной оболочки 2-го энергоблока Калининской АЭС при действующем уровне преднапряжения ( $\approx 800$  т) как в эксплуатационном, так и в аварийном режиме остается удовлетворительным.
2. Разработанный программный комплекс «CONT», аттестованный Госатомнадзором РФ, позволяет учитывать большое количество факторов, влияющих на напряженно-деформированное состояние защитной оболочки. Например, сопоставление резуль-

татов расчета температурных полей с данными натурных измерений показало достаточно хорошую сходимость.

3. На основании проведенных расчетов предоставляется возможность разработки методики проведения контрольно-профилактических работ с учетом необходимой корректировки напряженного состояния защитной оболочки за счет назначения номеров арматурных канатов, требующих подтяжки для восстановления необходимого уровня преднапряжения.

## Литература

1. Ульянов А.Н., Медведев В.Н. Экспериментальное определение коэффициента трения арматурных канатов о стенки каналообразователей в защитных оболочках АЭС // Энергетическое строительство. 1994. — № 12. — С. 70–73.
2. Киселев Александр С., Киселев Алексей С., Кошманов Е.А., Медведев В.Н., Ульянов А.Н. Повышение эксплуатационных качеств защитных оболочек АЭС. Препринт NSI-22-94. — М.: ИБРАЭ РАН, 1994. — 19 с.
3. Ульянов А.Н., Медведев В.Н., Киселев Александр С. Влияние отгибов арматурных элементов на напряженное состояние защитной оболочки АЭС в зоне технологических проходок // Энергетическое строительство. 1993. — № 11. — С. 74–75.

# <sup>1</sup>Determination of Limiting amount of Absent Tendons in Prestressed Nuclear Power Plant Containment

*V. N. Medvedev, Alexandr S. Kiselev, Alexey S. Kiselev and V. F. Strizhov  
(Nuclear Safety Institute (IBRAE RAS) Russian Academy of Sciences),  
A. A. Lopanchuk, S. S. Nefedov (ROSENERGOATOM Co., Design branch)*

## 1. Introduction

Prestressed reinforced-concrete containments of Nuclear Power Plants (NPPs) with VVER-1000 were constructed in a number of countries of Central and Eastern Europe. Such-type of containment consists of a cylinder part and a flat dome (Fig. 1a), the inner radius of cylinder making up 22.5 m, the design width of cylinder wall — 1.2 m and that of the dome — 1.1 m. The containment inner surface has a leak-tight steel coating 8 mm in width.

The cylinder part and the dome part of containment are prestressed by tendons made of high-strength reinforcing wire (class B-II, di-

ameter 5 mm). Tendons of the cylinder part are arranged helicoidally, the inclination of helical line to horizontal line being  $35^{\circ}15'$ ; tendons of the dome part are installed orthogonally (Fig. 1b). The total number of prestressed tendons is 132: 96 of them are installed in the cylindrical part of containment, 36 — in the dome part. Tendons are mounted within Special Polyethylene Tubes (SPTs) having no contact with concrete while in operation.

Reinforcing die-rolled section rods (class A-III) are located close to the outer and inner wall surface of both cylinder and dome.

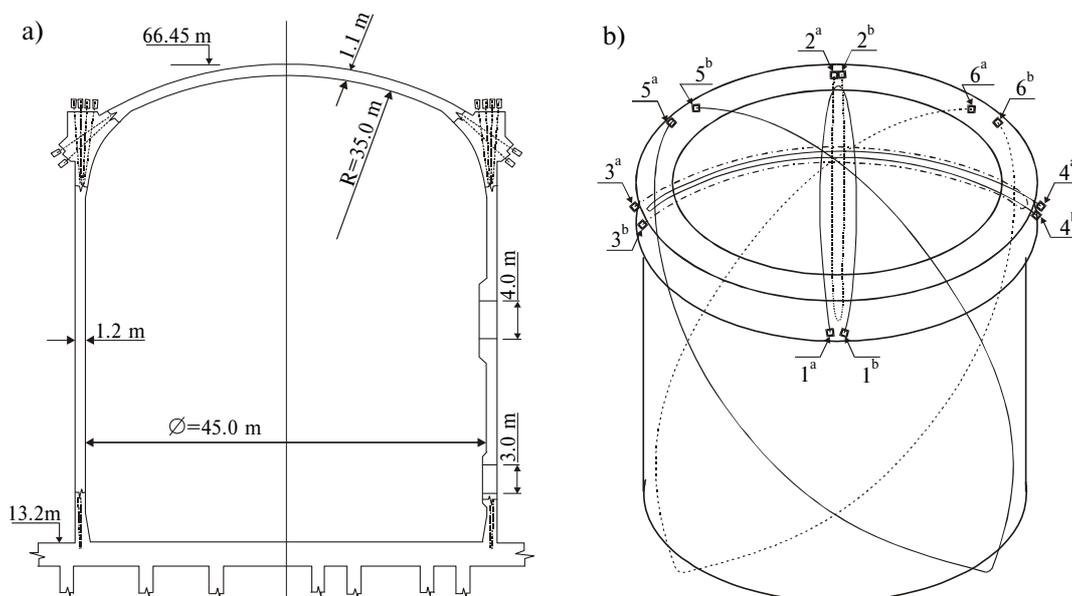


Fig. 1. The basic geometrical characteristics of the containment (a) and the schema of stressed tendons location in the cylinder and in the dome (b)

<sup>1</sup>18<sup>th</sup> International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMiRT 18). — Beijing, China, August 7–12, 2005. — SMiRT18-H02\_3.

There were real situations in real containment-construction practice when mounting of individual tendons turned out to be impossible due to considerable deformations of SPTs during construction and mounting works. There were also cases of spontaneous destruction of tendons after containment putting into operation.

NPP containments were designed in the 1970–1980s when no powerful software existed allowing detailed calculations of stress-strain

state of constructions. Consequently, the level of containment squeezing was conservatively raised too high as compared to the required one needed for taking up design emergency load.

With consideration for the above-said, a demand arose on determining limiting number of absent tendons in containment of NPPs with VVER-1000 allowing reliable safety of the construction while operating under any standard NPP's regime.

## 2. Features of the model of VVER-1000 reactor containment

The described above problem was being resolved using original software CONT especially designed for calculations of stress-strain states of NPP containment in presented paper. Computer code CONT allows to conduct elastic, elastic-plastic calculations with allowance of concrete cracking under normal and accident static loads. It consists from pre- and post processor modules for automatic building of finite element models (FEM) and also from main calculating core module for simulation of thermal-mechanical processes in a 3D objects. There are realized the algorithms of finite element method [1] and of super element method [2]. The SE method is a superstructure toward the traditional finite element method and have essential computing advantage.

To perform calculations on determining limiting number of absent tendons, a detailed finite-element containment model was developed (Fig. 2). The model was generated using 3D volumetric finite elements describing the containment wall layer-by-layer including the layers of concrete, reinforcements and steel liner. The model describes quite correctly complex geometry of containment in cylinder-dome connection area as well as thickenings in opening areas.

When simulating a load from stressed tendons, force impact of every individual tendon was taken into consideration. Tendon trajectories were taken similar to those of real tendons. In calculations both the effects of tendon-SPT wall friction [3] and changes a force in stressed tendons depending on load modification were taken into account.

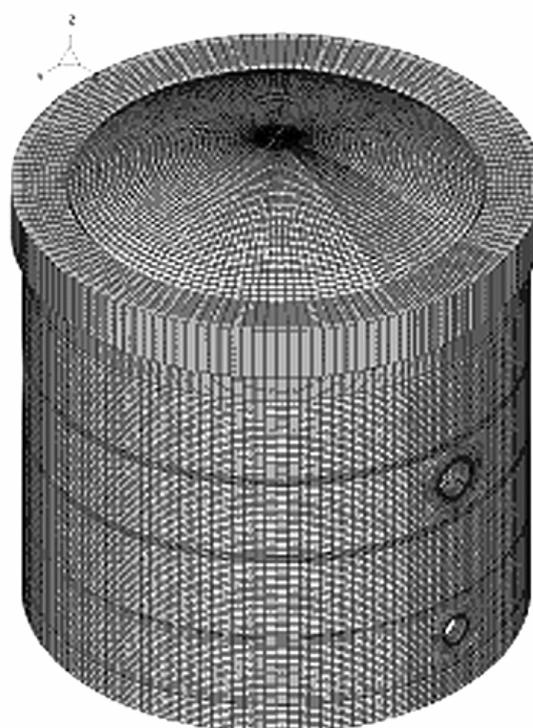


Fig. 2. Finite-element model of VVER-1000 containment (740200 nodes, 647674 elements)

The force in prestressing tendon decreases while transferring load from jack to anchor (Fig. 3). This phenomenon, caused by technological peculiarities of tendon jacking, was also taken into account in analysis. Also were taken into account the losses of tendon force due to friction between tendon and SPT. In accordance with test results friction coefficient  $\mu=0.09$ .

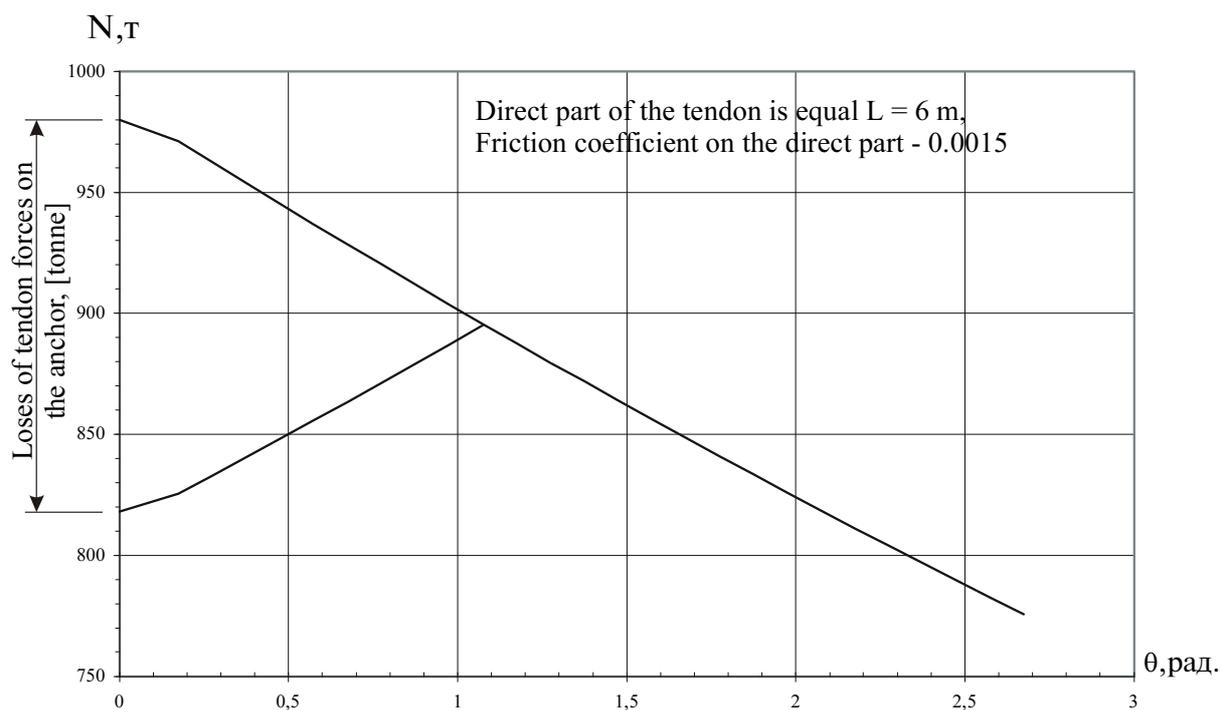


Fig. 3. Decrease of force in cylinder tendon along its length from upper anchor to basement

Because the period of time from the end of containment squeezing to the onset of tests was equal to only few days and tension losses in wires due to relaxation were insignificant, the tendon efforts were set without regard for relaxation losses. However because concrete

creep deformations resulting from prestress became visible from the very onset of squeezing, that phenomenon was taken into account in calculations in compliance with the procedure described in [4].

### 3. Influence of single tendon

At the first work phase calculations characterizing the influence of a single tendon and of a combinations of individual tendons on stressed state of both cylinder and dome of containment were performed.

Longitudinal and hoop stresses (MPa) distributions in dome caused by the action of single tendon are shown in Fig. 4.

When analyzing the calculation results, one can indicate the presence of effective areas of compression and tension in longitudinal direction on the inner and outer surfaces of wall. Compressed area is about 4 m of long on the outer surface in perpendicular direction from acting tendon. Then stresses change sign, and

tensioning stresses appear for a considerable extent. On the inner surface the tension area is about 3 m of long. It is located directly under the tendon. Then stresses change sign and cover not only the dome part of containment but also the upper part of the cylinder.

Hoop stresses on both wall surfaces still keep their compressive character. Note that maximal compressive stresses are recorded on the outer surface in the load application area, but they are slightly decreased on the inner surface.

For the cylindrical part of containment the stressed state was studied for two cases: effect of a single tendon and effect of intersection of two tendons of opposite direction.

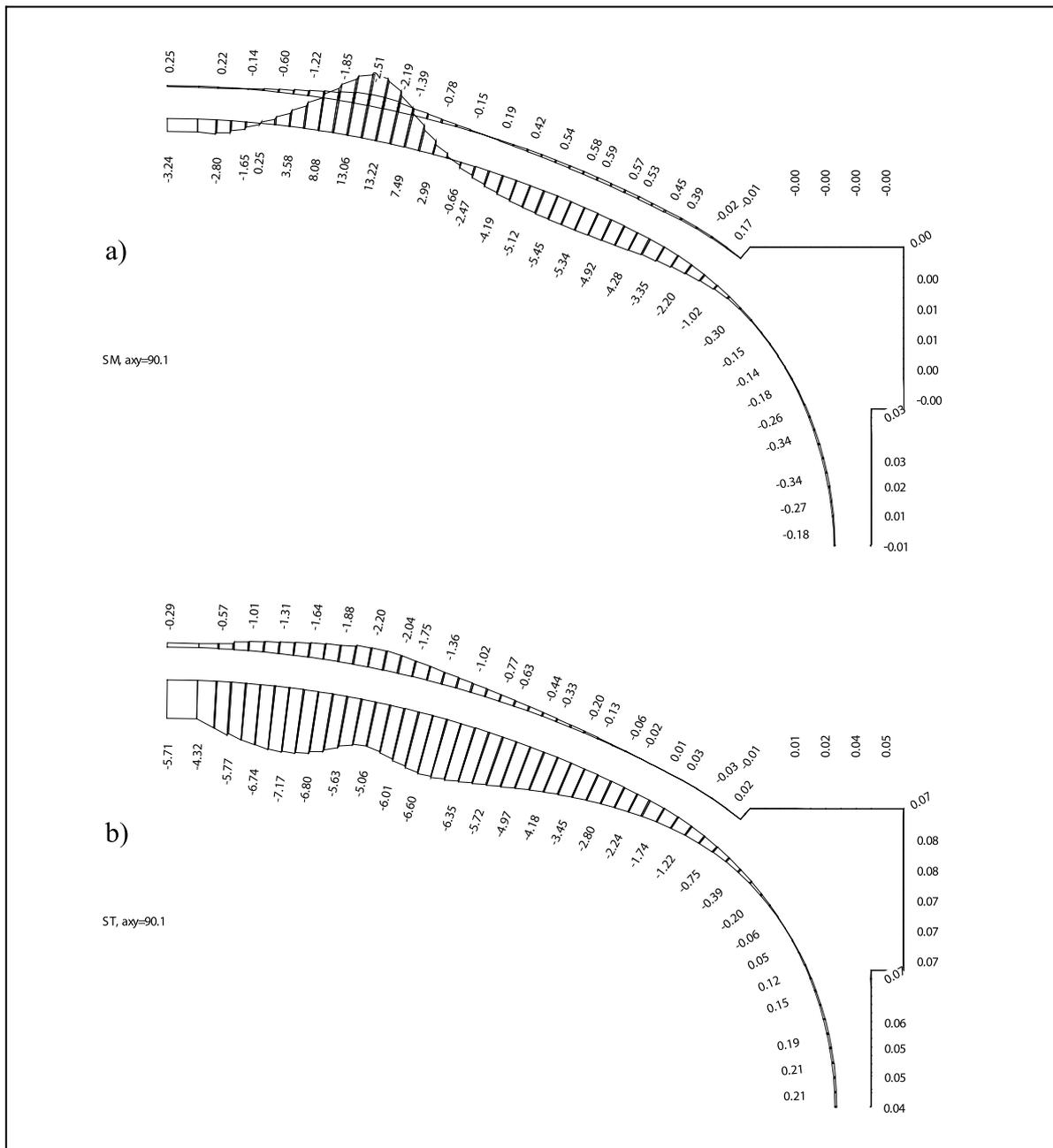


Fig. 4. Longitudinal (a) and hoop (b) stresses (MPa) in containment dome due to action of single tendon

The results of analysis are demonstrated in Fig. 5 in the form of stresses distribution on containment wall surfaces. One can see that the area of active influence of a single tendon within the cylinder part of containment has a band shape of 12 meters in width along the tendon trajectory. However absolute values

of effective forces and stresses are relatively low. E.g., the maximum value of hoop forces is reached 0.53 MN/m, but the hoop forces level from all tendons being about 12 MN/m. In the intersection area of 2 oppositely directed tendons hoop stresses are increased in 2 times.

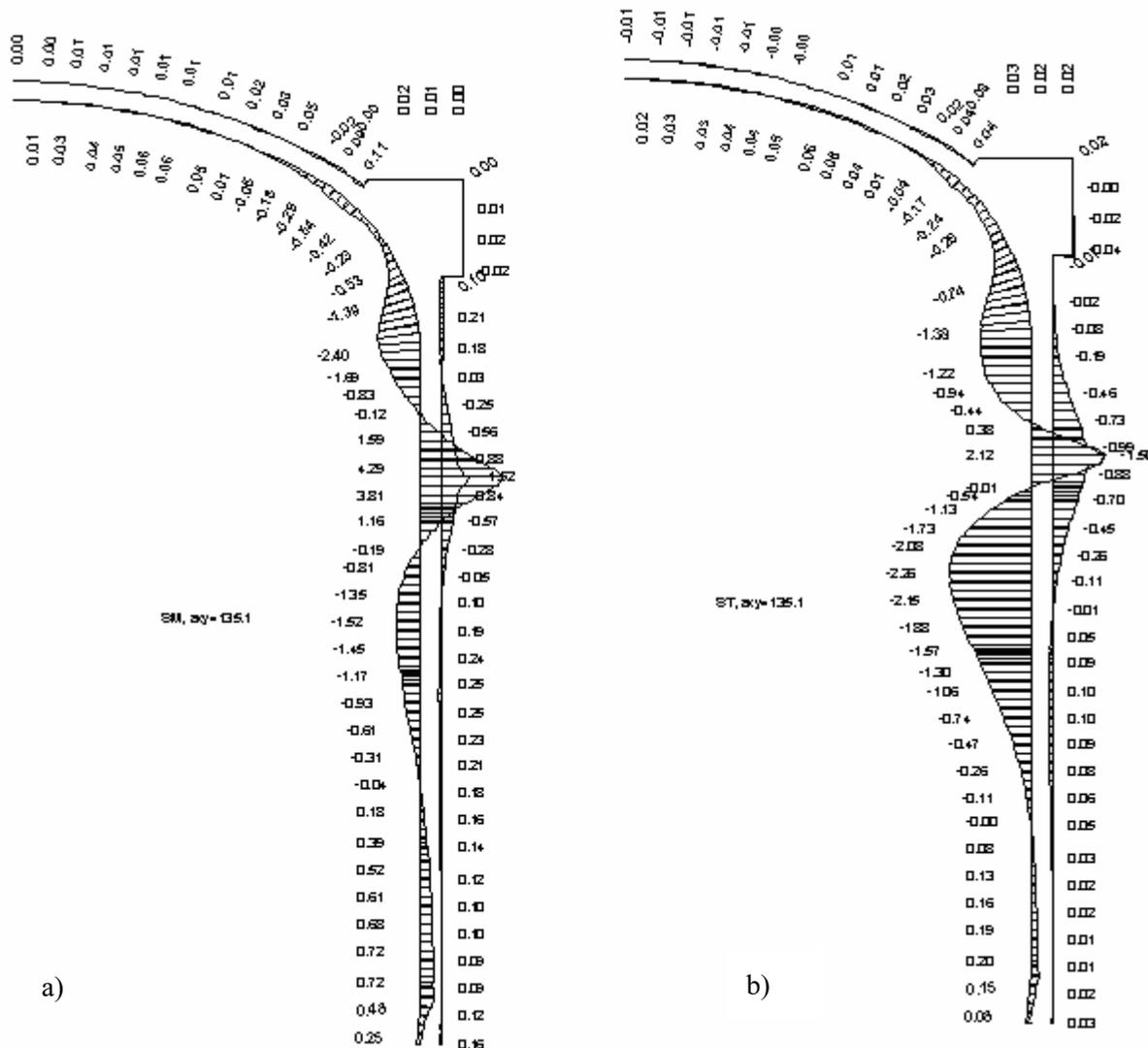


Fig. 5. Longitudinal and hoop stresses (MPa) due to action of the single tendon (#26 a, b) located in cylindrical part of containment (cross section at the angle of 135°)

The obtained results allow — in a case of break of individual tendons within either the dome part or the cylinder part of containment — performing analysis of its strain state during operation via subtracting the single-tendon data

from the pattern of its strain state when all tendons are available. Such an estimate can be useful when taking a decision on the very possibility of power unit operation before the broken tendon is replaced.

#### **4. Determination of the critical combination of absent tendons**

The most hazardous combinations of absent tendons in containment cylinder and dome were determined on the next stage of investigation. There are considered a case of the parallel arrangement of absent tendons and a case of their intersection. The most hazardous combinations of absent tendons were determined on basis of the

results obtained during calculations of the effects from single tendons (see previous chapter).

Results of analysis show that the break of two tendons anchored at opposite anchor units in the dome part of containment is the most hazardous event resulting in prestressing depression in the area of 4.5-m width with tendons of only one

direction. The values of stresses losing when such tendons are absent exceed the stresses acting in these sections under influence of a test load with consideration for all tendons. It potentially results in generation of tensile forces in these areas and in a risk of developing through crack (inadmissible from the viewpoint of operational adequacy of containment).

To determine the most hazardous combination of absent tendons in cylinder part of containment, a series of calculations was performed.

Longitudinal and hoop stresses distribution due to action of 4 intersecting tendons located in cylindrical part of containment are shown in Fig. 6.

It is shown that this action results in rather significant stress state. Corresponding membrane force in this case reaches a value of 2 MN/m, comparing with nominal hoop membrane force of about 12 MN/m for the case when all tendons present. Such combination of absent tendons will be hazardous in the case of pre-operational pressure test of containment and in an accident.

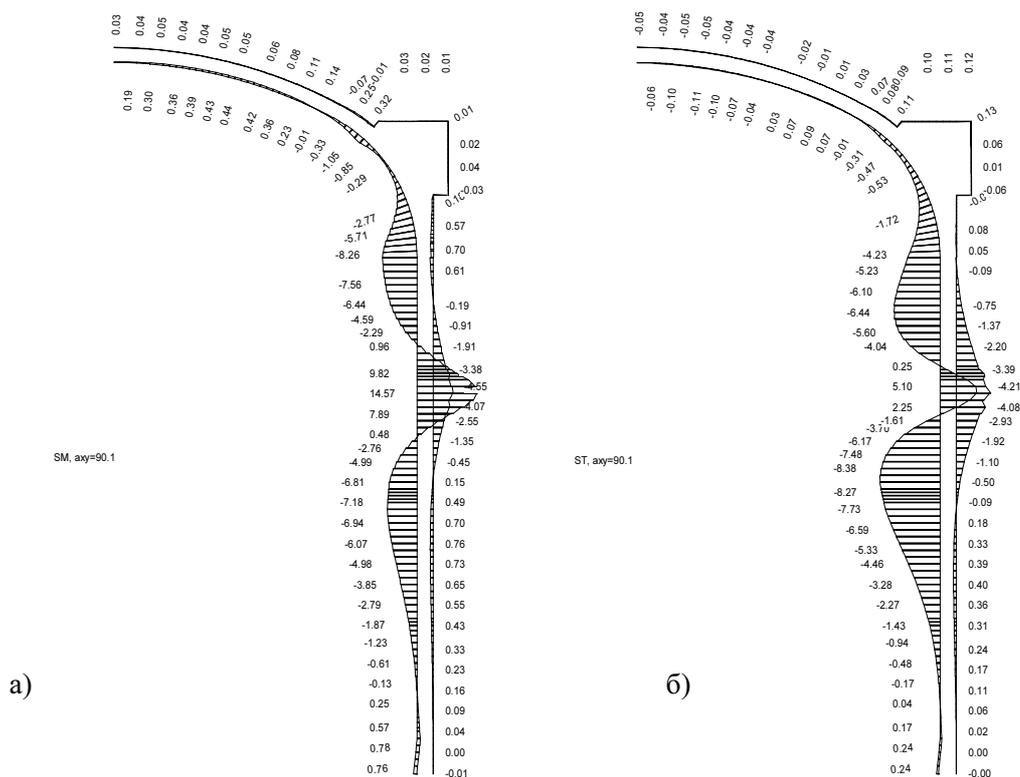


Fig. 6. Longitudinal and hoop stresses (MPa) due to action of 4 intersecting tendons located in cylindrical part of containment (section at the angle of 90°)

According to results of analysis, in the cylinder part of containment the following combinations of absent tendons should be considered as hazardous ones:

a) four parallel close-to-each-other located tendons;

b) eight tendons arranged uniformly over cylinder involute;

c) intersection of four broken tendons (two tendons of every direction).

## 5. Determination of limiting amount of absent tendons

The calculations of stressed state of containment were performed for the most critical cases of load:

- inner pressure of 0.46 MPa during pre-operational tests;
- maximum hypothetical accident.

Stress-strain state of containment at normal operation before initiation of emergency situation is defined by set of loads including:

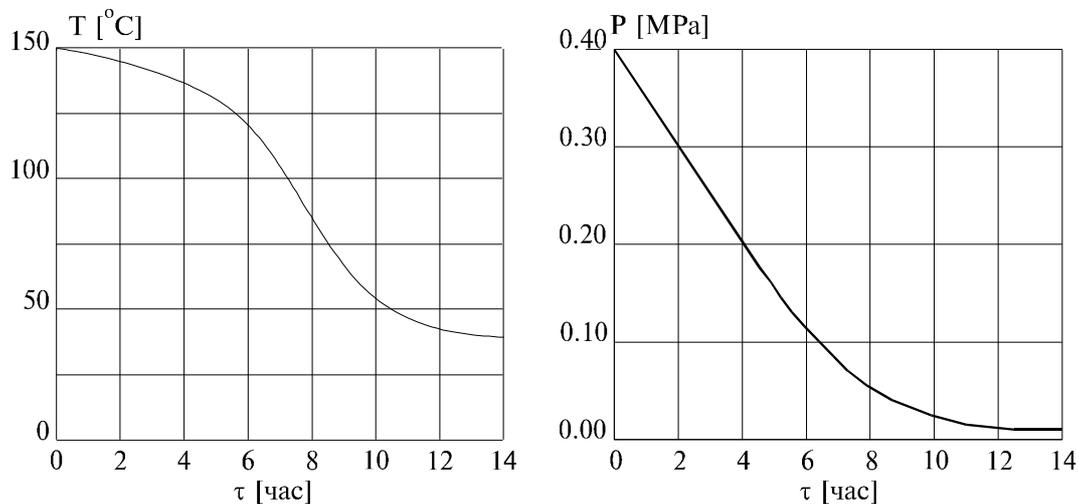
- deadweight of the construction and equipment,
- prestressing,
- temperature gradient on the wall thickness due to difference of an inside and outside temperature.

The following temperature boundary conditions were taken into account at analysis: temperature inside containment is +40°C, temperature outside containment in surrounding building up to height 28,2 m from bottom of containment is

+20°C, temperature outside containment above surrounding building is -30°C.

In a case of emergency both inner pressure and high temperature of steam-air mixture inside the construction have effect on stress-strain state of containment.

The design-basis emergency load, which must stand the containment without through-crack generation, is illustrated in Fig. 7. It can be readily seen that in the course of accident the assigned parameters of containment medium are not stationary ones. During the post-accident period the values of pressure and temperature in containment medium are decreased over time.



*Fig. 7. Variations of medium parameter inside containment in a case of maximum hypothetical accident;  $\tau$ — time from accident onset. As a limit state criterion of containment the following condition was used: membrane forces in any reinforced-concrete cross section of containment except of zones of local irregularities at all design load combinations should be compressive. At tensile membrane stresses there is a risk of through crack opening which must be considered as an inadmissible situation.*

The results of analysis obtained for a case of two absent tendons fixed at opposite sides of the dome have shown that at inner test pressure of  $P=0.46$  MPa tensile membrane forces of 1.29 MN/m in hoop direction and 1.23 MN/m in longitudinal direction appear in the dome part of containment. So in this case postulated above limit state criterion of containment is not met.

A calculation for determining the effects of a load generated at the accident initiation instant also revealed stretching forces in construction cross sections. The calculation results depicted in Fig. 8 show that in this case tensile (positive)

hoop force reaches the value of 0.31 MN/m in hoop direction.

A case of absent of four close-to-each-other tendons was also considered. As previously, calculations were performed for two load combinations: — test inner pressure and — onset of emergency situation being the most representative scenarios when estimating environmental safety of containment.

According to the results of calculations under the «test inner pressure» load case all containment cross sections keep their compressive condition, i.e. the criteria of operational safety of containments is satisfied.

