

Научно-технический и производственный сборник

БЭС

Безопасность
энергетических
сооружений

Научно-исследовательский институт

НИИЭС

энергетических сооружений

Вып. 9

2001

**Российское акционерное общество энергетики и электрификации
«Единая энергетическая система России»
(РАО «ЕЭС России»)**

**Открытое акционерное общество
«Научно-исследовательский институт энергетических сооружений»
(ОАО «НИИЭС»)**

БЕЗОПАСНОСТЬ ЭНЕРГЕТИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКИЙ И ПРОИЗВОДСТВЕННЫЙ СБОРНИК

Выпуск 9

**НАДЕЖНОСТЬ И БЕЗОПАСНОСТЬ
СООРУЖЕНИЙ ТЕПЛОВЫХ ЭЛЕКТРОСТАНЦИЙ**

**ОАО «НИИЭС»
Москва
2001**

**Российское акционерное общество энергетики и электрификации
«Единая энергетическая система России»
(РАО «ЕЭС России»)**

**Открытое акционерное общество
«Научно-исследовательский институт энергетических сооружений»
(ОАО «НИИЭС»)**

БЕЗОПАСНОСТЬ ЭНЕРГЕТИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКИЙ И ПРОИЗВОДСТВЕННЫЙ СБОРНИК

Выпуск 9

**НАДЕЖНОСТЬ И БЕЗОПАСНОСТЬ
СООРУЖЕНИЙ ТЕПЛОВЫХ ЭЛЕКТРОСТАНЦИЙ**

**ОАО «НИИЭС»
Москва
2001**

УДК 621.311

Председатель редакционного совета
к.т.н. С.О. Бритвин

Безопасность энергетических сооружений. //Научно-технический и производственный сборник. Вып. 9. ОАО «НИИЭС». М.:2001. 176 с. (цв.вкл. — 8 с.)

В настоящем сборнике представлены статьи, посвященные надежности и безопасности основных сооружений тепловых электростанций.

Приведены результаты обследований состояния указанных сооружений, а также оценки критериальных величин дефектности конструкций. Ряд статей посвящен анализу процессов эксплуатации и ремонта сооружений и конструкций ТЭС, внедрению новых технологий восстановления их эксплуатационных свойств.

Приведены также результаты расчета напряженно-деформированного состояния сооружений и некоторые пути решения экологических проблем в теплоэнергетике.

ОАО «НИИЭС», 123362, Москва, а/я 393,
Телефон: 493 51 32.
<http://www.niies.ru>
E-mail: niiesoao@mtu-net.ru

Строительный проезд, д. 7а
Факс: (095) 493 64 29

ISBN 5 - 902144 - 01 - 9

© ОАО «НИИЭС» 2001

КОМПЛЕКСНЫЙ ПОДХОД К ОЦЕНКЕ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ ТЭС

Савич А.И., доктор физ.-мат. наук, Бронштейн В.И., доктор техн. наук, Ильин М.М., кандидат физ.-мат. наук., Грошев М.Е., кандидат техн. наук, Бесстрашнов В.М., инженер, Стром А.Л., кандидат геол.-минер. наук, Сувилова А.В., кандидат физ.-мат. наук, Козлов О.В., кандидат техн. наук (ЦСГНЭО — филиал АО «Институт Гидропроект»), Семенов И.В., кандидат техн. наук (ОАО «НИИЭС»)

В настоящее время специализированным филиалом АО «Институт Гидропроект» — Центром службы геодинамических наблюдений в электроэнергетической отрасли выполнен значительный объем работ по оценке сейсмостойкости крупных тепловых электростанций (ТЭС): Охинской ТЭЦ, Сахалинской ГРЭС, Южно-Сахалинской ТЭЦ-1, Партизанской ГРЭС, Артемовской ГРЭС, а также ряда электроподстанций (ПС): Центральной, Прохладной, Армавирской и др.

Опыт эксплуатации ТЭС, расположенных в сейсмоактивных зонах, свидетельствует, что при землетрясениях многие из них получают серьёзные повреждения, вызванные:

- повреждением или выходом из строя технологического и электротехнического оборудования;
- повреждением или разрушением ОРУ и подстанций;
- повреждением линий электропередач;
- разрушением или повреждением зданий и строительных конструкций электростанций.

Наиболее высокий риск сопряжён с тепловыми электростанциями, возведёнными в районах со сложными геодинамическими условиями, характеризующимися высокой современной активностью сейсмогеологических, тектонических, обвально-оползневых, карстово-суффозионных и других опасных геологических процессов и явлений.

Несмотря на очевидный прогресс в технике проектирования, технологии строительства и методах эксплуатационного контроля надёжности энергообъектов, при землетрясениях на них продолжают происходить аварии и инциденты, вызывая материальные убытки и человеческие жертвы. Поэтому достоверная оценка сейсмостойкости ТЭС — актуальная задача электроэнергетической отрасли.

Установлено, что разрушения и повреждения энергообъектов, помимо других факторов, происходят и из-за их недостаточной сейсмостойкости, обусловленной:

ненадёжными прогнозами параметров ожидаемых (расчётных) сейсмических событий (землетрясений);

использованием несейсмостойкого электротехнического и технологического оборудования;

недостаточным учётом особенностей грунтовых условий в основании сооружений и ошибками в оценке реальных свойств объектов;

несовершенством используемых методов расчёта сейсмостойкости различных сооружений и опор линий электропередач;

строительными дефектами и естественным старением сооружений.

Необходимость проведения работ по оценке сейсмостойкости крупных ТЭС в значительной степени обусловлена недостаточной надёжностью карт сейсмического районирования территории РФ и стран СНГ — карт СР-64 и СР-78, в соответствии с которыми проектировались и строились многие эксплуатируемые энергообъекты. Так, Газлийское 9-балльное землетрясение произошло в 5-балльной сейсмической зоне, Сахалинское 9-балльное — в 6-балльной зоне, Спитакское, Рачинское и Борисахские 9-балльные землетрясения — в 7-балльных зонах.

Для оценки реальной сейсмостойкости эксплуатируемых объектов в соответствии с действующим СНиП необходимо: уточнить сейсмические условия участков их расположения, определить расчётные сейсмические воздействия и выполнить поверочные расчеты с учетом реальных упругих, деформационных и прочностных показателей конструкционных материалов и грунтов оснований.

В ходе работ по оценке сейсмостойкости ТЭС нами предложен и реализован комплексный подход, суть которого состоит в том,

что оценка сейсмостойкости энергообъекта представляет собой итог логически связанной последовательности исследований, включающей:

уточнение исходных сейсмических условий;

определение расчетных сейсмических воздействий;

инструментальное обследование и определение реальных упругих, деформационных и прочностных характеристик сооружений и их оснований;

расчет реакции сооружения на заданное сейсмическое воздействие с учетом реальных упругих, деформационных и прочностных характеристик сооружений и их оснований;

разработку рекомендаций по обеспечению сейсмостойкости объекта;

проведение профилактических мероприятий и обучение персонала энергообъектов действиям при сейсмических воздействиях.

Уточнение сейсмических условий

Необходимость работ по уточнению сейсмических условий действующих энергообъектов обусловлена недостаточной надежностью оценки сейсмичности районов строительства, принятой при определенных временных условиях и нормативах проектирования, что в свою очередь связано с существующими методиками оценки долговременной сейсмической опасности, использованных при составлении действовавших ранее нормативных карт общего сейсмического районирования (СР-64, СР-78), а также с тем, что на многих объектах вообще не были проведены детальные исследования по оценке сейсмических условий. Разрушительные последствия многих землетрясений последних лет являются результатом неправильной оценки реальных сейсмических условий по нормативам, действующим на период проекта.

Проведенный в ЦСГНЭО анализ имеющихся данных по проявлениям сейсмичности на территории РФ, в том числе и материалов, характеризующих землетрясения прошлого, свидетельствует о том, что для многих крупных ТЭС оценки их сейсмических и геодинамических условий, принятые при проектировании, существенно отличаются от характеристик, определяемых по новой карте сейсмического районирования России ОСР-97, при этом изменения сейсмических условий, как правило, сводятся к увеличению расчетной сейсмичности на 1 – 2 балла. Для всех этих объектов необходимо провести уточнение сейсмических и геодинамических условий, повторное определение расчетных параметров сейсмичности и выполнить соответствующие расчеты с целью определения их реальной сейсмостойкости и безопасности. В частности,

в таблице 1 приведен перечень объектов теплоэнергетики РАО «ЕЭС России», на которых необходимо выполнить комплекс работ по обеспечению сейсмической безопасности в связи с уточнением сейсмических условий по карте ОСР-97. В таблице 1 приведено уточненное значение сейсмичности, а также указаны отдельные виды работ, выполненные в рамках обеспечения сейсмостойкости каждого объекта.

Таблица 1
Результаты работ по обеспечению сейсмической безопасности крупных ТЭЦ, ГРЭС и ПС

Наименование объектов	Уточненная сейсмичность в баллах шкалы MSK-64 (ее приращение к проектной)	Комплекс работ по обеспечению сейсмической безопасности			
		Уточнение сейсмических условий	Инструментальное обследование	Поверочные расчеты сейсмостойкости	Повторные геодезические наблюдения
1	2	3	4	5	6
Артемовская ГРЭС	7-8 (1-2)	+		+	
Березовская-1 ГРЭС	6 (1)				
Краснодарская ТЭЦ	7 (1)	+	+		
Красноярская-2 ГРЭС	6 (1)				
Невинномысская ГРЭС	8 (2)				
Охинская ТЭЦ	9 (3)	+	+	+	
Партизанская ГРЭС	7-8 (1)	+		+	
Пермская ГРЭС	6,5 (1,5)	+			
Сахалинская ГРЭС	9 (2)	+	+	+	
Ставропольская ГРЭС	7 (1)				
Широковская ГЭС	6 (1)	+			
Южно-Сахалинская ТЭЦ-1	9 (2)	+	+	+	
Тихорецкая ПС-500 кВ	7	+		+	
Центральная ПС-500 кВ	7	+		+	
Армавирская ПС-330 кВ	6	+	+	+	

При решении задач по оценке сейсмических условий энергообъектов, расположенных в высокосейсмичных районах, в ЦСГНЭО

разработана оптимальная методика оценки сейсмических условий энергообъектов, включающая следующие основные элементы:

анализ инструментальных, исторических и палеосейсмологических данных о сильных землетрясениях, происходивших на исследуемой территории за возможно более длительный период времени, сопоставимый с периодом повторяемости сильных землетрясений;

анализ инструментальных сейсмологических данных о фоновой сейсмичности района, включая очистку каталогов землетрясений от взрывов;

выделение сейсмогенерирующих зон на основе комплексного анализа всех имеющихся сейсмологических и геолого-геофизических данных с использованием как вероятностного, так и детерминистского подходов;

анализ комплекса исходных данных, включающих положение основных сейсмогенерирующих зон, их сейсмический потенциал (M_{max}), распределение очагов по глубине для каждой из зон, наиболее вероятные типы подвижек в очагах, характеристики затухания сейсмических колебаний, необходимые для определения расчётного сейсмического воздействия;

создание и постоянное обновление баз данных по различным параметрам опасных геодинамических процессов - каталогов землетрясений, баз данных по параметрам сейсмических воздействий, сейсмогенных разрывов и т.д.;

учёт особенностей волнового поля на участке расположения объекта и влияния на него локальных геологических условий и рельефа.

Особого внимания заслуживают палеосейсмологические исследования. Исторические сведения о землетрясениях для большинства сейсмоактивных районов России, особенно Сибири и Дальнего Востока, имеются за период времени, существенно меньший периода повторяемости сильных землетрясений, что, строго говоря, не позволяет объективно оценивать предельный уровень возможных землетрясений. Для решения этой проблемы при оценке сейсмической опасности эффективно применение палеосейсмогеологического метода, с помощью которого удастся выявить и датировать следы наиболее сильных землетрясений прошлого.

При поиске палеосейсмодислокаций и выделении потенциально активных разрывных нарушений в ЦСГНЭО широко используются аэрофотоснимки и космические снимки высокого и сверхвысокого разрешения, благодаря чему обеспечивается высокая и равномерная изученность исследуемых территорий, в том числе расположенных в удаленных и труднодоступных районах Сибири и Дальнего Востока.

Применение дистанционных методов позволяет без пропусков выявлять «подозрительные» геологические структуры и формы рельефа, оптимальным образом планировать полевые сейсмогеологические работы.

Важнейшим элементом полевых палеосейсмогеологических исследований ЦСГНЭО является вскрытие выявленных молодых разрывов траншеями (или зачистка существующих обнажений) и детальное изучение их строения с отбором образцов для определения абсолютного возраста палеоземлетрясений. В 1997-98 гг. специалистами ЦСГНЭО получены новые данные о сильных доисторических землетрясениях Сахалина, позволившие определить уровень сейсмической опасности для основных электростанций, обеспечивающих энергоснабжение области: Охинской ТЭЦ, Сахалинской ГРЭС и Южно-Сахалинской ТЭЦ. В частности, установлено, что для Охинской ТЭЦ сейсмическая опасность обусловлена воздействиями не только из очаговой зоны Нефтегорского землетрясения 1995 г., но и в большей степени из сейсмогенерирующей зоны, связанной с Хоккайдо-Сахалинским разломом. Для последней по палеосейсмогеологическим данным определена повторяемость сильных землетрясений, составляющая от 1500 до 2500 лет, при том что последнее сильное землетрясение в зоне этого разлома произошло около 2500 лет тому назад.

Определение расчетных сейсмических воздействий

Для определения расчетных сейсмических воздействий на энергетические объекты в ЦСГНЭО разработана методика, основанная на сочетании генетического (детерминистского) и вероятностного подходов, причем на различных этапах исследований применяется сочетание результатов экспериментальных (полевых) и расчетных методов, математическое моделирование на ЭВМ и экспертные оценки.

По характеристикам зон возможных очагов землетрясений (зон ВОЗ) — магнитуде наиболее сильного землетрясения, глубине очага, вероятному типу подвижки в очаге и его положению относительно объекта и др. — устанавливаются основные типы расчетных воздействий и определяются так называемые «фоновые» (исходные) параметры колебаний на участке ТЭС.

На следующем этапе рассчитываются параметры сейсмических движений грунта на заданном участке для характерных типов возможных воздействий из окружающих зон ВОЗ с учётом локальных поверхностных инженерно-геологических условий, рельефа

местности, а также глубинных геолого-геофизических условий и углов подхода волн. Совокупность этих характеристик отражается геолого-геофизической моделью среды.

Основными параметрами, характеризующими движения грунта, являются:

- максимальная (пиковая) амплитуда ускорений;
- преобладающий период максимальных ускорений;
- продолжительность колебаний (общая и относительная на заданных уровнях от максимальной интенсивности).

Эти параметры отвечают записям ускорений поверхности движения грунта - акселерограммам, то есть временной форме представления процесса колебаний. В некоторых случаях используются также параметры записей скорости движения грунта (велосиграмы) или смещения грунта (сейсмограммы).

Моделью расчётного сейсмического воздействия считается набор (ансамбль) расчетных акселерограмм, задающих характерные типы сейсмических движений грунта при сильнейших землетрясениях в окружающих площадку зонах ВОЗ.

В зависимости от региональных и локальных условий, количества и качества исходных данных и типа объекта применяются различные методики расчётов конкретных параметров или их модификации.

По расчётным параметрам сейсмических воздействий с учетом коэффициентов спектрального усиления на каждой частоте моделируются акселерограммы и рассчитываются соответствующие им спектры действия в основаниях сооружений при воздействиях из ближних и удаленных зон землетрясений, строится обобщённый спектр действия для конкретной ТЭС.

В отечественной и зарубежной литературе существуют « типовые » или обобщённые спектры действия и акселерограммы, рекомендуемые для отдельных регионов или для некоторой заданной балльности.

Однако экспериментальные данные по ряду сильных землетрясений в различных регионах Земного шара и опыт ЦСГНЭО по изучению сейсмических условий конкретных объектов показали наличие существенных различий между « типовыми » и фактически спектрами действия и акселерограммами.

Методика ЦСГНЭО, позволяющая учесть как региональные, так и локальные сейсмотектонические и инженерно-геологические особенности оснований объектов, использована для расчета сейсмических воздействий для многих крупных тепловых электростанций России (таблица 1).

Инструментальное обследование и определение реальных упругих, деформационных и прочностных характеристик сооружений и их оснований

Необходимость оценки реального состояния и свойств эксплуатируемых энергообъектов обусловлена существенным влиянием этих факторов на сейсмостойкость объектов и значительным их изменением в процессе эксплуатации сооружений.

Для проведения поверочных расчётов сейсмостойкости требуется:

установить степень соответствия реальных характеристик деформируемости, прочности, фильтрационных свойств и напряжённо-деформированного состояния основания и сооружения параметрам, принятым при его проектировании; в случае значительных изменений определить новые расчётные параметры геологической среды и объекта;

выявить и локализовать участки наиболее резких изменений свойств и состояния сооружения и его основания, произошедшие в процессе эксплуатации объекта.

Для решения указанных задач предложен и внедрён комплекс экспресс-методов неразрушающего контроля, базирующийся на тесном сочетании различных методов инженерной геофизики (сейсморазведки, ультразвука, электрометрии, термометрии, разных видов каротажа), анализа данных натуральных наблюдений, точечных опробований методами геомеханики и геотехники, а также детальных инженерно-геологических обследований.

Базовыми методами при инструментальных обследованиях объектов являются:

метод многоточечного сейсмического просвечивания (сейсмической томографии) различных участков основания, тела плотины и отдельных конструктивных элементов сооружений на проходящих продольных и поперечных волнах. Данные этого вида исследований, отображая пространственную изменчивость в сооружении скоростей упругих волн, являются основой для получения количественных показателей свойств и состояния различных частей обследуемого объекта и выделения в нём различных «дефектных» зон;

площадные электрометрические исследования и режимные термометрические наблюдения в пьезометрических и специально оборудованных скважинах с целью выявления и трассирования зон фильтрации, участков различной плотности и разного напряжённо-деформированного состояния;

ультразвуковые исследования оснований и строительных конструкций;

метод динамического отклика, используемый для выявления дефектов и пустот на контакте сооружений с вмещающим массивом горных пород.