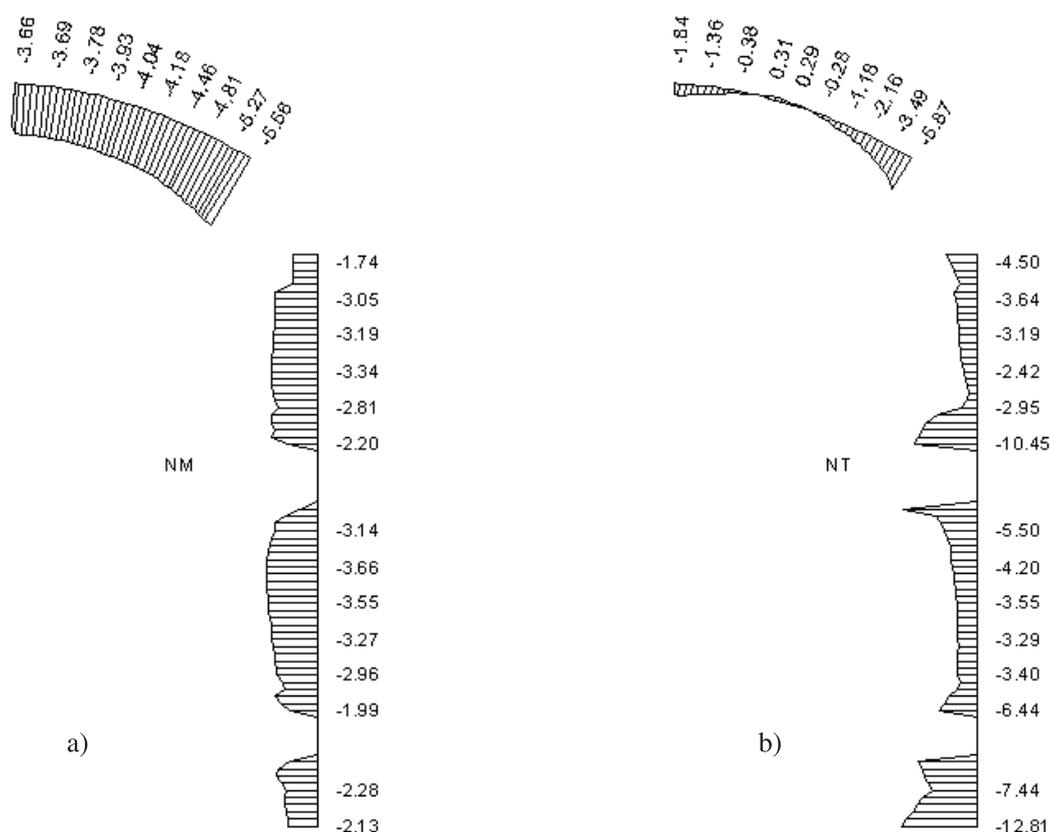


Fig. 8. Longitudinal (a) and hoop (b) forces (MN/m) at the accident initiation instant, 2 parallel close-to-each-other tendons in the containment dome being absent (cross section at the angle of  $0^\circ$ )

However the calculation under the «emergency» load case revealed quite a different situation (Fig. 9). Two areas of tensile hoop-direction forces are appeared in the cross section on the height of 30.5 m from containment bottom. The intensity of tensile hoop forces reach values 0.60 MN/m and 0.65 MN/m.

Obviously, such level of tensile forces would result in the generation of local through cracks in the wall of cylinder part of containment. Thus, when four close-to-each-other tendons are absent, operational safety of the construction is inadequate.

One more case of absent of 8 tendons (distributed through 18 m from one another uniformly over circle) was also considered. Similar to the previous calculations, also two load options were examined in that case: — test inner pressure and — a combination of loads emerging at the initial instant of accident.

The results of calculations performed for the «test load» case revealed the presence of stretching hoop-direction forces over an appreciable extent (over both the axial and the hoop cross section).

Undersqueezing of the construction in its bottom part was established. The generated stretching forces reached 0.16 MN/m over a considerable extent in those areas.

One can state that absent of 8 tendons in the cylinder part of containment (even in case of their uniform distribution over the length of circle) is inadmissible under test-load conditions and, all the more, under the impacts of a combination of loads created at the initial instant of accident (see Fig. 10). E.g., in horizontal cross section at 30.5-m height from the cylinder bottom stretching forces are generated over the whole circle within the range of 0.30–0.84 MN/m leading to appearance of through cracks in wall of the cylinder part of containment.

Thus, according to the obtained results, when the cylinder part of containment is considered, the limiting number of absent tendons equals 3 provided their parallel arrangement and 6 in the case of their uniform distribution along the cylinder circle.

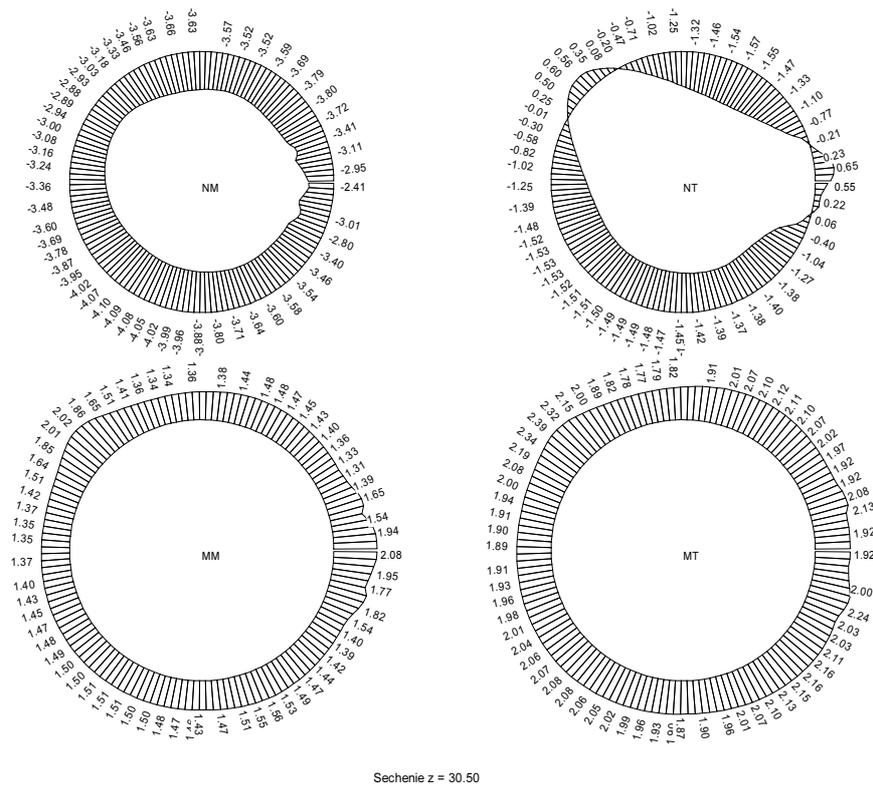


Fig. 9. Longitudinal and hoop forces (MN/m) and moments (MN·m/m) at accident initiation instant: four close-to-each-other tendons in the cylindrical part of containment being absent (section at 30.5-m height)

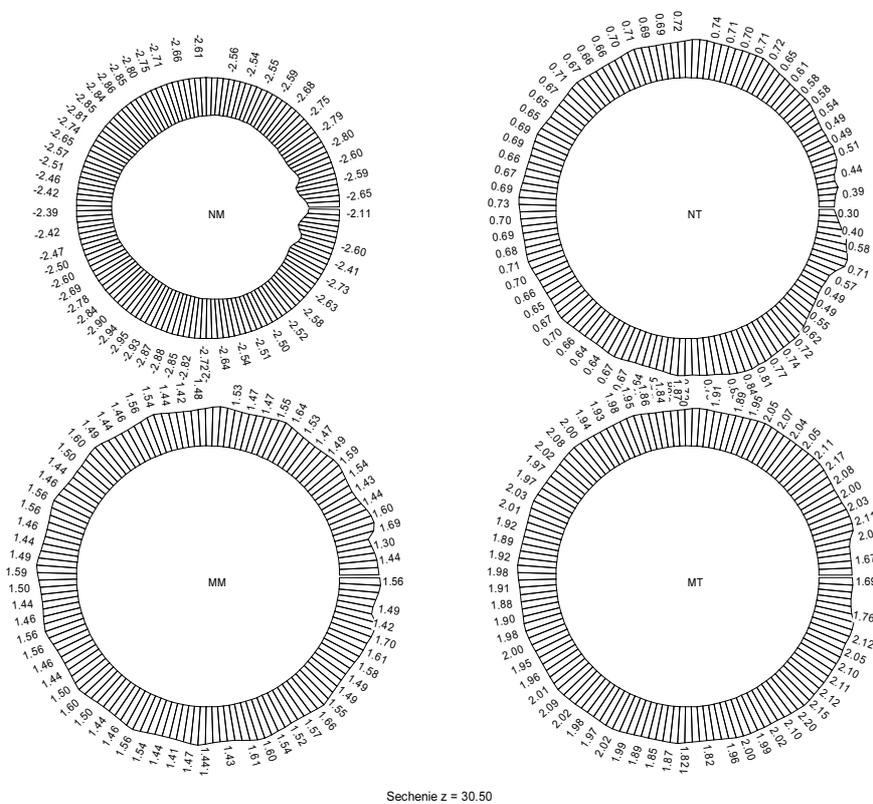


Fig. 10. Longitudinal and hoop forces (MN/m) and moments (MN·m/m) at accident initiation instant: 8 tendons distributed uniformly over the cylindrical part of containment being absent (section at 30.5-m height)

When dealing with the dome part of containment, the limiting number of lacking tendons is 2 in case of their parallel arrangement at opposite sides relative to the dome center.

When analyzing the above results, it should be kept in mind that the stresses values on the inner

surface of containment were given for a metal liner. To obtain tension values in the closest to metal liner layer of concrete, the values of stresses should be divided by a coefficient ( $K=6.15$ ) corresponding to the steel-concrete elasticity module relationship.

## Conclusion

1. In case of break of a tendon in the cylinder part or in the dome part of NPP containment, the prestress level sufficiency can be determined through subtracting tensions (efforts) from the integral stress-strain state.

2. In case of break of several tendons, sufficiency of the prestress level can be estimated using the results of performed calculations: for the cylinder part of containment their limiting number is 3 in case of parallel and one-after-another arrangement of the absent tendons; under uniform distribution of absent tendons 24 m from each other their limiting number is 6. In the dome part of containment the limiting number of lacking tendons equals 2 providing that they are arranged in parallel at the opposite (relative to the dome center) sides.

3. To take a decision on either the possibility of containment running or urgent replacement of

broken tendons, one needs performing stress-strain state calculations for every individual containment under impacts of both normal-operational and emergency loads. When performing calculations, peculiarities of individual containment should be taken into account, in particular:

- different values of forces in every tendon of the containment prestress system;
- deviations of containment wall geometry parameters from the design parameters;
- deviations of physical and mechanical characteristics of the used materials from the design values;
- changes of forces in tendons by different containment operation periods as the result of concrete creepage and shrinkage as well as due to tension relaxation in tendon wires.

## References

1. *Zienkiewicz O.* Finite element methods. Moscow: Mir, 1975. — P. 341.
2. *Postnov V.A., Dmitriev S.P.* Method of superelements in calculation of engineering structures. — St.Petersburg: Sudostroenie, 1979. — P. 287.
3. *Ulianov A.N., Medvedev V.N.* Experimental determining of friction coefficient: case of reinforcement contact with walls of tendon-housing special polyethylene tubes in NPP containments // J. Energeticheskoe Stroitelstvo (Energy Construction). 1994. — 12. — P. 70–73. — (in Russian).
4. Recommendations on Consideration of the Effects of Concrete Creepage and Shrinkage during Calculations of Concrete and Reinforced Concrete Constructions / Reinforced Concrete Research Institute of the USSR Gosstroy. Moscow: Stroyizdat, 1988. — P. 120. — (in Russian).

## Предпосылки возможности продления срока службы защитных оболочек АЭС с ВВЭР-1000

*Р. В. Арутюнян, Александр С. Киселев, Алексей С. Киселев, В. Н. Медведев,  
В. Ф. Стрижов, А. Н. Ульянов*

Построенные в нашей стране *защитные оболочки* (ЗО) АЭС первого поколения (5-й энергоблок Нововоронежской АЭС, 1-й и 2-й энергоблок Калининской АЭС для реакторов ВВЭР-1000) относятся к одинарному типу защитных оболочек и совмещают локализующие функции в случае возникновения аварийной ситуации с функциями восприятия внешних климатических воздействий.

Проектный срок службы перечисленных выше ЗО в скором времени будет исчерпан, поэтому актуальным является разработка методик продления их ресурса.

Состояние защитной оболочки на данный момент времени и прогнозирование ее состояния на будущее, необходимое для оценки возможности продления срока ее эксплуатации, может быть выполнено расчетно-экспериментальным путем. Прежде всего необходимо получить данные об *изменении физико-механических свойств материалов ЗО* в процессе эксплуатации и их реальные значения на настоящее время, которые могут быть получены в результате натурных измерений с применением специальных методик и оборудования [1].

При этом в первую очередь следует обратить внимание на состояние бетона сооружения:

- оценить параметры видимых дефектов, выявленных при визуальном обследовании (глубину и ширину раскрытия трещин, их протяженность, места расположения, наличие дефектов в виде увлажнений, высолов и др.);
- оценить состояние поверхности бетона (плотность, однородность, сцепление цементного камня с заполнителями);
- определить физико-механические свойства бетона (прочность бетона при сжатии  $R_b$ , модуль упругости бетона  $E_b$ );
- при наличии коррозии бетона определить глубину проникновения коррозии и места расположения дефектных участков);

— определить глубину нейтрализации наружного слоя бетона и величину снижения прочности бетона на этих участках.

Следующим фактором, необходимым для оценки состояния конструкции после длительной эксплуатации, является состояние стержневой арматуры. При этом учитывается:

- наличие коррозии стержневой арматуры, вид коррозии и глубина проникновения, места возникновения;
- характер уменьшения сечения арматурного стержня (равномерное уменьшение по всей поверхности или резко выраженное язвенное поражение);
- увеличение диаметра арматуры за счет продуктов коррозии и наличие в связи с этим дополнительных напряжений в бетоне.

Следует обратить внимание на отслаивание облицовки от бетона, особенно в зонах усилений, где резко меняется толщина сечения, а также на наличие коррозии с фиксированием мест и площади поражения и глубины местных поражений.

Учитывая большую поверхность защитной оболочки, инструментальный контроль ее состояния следует проводить, во-первых, в местах, где в результате визуального контроля были выявлены видимые дефекты, а во-вторых, в местах, где на основании выполненных предварительных расчетов следует ожидать такие дефекты из-за высоких уровней напряжений в бетоне и арматуре сооружения.

Далее, для оценки ресурса конструкции необходимо провести расчеты *напряженно-деформированного состояния* (НДС) ЗО с учетом всех нагружающих факторов с использованием прочностных свойств материалов, полученных на первом этапе, и прогноза их изменения на сверхпроектный срок эксплуатации.

Основными нагружающими факторами, воздействующими на ЗО и определяющими ее ресурс являются:

- нагрузка от системы преднапряжения;
- собственный вес;
- температурная нагрузка (эксплуатационная и аварийная);
- внутреннее давление (в случае аварии);
- ползучесть бетона при эксплуатации.

Анализ НДС защитных оболочек АЭС показал, что в течение всего периода эксплуатации имеют место значительные деформации ползучести бетона, которые приводят к появлению внутренних напряжений в стенке ЗО.

В этой связи был проведен анализ имеющихся экспериментальных материалов, а также расчетная оценка напряженно-деформированного состояния защитных оболочек с целью выявления причин и закономерностей накопления деформаций ползучести бетона и возможного решения проблемы повышения их надежности и эксплуатационной пригодности, в том числе и в случае продления их ресурса.

Анализ показал, что процессы ползучести обусловлены, главным образом, двумя факторами:

- влиянием сезонных и суточных колебаний температур окружающей среды;
- неоднородностью физико-механических характеристик отдельных партий уложенного в тело оболочки бетона.

Величина деформаций ползучести бетона является переменной во времени и зависит от множества факторов, среди которых прочностные характеристики бетона, уровень напряжений, коэффициент армирования бетона и др. [2].

В количественном отношении величину деформаций ползучести бетона можно определить с помощью датчиков контрольно-измерительной аппаратуры (КИА), установленной в теле защитной оболочки во время ее строительства [3]:

- преобразователей силы арматурных струнных (ПСАС), предназначенных для измерения напряжений в стержневой арматуре;
- преобразователей линейных деформаций струнных (ПЛДС), предназначенных для измерения деформаций бетона.

Кроме того, в тело защитных оболочек установлены преобразователи температуры струнные (ПТС), предназначенные для измерения температуры бетона.

В защитных оболочках АЭС КИА располагается, как правило, в четырех вертикальных створах, в створах № 1, 2 и 4 датчики расположены со смещением на  $20^\circ$  от осей, а в створе № 3 смещение от оси составляет  $40^\circ$  (см. рис. 1).

Наиболее полно оснащен первый створ, где КИА располагается в 5 сечениях по высоте цилиндра (отметки: 11,8; 18; 37,5; 55 и 59 м), в зоне сопряжения цилиндрической части оболочки с купольной и в трех сечениях купольной части ( $R = 14,5$  м,  $R = 7,2$  м и  $R = 1$  м). В третьем створе КИА расположены в трех сечениях по высоте цилиндра (отметки: 11,8; 37,5 и 59 м). Во втором и четвертом створах датчики расположены только в средней части цилиндра (отметка 37,5 м).

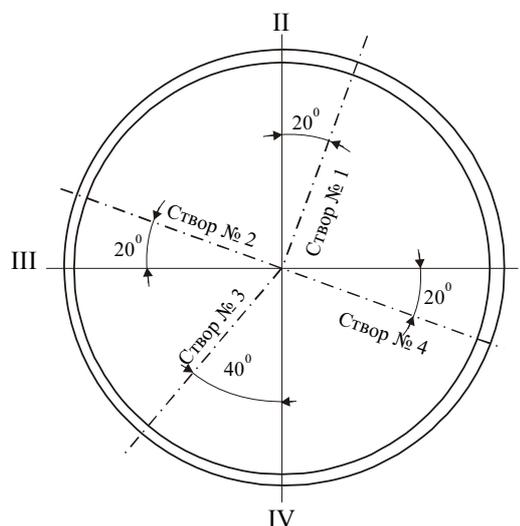


Рис. 1. Местоположение створов относительно осей, в которых расположены датчики контрольно-измерительной аппаратуры

В каждом измерительном сечении датчики типа ПСАС размещаются в стержневой арматуре у внутренней и внешней поверхности стенки оболочки (рис. 2), преобразователи линейных деформаций — в одной или трех точках по толщине стенки, преобразователи температуры — в трех точках по толщине сечения. ПСАС и ПЛДС размещаются в двух направлениях: меридиональном и кольцевом. Кроме того, для учета температурных погрешностей при измерении деформаций бетона дополнительно устанавливается один ПЛДС в конусе, который изолирован от бетона сооружения и находится в тех же условиях, что и обычные датчики.

В качестве примера на рис. 3 и 4 приведены диаграммы приращений меридиональных

и кольцевых напряжений в стержневой арматуре средней части цилиндра от деформаций ползучести бетона в период с 18 апреля 1986 г. по 2 сентября 2003 г., полученные по показаниям ПСАС на 2-м энергоблоке Калининской АЭС. На этих рисунках можно видеть, что приращение напряжений в первые четыре года эксплуатации оболочки происходит наиболее активно, а затем скорость этих приращений снижается. Однако напряжения в стержневой арматуре во времени продолжают увеличиваться вплоть до настоящего времени, что говорит о наличии ползучести бетона.

Кроме того, на этих рисунках видно, что происходит сезонное колебание напряжений в арматуре, расположенной у внутренней и наружной стенки защитной оболочки, обусловленное сезонным и суточным колебанием температур окружающей среды. В зимний период времени сжимающие напряжения у наружной арматуры снижаются, а в летний

они увеличиваются. При этом сезонные колебания напряжений составляют 50 МПа и более, что значительно превышает напряжения от обжатия оболочки.

Более подробный расчетный анализ влияния сезонных и суточных колебаний температур окружающей среды на напряженно-деформированное состояние защитной оболочки выполнен применительно ко 2-му энергоблоку Калининской АЭС с использованием программного комплекса CONT.

Для выполнения расчетов напряженно-деформированного состояния защитной оболочки разработана расчетная осесимметричная модель, в которой учтена внутренняя герметизирующая облицовка, стержневая арматура и напрягаемые арматурные канаты. Первоначально рассматривалось влияние температуры окружающей среды на напряженное состояние защитной оболочки до начала ее преднапряжения.

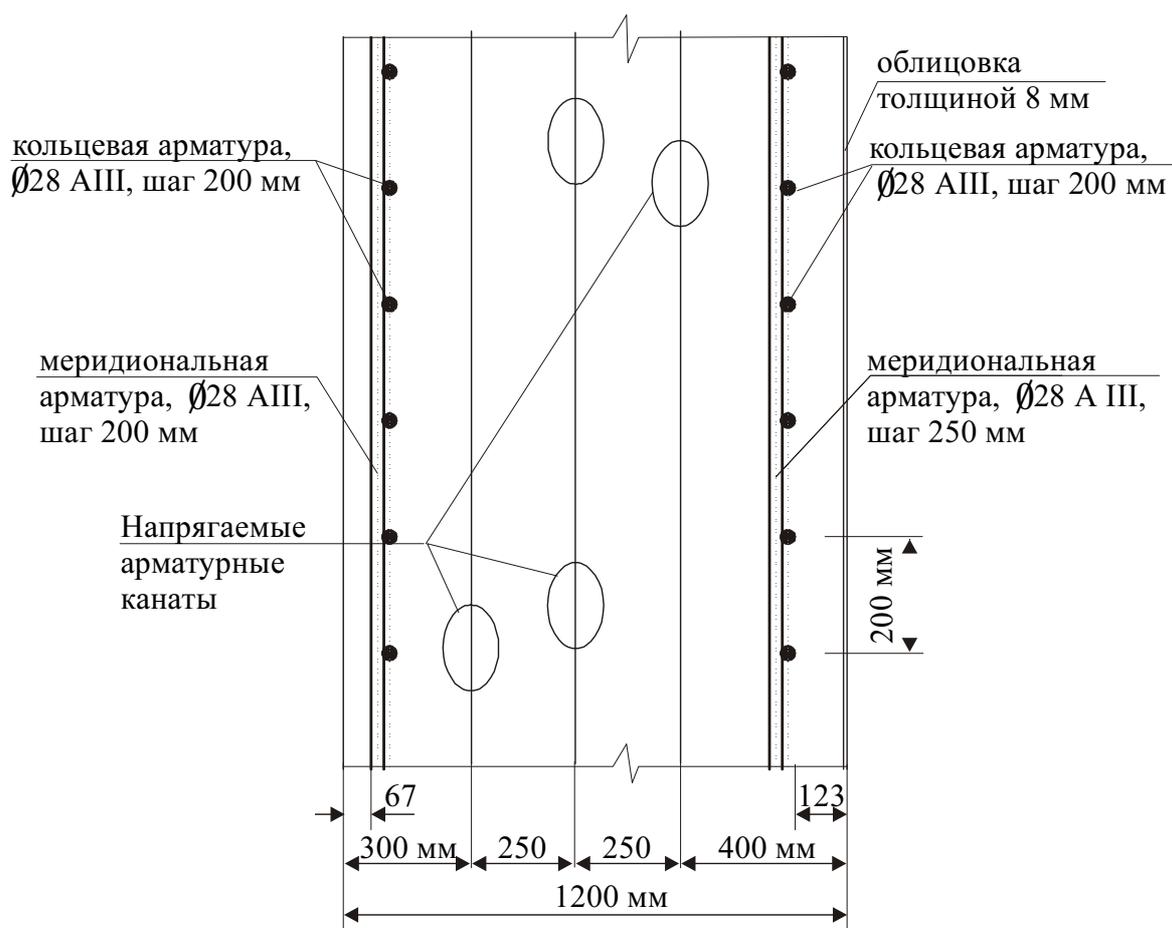


Рис. 2. Схема расположения арматуры в средней части цилиндра защитной оболочки

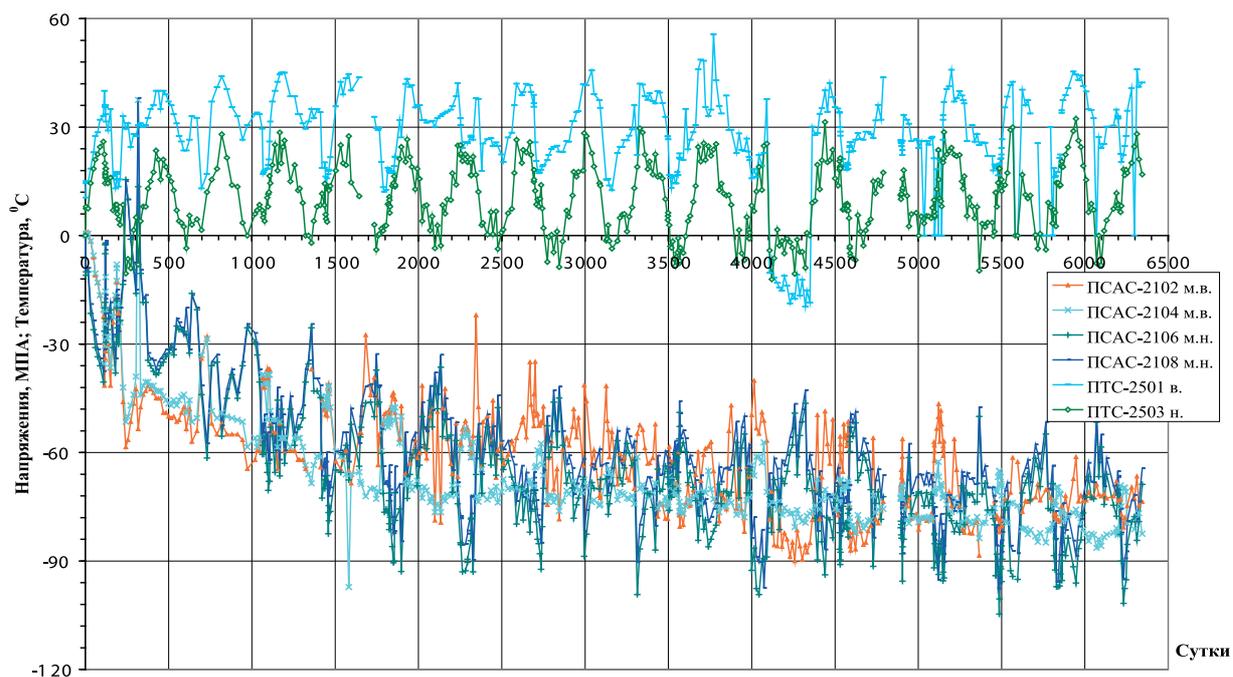


Рис. 3. Приращение меридиональных напряжений в стержневой арматуре и результаты измерения температуры с момента окончания обжатия оболочки (18.04.1986 по 02.09.2003), 2-й блок КАЭС, створ № 2, отметка 37,5 м

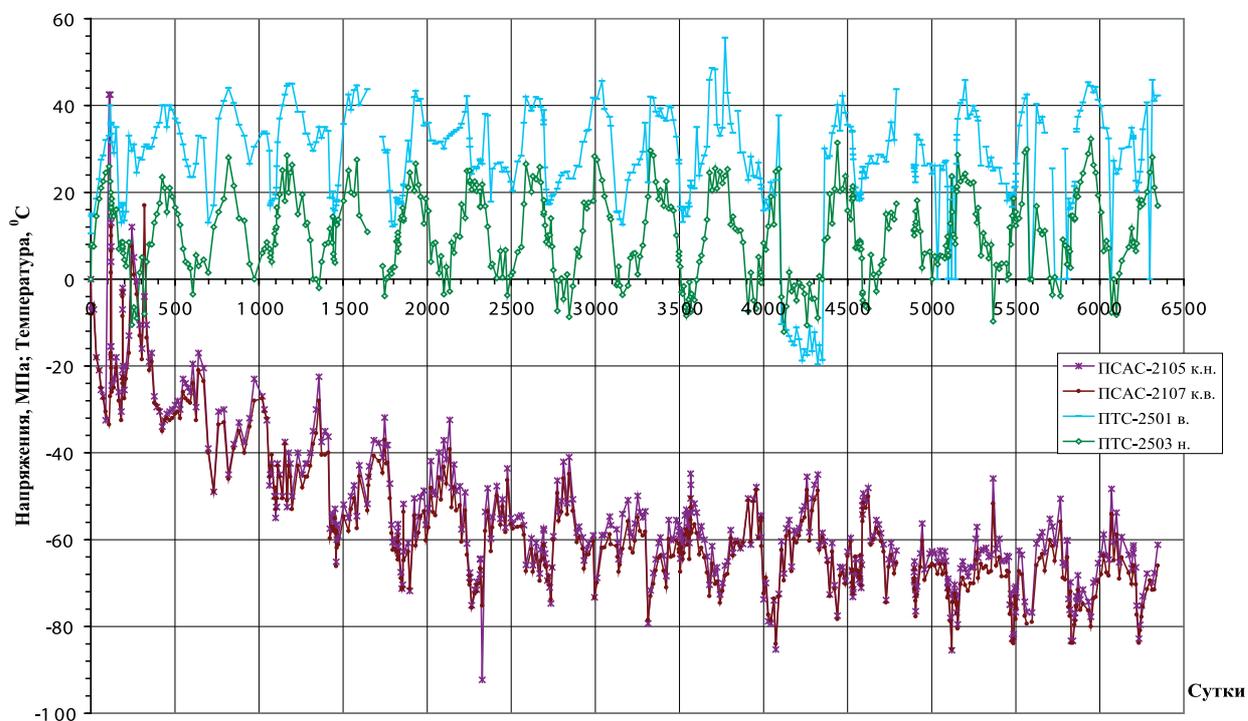


Рис. 4. Приращение кольцевых напряжений в арматуре и результаты измерения температуры с момента окончания обжатия оболочки (18.04.1986 по 02.09.2003 гг.), 2-й блок КАЭС, створ № 2, отм. 37,5 м

Напряженное состояние защитной оболочки начинает формироваться в период ее строительства и во многом зависит от температуры окружающей среды в процессе ее возведения. До завершения бетонирования температура внутри и снаружи оболочки не имеет значительных отличий, поэтому температурные напряжения в ее стенке отсутствуют. В дальнейшем с появлением разности температур на наружной и внутренней поверхностях стены начинают действовать температурные деформации, которые вызывают соответствующие напряжения в защитной оболочке.

В этой связи дана оценка влияния изменения температуры внутри и снаружи защитной оболочки на напряженное состояние до начала ее преднапряжения. Для этого расчетным путем определялись напряжения в бетоне и арматуре при изменении температур и сравнивались с показаниями датчиков, установленных в теле защитной оболочки. Расчет защитной оболочки производился с учетом образования трещин при превышении растягивающими напряжениями сопротивления бетона растяжению, составляющим  $R_{bt} = 1,8$  МПа при проектном классе бетона В30.