Перечисленные методы базируются на разработках, развитых в разведочной и промысловой геофизике, однако отличаются оригинальными схемами наблюдений и проведения работ, а также способами количественной интерпретации данных с получением специализированной информации о свойствах и состоянии обследуемых объектов.

За период с 1986 г. перечисленный комплекс методов, постоянно совершенствуемый и развиваемый, применён при обследовании ТЭС (таблица 1). Полученные при этом результаты подтвердили обоснованность и достаточность используемого комплекса исследований, а также определенную эффективность предложенной технологии получения исходной информации, необходимой для проведения поверочных расчётов сейсмостойкости сооружений.

Расчет реакции сооружения на заданное сейсмическое воздействие

Расчет реакции сооружения на заданное сейсмическое воздействие (поверочный расчет) осуществляется с помощью динамического метода, адекватно отражающего особенности поведения комбинированной системы «сооружение-основание» при землетрясении путём учёта всех значимых факторов формирования её напряжённо-деформированного состояния.

Отличительными особенностями и преимуществами этого метода являются:

задание сейсмического воздействия на контакте сооружения с основанием либо путём редукции исходной акселерограммы, заданной для выровненной дневной поверхности на нижнюю границу расчётного блока основания;

выполнение расчётов напряжённо-деформированного состояния на единой конечно-элементной сетке для всех нагрузок и воздействий основного и особого сочетаний прямым интегрированием общих исходных уравнений;

учёт начального (квазистатического) напряжённо-деформированного состояния рассматриваемой системы, сформировавшегося в ней в ходе реальной последовательности возведения и нагружения сооружения к моменту землетрясения и являющегося фоном, на который накладывается динамическая реакция сооружения;

использование достоверных моделей состояния материалов, базирующихся на соотношениях упругого либо упругопластического деформирования для бетона и упругопластического течения с упругим для грунтовых взаимопроникающих сред;

учёт взаимодействия сооружения с основанием путем включения в расчётную область представительного (превышающего характерные размеры сооружения не менее, чем в 2

— 3 раза) инерционного фрагмента основания, задания условий неотражающей границы, учёта пригрузки основания достаточно массивным и жестким, как правило, сооружением;

моделирование работы швов и макротрещин путём использования специальных контактных элементов, или путём редукции задачи на контактные пары узлов, или введением анизотропии свойств материала со снижением жесткости в направлении, перпендикулярном шву.

Поверочные расчёты, выполняемые в последние годы, базируются на использовании современного вычислительного аппарата волновой теории сейсмостойкости, уточнённых оценках сейсмической опасности, представлении сейсмических воздействий в виде 3-компонентных акселерограмм, приуроченных к реальным сейсмогенерирующим зонам, учёте фактической истории возведения объекта и реальных деформационных, прочностных, динамических и других свойств материалов сооружения и его основания, установленных при проведении натурального обследования.

За последние годы выполнены расчёты и проведена оценка сейсмостойкости сооружений Охинской, Южно-Сахалинской и Артёмовской ТЭЦ, Сахалинской и Партизанской ГРЭС, а также оборудования Тихорецкой и Центральной ПС-500 кВ и Армавирской ПС-330 кВ (таблица 1).

Расчёты сейсмостойкости Охинской, Южно-Сахалинской ТЭЦ и Сахалинской ГРЭС показали, что при 9-балльном расчётном землетрясении основные несущие строительные конструкции могут быть разрушены. В результате принято решение о поэтапном выводе не сейсмостойких ТЭС из эксплуатации с заменой их альтернативными источниками электрической и тепловой энергии. В то же время, в результате расчётного анализа поведения основных сооружений Партизанской ГРЭС и Артёмовской ТЭЦ при воздействии расчётного землетрясения интенсивностью восемь баллов, характерного для районов Дальнего Востока и Забайкалья, выработаны рекомендации по обеспечению сейсмостойкости рассмотренных сооружений и предложены конструктивные мероприятия.

В рамках анализа реакции сооружения на заданное сейсмическое воздействие выполнены расчёты для типовых конструкций (дымовой трубы, фундамента турбоагрегата и др.), входящих в состав основных сооружений, и сделаны выводы практического характера относительно сейсмостойкости основных строительных конструк-

ций ТЭС при восьмибалльных землетрясениях. В качестве примеров результатов поверочных расчетов для отдельных конструкций приведены вертикальные и кольцевые сейсмические напряжения в трубе (рисунок на цветной вкладке) и наиболее значимые формы собственных колебаний трубы Сахалинской ГРЭС (рисунок на цветной вкладке), а также низшие формы собственных колебаний главного корпуса Южно-Сахалинской ТЭЦ-1 (рис. 1).

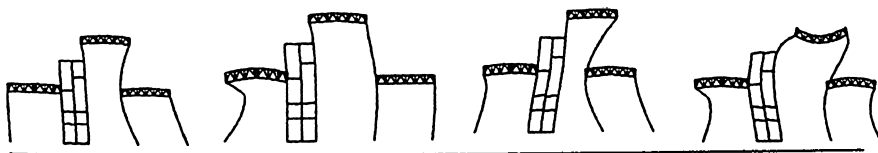


Рис. 1. Низшие формы собственных колебаний главного корпуса Южно-Сахалинской ТЭЦ-1.

Обучение персонала энергообъектов действиям при сейсмических событиях

Система подготовки персонала электростанций к действиям перед, до и после землетрясения должна обеспечить надежную работу персонала, его скорректированные действия в экстремальных условиях.

На основе обследований и анализа состояния энергетических объектов, перенесших сильные землетрясения, сформулированы основные положения действий персонала при сейсмическом событии с учетом следующих его особенностей:

время действия землетрясения, измеряемое в интервале от десятых долей секунды до десятков секунд, не позволяет предпринять каких-либо организационных действий, за исключением отключения источников энергоснабжения;

после первого сейсмического толчка, как правило, происходят последующие землетрясения (афтершоки), интервалы между первым и последующим толчками могут измеряться сутками и месяцами, что позволяет развернуть комплекс мероприятий по минимизации ущерба от афтершоков;

как показывает опыт, наибольший ущерб при сейсмическом воздействии связан не с самими сейсмическими толчками, а с вторичными проявлениями (разрывы инженерных коммуникаций, пожары, нарушение энергообеспечения), что позволяет провести предварительную подготовку по снижению последствий землетрясения.

Основными задачами персонала электростанции при сейсмическом событии являются:

сохранение жизни как самого персонала, так и населения, находящегося в зоне действия энергетического объекта;

сохранение энергообъекта как источника электроэнергии, либо переключение потребителей на резервные источники;

минимизация ущерба от землетрясения;

развертывание аварийно-спасательных и восстановительных работ в пределах своей компетенции.

С учётом перечисленных задач разработаны программы по обучению персонала энергопредприятий действиям в случаях возникновения сейсмической и геодинамической опасности, базирующиеся на специальных методических документах («Правила проведения спасательных и ремонтно-восстановительных работ на энергопредприятиях после землетрясения», «Правила взаимодействия энергопредприятий с подразделениями МВД, ГО, Пожарной охраны, МЧС, МО и соседними энергосистемами до землетрясения, при сейсмическом воздействии и после события», «Инструкция по действию работающего персонала при землетрясениях на энергообъектах», учебное пособие «Что нужно знать о землетрясениях персоналу энергетических предприятий, расположенных в сейсмически активных регионах России»). Система обучения включает специализированную теоретическую, тренажерную и психологическую подготовку оперативного персонала, что даёт ему навыки целеустремлённой деятельности в экстремальных ситуациях. Принципиально новыми элементами системы обучения, направленными на повышение её эффективности, явились использование имитационных моделей и проведение противоаварийных тренировок, которые позволяют развить у персонала энергопредприятий оперативное системное мышление, выработать вариативность поведения в случае чрезвычайной ситуации, аварийном изменении структуры системы и параметров среды, овладеть широким набором стратегий управления.

Выводы

В результате многолетних работ по оценке сейсмостойкости объектов электроэнергетической отрасли в ЦСГНЭО разработана методика комплексной оценки сейсмостойкости, включающая:

уточнение исходных сейсмических условий;

определение расчетных сейсмических воздействий;

инструментальное обследование и определение реальных упругих, деформационных и прочностных характеристик сооружений и их оснований;

расчет реакции сооружения на заданное сейсмическое воздействие с учетом реальных упругих, деформационных и прочностных характеристик сооружений и их оснований;

разработка рекомендаций по обеспечению сейсмостойкости объекта; проведение профилактических мероприятий и обучение персонала энергообъектов действиям при сейсмических воздействиях.

Предлагаемый комплексный подход реализован при оценке сейсмостойкости таких энергообъектов, как Краснодарская ТЭЦ, Охинская ТЭЦ, Сахалинская ГРЭС, Южно-Сахалинская ТЭЦ-1, Артемовская ГРЭС, Партизанская ГРЭС, Широковская ГЭС, Пермская ГРЭС, Тихорецкая ПС-500кВ, Центральная ПС-500кВ, Армавирская ПС-330кВ и др.