В расчетах рассматривались четыре периода времени, где наблюдались более значительные изменения температур, а именно: 02.12.85, 14.01.86, 01.03.86 и 04.03.86 г. (см. рис. 5). Температурой замыкания принималось распределение температур по сечению стены, действующее 02.12.85 г. При этом температура на поверхностях стены определялась путем экстраполяции по трем точкам измерения температуры в стене: на уровне внутренней арматуры (ПТС-1507), в средней части стены (ПТС-1508) и на уровне наружной арматуры (ПТС-1509). Распределение температур по сечению стены для четырех периодов времени приведены на рис. 5.

Из расчета можно видеть, что защитная оболочка получает растягивающие напряжения в бетоне примерно наполовину своего поперечного сечения (см. рис. 6а). Одновременно напряжения в арматуре у наружной поверхности достигают значений около 23 МПа, что согласуется с показаниями датчиков измерения напряжений в стержневой арматуре. Затем, при снижении температуры внутри оболочки, у внутрен-

ней арматуры температура на 01.03.86 г. составляла  $7,5^{\circ}\text{C}$ , а у наружной арматуры произошло незначительное повышение температуры (см. рис. 4). В результате произошло снижение сжимающих напряжений у внутренней поверхности и растягивающих у наружной поверхности. Однако растягивающие напряжения у наружной арматуры все еще велики: ПСАС-1125 показал  $8,5$  МПа (см. рис. 6б).

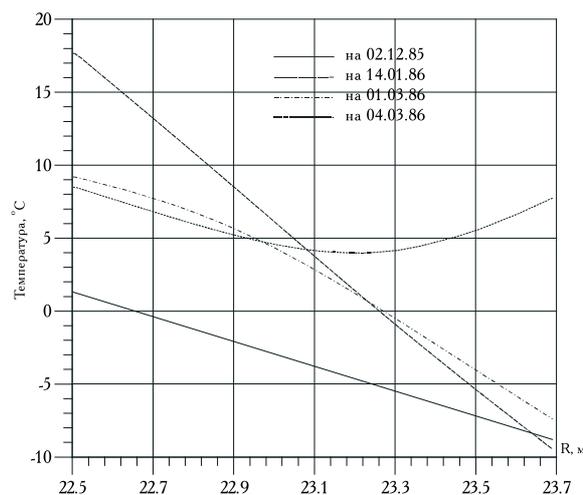


Рис. 5. Распределение температур в сечении стенки защитной оболочки в створе № 1 на высоте 37,5 м на различные периоды времени

Через три дня, когда температура внутри оболочки практически не изменилась, произошло повышение температуры у наружной поверхности. Вследствие этого у наружной поверхности стены возникли сжимающие напряжения в бетоне, а напряжения в наружной арматуре составили порядка 21 МПа, т.е. за три дня ПСАС-1125 показал приращение напряжений порядка 29 МПа (рис. 6в).

Таким образом, результаты расчета показывают, что еще до начала преднапряжения защитной оболочки 2-го энергоблока Калининской АЭС в стенке конструкции могли пройти трещины от наружной поверхности на глубину более 60 см, т.е. более  $1/2$  сечения стены. Следовательно, в дальнейшем в процессе эксплуатации защитной оболочки, когда разность температур внутри и снаружи оболочки будет значительной, а на наружной поверхности стены возникнут деформации растяжения, бетон не будет работать на растяжение. Это обстоятельство должно быть учтено в расчетах при оценке

напряженно-деформированного состояния от воздействия эксплуатационных и аварийных нагрузок. Кроме того, образование тре-

щин в бетоне могло сказаться на работоспособности (точности показаний) датчиков изменения напряжений в стержневой арматуре.

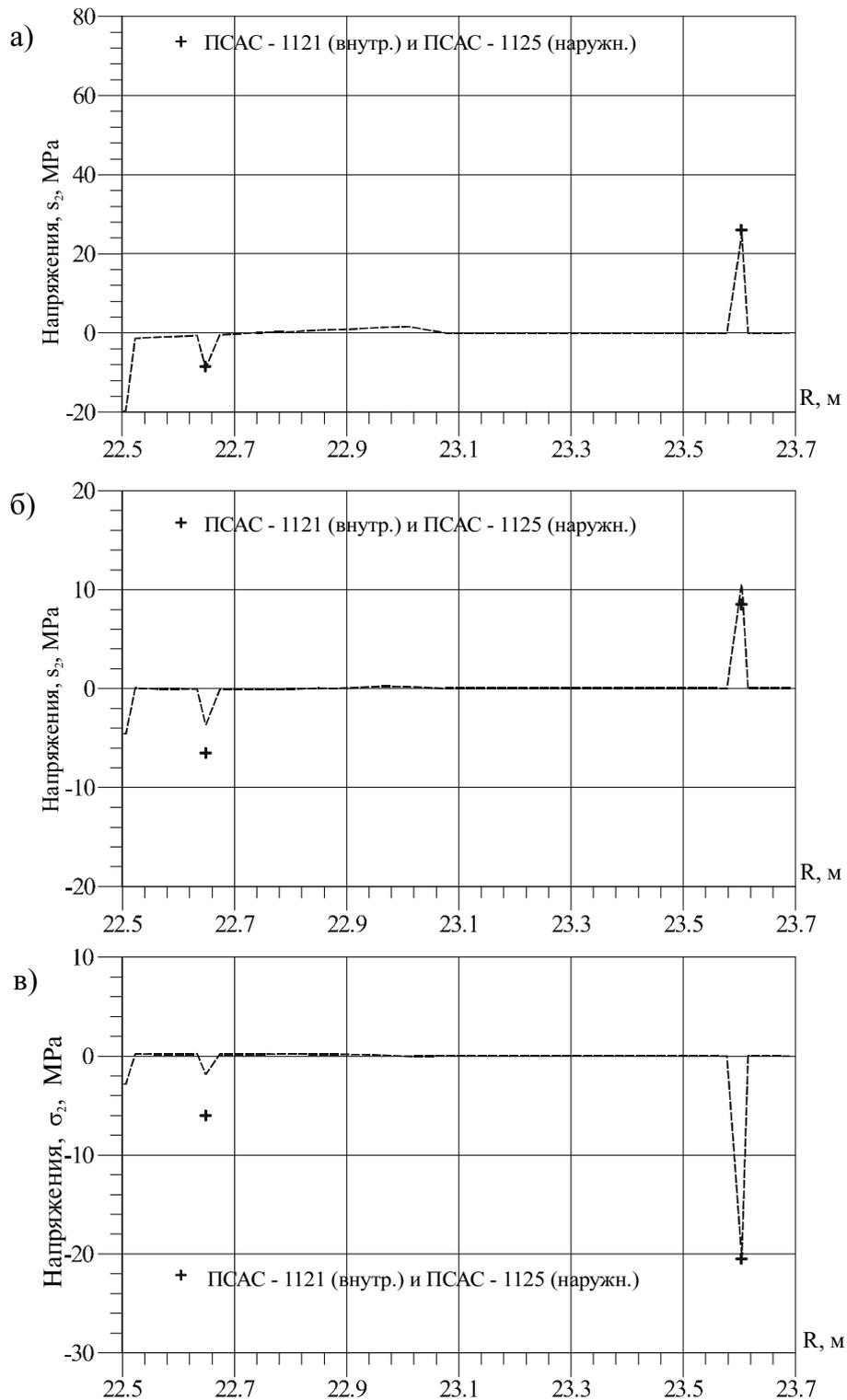


Рис. 6. Распределение кольцевых напряжений в сечении стенки защитной оболочки 2-го энергоблока КАЭС в створе № 1 на высоте 37,5 м на различные периоды времени: а — на 14.01.86 г., б — на 01.03.86 г., в — на 04.03.86 г. Расчет с учетом образования трещин,  $R_{bt}=1,8$  МПа

Рассмотрим теперь напряженное состояние защитной оболочки только от воздействия предварительного напряжения и собственного веса. В расчетах усилия в арматурных канатах принимались равными 800 т. На рис. 7 представлено распределение меридиональных и кольцевых напряжений, действующих по сечению стены защитной оболочки на отметке 37,5 м. Следует отметить, что по сечению стены напряжения распределены равномерно за исключением напряжений в облицовке и стержневой арматуре, где напряжения пропорциональны соотношению модулей упругости стали и бетона.

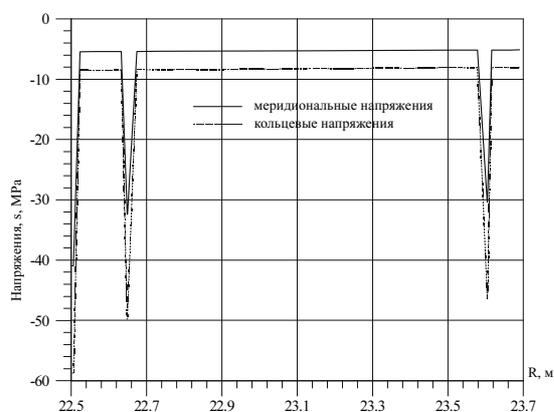


Рис. 7. Распределение меридиональных и кольцевых напряжений в сечении защитной оболочки от воздействия предварительного напряжения,  $P = 800$  т, и собственного веса

Далее были проведены расчеты НДС ЗО с учетом распределения неравномерного поля температуры по толщине стены при эксплуатации. Температура замыкания, принятая в расчетах, составляла  $0^{\circ}\text{C}$ .

Неравномерность распределения температуры по толщине стенки обусловлена разницей температур среды внутри и снаружи защитной оболочки. В случае, когда температурный градиент внутри и снаружи оболочки незначителен, как, например, 13.11.86 г. (см. рис. 8), приращение напряжений у внутренней поверхности невелико, однако вблизи внутренней поверхности соотношение кольцевых и меридиональных напряжений изменилось и составило 1,41. В то же время у наружной поверхности значение этого параметра увеличилось. Например, у наружной арматуры оно составляет  $\approx 1,8$  (рис. 9).

Когда температурный градиент внутри и снаружи оболочки увеличивается, особенно в зимний период, имеет место приращение сжимающих меридиональных и кольцевых напряжений у внутренней поверхности сте-

ны приблизительно на одну и ту же величину, а у наружной поверхности уровень сжимающих напряжений снижается. При низкой наружной температуре может произойти растрескивание бетона у наружной поверхности. Причем глубина проникновения трещин от меридиональных и кольцевых напряжений будет различна, т.к. уровень обжатия оболочки в кольцевом направлении больше даже с учетом собственного веса конструкции, а приращение напряжений при воздействии температурного эффекта практически одинаково и в кольцевом и в меридиональном направлениях.

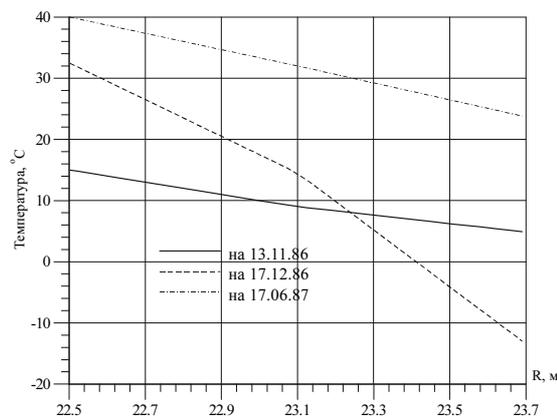


Рис. 8. Распределение температур в сечении защитной оболочки на высоте 37,5 м на различные периоды времени

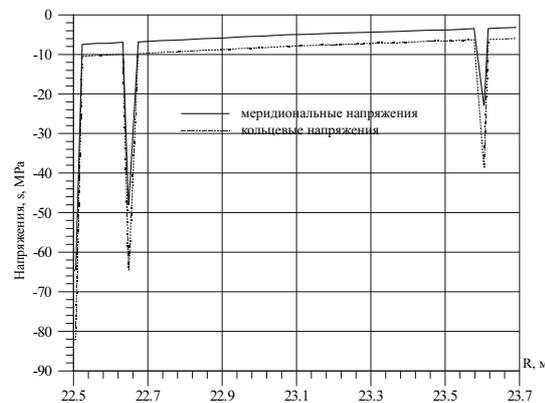


Рис. 9. Распределение меридиональных и кольцевых напряжений в сечении защитной оболочки на высоте 37,5 м на 13.11.86 г.

Например 17.12.86 г., когда температура около внутренней арматуры составляла  $28^{\circ}\text{C}$ , а у наружной арматуры —  $9^{\circ}\text{C}$ , трещины от кольцевых напряжений прошли на глубину около 5 см, но от меридиональных напряжений трещины прошли на глубину около 20 см (рис. 10). Если учесть, что трещины в бетоне прошли от наружной поверхности до средней части стены еще до

преднапряжения оболочки, то сечение стены, где действуют сжимающие напряжения в кольцевом направлении составляет 105 см, а в меридиональном лишь 87 см. Вследствие этого меридиональные напряжения у внутренней поверхности стены возрастают, а превышение кольцевых напряжений над меридиональными составляет всего 1,3. Следует отметить, что даже при усилии в канатах 800 т кольцевые напряжения у внутренней поверхности составляют  $0,92 R_b$ , а меридиональные —  $0,71 R_b$ .

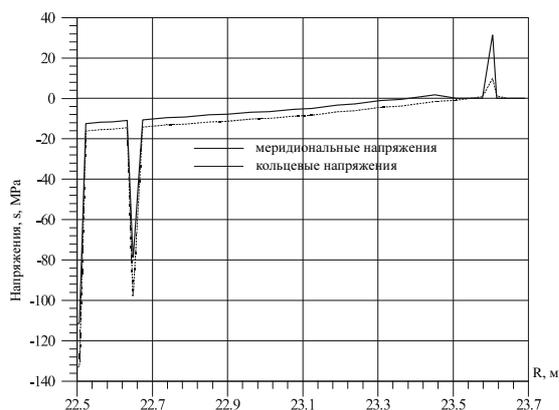


Рис. 10. Распределение меридиональных и кольцевых напряжений в сечении защитной оболочки на высоте 37,5 м на 17.12.86 г.

В летний период времени, когда температура снаружи оболочки достаточно высокая, происходит повышение температур не только у наружной поверхности, но и по всему сечению. Так 17.06.87 г., когда температура у наружной поверхности составляла  $24^{\circ}\text{C}$ , у внутренней поверхности она равнялась  $40^{\circ}\text{C}$ , что выше примерно на  $8^{\circ}\text{C}$  по сравнению с температурой на 17.12.86. При этом сжимающие напряжения в бетоне и стержневой арматуре у внутренней поверхности снизились, а у наружной поверхности произошло закрытие трещин и увеличение сжимающих напряжений в бетоне и стержневой арматуре (рис. 11).

Как известно, ползучесть бетона зависит от величины напряжений, поэтому в зимний период у внутренней поверхности меридиональные деформации ползучести бетона будут незначительно отличаться от кольцевых деформаций, а в летний период наоборот — меридиональные сжимающие напряжения у внутренней поверхности снизятся на большую величину, чем кольцевые, у наружной поверхности меридиональные напряжения приблизятся к кольцевым.

Поскольку изменение напряженно-деформированного состояния защитной оболочки имеет циклический характер (большие сжимающие напряжения у внутренней поверхности и раскрытие трещин у наружной поверхности стены в зимнее время, закрытие трещин и выравнивание напряжений по сечению стены в летнее время), деформации ползучести бетона не затухают и в настоящее время.

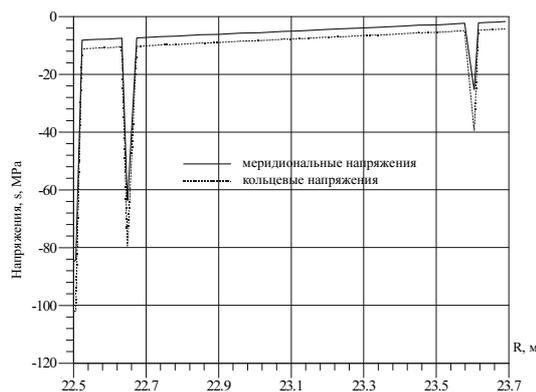


Рис. 11. Распределение меридиональных и кольцевых напряжений в сечении стенки защитной оболочки на высоте 37,5 м на 17.06.87 г.

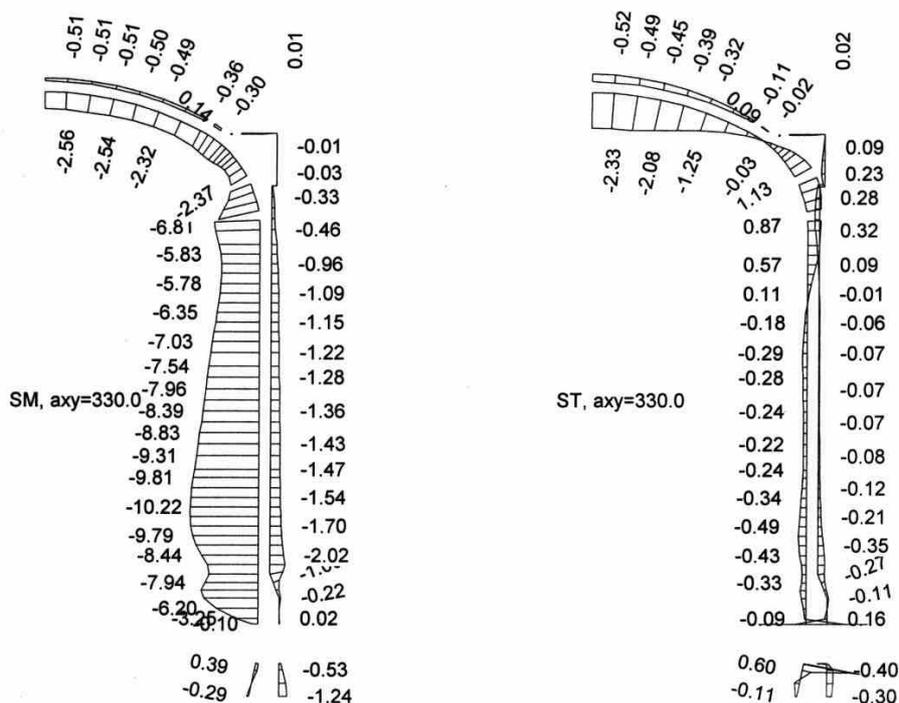
В процессе эксплуатации защитной оболочки напряженно-деформированное состояние обусловлено влиянием четырех основных нагружающих факторов, перечисленных выше. Необходимо учитывать в расчетах также и наличие конструктивных особенностей сооружения (например, наличие утолщений в зоне отверстий большого диаметра, различные траектории арматурных канатов, фактическое количество арматурных канатов). Нагрузка от собственного веса конструкции формируется во время строительства и зависит от ее геометрических параметров и плотности применяемых материалов. Во время эксплуатации влияние собственного веса конструкции на напряженно-деформированное состояние практически не изменяется. На рис. 12 представлены эпюры меридиональных и кольцевых напряжений в облицовке (внутренняя поверхность) и бетоне (наружная поверхность) в сечениях оболочки  $F_i = 330^{\circ}$  (а) и  $Z = 41,89$  м (б) от воздействия собственного веса оболочки. Можно отметить, что уровень меридиональных напряжений в цилиндрической части оболочки в этом случае оказывается выше, чем уровень кольцевых напряжений, близких к нулю. Это вполне естественно, т.к. рассматривается вариант, связанный с воздействием

силы тяжести, направленной вертикально вниз. Хотя уровень напряжений невысок, этот фактор нагружения должен учитываться и дает заметный вклад в случае, когда другие виды нагрузок компенсируют друг друга.

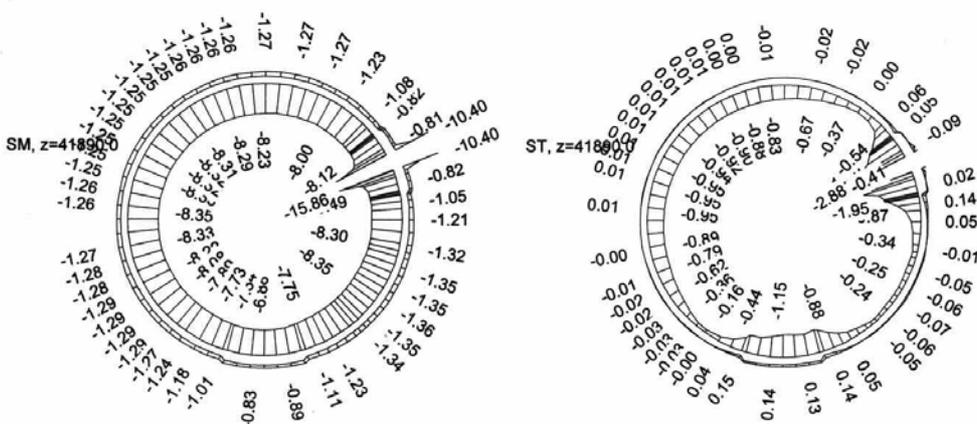
Нагрузка от предварительного напряжения арматурных канатов формируется, главным образом, в период обжата защитной оболочки. Она зависит от усилий, действующих по длине каждого арматурного каната.

Усилия по длине каната в период обжата зависят:

- а) от первоначального усилия натяжения каната;
- б) потерь усилий по длине каната, зависящих от величины коэффициента трения между канатом и каналообразователем и угла изгиба каната [4];
- в) величины потерь усилий в канате при передаче нагрузки с домкрата на анкер.



(a)



(б)

Рис. 12. Эпюры меридиональных (SM) и кольцевых (ST) напряжений в облицовке (внутренняя поверхность) бетоне (наружная поверхность) в сечениях оболочки  $\Phi = 330^\circ$  (а) и  $Z = 41,89$  м (б) от воздействия собственного веса оболочки

В процессе эксплуатации защитной оболочки происходит изменение усилий в арматурных канатах, которое зависит от деформаций ползучести и усадки бетона, релаксации напряжений в проволоках арматурного каната, объемов работ на СПЗО при проведении КПП и интервалов времени между проведением КПП.

Необходимость учета конструктивных особенностей ЗО и системы преднапряжения требуют создания объемной модели ЗО.

На рис. 13 и 14 приводятся результаты расчетов меридиональных и кольцевых напряжений в защитной оболочке от воздействия преднапряжения на объемной модели. Из приведенных результатов можно видеть, что максимальные напряжения в цилиндре наблюдаются на отметке  $\approx 45$  метров. Выше этой отметки начинается снижение напряжений, обусловленное снижением усилий в канатах при передаче нагрузки с домкрата на анкер. Однако наименьшие напряжения наблюдаются в нижней части цилиндра, что связано с потерей усилий по длине каната из-за действия сил трения.

По периметру оболочки в средней части цилиндра наблюдаются значительные колебания напряжений, как в меридиональном, так и в кольцевом направлениях. Очевидно, изменение напряжений по периметру оболочки в средней части цилиндра вызвано наличием отверстий и утолщений стенки оболочки в зоне отверстий, а также влиянием отсутствующих канатов, различной величиной усилий натяжения канатов и влиянием отгибов арматурных канатов при обходе отверстий [5].

На рис. 15 приведены результаты расчета температур и напряжений в ЗО на объемной модели в зимний период, когда градиент температур в стенке ЗО наибольший.

Приведенные результаты показывают достаточно сложное распределение температур в теле защитной оболочки, особенно в местах конструктивных неоднородностей, что сказывается на напряженном состоянии защитной оболочки (см. рис. 16).

Влияние конструктивных особенностей защитной оболочки на ее напряженно-деформированное состояние наиболее ярко

проявляется при воздействии температурных градиентов и нагрузок от предварительного напряжения. Наличие трех утолщений в зоне отверстий, а также характер распределения температур и усилий от преднапряжения в этих зонах приводит к большой неоднородности напряженного состояния защитной оболочки по ее высоте и периметру, а также по толщине стенки оболочки.

Поскольку деформации ползучести бетона зависят от уровня напряжений в теле защитной оболочки, то и изменения напряжений в бетоне и арматуре от ползучести бетона будут пропорциональны напряжениям, действующим в различных зонах конструкции.

Для более точного учета влияния ползучести бетона на изменения напряженно-деформированного состояния конструкции необходимо максимально точно определять уровень напряжений в каждой части оболочки и в различные периоды времени. Следует обратить внимание на высокий уровень сжимающих напряжений в бетоне у внутренней поверхности стены в зимний период времени. Ведь даже при усилиях в канатах 800 т кольцевые напряжения у внутренней поверхности составляют 0,92Rb, а средняя величина усилий в канатах при обжатии оболочки составляла 960 т. При такой нагрузке напряжения у внутренней поверхности стены будут близки к расчетной прочности бетона на сжатие.

Положение усугубляется тем обстоятельством, что при производстве бетона на бетонном заводе и укладке его в тело защитной оболочки прочностные характеристики отдельных партий материала неизменно колеблются под влиянием большого числа систематических и случайных причин.

В период строительства защитных оболочек АЭС испытываются образцы для определения прочностных характеристик бетона. Например, при строительстве защитной оболочки 1-го энергоблока Калининской АЭС прочность бетона на осевое сжатие определялась по данным испытания образцов (через 28 суток). Результаты испытаний приведены в табл. 1.

Таблица 1. Результаты испытания бетонных образцов на осевое сжатие (через 28 суток) при строительстве защитной оболочки 1-го энергоблока Калининской АЭС

№ п/п	X(прочн. бетона, R <sub>28</sub> кг/см <sup>2</sup> )	откл. от сред, кг/см <sup>2</sup> X- $\bar{X}$	№ п/п	X(прочн. бетона, R <sub>28</sub> кг/см <sup>2</sup> )	откл. от сред, кг/см <sup>2</sup> X- $\bar{X}$
1	278	-71	20	340	-9
2	430	81	21	339	-10
3	414	65	22	331	-18
4	391	42	23	307	-42
5	250	-99	24	370	21
6	330	-19	25	328	-21
7	388	39	26	298	-51
8	412	63	27	341	-8
9	314	-35	28	336	-13
10	383	34	29	367	18
11	432	83	30	373	24
12	319	-30	31	389	40
13	298	-51	32	339	-10
14	272	-77	33	412	63
15	330	-19	34	408	59
16	359	10	35	421	72
17	306	-43	36	439	90
18	237	-112	37	415	66
19	235	-114	38	330	-19
сум.	$\sum X = 13260$				

Среднее значение

$$\bar{X} = \frac{\sum X}{n} = \frac{13260}{38} = 349 \text{ кг/см}^2.$$

В защитной оболочке 2-го энергоблока Калининской АЭС прочностные характеристики бетона в отдельных фрагментах (захватках) в период строительства колебались от 230 до 500 кг/см<sup>2</sup> при проектной марке бетона М400 (см. табл. 2).

При колебаниях физико-механических характеристик бетона в конструкции каждый фрагмент обладает своей определенной

прочностью по отношению к действующим нагрузкам. Следовательно, деформации ползучести бетона, зависящие в основном, от прочностных характеристик бетона и уровня напряжений, будут различны.

Кроме упомянутой выше ползучести бетона в конструкции происходит целый ряд процессов, которые приводят к снижению эксплуатационных качеств сооружения: нейтрализация (снижение прочности) наружного слоя бетона, коррозия бетона, коррозия арматуры, отслаивание внутренней металлической облицовки и др.

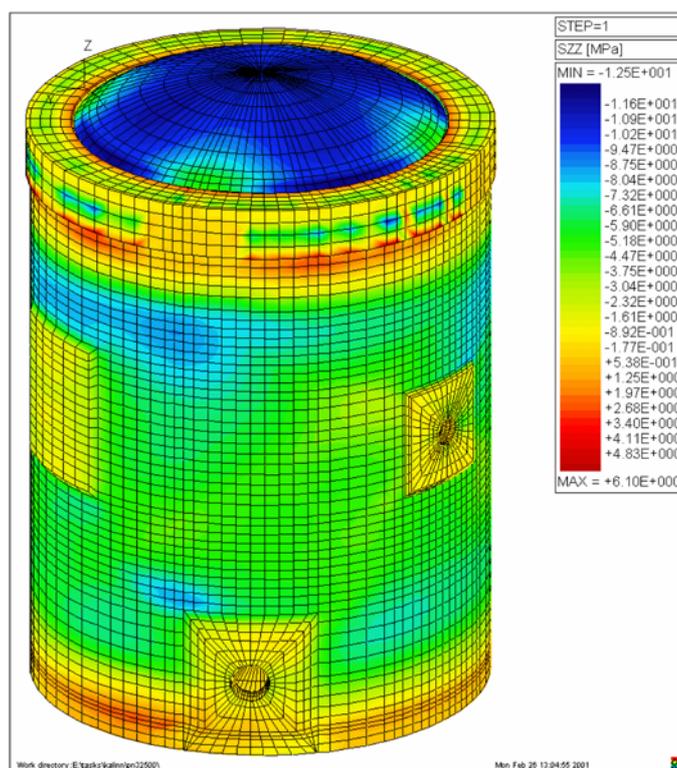


Рис. 13. Распределение меридиональных напряжений в бетоне защитной оболочки от действия преднапряжения

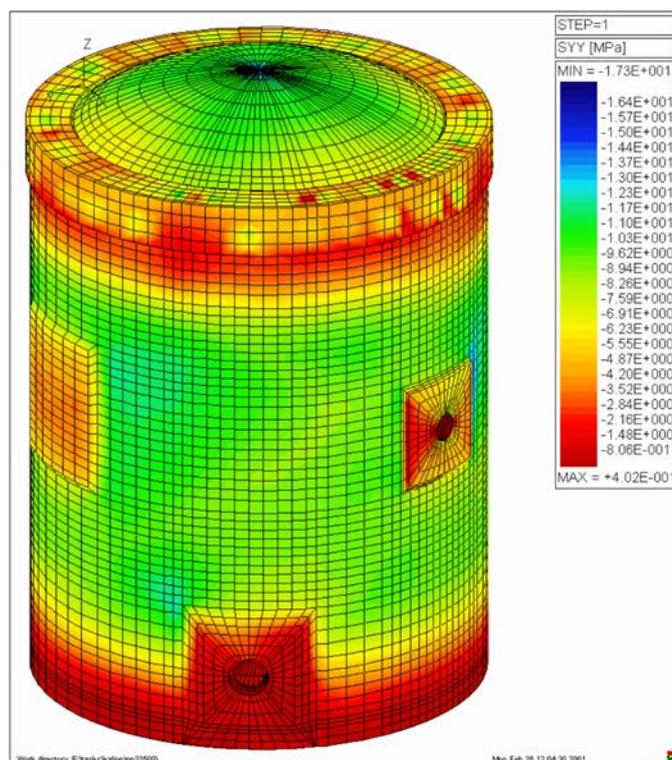


Рис. 14. Распределение окружных напряжений в бетоне защитной оболочки от действия преднапряжения

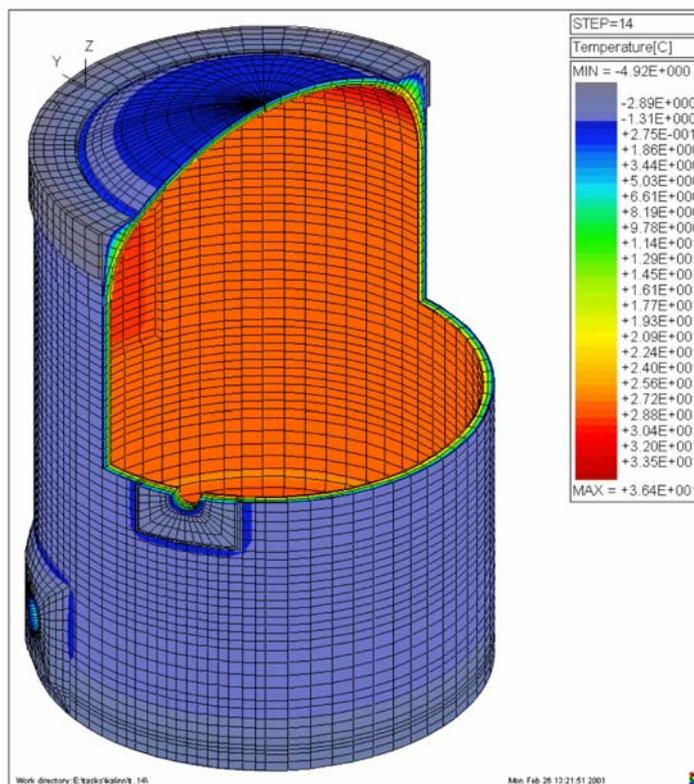


Рис. 15. Распределение температуры в защитной оболочке на 29.12.99 г. с учетом изменения температуры среды внутри и снаружи

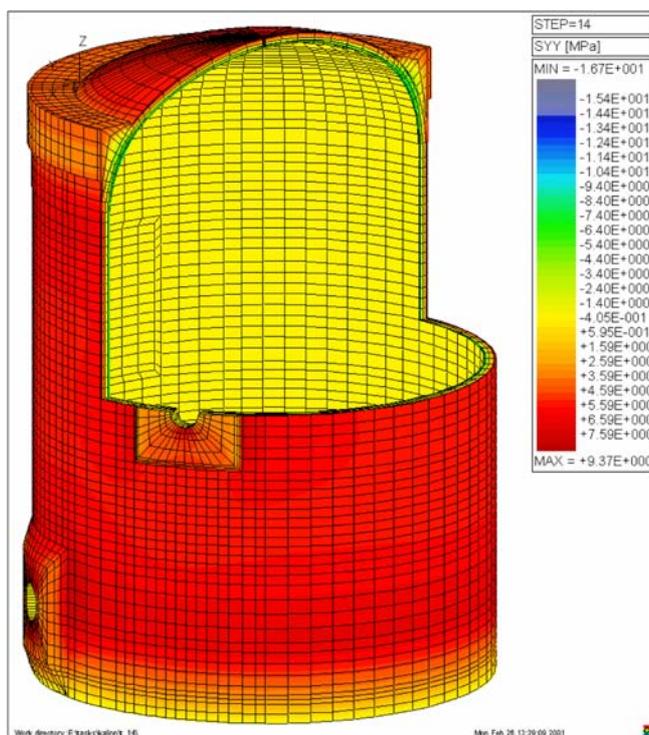


Рис. 16. Распределение окружных напряжений в бетоне защитной оболочки от действия неравномерного поля температуры

Таблица 2. Результаты испытания бетонных образцов на осевое сжатие (через 28 суток) при строительстве защитной оболочки 2-го энергоблока Калининской АЭС

Х (прочн. бетона, R <sub>28</sub> кг/см <sup>2</sup> )	В (число серий образцов)	В×Х	Х <sup>2</sup>	В×Х <sup>2</sup>	откл. от сред, кг/см <sup>2</sup> X- $\bar{X}$
220	1	220	48400	48400	-151
240	1	240	57600	57600	-131
260	4	1040	67600	270400	-111
280	11	3080	78400	862400	-91
300	13	3900	90000	1170000	-71
320	26	8320	102400	2662400	-51
340	13	4420	115600	1502800	-31
360	42	15120	129600	5443200	-11
380	35	13300	144400	5054000	+9
400	23	9200	160000	3680000	+29
420	30	12600	176400	5292000	+49
440	17	7480	193600	3291200	+69
460	3	1380	211600	634800	+89
480	7	3360	230400	1612800	+109
500	1	500	250000	250000	+129
	Σ227	Σ84160		Σ31832000	

Среднее значение

$$\bar{X} = \frac{\sum B \cdot X}{\sum B} = \frac{84160}{227} = 371 \text{ кг/см}^2.$$

Таким образом, состояние защитной оболочки на данный момент времени и прогнозирование ее состояния на будущее, необходимое для оценки возможности продления срока ее эксплуатации, может быть выполнено расчетно-теоретическим путем с привлечением данных о параметрах физико-механических свойств материалов, полученным по результатам инструментального и лабораторного контроля на сооружении, а также с проведением расчетов НДС ЗО от воздействия основных нагружающих факторов на трехмерных моделях с учетом процессов ползучести бетона.

Принимая во внимание, что одним из основных факторов, определяющих старение

конструкции, являются климатические воздействия на внешние бетонные поверхности, приводящие к снижению их физико-механических характеристик, целесообразно для продления срока эксплуатации сооружения, при наличии допустимых характеристик материалов на настоящее время, провести мероприятия по консервации такого состояния. Это может быть выполнено путем нанесения слоя теплоизоляционного материала (например, пенобетона) на внешнюю поверхность защитной оболочки, включая купол.

Относительно системы предварительного напряжения следует заметить, что в случае необходимости продления срока эксплуатации возможна ее полная или частичная замена, поэтому этот фактор не может являться определяющим при оценке возможности продления ресурса.

## **Выводы**

1. Защитные оболочки обладают существенной особенностью по сравнению с другими строительными конструкциями, а именно: основная расчетная нагрузка (при максимальной проектной аварии) может действовать лишь однажды, в остальное время они пребывают в стадии ожидания, изменяя свои свойства во времени. Поэтому анализ изменения этих свойств представляет наибольший интерес при оценке возможности продления срока эксплуатации АЭС.

2. В первую очередь следует оценивать характер изменения физико-механических свойств бетона и стержневой арматуры и причины, вызывающие эти изменения. Это объясняется тем обстоятельством, что при сохранении допустимых характеристик свойств бетона и стержневой арматуры принципиально возможно продление срока эксплуатации сооружения после проведения соответствующих мероприятий.

3. Расчетное обоснование возможности продления срока службы ЗО необходимо проводить на трехмерных моделях с учетом всех эксплуатационных и аварийных на-

гружающих факторов (нагрузки от преднапряжения, собственного веса, температурного воздействия, внутреннего давления), а также процессов ползучести бетона.

4. Учитывая, что основным фактором, влияющим на «старение» защитной оболочки, является воздействие внешней среды на бетон и стержневую арматуру, целесообразно выполнить защиту внешней поверхности сооружения теплоизоляционным слоем, что позволит не только улучшить условия эксплуатации, но и обеспечит дополнительную огнестойкость в случае падения самолета с разливом горючего. Эта мера обеспечит также снижение уровня напряжений в стенке ЗО от температурных воздействий.

5. Дефекты внутренней облицовки и системы преднапряжения не должны быть определяющими при рассмотрении возможности продления срока эксплуатации защитной оболочки, так как при необходимости могут быть устранены без значительных затрат (в отличие от бетона и стержневой арматуры).

## **Литература**

1. РД ОЭ 0538-2004. Методика по обоснованию срока службы защитных оболочек атомных электростанций с ВВЭР-1000. М., 2004. — 43 с.
2. Рекомендации по учету ползучести и усадки бетона при расчете бетонных и железобетонных конструкций / НИИЖБ Госстроя СССР. М.: Стройиздат, 1988. — 120 с.
3. Рекомендации по наблюдениям за напряженным состоянием защитных оболочек АЭС с реактором ВВЭР-1000 / НИС Гидропроект. — М., 1987. — 85 с.
4. Ульянов А.Н., Медведев В.Н. Экспериментальное определение коэффициента трения арматуры о стенки каналобразователей в защитных оболочках АЭС // Энергетическое строительство. 1994. — № 12. — С. 70–73.
5. Ульянов А.Н., Медведев В.Н., Киселев Алексей С. Влияние отгибов арматурных элементов на напряженное состояние защитной оболочки АЭС в зоне технологических проходов // Энергетическое строительство. 1993. — № 11. — С. 74–75.

## Определение эксплуатационной безопасности защитной оболочки 3-го энергоблока Калининской АЭС

*В. Н. Медведев, А. Н. Ульянов, Александр С. Киселев, Алексей С. Киселев, В. Ф. Стрижов  
(ИБРАЭ РАН)*

*А. А. Лопанчук, С. С. Нефедов (Концерн «Росэнергоатом»)*

В период обследования защитной оболочки 3-го энергоблока Калининской АЭС (КЛНА-ЭС) установлено, что в цилиндрической ее части отсутствовали три арматурных каната (№ 26, 62 и 96). Кроме того, при эксплуатации защитных оболочек АЭС с ВВЭР-1000 имели место случаи самопроизвольного разрушения отдельных арматурных канатов [1].

В связи с этим возникла необходимость выполнения работы по обоснованию эксплуатационной безопасности защитной оболочки 3-го энергоблока Калининской АЭС при отсутствии отдельных арматурных канатов СПЗО с учетом нагрузок, возникающих при испытаниях, в эксплуатационных режимах и при проектной аварии.

С целью увязки с графиком пуска энергоблока № 3 Калининской АЭС на первом этапе работы проводилось предварительное определение среднего уровня натяжения арматурных канатов, обеспечивающего возможность эксплуатации защитной оболочки при отсутствии трех арматурных канатов. Определение среднего уровня натяжения канатов было выполнено на основании анализа напряженно-деформированного состояния защитной оболочки 1-го энергоблока Ростовской АЭС в период преднапряжения и проведения предпусковых испытаний с учетом показаний датчиков КИА и датчиков силы НВ005, установленных под анкерами арматурных канатов. Правомерность использования для защитной оболочки 3-го энергоблока Калининской АЭС натуральных данных, полученных для защитной оболочки 1-го энергоблока Ростовской АЭС, определяется тем, что эти сооружения идентичны по своим конструктивным характеристикам и имеют достаточно близкий возраст бетона на момент проведения обжатия.

Для проведения расчетных исследований защитной оболочки 1-го энергоблока Ростов-

ской АЭС (РоАЭС) была разработана трехмерная расчетная модель и методика расчета преднапряженной железобетонной конструкции в объемной постановке.

Защитная оболочка 1-го энергоблока Ростовской АЭС состоит из пространственной фундаментной конструкции, цилиндрической части и пологого купола. Внутренний радиус цилиндра составляет 22,5 м. Проектная толщина стенки цилиндра — 1,2 м, купола — 1,1 м. Внутренняя поверхность оболочки имеет герметичную стальную облицовку толщиной 8 мм (см. рис. 1).

Расчетная модель защитной оболочки включает 35144 линейных объемных элементов и 40074 узла (см. рис. 2).

Расчеты выполнялись на следующие основные воздействия:

1. нагрузки от предварительного напряжения арматурных канатов;
2. нагрузки от собственного веса конструкции;
3. температурные нагрузки;
4. действие на конструкцию внутреннего давления.

При моделировании нагрузки от напрягаемых арматурных канатов учитывалось силовое воздействие от каждого каната в отдельности. Траектории канатов принимались аналогично натурной конструкции.

В расчетах учитывается влияние коэффициента трения канатов о стенки каналобразователей и изменение усилий в напрягаемой арматуре в зависимости от изменения нагрузки.

Особенностью распределения усилий по длине арматурного каната является также снижение усилий на части его длины вблизи тяжного анкера, обусловленное передачей нагрузки с домкрата на анкерное устройство.

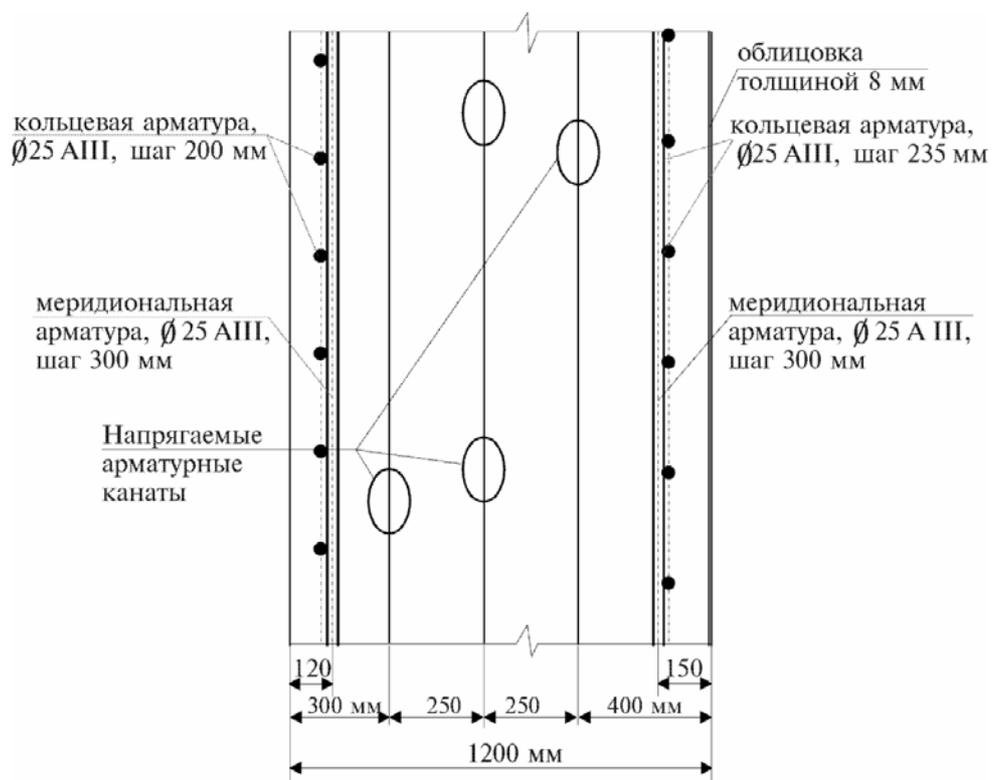


Рис. 1. Схема расположения арматуры в средней части цилиндра защитной оболочки

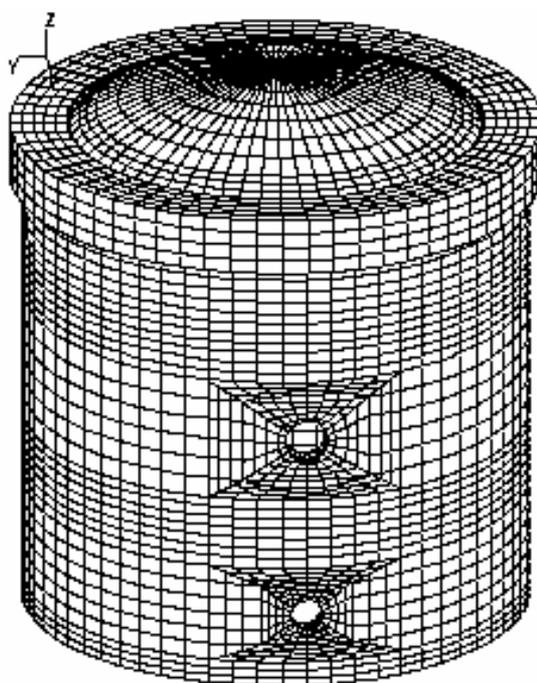


Рис. 2. Расчетная модель защитной оболочки 1-го энергоблока Ростовской АЭС

Нагрузка от предварительного напряжения формировалась в два этапа. Первоначально задавались усилия в канатах, действующие на тяжном конце арматурного каната (на домкрате), которые принимались с учетом погрешности измерений, а затем учитывалось снижение усилий по длине арматурных канатов из-за действия сил трения их о стенки каналобразователей (коэффициент трения принимался равным  $\mu = 0,09$  [2]).

На втором этапе учитывались потери усилий в канатах на анкеровку. При этом, на тяжных концах арматурных канатов с установленными датчиками силы НВ005 усилия задавались в соответствии с данными измерений, полученных на момент окончания обжатия. В арматурных канатах, которые не обеспечены датчиками силы НВ005, принимались средние значения усилий по результатам измерения, которые составили 818 т в цилиндре оболочки и 836 т в куполе. Затем учитывалось повышение усилий на ограниченном участке длины арматурных канатов из-за действия сил трения.

Поскольку период времени от окончания обжатия оболочки до начала испытаний составлял всего несколько дней и потери напряжений в проволоках от релаксации были незначительны, усилия в арматурных канатах задавались без учета потерь от релаксации. Однако деформации ползучести бетона от преднапряжения начали проявляться с момента начала обжатия, что было учтено в расчетах согласно методике, изложенной в [3].

На первом этапе проведен расчетный анализ НДС защитной оболочки 1-го энергоблока Ростовской АЭС при воздействии усилий от системы преднапряжения, собственного веса и испытательного внутреннего давления (0,46 МПа). Сопоставление результатов расчета с натурными данными, полученными при преднапряжении и испытании защитной оболочки 1-го энергоблока Ростовской АЭС, показало достаточно хорошую сходимость.

При выполнении расчетов напряженного состояния защитной оболочки в период проведения приемосдаточных испытаний учитывалось воздействие преднапряжения арматурных канатов, собственный вес конструкции и внутреннее давление.

На рис. 3 приведены результаты расчетов меридиональных и кольцевых напряжений в вертикальном сечении защитной оболочки. В целом по сечениям оболочки меридиональные и кольцевые напряжения остаются сжимающими и указывают на упругую работу конструкции при проведении предпусковых испытаний. Но меридиональные напряжения в зоне узла сопряжения цилиндра с куполом оболочки на внутренней поверхности имеют растягивающие напряжения, что говорит о возможности достижения бетоном предела прочности на растяжение в период испытаний. Это стало следствием того, что на зону узла сопряжения оказывают влияние большие потери усилий в арматурных канатах на анкеровку и влияние купольных канатов в силу расположения их по ортогональной схеме. Подтверждением этого является то, что на высоте 40,3 м в отдельных зонах также наблюдается наличие растягивающих меридиональных напряжений (см. рис. 4).

В этих условиях возникла необходимость детального анализа результатов натуральных измерений полученных при помощи датчиков контрольно-измерительной аппаратуры в период проведения предпусковых испытаний.

На рис. 5–6 приведены графики изменения напряжений в стержневой арматуре при воздействии преднапряжения и внутреннего давления. Результаты показывают, что в цилиндрической части оболочки на отметке 32 метра в период испытаний наблюдалась упругая работа конструкции. При этом напряжения в меридиональной и кольцевой арматуре изменяются пропорционально нагрузке от внутреннего давления, а показания приборов после проведения испытаний соответствовали величинам, действующим до начала испытаний.

Однако в верхней части цилиндра и в куполе оболочки вблизи узла сопряжения оболочка упруго работала только до внутреннего давления величиной 4 ати, а затем, при давлении 4,6 ати, у наружной поверхности стены наблюдалось снижение напряжений, а у внутренней — их увеличение. При этом напряжения в арматуре после окончания испытаний оболочки отличались от величин, действующих перед началом испытаний, что свидетельствует о нарушении упругой работы конструкции в этой зоне.

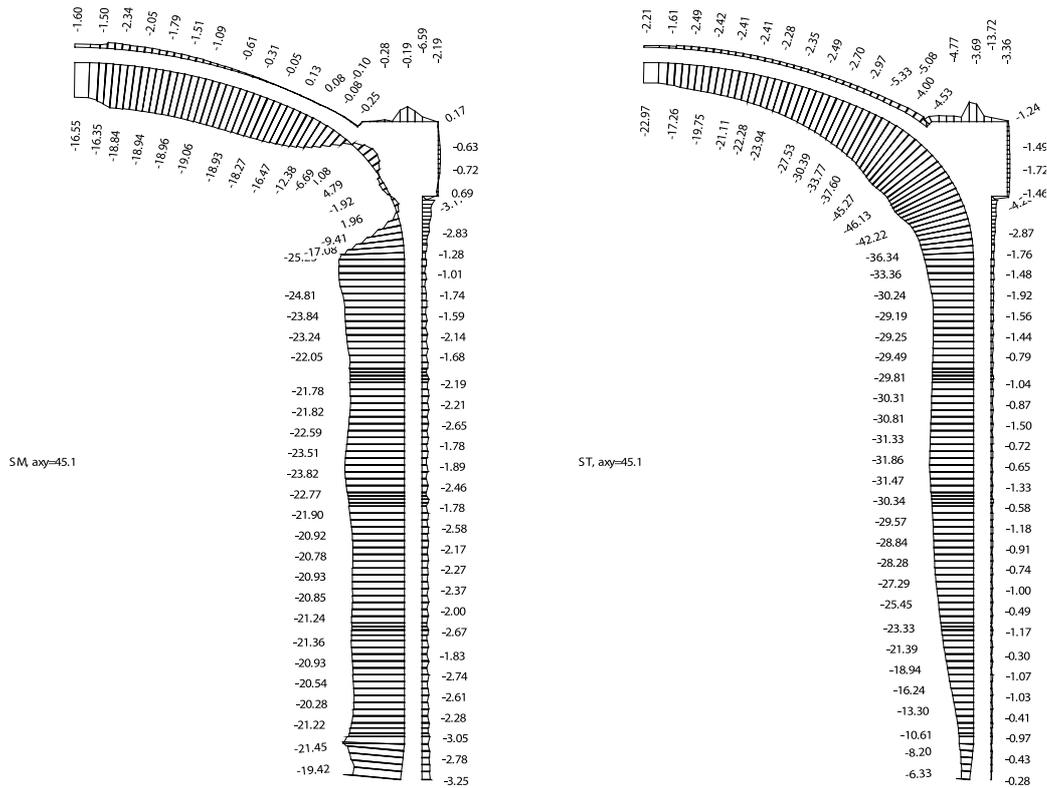


Рис. 3. Эпюры меридиональных и кольцевых напряжений (МПа) в вертикальном сечении защитной оболочки при воздействии испытательной нагрузки ( $P = 0,46$  МПа +  $P_N = 818$  т + Вес), сечение 45,1 град

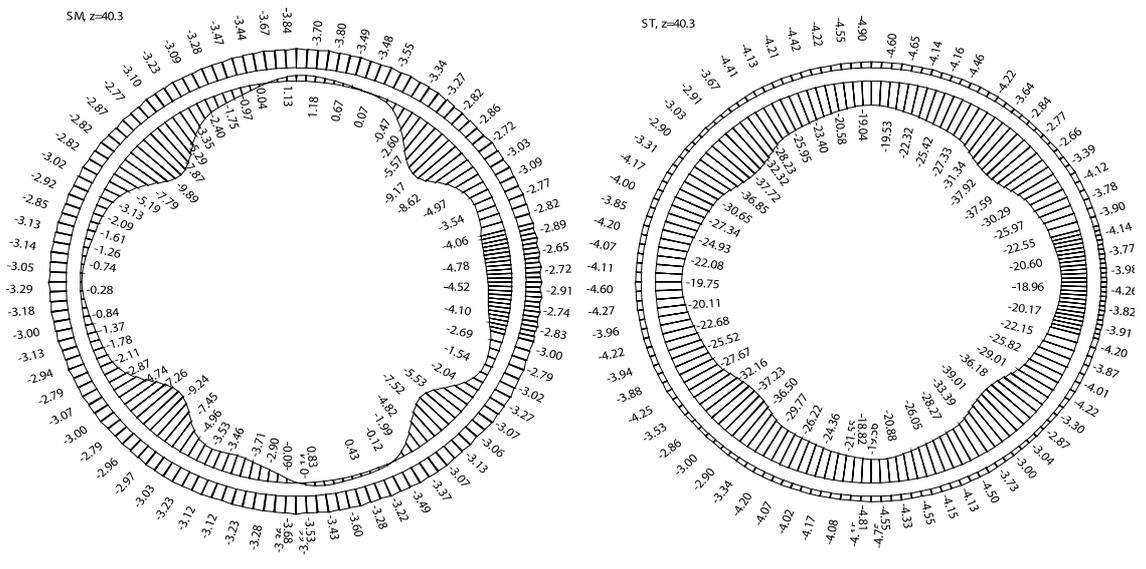


Рис. 4. Эпюры меридиональных и кольцевых напряжений (МПа) в горизонтальном сечении защитной оболочки при воздействии испытательной нагрузки ( $P = 0,46$  МПа +  $P_N = 818$  т + Вес), сечение на высоте 40,3 м

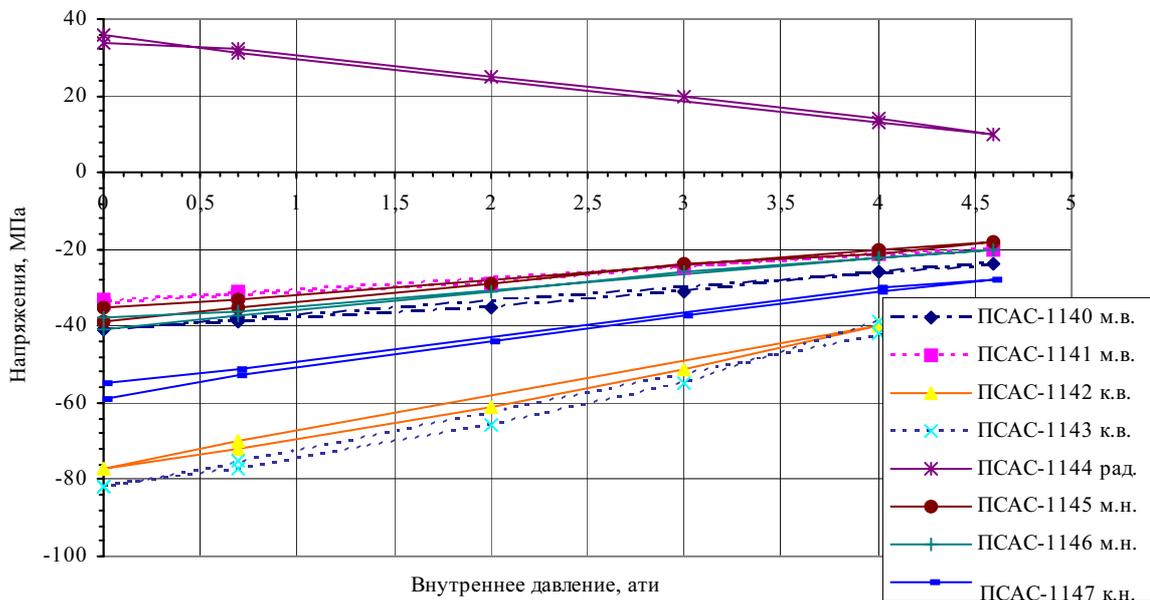


Рис. 5. Приращение напряжений в арматуре при воздействии преднапряжения и испытательной нагрузки, 1-й блок РоАЭС, створ № 1, отметка 32 м

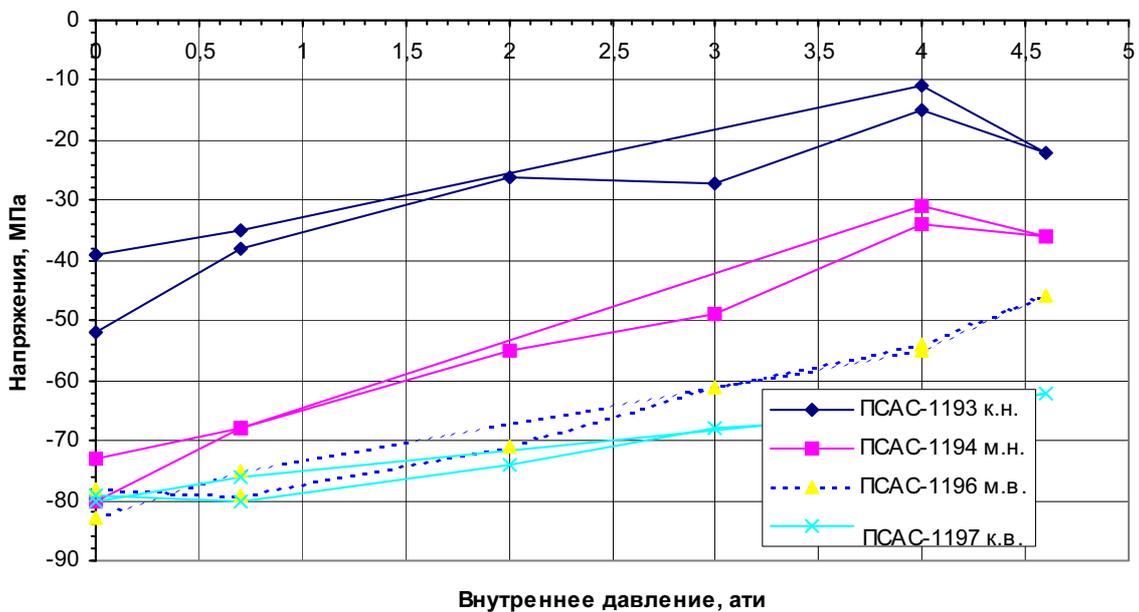


Рис. 6. Приращение напряжений в арматуре при воздействии преднапряжения и испытательной нагрузки, 1-й блок РоАЭС, створ № 1, купол,  $R = 14$  м

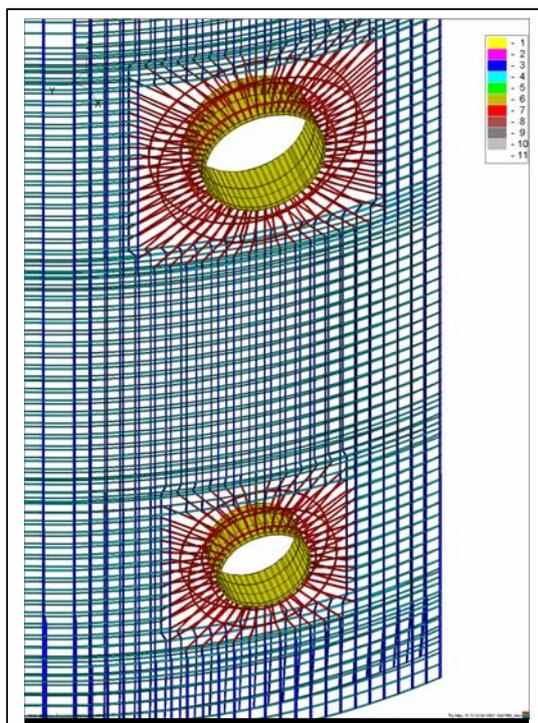


Рис. 7. Фрагмент модели стержневой арматуры в зоне крупных технологических проходов

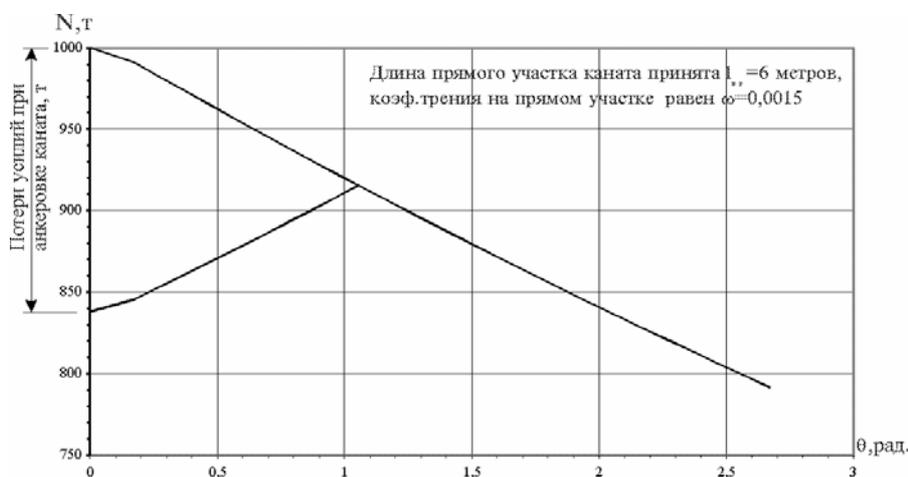


Рис. 8. Изменение усилий по длине арматурного каната в цилиндре оболочки от кольца сопряжения до основания в зависимости от действия сил трения между канатом и каналообразователем, коэффициент трения  $\mu$  равен 0,09

Таким образом, приведенные результаты расчета при воздействии испытательной нагрузки также хорошо согласуются с данными натурных измерений. Следовательно, применяемая методика расчетов достаточно хорошо отражает действительное состояние защитной оболочки.