По результатам обследования и расчётного анализа поведения основных сооружений принято решение о поэтапном выводе несейсмостойких ТЭС (Охинской, Южно-Сахалинской ТЭЦ и Сахалинской ГРЭС) из эксплуатации с заменой их альтернативными источниками электрической и тепловой энергии, выработаны рекомендации по обеспечению сейсмостойкости Партизанской ГРЭС и Артёмовской ТЭЦ, даны конкретные выводы и рекомендации относительно сейсмостойкости основных строительных конструкций ТЭС при восьмибалльных землетрясениях.

ОПЫТ ОБСЛЕДОВАНИЯ БЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ОСНОВНЫХ СООРУЖЕНИЙ ТЭС МЕТОДАМИ НЕРАЗРУШАЮЩЕГО КОНТРОЛЯ

Савич А.И., доктор физ.-мат. наук, Козлов О.В., кандидат техн. наук, Степанов М.И., инженер, Ильин М.М., кандидат физ.-мат. наук (ЦСГНЭО — филиал АО «Институт Гидропроект»)

В ходе работ, выполненных специализированным филиалом АО «Институт Гидропроект» — Центром службы геодинамических наблюдений в электроэнергетической отрасли (ЦСГНЭО), по комплексной оценке сейсмостойкости таких крупных объектов теплоэнергетики, как Краснодарская и Охинская ТЭЦ, Сахалинская ГРЭС, Южно-Сахалинская ТЭЦ-1, Партизанская и Артемовская ГРЭС, а также ряда подстанций установлено, что объективный расчетный анализ реакции сооружения на заданное сейсмическое воздействие невозможен без учета реального состояния и определенных в натуре прочностных характеристик бетонных конструкций

основных сооружений, которые могут существенно отличаться от принятых в проекте. Различие между проектными и реальными характеристиками бетонных конструкций обусловлено тем, что в ходе эксплуатации теплоэлектростанций (ТЭС) бетонные конструкции основных сооружений находятся в условиях интенсивного теплового, фильтрационного, динамического и прочих воздействий. Определение реальных характеристик бетонных конструкций предусмотрено периодическими обследованиями состояния бетона. В пределах десятилетнего эксплуатационного периода состав, объемы и методы наблюдений определяются Указаниями ВСН 01-74 Минэнерго СССР. Общим недостатком указанных методов является точечный характер обследования, ограниченный объемом приповерхностной зоны конструкции или образца. Применение неразрушающих методов контроля, основанных на определении скоростей распространения упругих волн, позволяет оперативно оценить состояние бетона непосредственно в конструкции, выявить кавернозные участки, определить степень микро- и макротрещиноватости, получить упругие и прочностные показатели бетона.

Опыт работ по обследованию основных сооружений ТЭС в рамках комплексной оценки сейсмостойкости объектов теплоэнергетики позволяет наглядно продемонстрировать преимущества неразрушающих методов. В пределах основных сооружений ТЭС, ГРЭС и электроподстанций, как правило, проводились выборочные обследования бетонных конструкций или их элементов. Обследованию подвергались бетонные конструкции, несущие наиболее важные части технологического оборудования. При этом для сопоставления обследовались конструкции как с явными признаками разрушения бетона (нарушение поверхностного слоя, трещиноватость, оголение арматуры и т.д.), так и аналогичные конструкции без признаков разрушения. Работы проводились: на дымовых трубах, градирнях, на опорных колоннах турбогенераторов, конденсаторов и питательных электронасосов, на подкрановых балках, перекрытиях, на ригельных и подкрановых балках и на фундаментах технологического оборудования и зданий.

Комплекс методов неразрушающего контроля включает измерения скорости продольных и поперечных волн, а также механические испытания бетона с помощью склерометра (молотка Шмидта). Натурное обследование дополняется лабораторными испытаниями образцов бетона. В зависимости от требуемой степени детальности измерения скорости выполняются в двух диапазонах частот: ультразвуковом и сейсмоакустическом. В ультразвуковом диапазоне изме-

рения выполняются на преобладающих частотах 30 – 40 кГц для продольных волн и 15 – 20 кГц для поперечных с разрешающей способностью, равной первым сантиметрам. В сейсмоакустическом диапазоне — на преобладающих частотах 600 – 1500 Гц для продольных волн и 400 – 500 Гц для поперечных, с разрешающей способностью до 0,5 – 1 м. Использование разномасштабных методов позволяет судить о преобладающем размере неоднородностей, так как измерения в ультразвуковом диапазоне отражают свойства бетона в масштабе тысячных долей кубического метра, в то время как измерения в сейсмоакустическом диапазоне отражают свойства бетона в масштабе кубического метра, то есть носят интегральный характер и характеризуют обследуемую конструкцию в целом. Ультразвуковые и механические испытания склерометром выполняются совместно на измерительных площадках для определения связи между упругими и прочностными показателями.

В зависимости от конструктивных особенностей бетонных конструкций и возможности доступа к ним используются методики просвечивания или профилирования по поверхности конструкции, а также их комбинации. При ультразвуковых наблюдениях базы просвечивания составляют 0,25 – 1,5 м. Шаг исследования при профилировании в зависимости от состояния бетона меняется от 0,05 до 0,25 м. С целью определения преобладающего направления трещиноватости проводятся круговые наблюдения на базах 0,15 и 0,3 м или профилирование с шагом 0,05 – 0,1 м по различным азимутам. При сейсмоакустических исследованиях базы просвечивания, в зависимости от размеров изучаемых конструкций, составляют от нескольких десятков сантиметров и первых метров до первых десятков метров, шаг исследования при профилировании — 0,25 – 1 м. Необходимо отметить, что при обследовании конструкций по методике профилирования часто удается зарегистрировать только поперечные волны.

Прочностные характеристики бетона определяются с помощью корреляционных зависимостей, полученных на основании сопоставления ультразвуковых скоростей с данными прямых измерений прочностных характеристик бетона молотком Шмидта, а также по данным определения прочности на образцах.

Обработка данных обследования включает:

- построение корреляционной зависимости скорость-прочность;
- определение осредненных скоростных показателей бетона и их разброса (в сейсмическом и ультразвуковом диапазонах);
- сопоставление результатов наблюдений в сейсмическом и ультразвуковом диапазонах для оценки степени однородности бетона;

расчет динамического модуля упругости, коэффициента Пуассона, определение статического модуля упругости по обобщенной корреляционной зависимости;

определение прочностных показателей по корреляционной зависимости скорость—прочность.

В качестве примера приведены результаты обследования Охинской ТЭЦ.

На участке Охинской ТЭЦ проведено выборочное обследование бетонных конструкций основных сооружений, в том числе обеих дымовых труб, опорных колонн здания первой очереди станции, опор котлов и генераторов, а также фундаментов металлических опорных колонн здания второй очереди станции.

Измерения выполнены в сейсмоакустическом и в ультразвуковом диапазонах частот. Оценка прочностных свойств бетона основных сооружений выполнена по корреляционной зависимости «скорость—прочность», полученной по данным ультразвуковых измерений скорости и определений прочности с помощью склерометра (рис. 1).

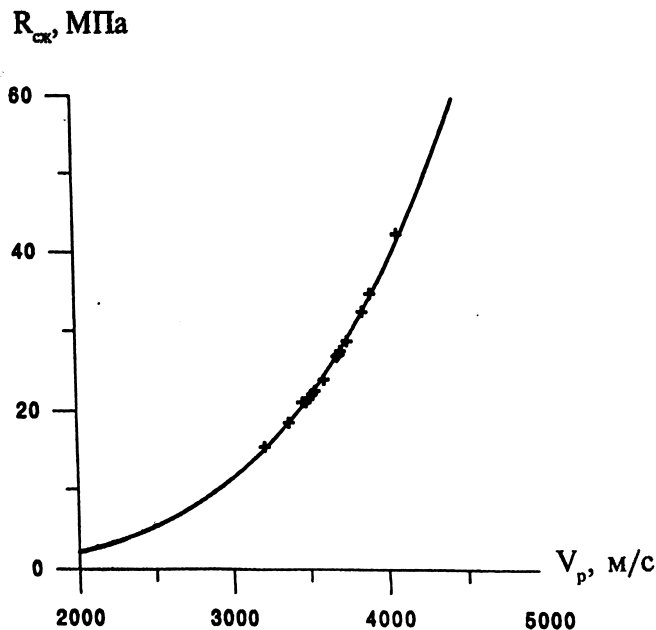


Рис. 1. Корреляционная (градуировочная) зависимость скорость—прочность для бетона основных сооружений Охинской ТЭЦ.

Одна из основных задач обследования — оценка степени неоднородности бетонных конструкций. Данная задача решается путем сопоставления скоростей упругих волн, измеренных в ультразвуковом и сейсмоакустическом диапазонах частот. В результате сопоставления данных, измеренных на одних и тех же конструкциях, установлено, что скорости ультразвуковых и сейсмоакустических продольных волн близки. Скорость продольных волн в ультразвуковом диапазоне составляет 3,2 км/с, в сейсмическом — 3,3 км/с. Полученный результат позволяет считать неоднородность, обусловленную трещиноватостью, мелкомасштабной, что дает возможность использовать корреляционную связь скорости продольных волн ультразвукового диапазона и прочности бетона по данным статических измерений для интерпретации результатов сейсмоакустических измерений скорости.