Результаты натурных измерений и расчетные данные также показали, что неупругая работа защитной оболочки при испытании внутрен-

ним давлением наблюдалась только в зоне узла сопряжения цилиндра с куполом. Основная причина этого — значительные потери усилий в арматурных канатах при передаче нагрузки с домкрата на анкер. Датчики силы НВ005, установленные под анкерами арматурных канатов цилиндра и купола, показали, что в период первоначального обжатия защитной оболочки 1-го энергоблока Ростовской АЭС потери усилий в арматурных

канатах при анкерровке составили от 37 до 239 тонн. В связи с тем, что неупругая работа конструкции при испытаниях наблюдалась при наличии всех арматурных канатов, а целью данной работы было обоснование эксплуатационной безопасности защитной оболочки 3-го энергоблока Калининской АЭС при отсутствии отдельных арматурных канатов (№ 26, 62 и 96), возникла необходимость выяснить причины столь значительных потерь и возможность сокращения потерь усилий в арматурных канатах при анкерровке.

Анализ технологии натяжения арматурных канатов показал, что столь значительные колебания в потерях усилий при анкерровке арматурных канатов обусловлены несовершенством технологии производства работ. В период обжатия защитной оболочки натяжение канатов осуществляется с помощью гидравлических домкратов. В настоящее время, после достижения требуемого уровня давления на манометре маслонасосной станции, она выключается и процесс заанкеривания (закручивание гайки в стесненных условиях) осуществляется при выключенной маслонасосной станции гидродомкрата. Подгонка гайки к анкерной плите и ее фиксация занимает до 15 минут. За это время неизбежно происходят потери давления в гидравлической системе и, как следствие, снижение усилия на домкрате в момент касания анкерной гайкой опорной поверхности.

Однако потери усилий в арматурных канатах при передаче нагрузки с домкрата на анкер могут быть значительно снижены за счет незначительной корректировки технологии, не требующей дополнительных материальных затрат. Для этого необходимо изменить технологическую документацию и включить положение о том, что после касания анкерной гайкой опорной поверхности следует повторно включать маслонасосную станцию домкрата и давление доводить до уровня, соответствующего первоначальному. При этом производить докручивание анкерной гайки к опорной поверхности. Если после этого при включении маслонасосной станции гидродомкрата величина давления при отрыве гайки не сохранится, произвести еще одно доведение до прежнего уровня давления и докручивание анкерной гайки. Окончательная фиксация гайки должна осуществляться при работающей маслонасосной станции, поддерживающей заданную величину давления.

На тематическом совещании о готовности к испытаниям системы СПЗО блока № 3 КЛН АЭС (протокол КЛН АЭС от 04.07.2003 г.) принято решение выдать задание институту «ОргСтройНИИПроект» (правопреемнику «ОргЭнергостроя») на корректировку технологии натяжения арматурных канатов по рекомендациям ИБРАЭ РАН.

На следующем этапе работы разработана новая детальная конечно-элементная модель защитной оболочки энергоблоков В-320 применительно к 3-му блоку Калининской АЭС. Расчетная модель адекватно отражает основные конструктивные особенности защитной оболочки: сложную геометрию в зоне сопряжения цилиндра с куполом; утолщения в зонах отверстий; стальную облицовку на внутренней поверхности оболочки; стержневую арматуру в окружном и меридиональном направлениях в виде набора объемных стержневых элементов.

Расчетная модель защитной оболочки 3-го блока Калининской АЭС содержит значительно большее количество линейных объемных элементов и узлов (647674 элемента, 740200 узлов) по сравнению с расчетной моделью защитной оболочки 1-го блока Ростовской АЭС (35144 элемента, 40074 узла). Это дает возможность более точно учесть особенности воздействия на оболочку каждого арматурного каната, поскольку действующие в канатах усилия имеют существенный разброс, а некоторые из них пропущены. Учет стержневой арматуры в виде объемных стержневых элементов (рис. 7) позволит более точно описать напряженное состояние оболочки, а также получать информацию о компонентах напряжений в арматуре. Сопоставляя эти значения с показаниями датчиков контрольно-измерительной аппаратуры, установленных в защитных оболочках, можно получить детальную картину работы оболочки и проводить оценку ее работоспособности на качественно новом уровне.

Кроме того, разработан алгоритм задания неравномерно распределенной нагрузки на оболочку от действия канатной системы преднапряжения с учетом разброса усилий в каждом из канатов, потерь усилий в канате из-за действия сил трения между канатом и каналом-образователем, релаксации напряжений в проволоках каната, трассировки и геометрии канатов, ползучести бетона.

На третьем этапе работы выполнен анализ напряженно-деформированного состояния защитной оболочки 3-го энергоблока Калининской АЭС в период преднапряжения, проведения предпусковых испытаний и при

воздействии аварийных нагрузок для состояния конструкции, когда в ней отсутствуют арматурные канаты № 26, 62, 74 и 96.

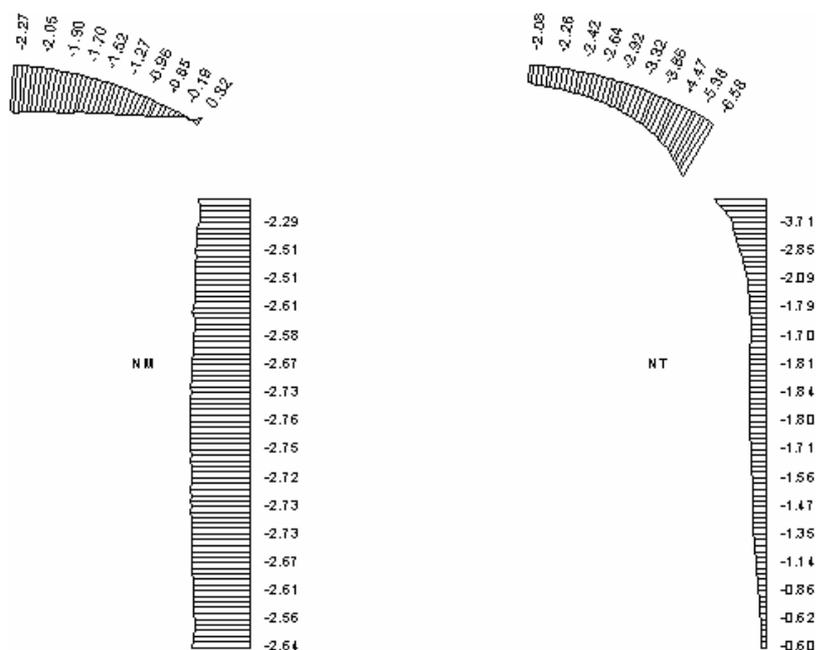


Рис. 9. Эпюры меридиональных и кольцевых усилий (MN/m) в вертикальном сечении защитной оболочки при воздействии испытательной нагрузки, сечение 135,1 град

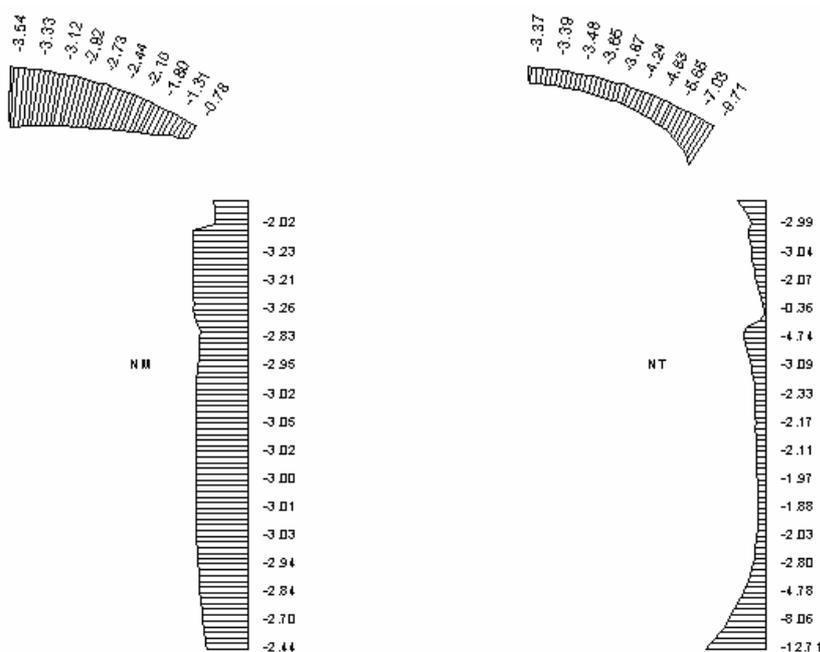


Рис. 10. Эпюры меридиональных и кольцевых усилий (MN/m) в вертикальном сечении оболочки в начальный момент аварии, сечение 135,1 град

Так же, как и в первом случае, нагрузка от предварительного напряжения формировалась в два этапа. Первоначально в канатах задавались усилия, действующие на тяжном конце арматурного каната (на домкрате), которые принимались равными 1000 т, а затем учитывалось снижение усилий по длине арматурных канатов из-за действия сил трения их о стенки каналообразователей (коэффициент трения принимался равным  $\mu = 0,09$ ).

На втором этапе учитывались потери усилий в канатах на анкеровку. При этом на тяжных концах арматурных канатов с установленными датчиками силы НВ005 усилия задавались в соответствии с данными измерений, полученных на 29 сентября 2003 г. В арматурных канатах, которые не обеспечены датчиками силы НВ005, принимались средние значения усилий, полученные по результатам упомянутых измерений, которые составили 837 т в цилиндре оболочки и 831 т в куполе.

Характер распределения усилий по длине арматурного каната, принятый при загрузке конструкции нагрузками от предварительного напряжения, представлен на рис. 8.

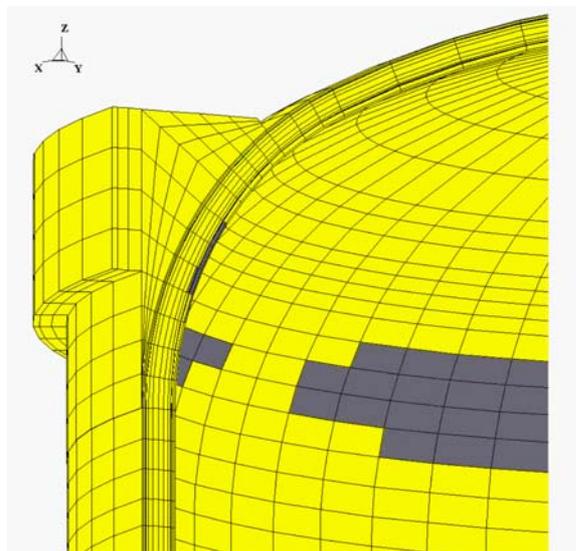


Рис. 11. Напряженное состояние в верхней части защитной оболочки от воздействия испытательной нагрузки при отсутствии начального градиента температуры

Результаты выполненных расчетов подтвердили работоспособность защитной оболочки при отсутствии указанных арматурных канатов, как при испытаниях, так и при воздействии аварийной нагрузки на сооружение. Получив положительный результат для защит-

ной оболочки, в которой отсутствуют четыре арматурных каната, можно говорить о еще большей надежности конструкции в случае восстановления всех арматурных канатов.

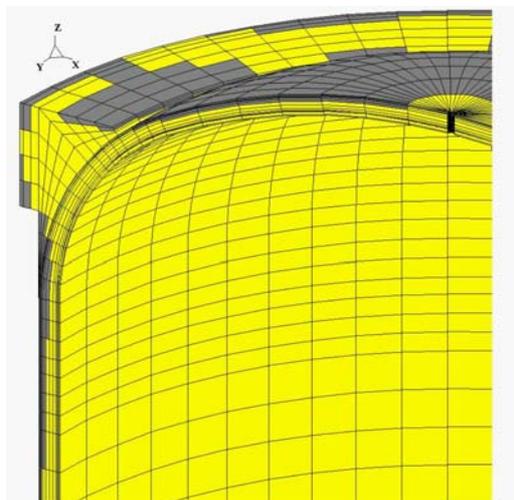


Рис. 12. Напряженное состояние в верхней части защитной оболочки от воздействия испытательной нагрузки с учетом градиента температуры

В качестве критерия оценки эксплуатационной безопасности защитной оболочки АЭС, согласно рекомендациям Генерального проектировщика защитных оболочек ФГУП «Атомэнергопроект», принято, что усилия в любом железобетонном сечении оболочки не должны быть растягивающими. Результаты расчетов, приведенные на рис. 9 и 10, показывают, что при испытаниях и при воздействии аварийной нагрузки несущая способность защитной оболочки удовлетворяет принятым ФГУП «Атомэнергопроект» критериям.

Принимая во внимание то обстоятельство, что на напряженно-деформированное состояние оболочки существенное влияние оказывает температурный градиент в стенке оболочки, возникающий из-за значительной разности температур между наружной и внутренней поверхностями стенки сооружения, дополнительно рассмотрено напряженное состояние защитной оболочки с учетом трещинообразования в железобетоне из-за температурных напряжений.

Результаты расчетов показали, что в случае испытания защитной оболочки в зимний период, характер трещинообразования в бетоне хотя и не является критическим (сквозные трещины отсутствуют), но возникают достаточно протяженные зоны трещинообразования

как в кольцевом, так и в меридиональном направлениях (на рис. 11 и 12 слои бетона с трещинами изображены темным цветом).

Поэтому, при необходимости проведения испытаний защитной оболочки в зимний период, рекомендовано любыми доступными

средствами максимально возможно понизить разность температур внутри и снаружи защитной оболочки не менее, чем за 5 суток до начала проведения испытаний, и поддерживать эти условия в процессе испытаний.

## Выводы

1. Результаты расчетов напряженно-деформированного состояния защитной оболочки 1-го энергоблока Ростовской АЭС после их сопоставления с данными натурных измерений показали, что применяемая методика расчетов достаточно хорошо отражает действительное состояние защитной оболочки и может быть использована для расчетов, выполняемых с целью прогнозирования поведения аналогичной по своим конструктивным параметрам защитной оболочки 3-го энергоблока Калининской АЭС.

2. Анализ технологии натяжения арматурных канатов на 3-м энергоблоке Калининской АЭС показал, что потери усилий в них при заанкеривании могут быть значительно снижены за счет незначительной корректировки технологии выполнения работ, после чего, без увеличения усилия на домкрате выше установленного на сегодня (1000 т) на тяжном конце каната после его заанкеривания могут быть получены усилия, равные 850 т.

3. Выполненные расчеты напряженно-деформированного состояния защитной обо-

лочки 3-го энергоблока Калининской АЭС позволяют подтвердить эксплуатационную пригодность сооружения даже при отсутствии арматурных канатов № 26, 62, 74 и 96 как при проведении испытаний, так и при воздействии аварийных нагрузок.

4. Очевидно, что в случае восстановления всех арматурных канатов в сооружении напряженное состояние конструкции улучшится, поэтому проведение таких расчетов сочли нецелесообразным.

5. Дополнительные расчеты напряженно-деформированного состояния защитной оболочки с учетом трещинообразования в железобетоне, проведенные с целью определения возможности испытаний защитной оболочки в зимний период, показали, что из-за появления трещин в бетоне, обусловленных температурными напряжениями, целесообразно максимально возможно снизить разность температур, охлаждая среду внутри оболочки не менее чем за 5 суток до начала испытаний и поддерживать заданные условия в процессе их проведения.

## Литература

1. Киселев Александр С., Киселев Алексей С., Кошманов Е.А., Медведев В.Н., Ульянов А.Н. Повышение эксплуатационных качеств защитных оболочек АЭС. Препринт NSI-22-94. — М.: ИБРАЭ РАН, 1994. — 19 с.
2. Ульянов А.Н., Медведев В.Н. Экспериментальное определение коэффициента трения арматурных канатов о стенки каналовобразователей в защитных оболочках АЭС // Энергетическое строительство. 1994. — № 12. — С. 70–73.
3. Рекомендации по учету ползучести и усадки бетона при расчете бетонных и железобетонных конструкций / НИИЖБ Госстроя СССР. М.: Стройиздат, 1988. — 120 с.

# Анализ предельной прочности защитной оболочки энергоблока ВВЭР-1000

*В. Н. Медведев, А. Н. Ульянов, Александр С. Киселев, Алексей С. Киселев (ИБРАЭ РАН)  
А. А. Лопанчук, С. С. Нефедов (Концерн «Росэнергоатом»)*

## 1. Введение

Для анализа соответствия защитных оболочек (ЗО) АЭС с реактором ВВЭР-1000 требованиям нормативных документов по безопасности и определения резерва безопасности выполнены расчеты, позволяющие определить схемы разрушения защитной оболочки при воздействии запроектного аварийного давления и выявить процесс накопления повреждений в конструкционных материалах по мере развития предельного состояния оболочки: образование трещин в бетоне, развитие пластических деформаций в арматуре, образование разрывов в облицовке и сброс внутреннего давления в герметичном объеме. Анализ предельной прочности защитной оболочки выполнялся на основе подробной

математической модели защитной оболочки энергоблока № 3 Калининской АЭС, учитывающей точную трассировку арматурных канатов, геометрические характеристики оболочки, наличие крупных технологических отверстий, усиления зоны этих отверстий, герметизирующую облицовку и армирование оболочки. Учитывалось взаимодействие оболочки с канатами системы преднапряжения, включая учёт потерь натяжения канатов, связанных с трением о стенки каналообразователя и обусловленных передачей нагрузки с домкрата на анкер, а также учёт самонапряжения арматурных канатов при повышении внутреннего давления.

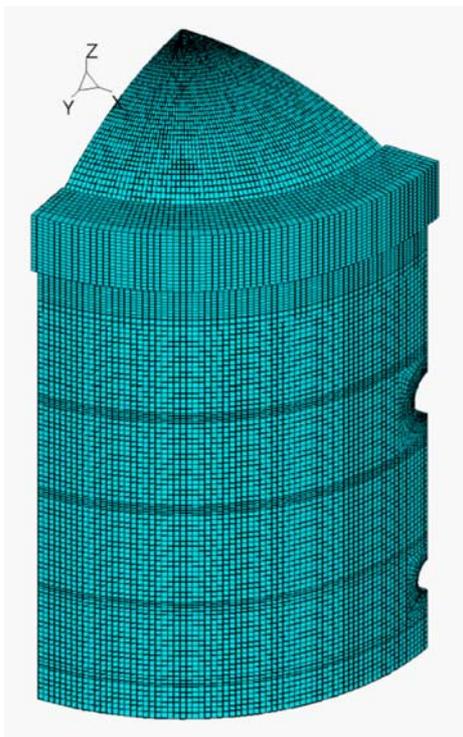
## 2. Методика анализа

Анализ выполнялся с использованием программного комплекса «CONT», основанного на методе суперэлементов [1]. Используемая версия комплекса позволяет проводить расчеты параллельно на нескольких компьютерах, объединенных локальной вычислительной сетью.

Для выполнения анализа была разработана подробная математическая модель ЗО (порядка миллиона степеней свободы). На рис. 1 приведена расчетная модель 1/4 части защитной оболочки. Модель сформирована с помощью трехмерных элементов, описывающих как бетонный континуум, так и расположенную в нём стержневую арматуру. Учёт арматуры позволяет более

точно выполнять расчет процессов ползучести бетона и определять предельные состояния защитной оболочки с учетом пластичности стальных элементов.

На рис. 2 приведена трехмерная система стержневой арматуры, расположенной внутри стенки защитной оболочки вблизи ее внутренней и наружной поверхности. Шаг меридиональной и кольцевой арматуры в модели задан в два раза большим, чем в реальной конструкции, для снижения числа степеней свободы модели. Площадь поперечного сечения арматурных стержней в модели пропорционально увеличена для получения эквивалентного суммарного количества арматуры в стенке оболочки.



*Рис. 1.* Расчетная модель 1/4 части защитной оболочки с изображением части конструкции, включающей две крупные технологические проходки диаметром 3 м и 4 м (вид снаружи оболочки)



*Рис. 2.* Трехмерная система стержневой арматуры внутри стенки защитной оболочки

Расчетный анализ предельной прочности защитной оболочки при воздействии запроектной нагрузки проводился в два этапа. На первом этапе определялись напряженно-деформированное состояние (НДС) защитной оболочки и величины усилий в арматурных канатах в конце проектного срока службы конструкции. ЗО находится под воздействием нагрузок от системы преднапряжения, собственного веса и неравномерного температурного поля, возникающего из-за разницы температур внутри (+40°C) и снаружи оболочки (-30°C — в зимнее время и +20°C — в летнее время). После обжатия оболочки в начальный период эксплуатации в бетоне, стержневой арматуре и в металлической облицовке возникают сжимающие напряжения, а в арматурных канатах системы преднапряжения — растягивающие напряжения. В процессе эксплуатации происходит снижение уровня напряжений в бетоне и рост сжимающих напряжений в стержневой арматуре и металлической облицовке за счет деформаций ползучести бетона и релаксации напряжений в канатах системы преднапряжения.

На рис. 3 представлены расчетные зависимости окружной и меридиональной компоненты напряжений в бетоне от номера шага напряжений в бетоне от номера шага расчета с учетом ползучести бетона.

Полученное на первом этапе анализа распределение напряжений и деформаций на конец срока эксплуатации оболочки с учетом предварительного напряжения (при прогнозируемых усилиях в арматурных канатах, действующих на период окончания проектного срока службы оболочки), собственного веса конструкции и воздействия эксплуатационной температуры использовалось в качестве исходного состояния для оценки предельной прочности ЗО при воздействии возрастающего внутреннего давления. Нагрузка от внутреннего давления увеличивалась по шагам до аварийного давления и далее вплоть до достижения одного из предельных состояний защитной оболочки (табл. 1). В столбцах № 3 и 6 данной таблицы приведены величины, характеризующие отношение давления в оболочке на каждом шаге расчета к проектному аварийному давлению (ПА), равному 0,4 МПа.

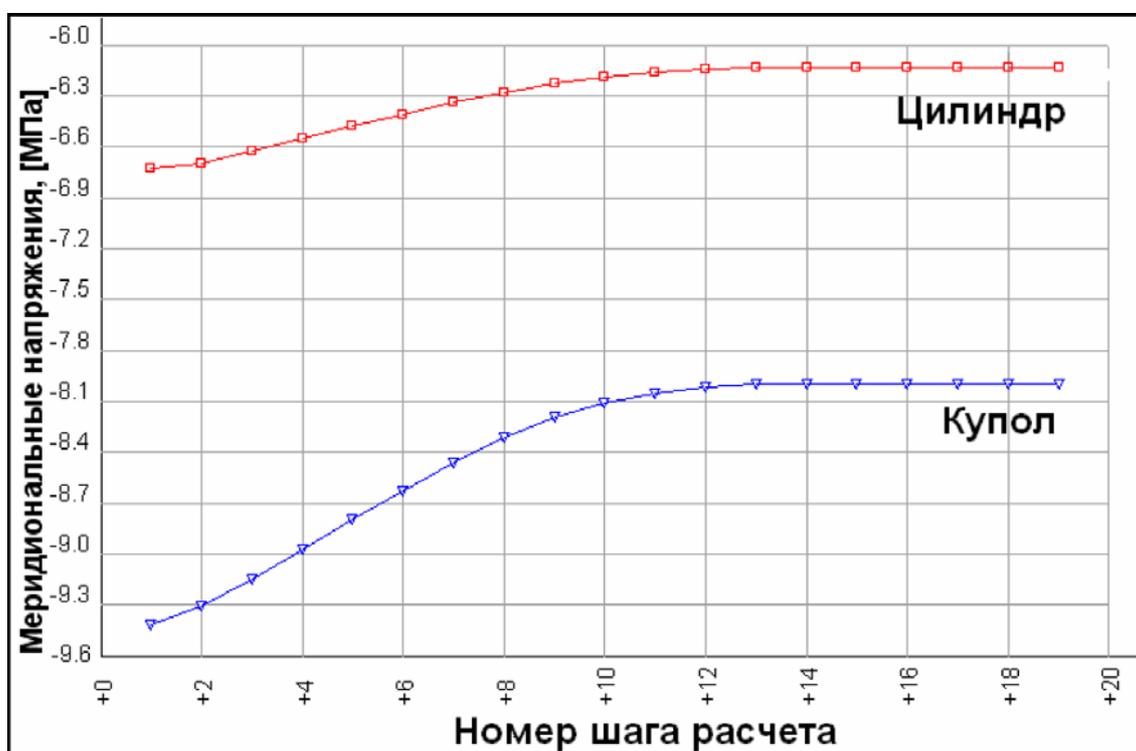


Рис. 3. Графики изменения меридиональных напряжений в срединном слое бетона в цилиндрической части оболочки и куполе с учетом ползучести (шаг № 1 — начальное обжатие, последний шаг — через 30 лет эксплуатации)

Таблица 1. Шаги по нагрузке, прикладываемые к защитной оболочке при определении предельной прочности

№ шага	P, [МПа]	Прим.	№ шага	P, [МПа]	Прим.
1	0,0000	Преднапряжение	19	0,9500	2,375 ПА
2	0,0000	Экспл. нагрузка	20	1,0000	2,500 ПА
3	0,2000	0,500 ПА	21	1,0500	2,625 ПА
4	0,4000	1,000 ПА	22	1,1000	2,750 ПА
5	0,4500	1,125 ПА	23	1,1500	2,875 ПА
6	0,5000	1,250 ПА	24	1,2000	3,000 ПА
7	0,5500	1,375 ПА	25	1,2500	3,125 ПА
8	0,6000	1,500 ПА	26	1,3000	3,250 ПА
9	0,6300	1,575 ПА	27	1,3500	3,375 ПА
10	0,6600	1,650 ПА	28	1,4000	3,500 ПА
11	0,6900	1,725 ПА	29	1,4500	3,625 ПА
12	0,7200	1,800 ПА	30	1,5000	3,750 ПА
13	0,7500	1,875 ПА	31	1,5500	3,875 ПА
14	0,7800	1,950 ПА	32	1,6000	4,000 ПА
15	0,8100	2,025 ПА	33	1,6500	4,125 ПА
16	0,8400	2,100 ПА	34	1,7000	4,250 ПА
17	0,8700	2,175 ПА	35	1,7500	4,375 ПА
18	0,9000	2,250 ПА	36	1,8000	4,500 ПА

При назначении критериев предельных состояний защитной оболочки учитывались результаты экспериментов на моделях защитных оболочек, в том числе проведённых в лабораториях России [2] и США (лаборатория Sandia) [3–6].

В качестве критерия прочности бетона при сжатии принималось достижение напряжениями в бетоне расчётного сопротивления  $R_b$ . В качестве критерия образования трещин в бетоне принималось достижение напряжениями в бетоне сопротивления бетона растяжению  $R_{bt}$ . В качестве критерия разрушения ненапрягаемой арматуры, облицовки или арматурных канатов принималось достижение предела прочности по напряжениям или деформациям арматурной стали. Исчерпание несущей способности оболочки соответствует моменту обрыва арматурных канатов системы преднапряжения. Предельное относительное удлинение канатов системы преднапряжения составляет 4%.

Для моделирования растрескивания бетона на каждом шаге решения реализован специальный итерационный алгоритм, заключающийся в следующем.

После расчета НДС на очередном шаге по нагрузке для каждого «бетонного» конечного элемента проверяется условие его растрескивания (превышения предела прочности) от напряжений сжатия или растяжения в меридиональном и окружном направлениях. Если растрескивание произошло в результате растяжения, то модуль упругости «бетонного» элемента при растяжении составляет 0,001 от исходного модуля в данном направлении — окружном или меридиональном. В случае превышения предела прочности на растяжение в обоих направлениях модуль упругости элемента задается близким к нулю в обоих направлениях. Однако растрескавшийся в результате растяжения элемент работает как обычный «бетонный» при смене знака напряжений, т.е. при сжатии этого элемента. В случае превышения сжимающими напряжениями

предела прочности на сжатие происходит его раздробление, и модуль упругости снижается до 0,2 от исходного значения. При этом, если элемент разрушился от сжатия то на растяжение он работать уже не будет.