Таблица 1

Характеристика состояния бетона

Характеристика состояния бетона	$q = V_p/V_{max}$	Скорость продольных волн, м/с.	Прочности на сжатие, г/см ²
Хорошее	0.87–1.0	> 3800	> 310
Удовлетворительное	0.87–0.7	3800–3100	310–150
Плохое	0.7–0.5	3100–2200	150–40
Очень плохое	< 0.5	< 2200	< 40

Качественная оценка состояния бетона выполнена с использованием показателя сохранности $q = V_p / V_{max}$, где V_p , V_{max} соответственно текущее и максимальное значения скоростей продольных волн в бетоне [1]. Подобный подход к качественной оценке состояния бетона приводится также в работах [2, 3, 4]. В таблице 1 дана классификация состояния бетона по показателю сохранности q , а также приведены соответствующие значения прочности на сжатие и скорости продольных волн.

Одна из задач обследования состояла в оценке состояния дымовых труб первой и второй очереди. Задача решена с помощью азимутальных ультразвуковых измерений, выполненных в нескольких точках конструкции. Один из пунктов располагался на высоте 1 м над поверхностью земли, два других располагались на противоположных сторонах трубы на высоте 1 м от газохода, т.е. приблизительно в 7 м над поверхностью. Каждый из пунктов наблюдений представлял собой азимутальную установку с базой 0,5 м и шагом 45° (рис. 2).

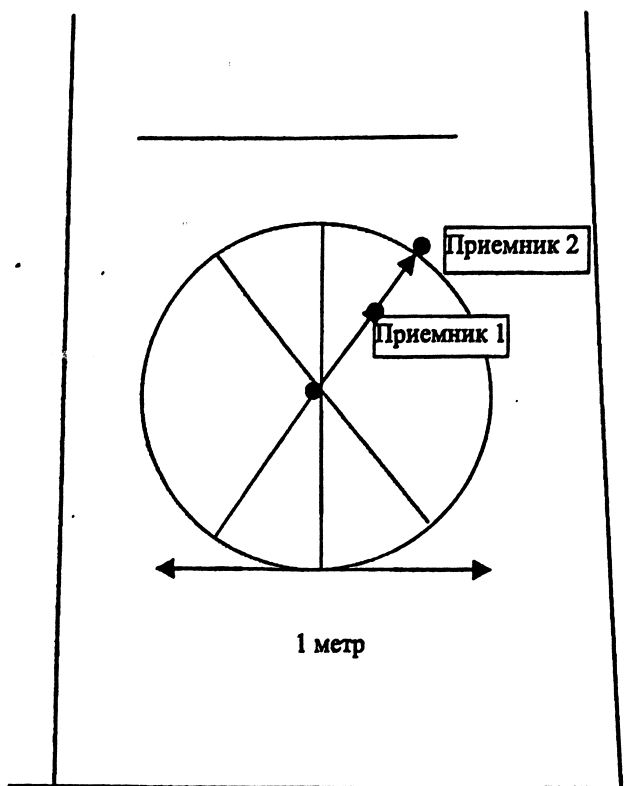


Рис. 2. Схема азимутальной установки, использованной при обследовании дымовой трубы.

Использованная азимутальная схема наблюдений позволяет характеризовать зависимость изменения свойств бетона от направления. Минимальная скорость распространения продольных волн ультразвукового диапазона в субвертикальном направлении около 3000 м/с, а соответствующая прочность бетона 135 кг/см². Средняя величина коэффициента Пуассона для бетона дымовых труб составляет 0,19.

В качестве примера приведено азимутальное распределение скорости продольных волн для дымовой трубы первой очереди (рис. 3). Основная особенность углового распределения скорости на высоте газоходов — четкие экстремумы для азимута 90°, то есть для вертикали. Для пункта, расположенного со стороны фасада здания, наблюдается минимум скорости, свидетельствующий о раскрытии микротрещин под действием растягивающих напряжений. Для пункта, расположенного с противоположной стороны, обращенной в

сторону корпуса второй очереди, в вертикальном направлении наблюдается максимум скорости, свидетельствующий о закрытии микротрещин под действием сжимающих напряжений. Анализ графиков позволяет определить направление деформирования трубы. Дымовая труба первой очереди наклоняется в сторону здания второй очереди.

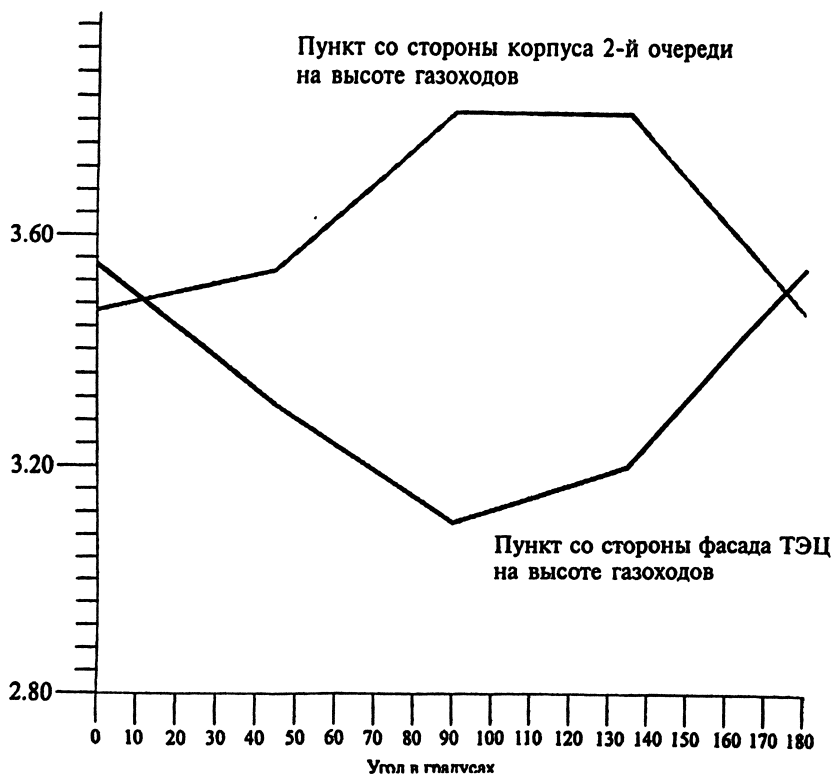


Рис. 3. Результаты ультразвуковых азимутальных измерений в бетоне дымовой трубы.

При обследовании опорных колонн здания первой очереди перед ультразвуковыми исследованиями была поставлена задача — определить состояние колонн и выявить возможную микротрещиноватость. Задача решена путем сравнения скоростей, измеренных вдоль колонны по методике профилирования в вертикальном направлении, со скоростями, измеренными поперек колонны по методике просвечивания в горизонтальной плоскости (рис. 4).

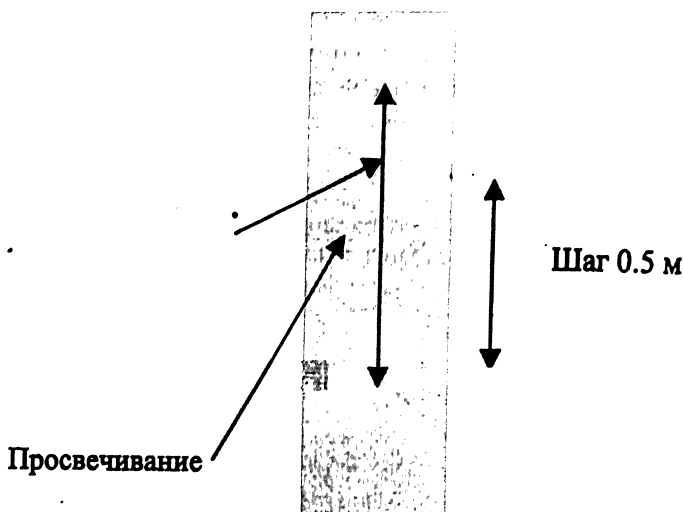
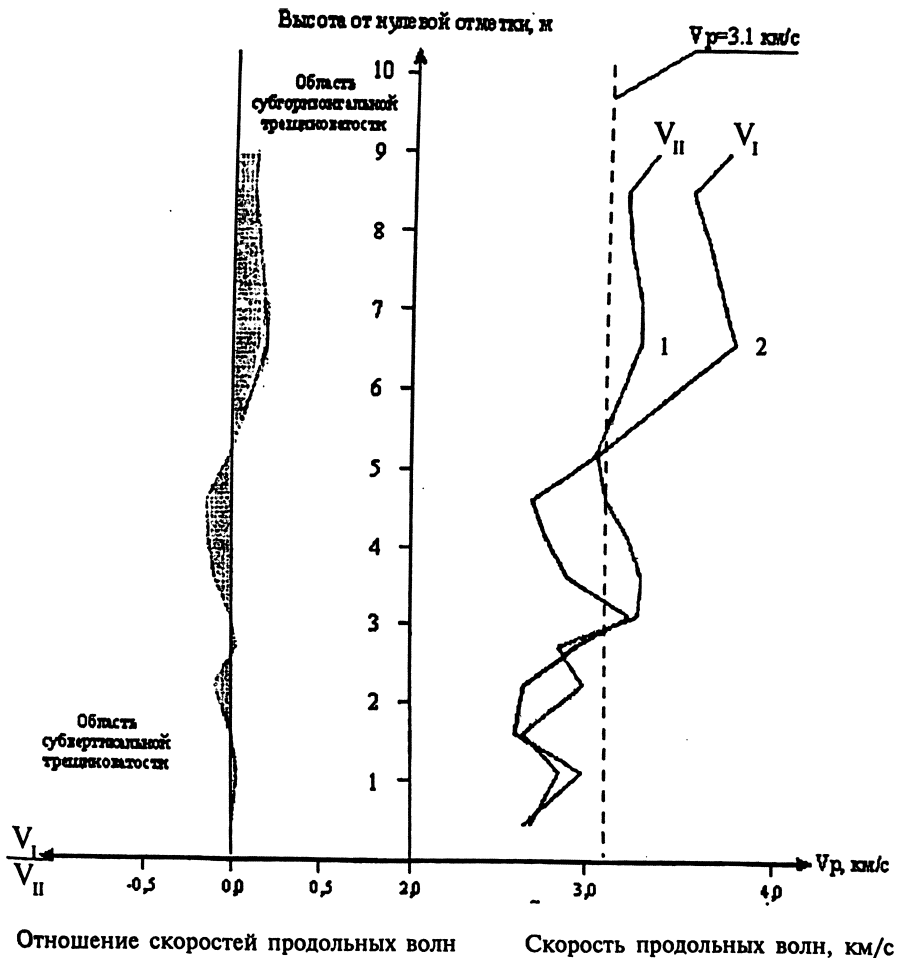