Если хотя бы в одном из элементов упругие свойства из-за растрескивания изменились, то на том же шаге нагружения выполняется следующая итерация: снова рассчитывается матрица жесткости с учетом новых значений модуля упругости растрескавшихся элементов и решается система конечно-элементных уравнений, рассчитываются

значения напряжений в центре элементов. Если на очередной итерации свойства ни в одном из элементов не изменялись, то переходят к следующему шагу расчета. Применение суперэлементного подхода к реализации описанной итерационной процедуры дает существенные вычислительные преимущества в случае локального растрескивания бетона, т.к. нет необходимости пересоставления полной матрицы жесткости модели оболочки — перестраиваются только матрицы тех суперэлементов в которых содержатся растрескавшиеся элементы.

### 3. Результаты анализа

Результаты расчетов показали, что первые трещины в бетоне на наружной поверхности защитной оболочки образуются еще в эксплуатационном состоянии конструкции. Трещинообразование при этом связано с влиянием предварительного напряжения конструкции в зоне сопряжения цилиндра с основанием и температурным градиентом в месте выхода оболочки из обстройки. Эти трещины имеют малую глубину проникновения и не сказываются на характере дальнейшей работы сооружения.

После четвертого шага расчета, при котором внутреннее давление равно аварийному ( $P = 0,4$  МПа), защитная оболочка не имеет сквозных трещин. Однако на наружной поверхности в верхней части цилиндра из-за значительного градиента температуры по толщине стенки при эксплуатации в зимний период в бетоне возникают меридиональные и окружные трещины глубиной около 150 мм.

Дальнейшее увеличение внутреннего давления приводит к тому, что трещины прорастают на большую глубину стенки оболочки и распространяются на большей поверхности цилиндра.

Первые сквозные трещины в стенке защитной оболочки появляются на 12 шаге расчета (рис. 4), когда давление достигает величины 0,72 МПа, что в 1,8 раза превышает проектное аварийное давление. Растрескавшиеся бетонные элементы на рис. 4 условно удалены, что наглядно позволяет судить о месте образования сквозных тре-

щин и протяженности зон оболочки со сквозными трещинами. В дальнейшем трещинообразование в стенке защитной оболочки активно развивается, что приводит к образованию сквозных трещин в зоне сопряжения цилиндра с опорным кольцом на 18 шаге расчета при давлении 0,9 МПа, в 2,25 раза превышающем давление при проектной аварии, и в зоне сопряжения цилиндра с основанием на 19 шаге расчета при давлении 0,95 МПа (2,375 ПА).

Порядок наступления пластических деформаций в элементах сечения защитной оболочки следующий: первоначально, при давлении 1,05 МПа (2,625 ПА), начинается процесс пластического деформирования арматурного каната и локальных зон стальной облицовки. При внутреннем давлении 1,1 МПа, текучесть облицовки распространяется практически на всю поверхность цилиндра и купола за исключением зон сопряжения цилиндра с куполом и основанием. Пластические деформации в стержневой окружной арматуре появляются также при давлении 1,1 МПа, что превышает проектное аварийное давление в 2,75 раза.

На рис. 5 приведены изменения деформаций в арматурных канатах системы преднапряжения по мере роста внутреннего давления.

Величина внутреннего давления, при которой арматурные канаты достигают предельной деформации (4%), равняется 1,6 МПа, что в 4 раза превышает давление при проектной аварии.

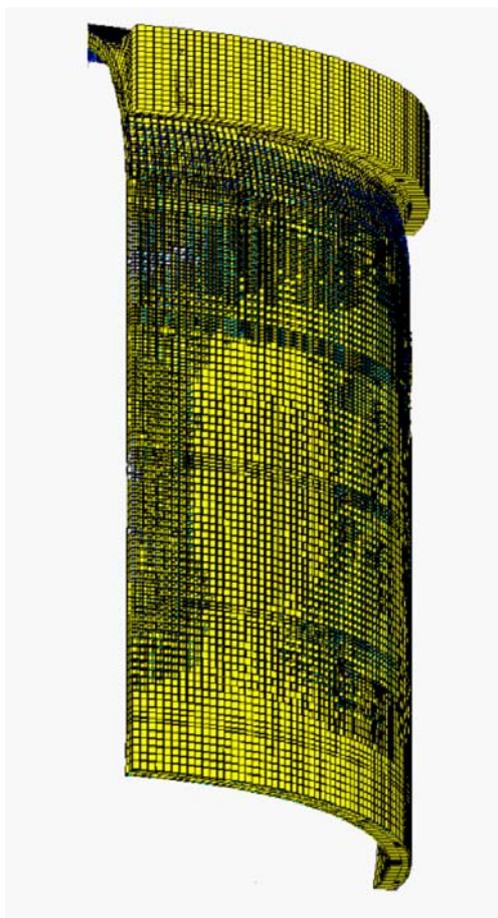


Рис. 4. Области бетона с трещинами в цилиндрической части защитной оболочки после двенадцатого шага расчета,  $P = 0,72$  МПа (1,8 ПА)

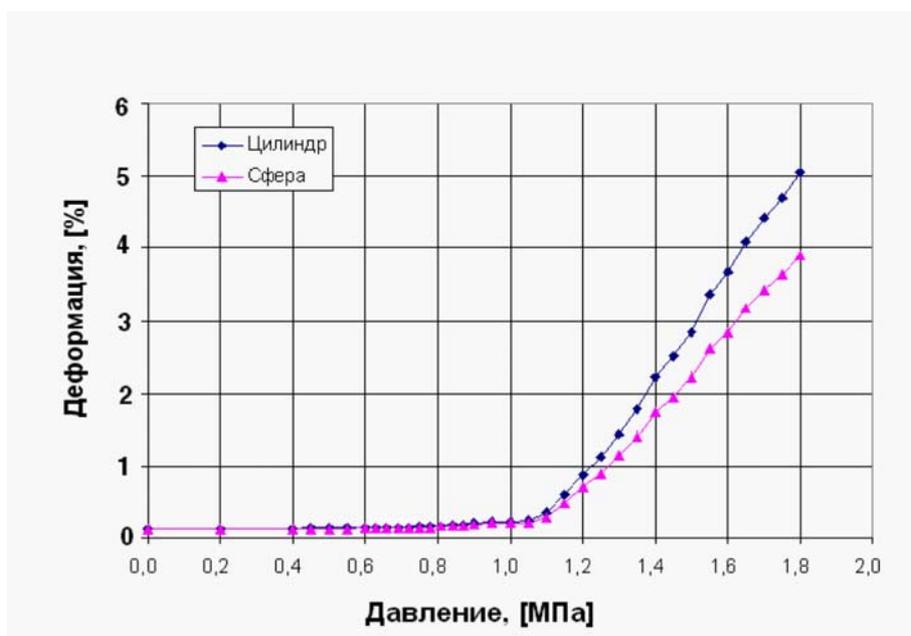


Рис. 5. Изменение деформаций в канатах системы преднапряжения в зависимости от величины внутреннего давления

#### 4. Сопоставление расчетных и экспериментальных данных

Полученные результаты расчета сравнивались с результатами испытания модели преднапряженной защитной оболочки в масштабе 1/4, проведенными в Национальной лаборатории Sandia (США).

Испытания модели выполнялись в два этапа. На первом этапе в октябре 2000 г. определялось предельное состояние (LST — Limit state test) с использованием азота для создания нагрузки от внутреннего давления. После достижения величины внутреннего давления 1,295 МПа, превышающего проектное аварийное давление, равное 0,39 МПа, в 3,3 раза, испытания были приостановлены из-за разгерметизации конструкции, вызванной образованием трещин в металлической облицовке.

Результаты LST показали, что отказ произошел из-за разрушения облицовки, задолго до отказа преднапрягаемой арматуры [3–6]. Первые трещины в облицовке появились при давлении 1,1 МПа (2,8 ПА), после чего размер и количество трещин быстро увеличивались. Осмотр облицовки показал, что все трещины были в вертикальных сварных швах в зоне люка оборудования из-за двух главных причин:

- эта область имела самый низкий уровень преднапряжения из-за потерь на трение, вызванных дополнительными отгибами напрягаемой арматуры;
- изменения толщины облицовки в зоне отверстия 8–12 мм, что вызывало моментное напряженное состояние в сварных швах.

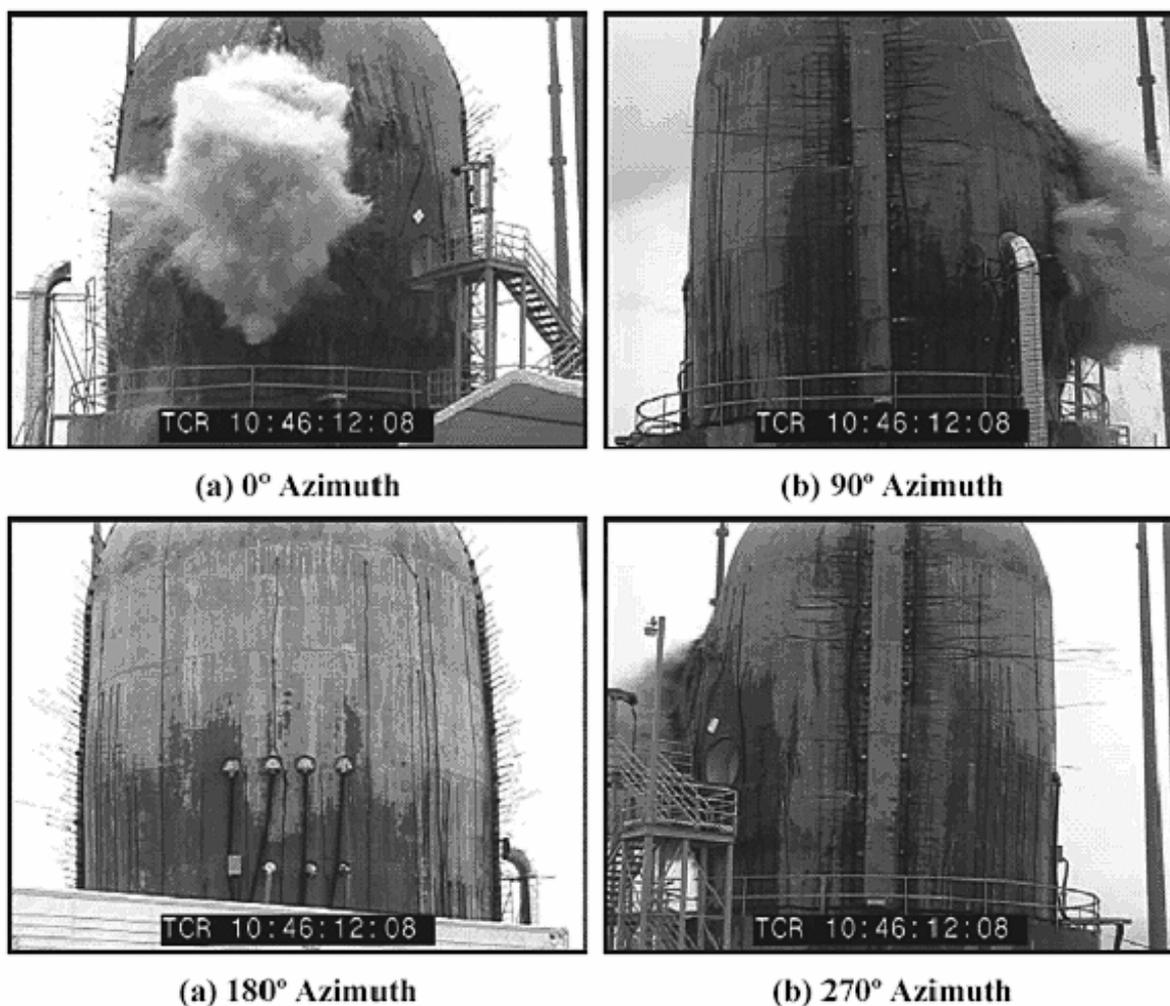


Рис. 6. Момент разрушения модели с различных точек наблюдения

После проведения анализа состояния модели было принято решение о проведении дополнительной герметизации, и испытания были продолжены до разрушения конструкции. При этом нагружение модели выполнялось путем заполнения ее водой на 97% объема и созданием ступеней нагрузки подачей в оставшиеся 3% объема азота. Разрушение модели произошло при достижении давления 1,423 МПа (3,65 ПА) из-за разрыва кольцевой напрягаемой арматуры, облицовки и стержневой арматуры в месте ослабления предварительного напряжения, вызванного отгибами арматурных канатов в зонах технологических проходок большого диаметра

(рис. 6), которые увеличивают потери на трение и создают дополнительные усилия в плоскости стенки защитной оболочки.

Оценка [3] результатов испытаний показала, что предварительный анализ предсказал нелинейное поведение модели до разрушения с хорошей точностью, кроме небольшого различия в моментах начала трещинообразования. Проведенные после окончания испытаний модели расчеты с учетом усадки и ползучести бетона показали, что в этом случае момент начала трещинообразования достаточно хорошо согласуется с экспериментальными данными.

## Выводы

1. Трещинообразование на наружной поверхности стенки цилиндра в зоне выхода из обстройки происходит уже при эксплуатационном режиме нагружения.
2. Образование первых сквозных трещин происходит в зонах отгибов арматурных канатов за пределами усиления крупных технологических проходок при давлении 0,72 МПа, что в 1,8 раза превышает проектное аварийное давление. В куполе образование сквозных трещин происходит при давлении 0,78 МПа, в 1,95 раза превышающем давление при проектной аварии. Образование сквозных трещин в зоне сопряжения цилиндра с опорным кольцом происходит при давлении 0,9 МПа, в 2,25 раза превышающем давление при проектной аварии. В зоне сопряжения цилиндра с основанием образование сквозных трещин происходит при давлении 0,95 МПа, что в 2,375 раза превышает проектное аварийное давление.
3. Текучесть арматурных канатов и металлической облицовки наступает при давлении

1,05 МПа, что в 2,6 раза выше проектного аварийного. Текучесть стержневой арматуры — при давлении 1,1 МПа, в 2,75 раза превышающем давление при проектной аварии.

4. Разрушение защитной оболочки произойдет после достижения арматурными канатами предельной деформативности при давлении 1,6 МПа, что превышает проектное аварийное давление в 4 раза.

5. Полученные результаты хорошо согласуются с экспериментальными исследованиями, проведенными в Национальной лаборатории Sandia (США) на модели защитной оболочки в масштабе 1:4. Разрушение модели произошло при давлении 1,423 МПа, в 3,65 раза превышающем проектное аварийное давление из-за разрыва преднапрягаемой арматуры, облицовки и стержневой арматуры в месте нарушения однородности армирования, вызванного отгибами арматурных канатов, создающих дополнительные усилия в плоскости стенки защитной оболочки.

## Литература

1. Постнов В.А., Дмитриев С.П. Метод суперэлементов в расчетах инженерных сооружений. Л.: Судостроение, 1979. — 287 с.

2. *Ульянов А.Н., Медведев В.Н., Киселев Алексей С.* Влияние отгибов арматурных элементов на напряженное состояние защитной оболочки АЭС в зоне технологических проходов // Энергетическое строительство. 1993. — № 11. — С. 74–75.
3. *Kenji Yonezawa, Katsuyoshi Imoto, Masaaki Ohba, Toshihiro Ikeuchi, Masanori Kozuma, Yasuyuki Murazumi, Kunihiko Sato.* Analytical Study on Structural Failure Mode of 1/4 PCCV Test Model. — SMiRT 17. — Prague, Czech Republic. — August 17–22, 2003.
4. *Dameron R.A., Rashid Y. R., Hessheimer M. F.* Posttest Analysis of a 1:4-Scale Prestressed Concrete Containment Vessel Model. SMiRT 17. — Ibid.
5. *Hessheimer M.F., S. Shibata, J.F. Costello.* Functional and Structural Failure Mode Overpressurization Tests of 1:4-Scale. Prestressed Concrete Containment Vessel Model. — Ibid.
6. *Nawal K. Prinja, David Shepherd.* Simulating Structural Collapse of a PWR Containment. — Ibid.

# Оценка напряженного состояния защитной оболочки АЭС при воздействии высоких температур, вызванных горением топлива упавшего самолета

*В. Н. Медведев, А. Н. Ульянов, Александр С. Киселев, Алексей С. Киселев,  
А. С. Залесов, В. Ф. Стрижов*

## 1. Введение

До настоящего времени такое техногенное событие, как падение самолета на здания гермооболочки АЭС рассматривалось только в виде динамической нагрузки. Однако практика показала, что последствия пожара, вызванного горением топлива упавшего самолета, могут привести к более разрушительным последствиям, чем непосредственно удар при падении самолета. Например, при столкновении аэробуса Боинг-737 со зданиями Всемирного торгового центра (WTC1 и WTC2) их обрушение произошло спустя 56 мин и 1 ч 43 мин, соответственно, от воздействия температурной нагрузки (пожара).

Продолжительность пожара и температура горения во многом зависит от типа самолета и количества топлива на борту. Следовательно, при падении самолета на защитную оболочку кроме механического воздействия твердого тела будет оказывать влияние и действие локальных температур. Вопрос

влияния температурной нагрузки, вызванной горением топлива упавшего самолета на защитную оболочку, ранее не рассматривался.

В этой связи возникает необходимость оценить последствия горения топлива упавшего самолета на здания гермооболочки и определить, может ли это привести, например, к разгерметизации внутренней защитной оболочки, нарушению целостности конструкции или ее части, выходу из строя отдельных арматурных канатов системы преднапряжения.

В работе представлены некоторые результаты компьютерного моделирования процессов разрушения защитной оболочки АЭС с ВВЭР при локальном разогреве фрагмента ее наружной поверхности на цилиндре и в купольной части, который может иметь место при возникновении пожара вблизи стенки оболочки вследствие, например, падения самолета или теракта.

## 2. Параметры температурной нагрузки

Нагрузка на конструкции и оборудование, возникающая от горения топлива упавшего самолета, должна определяться в зависимости:

- от количества топлива на борту самолета (при полной загрузке топливные баки аэробуса Боинг-737 вмещают 90 т керосина);
- объема помещений (высота, площадь), количества и размещения проемов, их площадь и высота;
- теплового потока в источнике.

В данном расчетном анализе температурная нагрузка принималась консервативно в соответствии с рекомендациями [1]. При возникновении стандартного пожара в зданиях общего назначения температура воздуха в зависимости от времени определяется по формуле:

$$T = 345 \cdot \log(480 \cdot \tau + 1) + 20,$$

где  $T$  — температура воздуха, определяемая в °С;  $\tau$  — время от начала аварии, ч.

Результаты расчета приведены на рис. 1.

### 3. Особенности построения расчетной модели

Трехмерная конечно-элементная модель защитной оболочки АЭС с ВВЭР-1000, представленная на рис. 2 адекватно отображает основные конструктивные особенности сооружения:

- наличие отверстий диаметром 3 и 4 м;
- утолщения стенки оболочки в зоне этих отверстий;
- закладные детали;

- внутреннюю герметизирующую облицовку;
- наличие внутренних и наружных слоев арматуры;
- реальную трассировку арматурных канатов системы преднапряжения;
- реальные значения усилий в арматурных канатах.

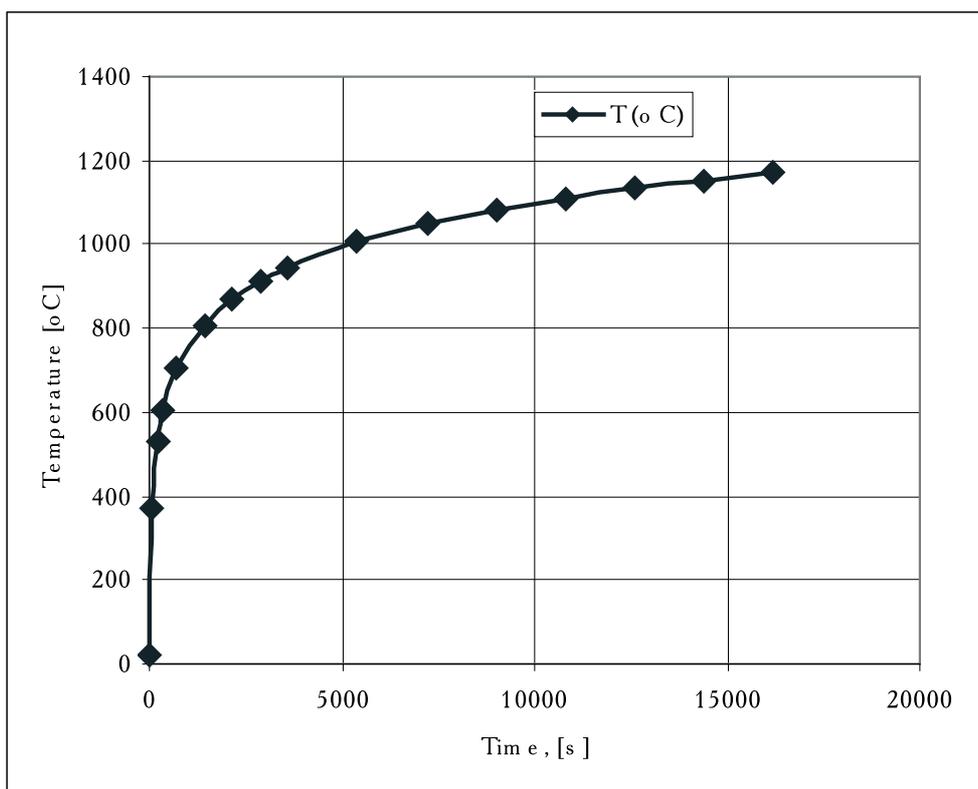


Рис. 1. Изменение температуры воздуха при стандартном пожаре в зависимости от времени

Рассматривались зоны локального разогрева в купольной части в виде сектора, а на цилиндре — в виде пятна, которое на развертке цилиндра имеет форму прямоугольника.

Расчетная модель сечения стенки защитной оболочки (рис. 3) для цилиндрической и купольной части на удалении от зон разогрева составлена из 11 слоев конечных элементов, отличающихся друг от друга своими свойствами, включая внутреннюю металлическую облицовку (1 на рис. 2), слой бетона (2, 4, 6, 7, 9 и 11), слои меридиональной арматуры (3 и 10) и кольцевой арматуры (5 и 8). В зонах разогрева выполнено сгущение сетки конечных элементов для

более точного моделирования градиентов температуры вблизи границ этих зон и по толщине (рис. 4).

Конечно-элементная модель защитной оболочки включает 113006 объемных восьмиузловых конечных элементов и 122316 узлов. Расчеты выполнялись с применением программного комплекса CONT, реализующего суперэлементный алгоритм и позволяющего проводить анализ прочности защитной оболочки с учетом нелинейного поведения бетона при образовании в нем трещин вследствие воздействия локальных полей температуры.

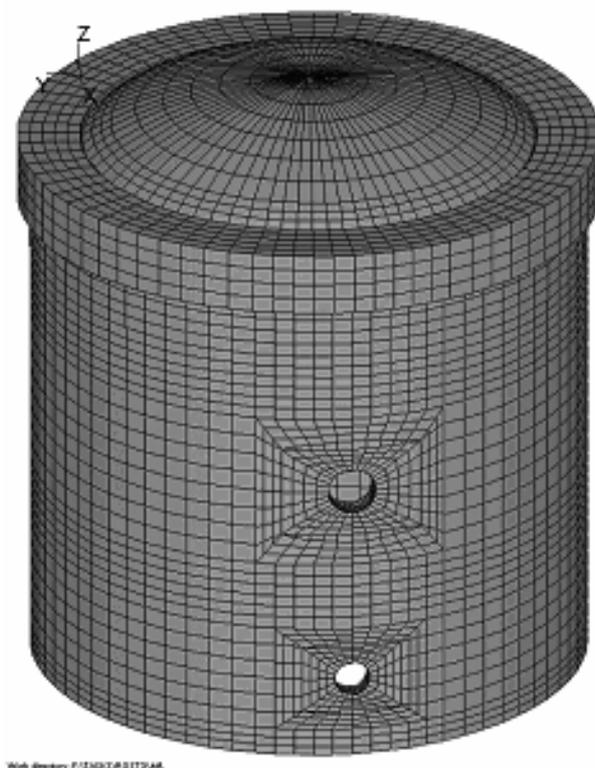


Рис. 2. Трехмерная конечно-элементная модель защитной оболочки АЭС с ВВЭР-1000, которая включает 113 006 объемных 8-узловых конечных элементов и 122 316 узлов

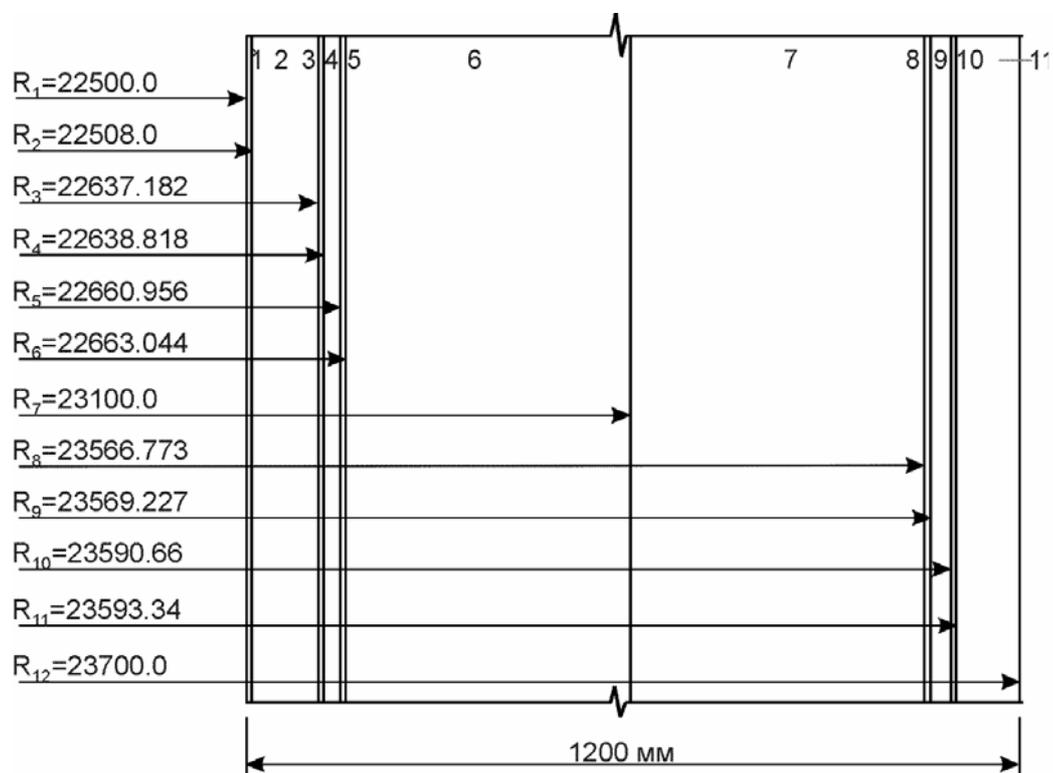


Рис. 3. Расчетная модель сечения цилиндрической стенки защитной оболочки.  $R$  — расстояние от оси цилиндра до границы каждого расчетного слоя стенки оболочки, мм

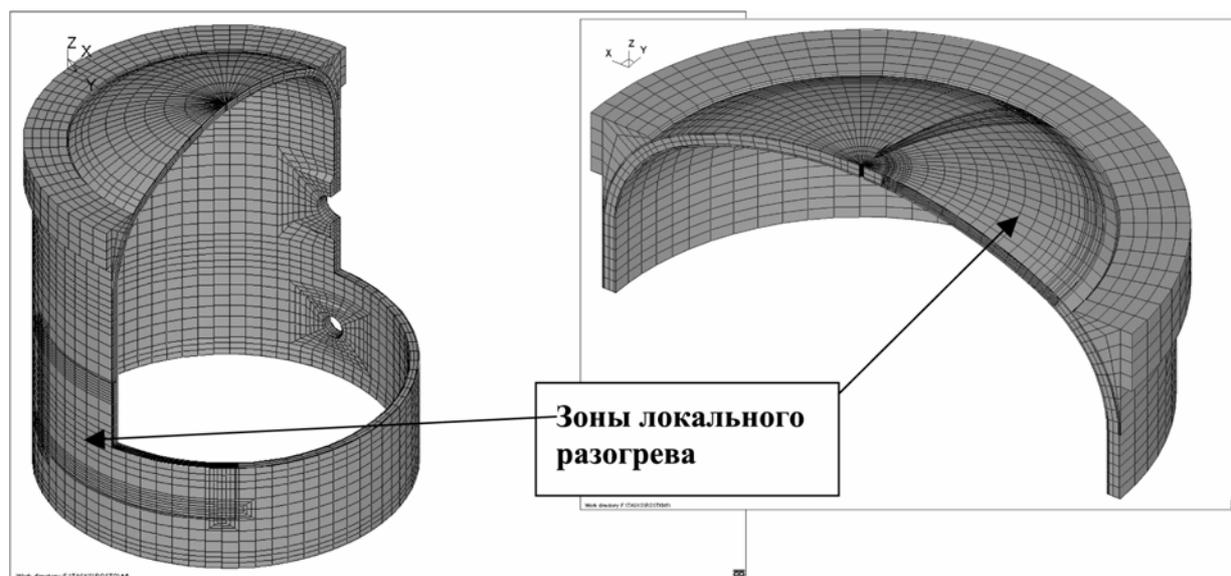


Рис. 4. Сгущение конечно-элементной сетки вблизи зоны локального разогрева

#### 4. Определение изменения температур по сечению стенки

При анализе поведения оболочки в условиях локального разогрева первоначально рассчитывались нестационарные поля температуры, связанные с заданием условий конвективного теплообмена на участке поверхности модели, соответствующем зоне локального разогрева. Расчеты полей температуры выполнены в нелинейной постановке с учетом зависимости теплофизических свойств материалов от температуры [2].

Характерная картина распределения температуры при разогреве локальной зоны купола представлена на П.16а, а на П. 16 аналогичная информация для локального разогрева цилиндрической части. На П 1(б) часть модели удалена для того, чтобы показать градиент температуры по толщине стенки оболочки. На П 2 и П 3 представлено распределение температуры по толщине купола и цилиндра в центре зоны локального разогрева в различные моменты времени после начала разогрева.

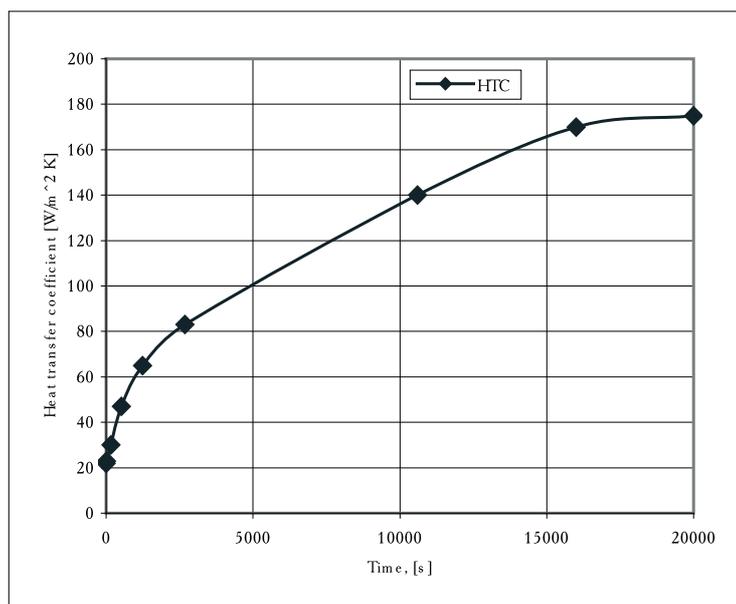


Рис. 5. Зависимость коэффициента теплоотдачи от времени. На рис. 5 представлена зависимость коэффициента теплоотдачи от времени, которые задаются в качестве параметров конвективного теплообмена на фрагменте поверхности цилиндрической части или купола в зависимости от температуры среды (см. рис. 1)

## 5. Определение напряженно-деформированного состояния оболочки

Полученная информация о распределении температуры использовалась в качестве нагружающего фактора на следующем этапе расчета НДС с учетом образования трещин в бетоне. Кроме температурного воздействия в качестве нагрузки задавался вектор узловых усилий от системы преднапряжения, обеспечивающей обжатие оболочки. Нагрузка от преднапряжения приложена к срединной поверхности оболочки. При расчете значений усилий учитывается реальное значение усилия натяжения каждого каната, его траектория и потери усилия по длине каната от трения и анкеровки. Средняя величина усилия натяжения каждого из канатов составляет ~800 т. На нижнем торце модели задаются условия закрепления типа «заделка» — запрещены перемещения узлов в направлении осей XYZ.

В расчетах учитывались изменения физико-механических характеристик бетона и арматуры.

Расчет НДС защитной оболочки, обжатой системой преднапряжения, выполнялся за несколько шагов (7 шагов решения в случае локального разогрева цилиндрической части и 11 шагов решения в случае разогрева купольной части) с переменным полем температуры, вызванным локальным разогревом. При этом для моделирования образования трещин в бетоне на каждом шаге решения был реализован специальный итерационный алгоритм. После расчета НДС на очередном шаге по нагрузке для каждого «бетонного» конечного элемента проверяется условие его растрескивания от напряжений сжатия (предел прочности 18 МПа) или растяжения (предел прочности 1,5 МПа) в меридиональном и окружном направлениях. Если растрескивание произошло в результате растяжения, то модуль упругости «бетонного» элемента при растяжении составляет 0,001 от исходного модуля в данном направлении — окружном или меридиональном. В случае превышения

предела прочности на растяжение в обоих направлениях модуль упругости элемента задается близким к нулю в обоих направлениях. Однако растрескавшийся в результате растяжения элемент работает как обычный «бетонный» при смене знака напряжений, т.е. при сжатии этого элемента, что отражает процесс закрытия трещин при смене знака напряжений. В случае превышения сжимающими напряжениями предела прочности на сжатие происходит его разрушение, и модуль упругости снижается до 0,2 от исходного значения. При этом, если элемент разрушился от сжатия, то на растяжение он не работает. Так как модуль упругости элемента снижается не до нуля, то на последующих шагах нагружения при превышении окружными или осевыми напряжениями предела прочности на сжатие в этих элементах текущее значения модуля упругости в соответствующем направлении вновь умножается на 0,2, что соответствует умножению на 0,04 исходного значения модуля. Аналогичная процедура выполняется на всех последующих шагах расчета.

Если хотя бы в одном из элементов упругие свойства из-за образования трещин изменились, то выполняется следующая итерация: снова рассчитывается матрица жесткости и решается система конечно-элементных уравнений, рассчитываются значения напряжений в элементах. Если свойства не изменялись, то переходят к следующему шагу расчета. Поскольку расчеты выполнялись с применением суперэлементного алгоритма, то конечно-элементная модель представляется в виде совокупности блоков — суперэлементов. Это дает существенные вычислительные преимущества в случае локального растрескивания бетона, поскольку проводить вновь расчет матриц суперэлементов нужно не для всех, а только для отдельных суперэлементов.

На П 4, 5 и 6 показана кинетика роста зон разрушенного бетона при воздействии пожара. Номера материалов, отличающиеся цветом, соответствуют следующим типам трещин:

- материал номер 11 — трещины в бетоне от окружных напряжений растяжения;
- материал номер 12 — трещины в бетоне от меридиональных напряжений растяжения;

- материал номер 13 — трещины в бетоне от окружных и меридиональных напряжений растяжения;
- материал номер 14 — трещины в бетоне от окружных напряжений сжатия;
- материал номер 15 — трещины в бетоне от меридиональных напряжений сжатия;
- материал номер 16 — трещины в бетоне от окружных и меридиональных напряжений сжатия;
- материал номер 17 — трещины в бетоне от окружных напряжений растяжения и меридиональных напряжений сжатия;
- материал номер 18 — трещины в бетоне от меридиональных напряжений растяжения и окружных напряжений сжатия.

На П 4 показана последовательность разрушения бетона в зоне локального разогрева купольной части на моменты времени 0,55, 1,30, 3,05, 4,90, 6,75, 8,60 часа. Справа на рисунках приводится таблица номеров материалов и соответствующих им цветов.

Представленная информация показывает, что в начальные моменты времени происходит образование трещин в бетоне от сжимающих окружных и меридиональных напряжений в поверхностном слое непосредственно в зоне разогрева, т.к. здесь из-за температурного расширения бетона и значительного градиента температуры реализуется высокий уровень сжимающих напряжений.

На П 5 показана последовательность разрушения бетона в зоне локального разогрева цилиндрической части на моменты времени 1,20, 1,80, 2,70, 3,65, 5,50, 7,40 часа. На П 6 представлена аналогичная информация на виде изнутри оболочки (облицовка удалена, чтобы показать «бетонные элементы») для моментов времени 1,80, 2,70, 3,65, 5,50, 7,40 часа. Кинетика роста разрушенных зон аналогична той, которая наблюдалась при разогреве купольной части. Различие заключается в том, что в этом случае растрескивание внутренних слоев бетона от напряжений растяжения на поздних стадиях разогрева связано появлением только кольцевых трещин от действия меридиональной компоненты напряжений. Это объясняется более высоким уровнем сжимающих окружных напряжений от преднапряжения, которые практически в два раза превышают меридиональную компоненту. Такое соотношение меридиональной и окружной компоненты напряжений от преднапряжений

обусловлено необходимостью компенсации повышения давления под оболочкой при аварии. В то же время при локальном разогреве значения компонентов окружных и меридиональных напряжений возрастают в одинаковой степени. При этом растягивающие окружные компоненты компенсируются системой преднапряжения, а меридиональные — нет.

Таким образом, разработанные методики и программное обеспечение позволяют проводить анализ прочности защитной оболочки с учетом нелинейного поведения бетона с учетом образования трещин вследствие воздействия локальных полей температуры связанных с разогревом фрагментов внешней поверхности стенки.

*Результаты исследований показывают, что для разработки рекомендаций по назначению мероприятий, снижающих уровень опасных последствий от воздействия повышенных и высоких температур, необходимо выполнить детальный анализ НДС защитной оболочки, а нормативный документ НП-010-98 «Правила устройства и эксплуатации локализирующих систем безопасности атомных станций» не в полной мере отражает современные требования*

*в части внешних воздействий и требует пересмотра.*

В то же время нормы МАГАТЭ по безопасности № NS-G-3.1 «Внешние события техногенного происхождения в оценке площадки для атомных электростанций» указывают на необходимость учета воздействий, вызванных горением топлива самолета (п. 5.16–5.19). Аналогичные требования указаны и в нормах МАГАТЭ № NS-G-1.10 «Design of Reactor Containment Systems for Nuclear Power Plants» и № NS-G-1.5 «External Events Excluding Earthquakes in the Design of Nuclear Power Plants» в случае, если расположение атомной станции требует рассмотрения воздействия авиационной аварии.

Пожары в результате таких сценариев, как авиационная авария, должны рассматриваться в той же комбинации нагрузки и с теми же проектными предположениями. Постулированные характеристики пожаров для моделирования могут быть описаны в терминах излучаемой энергии, площади возгорания и формы пламени, угловых факторов, скорости распространения и длительности воздействия.

## **Выводы**

1. Разработанные методики и программное обеспечение позволяют проводить анализ прочности защитной оболочки с учетом нелинейного поведения бетона при образовании трещин вследствие воздействия локальных полей температуры.

2. Результаты расчета показали, что при воздействии высоких температур от горения топлива упавшего самолета защитная оболочка может потерять несущую способность.

3. В нормах МАГАТЭ по безопасности указывается на необходимость учета воздействий, вызванных горением топлива самолета.

4. Для учета влияния температурной нагрузки, вызванной горением топлива упавшего самолета на защитную оболочку АЭС, в Российские нормативные документы по безопасности необходимо внести соответствующие изменения.

## **Литература**

1. СНиП 2.03.04-84. Бетонные железобетонные конструкции, предназначенные для работы в условиях воздействия повышенных и высоких температур / НИИЖБ Госстроя СССР. 1985.
2. Рекомендации по расчету пределов огнестойкости бетонных и железобетонных конструкций / НИИЖБ Госстроя СССР. 1986.

# Expert System for Evaluation of the Stress-strain State of Containment at Nuclear Power Plants with VVER-1000

*R. V. Arutyunyan, A. N. Ulianov (NSI RAS (IBRAE RAN)),  
Alexander S. Kiselev, Alexey S. Kiselev (RRC «Kurchatov Institute»)  
and V. N. Medvedev (NSI RAS (IBRAE RAN))*

An expert system of evaluation of the Stress-Strain State (SSS) of VVER-1000 Nuclear Power Plant (NPP) containment has been developed at the Nuclear Safety Institute (IBRAE) of the Russian Academy of Sciences. Its prototype — specially adapted to the second power unit of Kalinin NPP — has been installed at the NPP.

The developed procedure of evaluating the containment SSS based on elements of the control equipment and the control system of tendon efforts embedded into the construction together with the CONT Code allows conducting expert evaluations of containment's SSS and drawing statements on its operational capability at any moment of its operation as well as during Control & Preventive Works (CPW) at the containment pre-stress system.

Using the proposed expert system SSS evaluations of two types are conducted.

The first-type evaluation consists in estimating the current SSS of the containment. Calculations of operational stress state of the contain-

ment with consideration for both current temperature conditions inside and outside the containment and efforts in tendons according to CPW data are conducted.

The second type is the evaluation of sufficiency of the level of tendon tension to ensure strength in a case of accident. The following calculations are performed: SSS due to prestress, proper weight, the worst weather conditions (winter period: temperature difference along the wall width up to 60°C) and emergency inner pressure. Based on the achieved values of efforts in sections of the containment the relevant statement on operability of the construction is issued.

The use of calculated-experimental SSS evaluations of the above two types makes it possible to reduce CPW costs since it allows revealing the weakest areas of the construction and performing purposeful tightening of tendons of the pre-stress system to establish necessary compressive stresses in these areas.

## 1. Introduction

To control the *Stress-Strain State* (SSS) of containments during the construction period, special *Control-and-Measurement Equipment* (CME) is installed within the construction body. In total arrangement of about 300 CME sensors in containment is provided for including: String Reinforcing Force Converters (SRFC, or «PSAS» — Russian-spelled abbreviation) designed to measure stresses in bar reinforcement; String Converters of Linear Deformations (SCLD or «PLDS» — Russian-spelled abbreviation) to measure deformations in concrete; and String Temperature Convert-

ers (STC or «PTS» — Russian-spelled abbreviation) to measure temperature of concrete.

In the course of the last decade «HB005»-type force sensors have been arranged at anchors of tendons of the containment pre-stress system to perform control over efforts in tendons.

In compliance with References [1 and 2], Control and Preventive Works (CPW) are performed at the containment pre-stress system at regular intervals. During CPW acting efforts at some tendons are determined using the screw-nut-separation method.

The application of powerful computer facilities has enabled development of appropriate software to perform detailed calculations of the stress-strain state of containments at Nuclear Power Plants (NPPs).

The above factors have allowed developing an expert system for evaluation of the stress-strain state of NPP containments comprising the CONT Code that in automatic mode obtains, as input data, information from «HB005» force sensors and CME sensors.

## **2. Work with the database on readings of CME sensors**

In the course of the expert system development a database on readings of CME sensors is being generated for which graphic representation appropriate algorithms and program modules have been developed. Such modules provide a temporary-scale format enabling analysis of readings of CME sensors both during a specific period of containment operation and in the course of its long-term running. By way of example, P. 1 illustrates increments of bar reinforcement stresses during preoperational tests of the containment at Volgodonsk NPP Unit 1 from 7.09.2000 to 17.09.2000; P. 2 demonstrates readings of CME sensors under long-term running of the construction. Lettering of both figures are corresponding to position and direction of the sensors in reinforcement: h in — hoop inner; h out — hoop outer; m in — meridian inner; m out — meridian outer; rad — radial;

Such potentialities of representing information allow not only evaluating the containment SSS at a specific period of time but also determining rheological characteristics of the reinforced-concrete construction. The possibility of determining the operational ability of the sensors is also provided for. For instance, in the course of the first two years the sensor PSAS-1143 h\_out operated in a stable way, but then its readings became scattered evidencing the sensor failure.

A more accurate estimate of the operational ability of the sensors is performed on the basis of comparisons of the data achieved in-situ with the relevant calculated information (e.g., on stresses in reinforcement) within sensor location areas obtained via the expert system. P. 3 illustrates the type of temperature distribution in the containment wall at Kalinin NPP Unit 2 depending on ambient temperature variations inside and outside the containment during 13.09–29.12.1999. According to the results achieved, the values of readings of PTS sensors are quite close to calculated curves virtually at all measuring cross-sections. After completing the calculations with consideration for both temperature variations during the period indicated and their comparison with the data of measurements using PTS sensors, stresses in the containment body were calculated and compared with readings of PSAS sensors for the relevant period.

P. 4 illustrates the character of stress variations over time in the containment body during the same observation period using the results of calculations and in-situ measurements (PSAS-3122). The results depicted show a rather good agreement between the calculated and the experimental curves evidencing proper operation of the sensor.

## **3. Work with the database on readings of «HB005» force sensors**

To evaluate the containment SSS over time, at first one needs to follow the dynamics of variations in tendon efforts using the results of in-situ measurements based on «HB005» force sensors being presently the most reliable indicator of the status of the pre-stress system.

The results of measurements achieved using «HB005» force sensors at Unit 1 of Volgodonsk NPP during 05.09.2000 through 16.04.2006 evidence that for the most part the character of variations in readings of these sensors over time appears rather convincing.

Seasonal variations in efforts related to temperature variations in sensor installation areas are reflected along with rather stable readings characterizing the type of effort decrease due to relaxation of reinforcement and creepage of concrete (P. 5).

A minor group of sensors installed in both the cylindrical and the domical parts of the containment is the only exception: their readings vary step-wise in proportion to 1/6th of the effort. This phenomenon is due to specific design of the sensors wherein the acting effort is first measured by six elements and then is summed up. At such design of the sensors failures of one or two elements in the course of

operation are quite probable. This phenomenon, however, is easily traced via unreasonable jumps of readings as seen in P. 5 (sensor «C-35 b»). By way of example, P. 6 represents variations in efforts in segments of «HB005» force sensor installed at tension anchor of tendon «Ts-111» of the containment at Kalinin NPP Unit 2. Analysis of the readings of efforts in each of the six segments of the sensor has revealed variations in the 5th segment only at the early period of its operation, the remaining segments being operating in a stable way. Thus the efforts in tendon «Ts-111» have been invariable but restoration of the sensor operability is required.

#### 4. Work with the database on results of CPW at the containment pre-stress system

To maintain the containment pre-stress system of NPPs with VVER-1000 in operable condition, a control over residual effort in tendon tension is performed at regular intervals. The work scope and schedules are regulated by the Rosenergoatom Concern's Regulations «RD EO-0129-98» and «RD EO-0130-98».

The control over efforts in tendons is performed by means of standard hydro-jacks of

«DG 650/1200»-type using the method of separation of screw nut of anchor.

Based on the results of CPW at the containment pre-stress system, predicted efforts in tendons by the time of next-in-turn CPW are calculated.

By way of example, several results of CPW at the containment pre-stress system of Volgodonsk NPP Unit 1 (since the end of squeezing up to now) are demonstrated in Table 1.

Table 1. Results of CPW at the pre-stress system of containment cylinder at Voldodonsk NPP Unit 1 since the end of squeezing up to now

Tendon number	Tension 2000		CPW-2002		CPW-2003		CPW-2004		CPW-2005		CPW-2006	
	Jack	HB 005	Jack	HB 005	Jack	HB 005	Jack	HB 005	Jack	HB 005	Jack	HB 005
1	1000	835.5				821.5		817.5		824		819.5
2	990				900						880	
3	1000	811.5	940			784		785		790		793
5	990				900						895	
8	1000	863.5				832		833		834		836.5
9	1000	818.5	955			793		788		791		793
12	990	827	925			775		775.5		777		776

## 5. Peculiarities of the developed containment model

To perform the SSS calculations, the finite-element method is applied and a detailed mathematical model of containment is used taking account of: exact tracing of tendons, geometric characteristics of containment, sealing liner and containment reinforcement.

A 3D model of the containment of Volgodonsk NPP Unit 1 comprising 188652 linear volume elements and 208716 nodes is demonstrated in P. 7.

While modeling loads of prestressed tendons, the force effect of each individual tendon is accounted for. The tendon tracks are taken similar to those of the full-scale construction.

A peculiarity of effort distribution along the length of tendon consists in a decrease in efforts at a segment of its length close to the tension anchor due to load transfer from jack to anchor. This phenomenon is taken into account in calculations.

Thus to calculate the load due to prestress, tendon efforts acting at the tension end of tendon (at jack) are set, which are taken on the basis of predictions by FSUE «Atomenergoproekt» for the period of next-in-turn CPW. Then a decrease in efforts along the length of tendons due to the effect of friction on walls of their housing tubes is accounted for, the friction coefficient being taken equal to « $\mu = 0.09$ » with a possibility of its variation. Losses in tendon efforts by anchoring are also taken into consideration. Note that at tension ends of tendons equipped with force sensors «HB005» the efforts are set in accordance with the data of measurements.

## 6. Operation of the expert system for evaluation of the stress-strain state of containment at NPP with VVER-1000

The CONT Code representing an element of the expert system enables: —calculated estimates of the containment SSS; —analysis of sufficiency of its squeezing; —prediction of both the needed level of efforts in tendons of the pre-stress system and the due scope of work on correction of tendon efforts in the course of CPW at the containment pre-stress system.

For tendons provided with no force sensors «HB005» average losses by the considered point of time are taken calculated using the measurement data of «HB005» force sensors installed at other tendons.

The character of effort distribution along the tendon length taken while loading the construction with pre-stress loads is demonstrated in Fig. 1.

As inner pressure inside the containment increases (e.g. in case of a design-basis accident), it undergoes deformations and expands in volume. Tendons of the pre-stress system are lengthened concurrently that results in increase in their efforts, i.e. in their self-tension. Accordingly, changes in tendon efforts depending on load variations on inner pressure are taken into account in calculations. The calculated value of the self-tension coefficient equals 1.1 for the emergency pressure of 0.39 MPa.

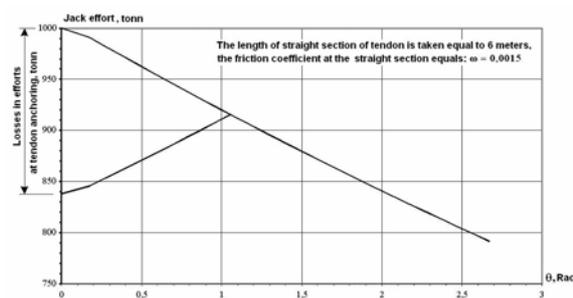


Fig. 1. Variations in efforts along the length of tendon in the cylindrical part of containment from the connection ring to the base depending on the friction force between tendon and its housing tube taking account of the losses by anchoring

To estimate sufficiency of the containment squeezing providing operability of the construction in case of a design-basis accident, one needs to calculate: the containment SSS due to the action of prestress, its own weight, the temperature gradient caused by the temperature difference inside and outside the containment by the instant of accident and the emergency inner pressure. Through summation of the contributions of individual loading fac-

tors, components of hoop and meridian efforts in containment wall are calculated. Using the achieved values of efforts in sections of the containment one may consider the availability of critical zones in the containment wall requiring both strength analysis and operability analysis.

The input data generated at the phase of the expert system adaptation to calculations at a specific power unit that may not be varied by user include:

- Containment geometry;
- Finite-element decomposition of containment volume;
- Tracing geometry of tendons of containment pre-stress system;
- Physical-chemical properties of containment materials;
- Super-cell representation of basic finite-element model; and
- Description of surfaces of containment model and boundary conditions.

The input data that may be varied by user of the expert system while analyzing the containment operation comprise:

- Efforts in tendons;
- Coordinates of location of CME sensors;
- Azimuthal and axial coordinates of cross-sections for which graphics of stresses and forces in the wall are plotted;
- Pressure inside the containment in case of accident;
- Friction coefficient for tendons of the containment pre-stress system in tendon-housing tubes;
- Losses of tendon forces (%) of the containment pre-stress system while anchoring;
- Squeezing increase coefficient due to deformation of the containment while loading with inner pressure;
- Mechanical properties of containment materials;
- Threshold sensitivity level of CME stress sensors;
- Value of critical level of effort components in containment wall.

By default the last-mentioned parameter equals «0». This means that critical zones in containment wall are determined through the criterion of the absence of positive tensile strains. In case of assigning other criteria of the containment operational ability, this parameter may be changed in either positive compressing-effort direction (tensile strains of a specified level are admissible) or negative one. The calculations

are performed in compliance with the CONT Code User Manual (see below).

The calculation allows achieving the following data:

- displacements of the model nodes due to effects of applied loads, deformations and tension in elements of the model;
- effort variations in tendons of the pre-stress system (for prestressed containment) in case of containment deformation;
- efforts (M, N) in elements of the model;
- load levels resulting in attainment of various limiting states (cracking of concrete; yielding of liner and reinforcement, plasticity exhaustion in reinforcement or in liner); and
- crack-generation areas in concrete.

No physical constants are embedded into the program text. All physical-mechanical and geometrical characteristics are assigned explicitly in input data.

Supplementary program blocks have been also developed that in automatic mode and with consideration for the aforementioned input data enable: —identification of zones with minimum squeezing efforts by the instant of next-in-turn CPW; —identification of a group of tendons which tightening is first-of-all necessary; —prediction of the level of efforts in the said tendons; and —visualization of the information achieved on location of critical zones.

In a case that maintenance personnel discovers a spontaneous rupture of one or several tendons during the containment running, the expert system determines sufficiency of the squeezing level of the construction necessary for carrying the emergency load. If the needed squeezing level is not provided, the expert system indicates the need for undertaking urgent actions on restoration of the operational ability of the construction, such as: tightening of tendons passing close to ruptured tendons or urgent replacement of ruptured tendons.

If containment zones with positive tensile strains in wall are discovered, the following information is displayed in the protocol: — a table indicating the numbers of tendons of the pre-stress system passing close to critical zones; and —a figure (see P. 8) visualizing the location of critical zones (red color) and tendons passing through them (colored). By way of example, P. 8 demonstrates the layout

of tendons, the containment zone with tensile strains being colored red. The expert system determines the numbers of tendons passing through this zone and points out the need for correction of efforts therein.

The expert system allows excluding unjustified tightening of tendons during CPW that produces adverse effects on the state of these tendons as well as on that of concrete and metal liner of the construction.

## **Conclusions**

1. Using readings of CME sensors and «HB005» force sensors the expert system allows generating a database, graphic depiction of the data enabling evaluation of the operational ability of the sensors.
2. In calculations of the containment stress-strain state readings of both CME sensors and «HB005» force sensors are used.
3. The expert system allows excluding unjustified tightening of tendons during CPW that produces adverse effects on the state of these

tendons as well as on that of concrete and metal liner of the construction.

4. In a case that maintenance personnel discovers a spontaneous rupture of one or several tendons during the containment running, the expert system determines sufficiency of the squeezing level of the construction necessary for carrying the emergency load or indicates the need for undertaking urgent actions on restoration of its operational ability, such as: tightening of tendons passing close to ruptured tendons or urgent replacement of ruptured tendons.

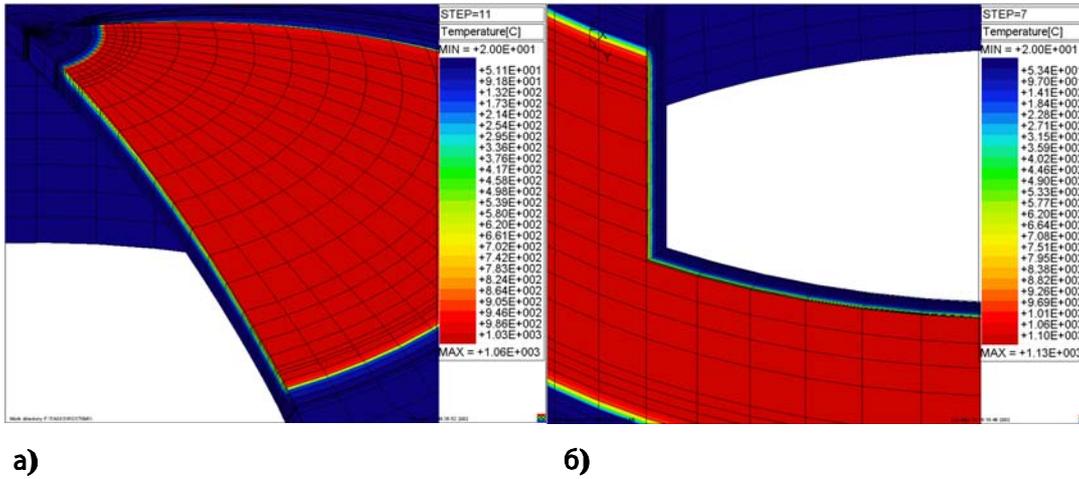
## **Abbreviations**

CME	= Control-and-Measurement Equipment
CPW	= Control and Preventive Works
HB005	= Sensors of efforts in tendons
NPP	= Nuclear Power Plant
PLDS (Russian-spelled abbreviation)	= String Converters of Linear Deformations (SCLD)
PSAS (Russian-spelled abbreviation)	= String Reinforcing Force Converters (SRFC)
PTS (Russian-spelled abbreviation)	= String Temperature Converters (STC)
SSS	= Stress-Strain State

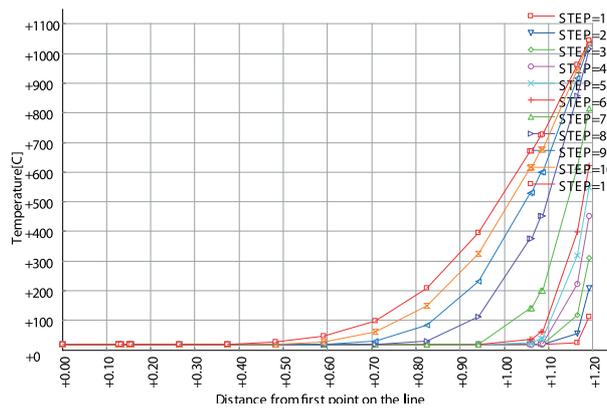
## **References**

1. Requirements to Servicing and Repair of the Containment Pre-stress System at Nuclear Power Plants with VVER-1000 and Reactor Installations 302, 338, 187. — RD EO-0130-98. — 1998. — (in Russian).
2. Requirements to Servicing and Repair of the Containment Pre-stress System at Nuclear Power Plants with VVER-1000 and Reactor Installations 320. — RD EO-0129-98. — 1998. — (in Russian).