Рис. 4. Обследование опорных колонн. Схема расположения источников и приемников при определении скоростей вдоль и поперек конструкции.

На рис. 5 приведен пример изменения с высотой скоростей, измеренных вдоль и поперек колонны, а также отношения скорости в горизонтальном направлении к скорости по вертикали. Интерпретация данных основана на том, что скорость вдоль направления микротрещиноватости всегда больше скорости, измеренной в направлении, перпендикулярном плоскостям микротрещин. На графике отношения скоростей от 5 до 9 и более метров четко выделяется часть колонны, где скорость в горизонтальной плоскости выше, чем в вертикальном направлении, то есть отношение скоростей больше 1. Ниже, на высоте от 3 до 5 метров, выделяется участок, где скорость в горизонтальном направлении ниже, чем в вертикальном, то есть отношение скоростей меньше 1. Таким образом, в строении колонн выявляется чередование зон с преобладающей вертикальной или горизонтальной микротрещиноватостью. Наличие связи скорость-прочность позволяет сделать следующую оценку: на участках минимальных скоростей (2400 м/с) средняя прочность бетона составляет 60 кг/см^2 , то есть лежит существенно ниже нормативной.

Полученный характер микротрещиноватости материала колонн невозможно объяснить только воздействием статической нагрузки. Эффект блочного строения может быть истолкован, например,

как связанный с неоднородностями, возникшими при укладке бетона. Однако выраженная анизотропия и наличие протяженных зон субгоризонтальной ориентации трещин может свидетельствовать о перенесенном сооружением динамическом воздействии (землетрясении).



V_I — скорости продольных волн вдоль конструкции;
 V_{II} — скорость продольных волн поперек конструкции

Рис. 5. Обследование опорных колонн. Изменение скоростей продольных ультразвуковых волн вдоль и поперек конструкции.

Результаты обследования позволяют сделать некоторые обобщенные выводы о состоянии бетонных конструкций основных сооружений Охинской ТЭЦ:

более половины обследованных конструкций (опорных колонн здания, столбов фундаментов и др.) имеют участки с прочностью ниже нормативной;

наиболее сохранным является бетон оснований дымовых труб, а наиболее ослабленными являются опорные колонны здания первой очереди станции;

практически для всех обследованных конструкций трещиноватость бетона носит мелкомасштабный характер и даже на участках высокой концентрации трещины не имеют значительного раскрытия.

ЛИТЕРАТУРА

1. Комплексные инженерно-геофизические исследования при строительстве гидротехнических сооружений. Под редакцией А.И. Савича и Б.Д. Кулонджича., М.: Недра. 1990.
2. Филовидов А.М. Контроль бетона ультразвуком в гидротехническом строительстве. М.: Энергия. 1969.
3. Поль Э. Неразрушающие методы испытания бетона. М.: Стройиздат. 1967.
4. Рапопорт Ю.М. Ультразвуковая дефектоскопия строительных деталей и конструкций. М.: Стройиздат. 1975.

СЕЙСМИЧЕСКИЕ УСЛОВИЯ УЧАСТКОВ РАЗМЕЩЕНИЯ ТЕПЛОВЫХ ЭЛЕКТРИЧЕСКИХ СТАНЦИЙ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

*Бесстрашнов В.М., Годзиковская А.А., инженеры,
Стром А.Л., кандидат геол.-мин. наук
(ЦСГНЭО — филиал АО «Институт Гидропроект»)*

Анализ карт общего сейсмического районирования территории СССР — ОСР-69, ОСР-78 и России — ОСР-97 свидетельствует о последовательном повышении уровня нормативной сейсмичности для обширных территорий. Это приводит к тому, что при введении в действие новой карты сейсмического районирования сейсмостойкость уже построенных сооружений, спроектированных в соответствии с ранее действовавшими нормами, оказывается не обеспеченной. Как показал анализ сейсмической опасности районов расположения тепловых электрических станций (ТЭС), проведен-

ный ЦСГНЭО, особую остроту эта проблема приобрела после введения в действие в качестве нормативных новых карт общего сейсмического районирования РФ ОСР-97 [1].

В соответствии с ведомственными строительными нормами [2], при проектировании ТЭС расчеты сейсмических сотрясений производятся на два уровня повторяемости — 1 раз в 100 и в 1000 лет. Поэтому основное внимание было уделено анализу карты ОСР-97-В, являющейся картой 95-процентной вероятности непревышения в течение 50 лет указанных на картах значений сейсмической интенсивности, что соответствует среднему периоду повторения сотрясений (Т) 1 раз в 1000 лет.

Согласно указанной карте Камчатские (г. Петропавловск-Камчатский), Охинская ТЭЦ и Паужетская ГЭОТЭС расположены в зоне с сейсмичностью 10 баллов, Аркагалинская ГРЭС, Южно-Сахалинская ТЭЦ-1, Сахалинская ГРЭС, Кызыльская ТЭЦ, Махачкалинская ТЭЦ, Владикавказская ТЭЦ, Каспийская ТЭЦ и Грозненские ТЭЦ — в зоне с сейсмичностью 9 баллов, восемнадцать ТЭС — в зоне с сейсмичностью 8 баллов, двадцать одна — в зоне с сейсмичностью 7 баллов, сорок пять — в зоне с сейсмичностью 6 баллов.

Превышения нормативной сейсмичности карты ОСР-97-В, по сравнению с картой ОСР-78, наиболее близкой к проектной сейсмостойкости действующих ТЭС (хотя значительная часть ТЭС была построена до составления карты ОСР-78), составляют:

3 балла для Охинской ТЭЦ и Сахалинской ГРЭС;

2 балла — для Паужетской ГЭОТЭС, Владикавказской, Майской, Бийской, Грозненских, Камчатских, Хабаровских и Барнаульских ТЭЦ, Приморской, Майской, Невинномысской, Райчихинской и Якутской ГРЭС;

1 балл — более чем для 60 ТЭС.

Реальный же уровень сейсмической опасности конкретных энергообъектов может существенно различаться, так как зависит от положения объекта по отношению к сейсмогенерирующим зонам, сейсмических свойств грунтов основания, возможных вторичных явлений, состояния сооружений и продолжительности их эксплуатации.

В последние годы ЦСГНЭО провел оценку сейсмостойкости ряда ТЭС Приморья, Сахалина, Северного Кавказа. Полный комплекс исследований включает:

уточнение исходной сейсмичности района расположения ТЭС методами детального сейсмического районирования с определением положения зон возможного возникновения сильных землетрясений

и установлением их основных характеристик (механизма очага, возможной максимальной магнитуды, глубины и расстояния до объекта);

инженерно-геологическое обследование оснований и комплексное инструментальное обследование сооружений неразрушающими геофизическими и геотехническими методами;

определение расчетных сейсмических воздействий из ближних и удаленных зон (ускорения, периоды и длительность сейсмических колебаний грунтов) с учетом локальных условий;

проведение поверочных расчетов сейсмостойкости с учетом современного состояния сооружений и оснований и уточненной оценки сейсмической опасности;

разработку критериальных показателей сейсмостойкости и рекомендации по безопасной эксплуатации.

Проведенные нами исследования позволили уточнить сейсмические условия и определить фактический уровень сейсмостойкости таких тепловых станций, как Артемовская ТЭЦ, Партизанская ГРЭС в Приморье, Краснодарская ТЭЦ, Охинская ТЭЦ, Южно-Сахалинская ТЭЦ-1, Сахалинская ГРЭС. Результаты работ показали, что сейсмостойкость многих тепловых станций не обеспечена или обеспечена частично [3].

Многие ТЭС расположены в областях, ранее считавшихся не сейсмоактивными, и существующая сеть сейсмологических станций, традиционно размещавшихся в наиболее сейсмоопасных областях, не обеспечивает получение полноценной информации о современной сейсмичности в районах размещения этих объектов. Поэтому важнейшее значение приобретает анализ первичных сейсмологических материалов как инструментальных, так и макросейсмических по землетрясениям доинструментального периода.