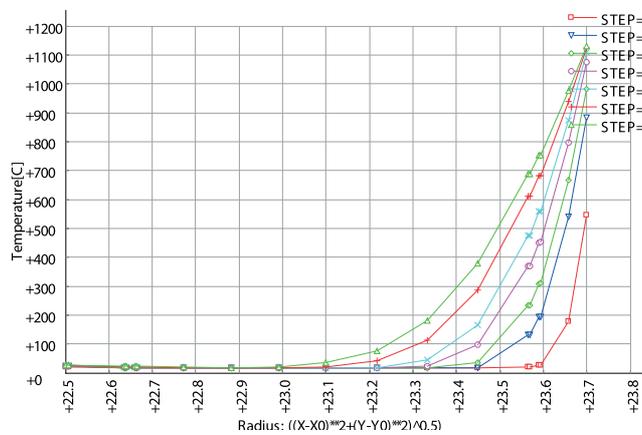
## Приложение



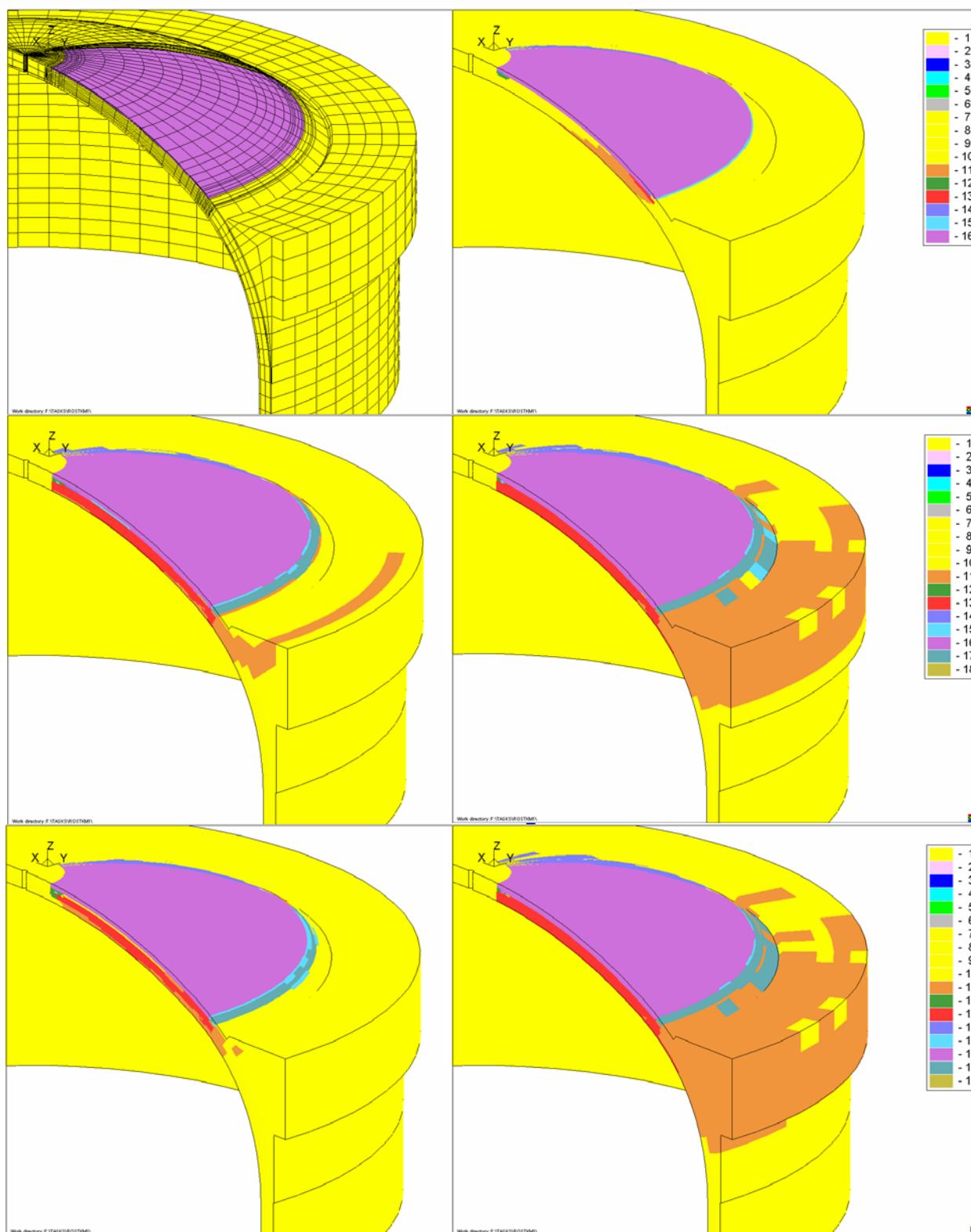
II. 1. Распределение температуры в зоне локального разогрева купольной части на момент времени 8,6 ч (а), распределение температуры в зоне локального разогрева цилиндрической части на моменты времени 7,4 ч (б)



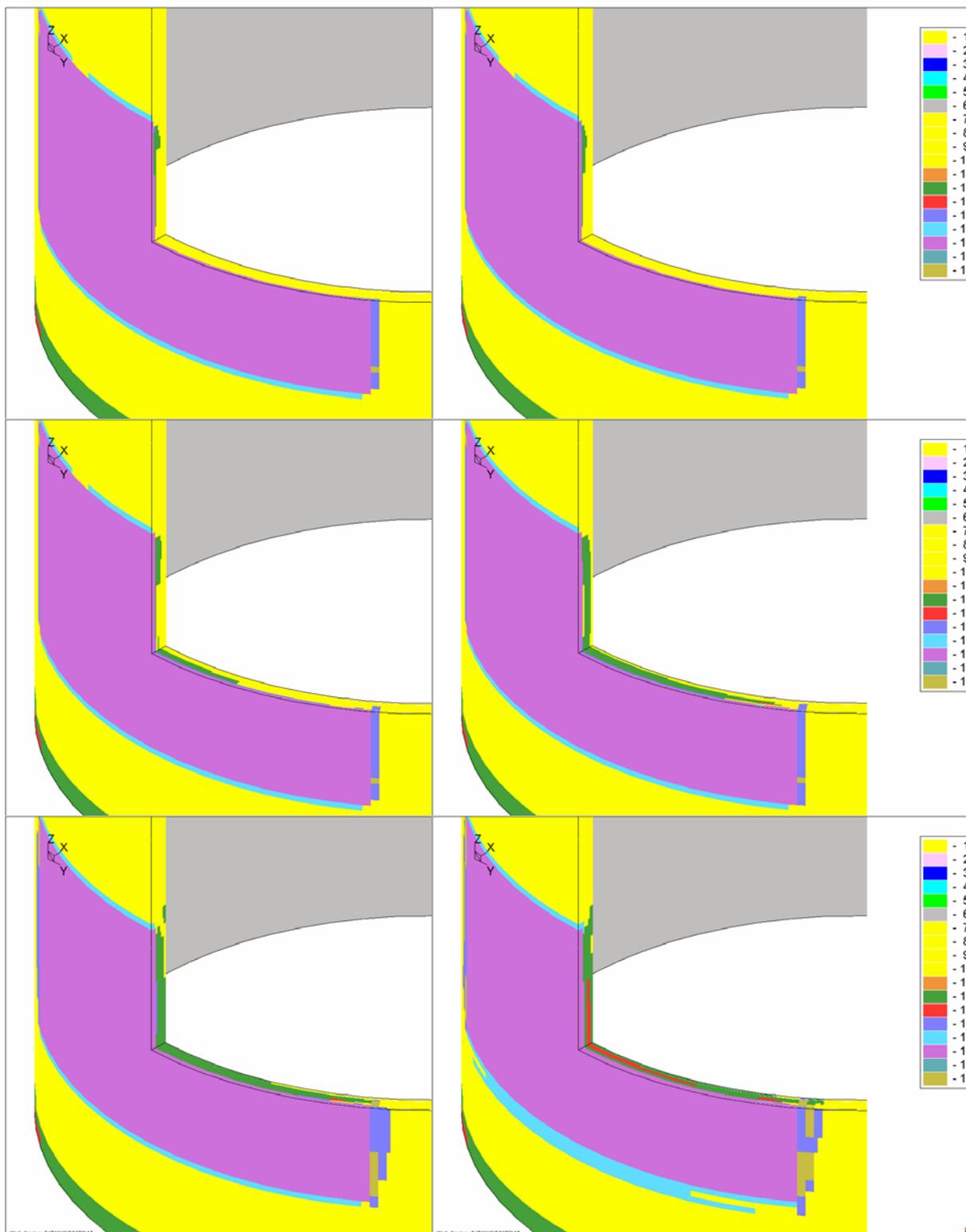
II. 2. Распределение температуры по толщине в купольной части (номера шагов соответствуют моментам времени в часах: 1 — 0,03; 2 — 0,08; 3 — 0,14; 4 — 0,27; 5 — 0,46; 6 — 0,55; 7 — 1,30; 8 — 3,05; 9 — 4,90; 10 — 6,75; 11 — 8,6)



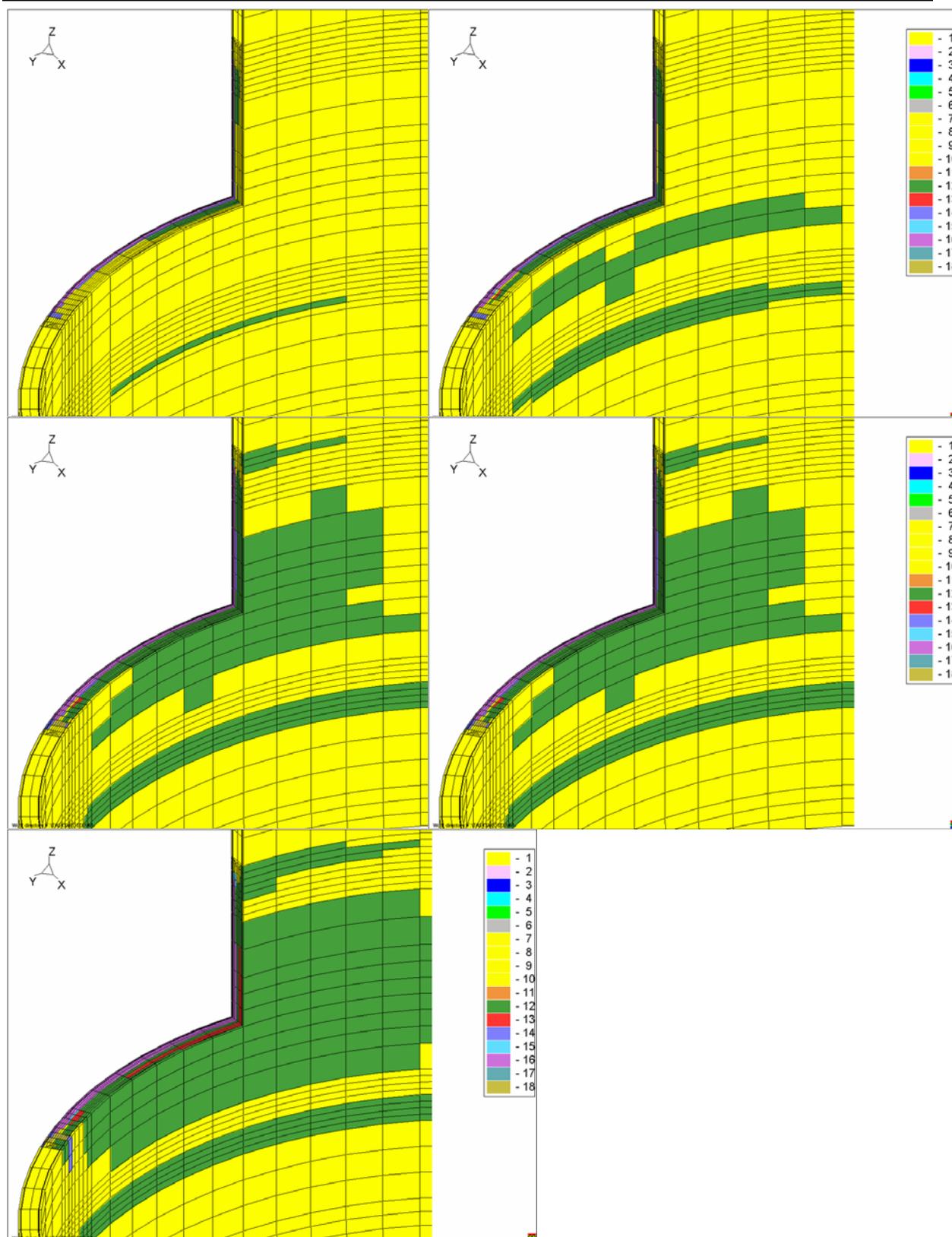
II. 3. Распределение температуры по толщине в цилиндрической части (номера шагов соответствуют моментам времени в часах: 1 — 0,35; 2 — 1,20; 3 — 1,82; 4 — 2,72; 5 — 3,65; 6 — 5,55; 7 — 7,40)



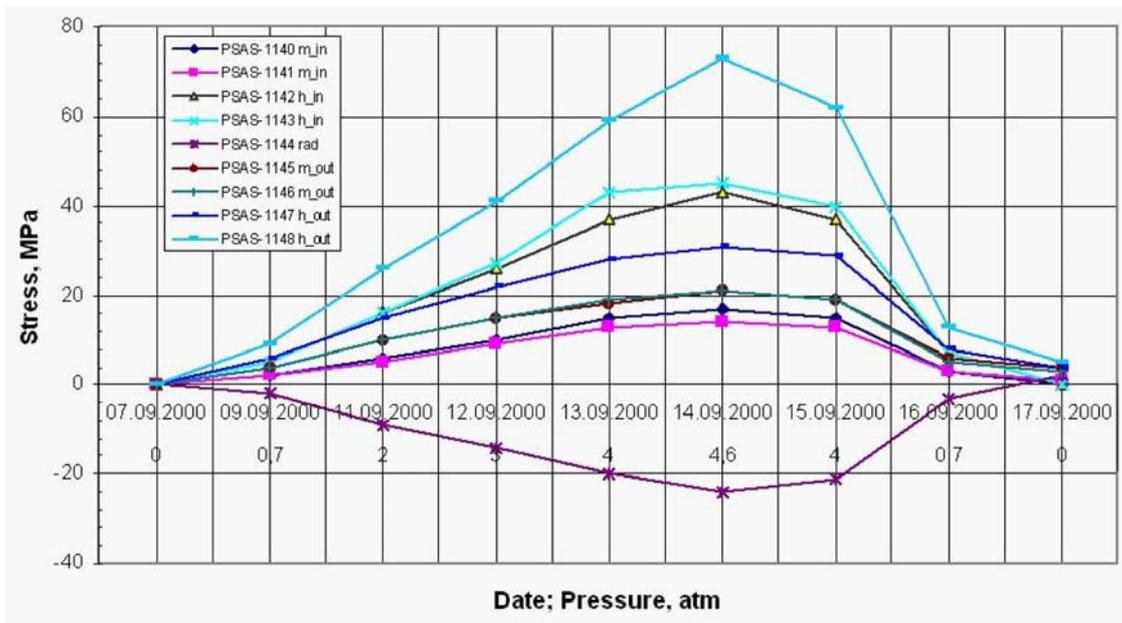
П. 4. Последовательность растрескивания бетона в купольной части при локальном разогреве на моменты времени: 0,55; 1,30; 3,05; 4,90; 6,75; 8,6 часа



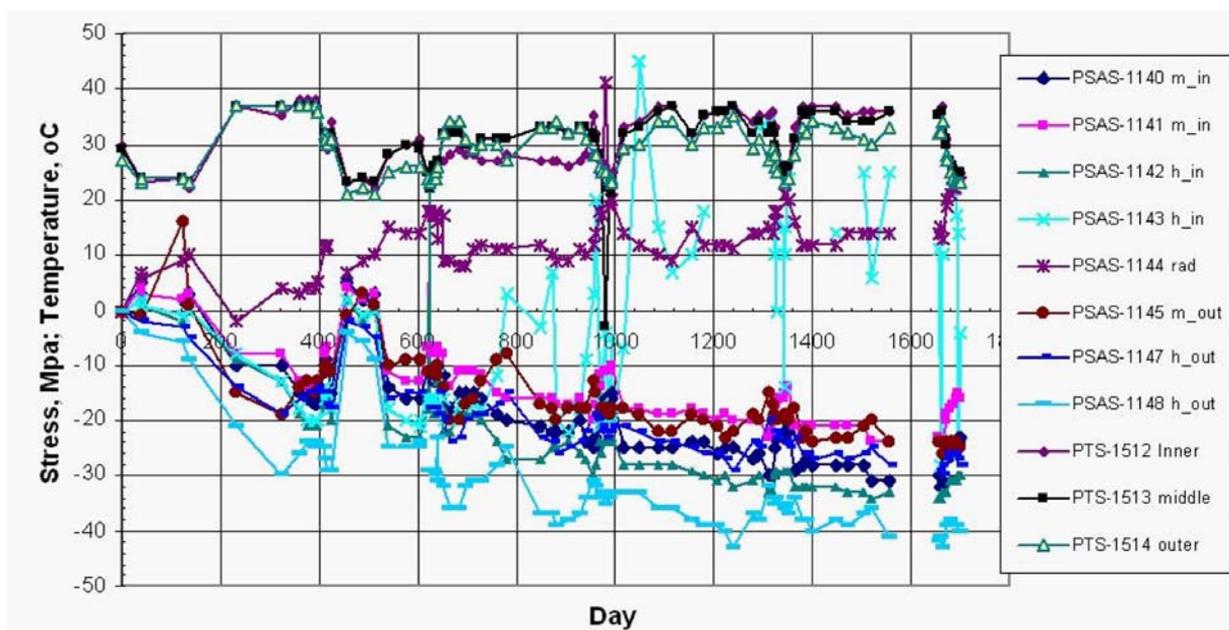
П. 5. Последовательность растрескивания бетона в цилиндрической части при локальном разогреве на моменты времени: 1,20; 1,80; 2,70; 3,65; 5,50; 7,40 часа



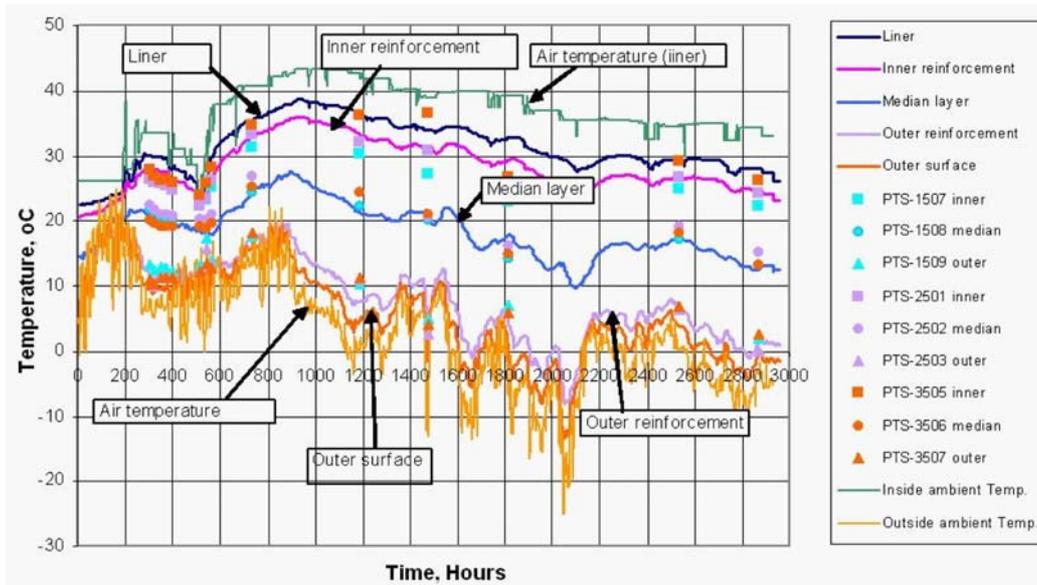
П. 6. Последовательность растрескивания бетона в цилиндрической части при локальном разогреве на моменты времени: 1,20; 1,80; 2,70; 3,65; 7,40 часа (вид со стороны внутренней поверхности под облицовкой)



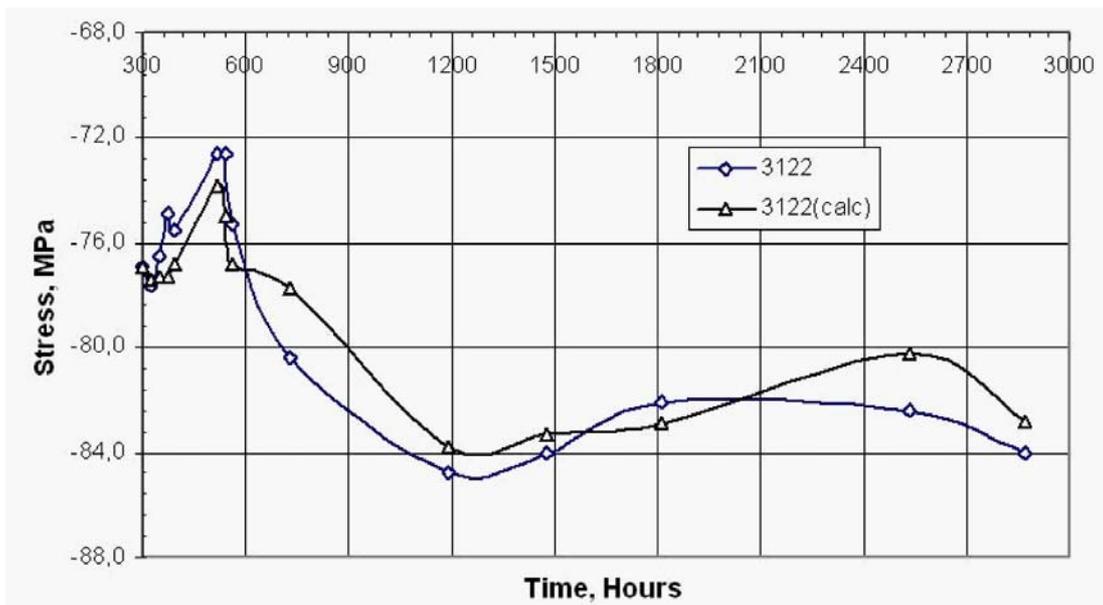
P. 1. Increment of reinforcement stresses under impact of test load (07–17.09.2000), Volgodonsk NPP Unit 1, cross-section #1, level mark 32 m



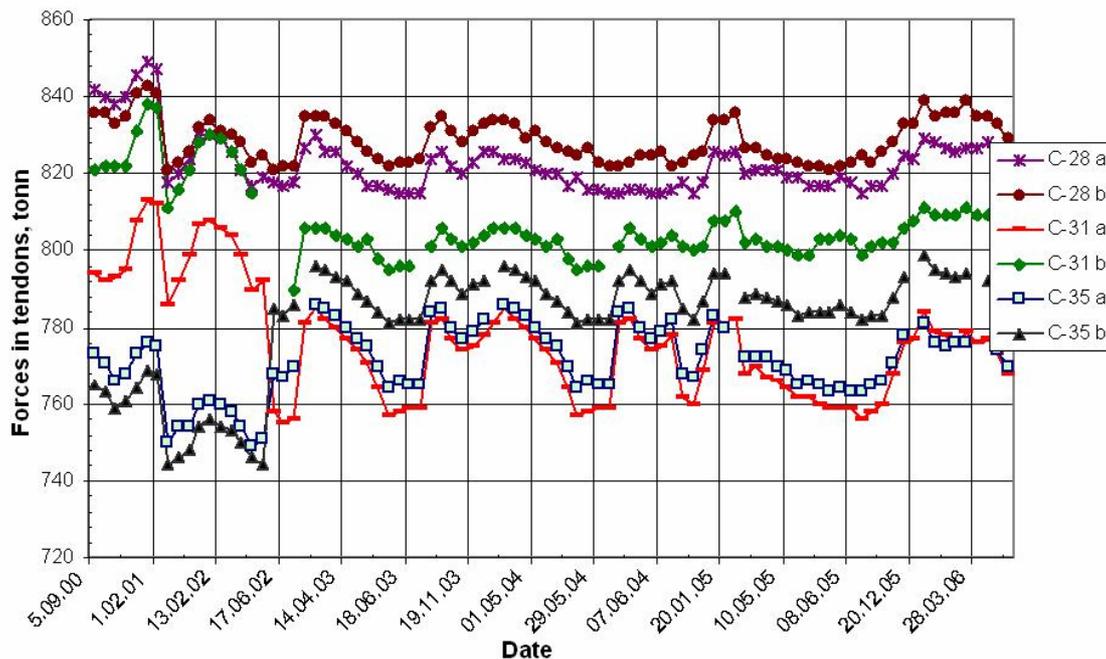
P. 2. Increment of bar reinforcement stresses and temperature measurement results from 17.09.2000 (end of the containment tests) to 13.05.2005, Volgodonsk NPP Unit 1, cross-section #1, level mark 32.6 m



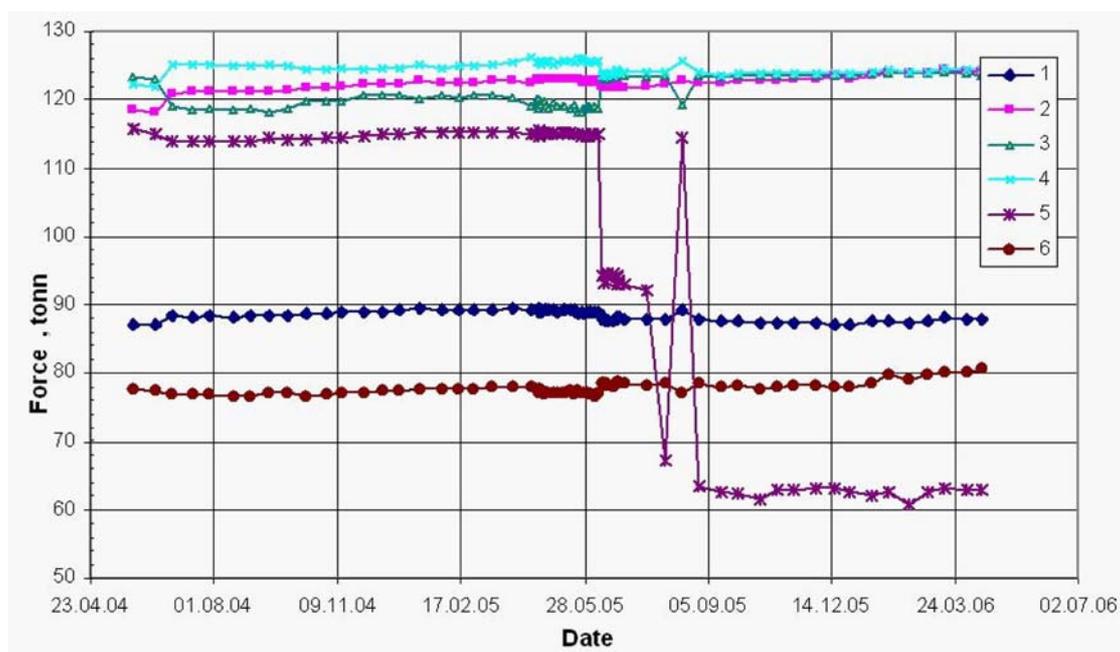
P. 3. Temperature variations over time at different points over the containment thick during the period of 13.09–29.12.99 according to calculations (achieved with consideration for the data on ambient temperature variations inside and outside the containment) and in-situ measurements



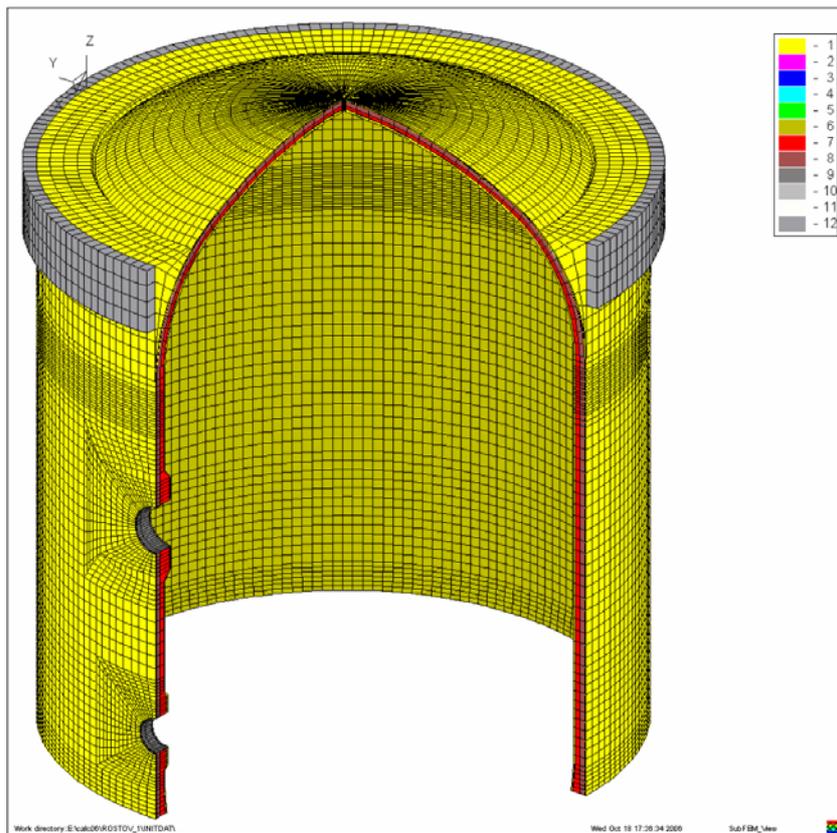
P. 4. Stress variations over time in meridian inner reinforcement at the level mark of 59 m during 13.09–29.12.99 according to the data of calculations and in-situ measurements (PSAS-3122)



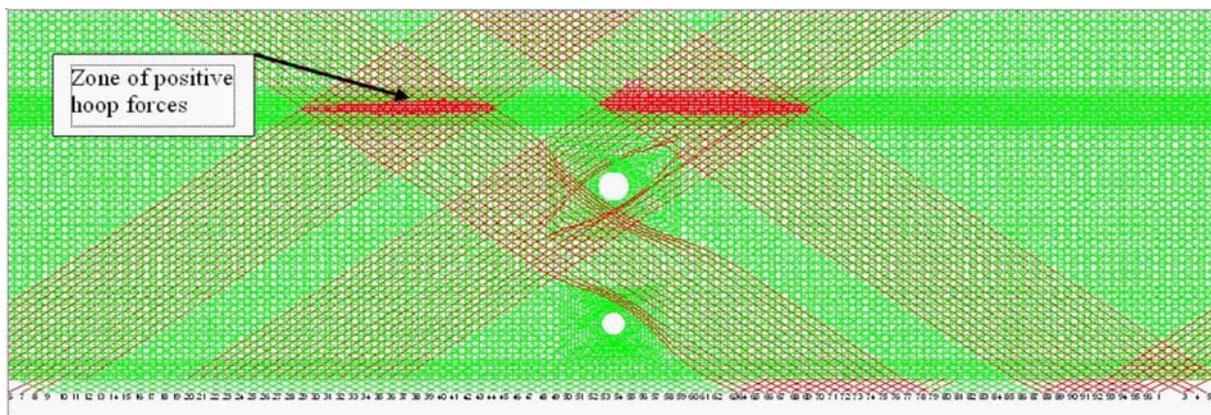
P. 5. Variations in efforts at tension anchors of tendons in the cylindrical part of containment at Volgodonsk NPP Unit 1 during 05.09.2000–16.04.2006 achieved using «HB005» force sensors



P. 6. Effort variations in segments of «HB005» force sensor installed at the tension anchor of tendon «C-111» during 28.05.2004–14.04.2006 (Kalinin NPP Unit 2)



P. 7. Finite-element model of the containment of Volgodonsk NPP Unit



P. 8. Visualization of the tensile-strain zone in cylindrical part from calculation protocol

Научное издание

**Труды ИБРАЭ РАН**

*Под общей редакцией чл.-кор. РАН Л. А. Большова*

Выпуск 6

**МЕХАНИКА ПРЕДНАПРЯЖЕННЫХ  
ЗАЩИТНЫХ ОБОЛОЧЕК АЭС**

*Утверждено к печати Ученым советом  
Института проблем безопасного развития атомной энергетики  
Российской академии наук*

Издательство «Наука»  
117997, Москва, Профсоюзная ул., 90

Зав. редакцией *Г. И. Чертова*

Оригинал-макет подготовлен издательством ООО «Комтехпринт»  
Список литературы и иллюстрации приведены в авторской редакции

Сдано в набор 15 октября 2008 г. Подписано в печать 17 ноября 2008 г.  
Формат 60 x 90<sup>1/8</sup>. Бумага офсетная 80 г/м<sup>2</sup>. Печать офсетная. Гарнитура «Таймс»  
Усл. печ. л. 16,5. Уч.-изд. л. 16,5. Тираж 500. Заказ 17580

Заказное

Отпечатано с готовых диапозитивов типографией ООО «Инфолио-принт»