Опыт проведенных исследований показал, что нельзя ограничиваться анализом существующих каталогов землетрясений. Необходимо обращаться к первичным материалам — бюллетеням сеймостанций и сейсмограммам, что было сделано при выяснении природы некоторых принципиально важных сейсмических событий.

Как показал трагический опыт последних десятилетий, сильные землетрясения достаточно часто происходят в районах, где ранее подобные события не наблюдались. Это связано с тем, что такие события имеют значительный — сотни и тысячи лет — период повторяемости, намного больший, чем период, для которого во многих районах России имеются исторические данные о сейсмичности, не говоря уже об инструментальных наблюдениях, начавшихся на рубеже XIX — XX веков. Поэтому в составе работ по уточнению

сейсмических условий ТЭС важную роль играют палеосейсмологические исследования. Поиск и изучение геологических следов сильных землетрясений прошлого позволяет восполнить недостаток сведений о долговременном распределении сейсмичности. Особенно эффективными эти исследования оказались на Сахалине, где с их помощью было не только уточнено положение основных сейсмогенерирующих зон, но и определены периоды повторяемости сильных землетрясений [4, 5].

ЛИТЕРАТУРА

1. СНиП П-7-81*. Строительство в сейсмических районах. Госстрой России. — М.: ГУП ЦПП. 2000. — 44 с. + прил. 2: 10 карт.
2. Временные строительные нормы (ВСН. 34 72.111–92). Инженерные изыскания для проектирования тепловых электрических станций. М.: Минтопэнерго. 1992.
3. Обеспечение сейсмической безопасности энергетических объектов (исследования, разработки, внедрение). //Безопасность энергетических сооружений. Научно-технический и производственный сборник. АО НИИЭС. М.: 2001. вып 8.
4. Besstrashnov V.M., Strom A.L. Traces of Prehistoric Earthquakes along the Hokkaido-Sakhalin Fault, Northern Sakhalin. 8th International IAEG Congress, Balkema, Rotterdam, 1998.
5. Бесстрашнов В.М., Стром А.Л. Палеосейсмодислокации в зоне Центрально-Сахалинского разлома: их структурная позиция и значение для сейсмического районирования. Проблемы сейсмичности Дальнего Востока. Петропавловск-Камчатский. 2000. 110–118.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ КРИТЕРИЕВ БЕЗОПАСНОСТИ ПРИ ОБСЛЕДОВАНИИ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ТЕПЛОЭЛЕКТРОСТАНЦИЙ

*Седых Ю.Р., кандидат техн. наук, Семенов С.Н., инженер,
Шаркунов С.В., кандидат техн. наук (ОАО «НИИЭС»)*

Критерии безопасности, которыми следует руководствоваться при обследовании бетонных и железобетонных конструкций ТЭС, должны обеспечивать с необходимым уровнем достоверности их надежность и долговечность.

На основе общепринятой терминологии (ГОСТ 27002-89) можно полагать, что под надежностью работы несущих конструкций понимается свойство сохранять во времени в установленных преде-

лах значения всех параметров, характеризующих способность выполнять требуемые функции в заданных режимах, условиях эксплуатации, технического обслуживания и консервации.

Аналогично, долговечность можно определить, как свойство конструкций сохранять работоспособность до наступления предельного состояния.

Определив безопасность как функцию надежности и долговечности, при разработке критериев безопасности можно использовать принцип предельных состояний, положенный, в основу методов расчета железобетонных конструкций (ГОСТ 27751-88), [3].

При этом также должны приниматься во внимание показатели состояния конструкций, которые не рассчитываются и не прогнозируются при проектировании и которые связаны, во-первых, с недостатками, имеющими место во время изысканий, исследований, проектирования, строительства и эксплуатации (ошибки в назначении требований к бетону, выбор материалов для бетона, оценка степени агрессивности среды; неправильный выбор расчетных схем, отклонения от технологии строительства и правил эксплуатации и т.д.), и во-вторых, с возможными изменениями природной обстановки, действующих нагрузок и условий эксплуатации.

В соответствии с требованиями нормативных документов [1, 2, 4, 5] предельные состояния подразделяются на две группы:

первая группа включает предельные состояния, которые ведут к полной непригодности к эксплуатации конструкций или к полной (частичной) потере их несущей способности;

вторая группа включает предельные состояния, затрудняющие нормальную эксплуатацию конструкций или уменьшающие долговечность сооружений по сравнению с предусматриваемым сроком службы.

Предельные состояния первой группы характеризуются:

разрушением любого характера (например, пластическим, хрупким, усталостным) (1a);

потерей устойчивости формы, приводящей к полной непригодности к эксплуатации (1b);

потерей устойчивости положения (1c);

переходом в изменяемую систему (1d);

качественным изменением конфигурации (1e);

другими явлениями, при которых возникает необходимость прекращения эксплуатации, например чрезмерными деформациями в результате ползучести, пластичности, сдвига, раскрытия трещин (1f).

Предельные состояния второй группы характеризуется: достижением предельных деформаций конструкций, например предельных прогибов (2a); достижением предельных уровней колебаний конструкций (2b); образованием трещин (2c); достижением предельных раскрытий или длин трещин (2d); потерей устойчивости формы, приводящей к нарушению нормальной эксплуатации (2e); другими явлениями, при которых возникает необходимость временного ограничения эксплуатации здания или сооружения из-за неприемлемого снижения их срока службы, например коррозионные повреждения (2f).

Учитывая определенную специфику эксплуатации железобетонных конструкций гидротехнических сооружений ТЭС, представляется необходимым расширить диапазон предельных состояний второй группы, введя дополнительный критерий под индексом 2g, характеризующий снижение долговечности бетонных сооружений вследствие воздействия агрессивной среды, водонасыщения — высушивания, изменения температуры.

Анализ результатов выполненных обследований состояния несущих железобетонных конструкций находящихся в длительной эксплуатации тепловых электростанций позволяет выделить наиболее распространенные дефекты и повреждения несущих конструкций, к которым относятся:

трещины температурно-усадочного характера в конструкциях, выполненных в монолитном варианте (междуэтажные перекрытия, фундаменты под оборудование); поверхностные с разной глубиной проникновения в конструкцию; сквозные, имеющие разную величину раскрытия, в том числе до значений, превышающих допустимые по действующим СНиП; причинами возникновения таких трещин могут явиться развивающиеся в блоках бетонирования напряжения, вызванные экзотермией бетонной смеси при твердении, и значительные перепады температур между центром блоков и их гранями;

трещины в поверхностном защитном слое бетона железобетонных конструкций как монолитных, так и сборных, вызванные коррозией арматуры и приводящие к отслоению защитного слоя железобетонных конструкций (перекрытия, колонны, ригеля, балки, стеновые ограждения); причиной возникновения и дальнейшего развития трещин этого вида является, как правило, воздействие внешней среды;

силовые трещины, возникающие в конструкциях в результате действия нагрузок, не предусмотренных проектом (дополнительные слои гидроизоляций, зола, мусор, оборудование для ремонта, дополнительные технологические нагрузки и т.п.).

трещины и деформации конструкций, например прогибы выше допустимых, возникающие при нештатных ситуациях;

отслоения защитного слоя и оголение рабочей арматуры;

поверхностное разрушение бетона от периодического замораживания и оттаивания (стенные ограждения, железобетонные несущие элементы градирен, зоны переменного горизонта в напорных сооружениях и др.);

коррозия арматуры;

протечки воды через железобетонные перекрытия, в том числе технологические;

зоны неплотного, непроработанного бетона, раковины, сколы;

снижение прочности бетона от пропитки маслом и воздействия высоких температур, не предусмотренные проектом;

разрушение гидро- и теплоизоляции кровли, панелей, стыков.

Основные факторы, определяющие поле критериев надежности, формируются и отбираются из опыта эксплуатации, технического обслуживания, ремонтов, методов и техники обследований.

К этим факторам в первую очередь можно отнести:

особенности бетонных и железобетонных конструкций ТЭС;

функциональное назначение каждого элемента конструкций (сооружений);

принятая классификация дефектов;

основные дефекты бетонных и железобетонных конструкций ТЭС, приведенные в табл. 1;

уровень соответствия фактических условий эксплуатации конструкций нормируемым;

оценка уровня технологий и условий производства работ по строительству бетонных конструкций ТЭС;

критериальные оценки качества исходных материалов для бетона по архивным данным;

общее качество и уровень проектирования (динамика развития критериев надежности);

обработанные данные предыдущих обследований.

Практически все железобетонные элементы и конструкции главных корпусов являются высокомодульными значительно нагруженными системами. Поэтому перечень основных критериев включает показатели, характерные для предельных состояний сборного и монолитного железобетона.

Таблица 1

Основные дефекты, встречающиеся на бетонных и железобетонных конструкциях ТЭС (по результатам выполненных обследований)

№	Наименование конструкций и их элементов	Перечень дефектов
1	2	3
1.	<u>Конструкции кровельных покрытий</u>	
1.1	Мелкоразмерные сборные плиты покрытий	Трещины усадочного и силового характера, трещины от коррозии арматуры, шелушение бетона, отслоение защитного слоя, сколы бетона, коррозия арматуры, прогибы, снижение прочности бетона
1.2	Армоцементные панели двойкой кривизны типа ПКЦН-12	Нарушение стыков между панелями, выкрашивание раствора, силовые трещины в продольных ребрах, снижение прочности бетона, старение защитных покрытий армоцемента
1.3	Крупнопанельные ребристые предварительно напряженные плиты типа ПКЖ, ПНС, ПНКЛ, ПНТП	Трещины в продольных ребрах силового характера, трещины от коррозии арматуры, отслоение защитного слоя, коррозия арматуры, отдельные раковины и выбоины бетона, места неуплотненного бетона
2.	<u>Междуэтажные перекрытия производственных помещений</u>	
2.1	Монолитные железобетонные плиты	Трещины температурного характера (поверхностные и сквозные), усадочные трещины, трещины от коррозии арматуры, отслоение защитного слоя, коррозия арматуры, места недостаточно проработанного бетона, протечка воды через трещины в местах трубных проходов в перекрытиях деаэрационных отделений, перегрузка плит деаэрационных отделений дополнительными слоями гидроизоляции, трещины и разрушение гидроизоляции
2.2	Крупнопанельные ребристые предварительно напряженные плиты	см. п.1.3

1	2	3
3.	<u>Стеновые ограждающие конструкции</u>	
3.1	Армоцементные, армопенобетонные, керамзитобетонные, пенозобетонные (рядовые и перемычечные)	Недостаточная жесткость панелей (особенно армоцементных), приводящая к недопустимым деформационным прогибам в горизонтальной плоскости; трещины в бетоне усадочного и силового характера, а также от коррозии арматуры; разрушение защитного слоя бетона и фактурного слоя панелей, снижение теплотехнических свойств панелей из-за слеживания и увлажнения утеплителя; коррозия арматуры, выкрашивание цементного раствора из стыков и вытекание мастики; образование льда с наружной и внутренней поверхности панелей, недостаточная анкеровка закладных деталей
4.	<u>Колонны</u>	
4.1	Монолитные железобетонные колонны	Места слабого непроработанного бетона, трещины усадочного и силового характера, трещины от коррозии арматуры, коррозия арматуры, отслоение защитного слоя, недостаточная плотность и газонепроницаемость защитного слоя
4.2	Колонны из сборных брусковых элементов	Усадка бетона омоноличивания, несоосность сварки выпусков арматуры в стыках, недостаточная плотность и газонепроницаемость
5.	<u>Фундаменты под основное и вспомогательное оборудование</u>	
5.1	Монолитные фундаменты	Отдельные раковины и каверны в бетоне, места недостаточно проработанного бетона и вытекание цементного раствора, снижение прочности бетона под воздействием масла, высоких температур; трещины силового, динамического и усадочного характера, коррозия арматуры, наличие жестких связей элементов фундамента с несущими элементами главного корпуса.
5.2	Сборные фундаменты	Снижение прочности бетона за счет воздействия масла и высоких температур, несоосность

1	2	3
		свариваемых между собой выпусков арматуры, трещинообразование силового характера, усадка бетона омоноличивания.
6.	<u>Фундаменты под колонны</u>	
6.1	Монолитные фундаменты	Отдельные раковины и каверны, места слабого пористого бетона, усадочные трещины.
6.2	Сборные фундаменты	Некачественное выполнение стыков

Выборку можно классифицировать по функциональному признаку (таблица 2):

- кровли и перекрытия (деки);
- плоскости стеновых ограждений;
- опорные конструкции (ригели и колонны);
- монолитные железобетонные фундаменты.

Условия работы этих конструкций характеризуются:

- высоким содержанием коррозионных носителей как в атмосфере, так и внутри зданий;
- вибрационными нагрузками;
- длительной, в пределах расчетного срока службы и далее, нагруженностью армированных элементов с приращением нагрузок, что уменьшает время до разрушения при постоянном напряжении;
- К факторам ускорения накопления предельных дефектов относятся: нарушение гидроизоляции перекрытий и кровель;
- отсутствие регулирования паро- и газообмена внутри цехов;
- нарушение теплоизоляции и герметизации стеновых ограждений;
- нарушение монолитности бетонных элементов, включая швы омоноличивания;
- эксплуатация при вибрационных нагрузках;
- загрязнение поверхности бетона маслами или другими разрушающими бетон растворами.

Одним из наиболее динамичных факторов износа конструкций является коррозия как бетона, так и арматуры.

Процессы коррозии требуют дополнительного изучения, но на примере наиболее активных ионов, в частности хлора, можно представить общую закономерность. Уровень общей коррозии на поверхности бетона может быть определен величиной менее — 250 мкв на опытной гальванопаре Cu/CuSO₄. При пересчете на хлор это будет соответствовать 0,7 кг хлора/м³ бетона.

Концентрация активных ионов, например хлора, на глубине « X » за время « t » для уровня концентрации C_0 на поверхности (1,3 см от поверхности) может быть вычислена следующим образом:

$$C(x, t) = C_0 \left(1 - \operatorname{erf} \frac{x}{\sqrt{D_c t}} \right)$$

где D_c — постоянная диффузии;

erf — табличное значение функции;

величины $C(x, t)$, C_0 и D_c определяются соответствующими анализами и табличными значениями по результатам наблюдений для данного региона, района, города, ТЭС, цеха ТЭС. Пороговые значения этих величин будут зависеть от принятых мер защиты бетона. В соответствии с этим можно прогнозировать величину t , определяющую срок службы данной конструкции.

На основании современных представлений о моделях разрушений вырабатываются соответствующие критерии, определяющие приближение к предельным состояниям различных типов деструкций в железобетонных конструкциях.

Можно выделить три основные группы критериев, которые соответствуют техническим решениям по ремонту.

Первая группа непосредственно касается измерений тех или иных физико-механических показателей бетона, главные из которых:

прочность бетона на сжатие — подтверждение класса бетона не менее, чем на 95% по всем несущим конструкциям; при принятии решения по догрузению, реконструкции или усилению число натуральных измерений должно быть не менее 100 для получения объективных статистических показателей нормативных и расчетных сопротивлений (R_b и R_{bt} ; R_{bn} ; R_b ; ser; R_{bt} ; R_{bt} ; ser);

уровень коррозионной защиты по показателям, близким к поверхности бетона (на глубине 1,3 см), с помощью колориметрического метода и замера методом потенциалов: окраска 0,1%-го спиртового раствора фенолфталеина, пульверизованного на скол или борозду и измерение потенциала по специально нанесенной сетке с шагом 1 м или 0,5 м для измерения потенциалов. Соответствующие критерии: окраска $pH \leq 11,5$; потенциал менее (-250 или -350 $\mu\text{в}$) как признак коррозии [6];

в зависимости от степени деформативности и условий работы выборочные показатели морозостойкости, водонепроницаемости, термического сопротивления, химического состава напряженных стальных прядей или иных показателей.

Вторая группа критериев касается непосредственно геометрических замеров дефектов, определяющих предельные значения показателей в группе. К ним относятся: наличие и раскрытие трещин; суммарное раскрытие трещин в элементе; величина защитного слоя; дефекты в виде каверн, отслоений, выщерблений, в том числе повреждения на наружных панелях от циклов замораживания-оттаивание; величина прогибов плит, перекрытий и кровель; отклонения стеновых панелей от фасадной вертикали; все случаи обнажения арматуры; специальные замеры в зоне максимальных пролетных и опорных моментов на главных балках.

Третья группа критериев относится к показателям, влияющим на предельные состояния конструкций первых двух групп: состояние уплотнений, швов омоноличивания, гидроизоляции перекрытий; загазованности снаружи и изнутри, состояние теплоизоляции; режимы влажипаромассообмена цехов; уровни вибрации; состояние закладных элементов из металла, определяющих жесткость каркаса и т.д.

Предлагаемые показатели основных дефектов и оценка характеристик дефектов сведены в таблицу 2.

Все группы измерений составляют систему мониторинга критериев.

Критерий безопасности представляет собой интегральную весовую функцию основных показателей, определяющих состояние железобетона конструкции на момент принятия решений, где каждый показатель в свою очередь является функцией времени.

На основе критериальной матрицы может быть принято одно из трех решений:

- полная реконструкция;
- ремонт с усилением отдельных конструкций;
- реабилитация с возможным усилением.

При расчетном обосновании технологических решений по ремонту и усилению несущих конструкций должны быть учтены изменения нормативной базы проектирования, имевшие место за время эксплуатации конструкций. Конструкции, подлежащие ремонту, должны быть пересчитаны с учетом действующих в настоящее время нормативно-методических документов.

Выводы

1. При оценке критериев безопасности бетонных и железобетонных конструкций ТЭС используются принципы предельных состояний строительных конструкций, на которых базируются их расчетные параметры.

Показатели дефектов и их оценка

№	Дефекты	Индекс предельного состояния по ГОСТ 27751-88	Показатели, признаки дефектов	Оценка показателей дефектов
1	2	3	4	5
1	Раковины, каверны, выбоины в бетоне смешанного происхождения, глубиной 5-10 см	2q	Глубина дефекта - d	1) $d_1=2d_0$ - удвоение глубины дефекта за период между обследованиями; 2) появление новых дефектов за период между обследованиями; 3) $\Delta d_t \rightarrow 0$, при $t \rightarrow \infty$ - стабилизация дефекта или приращение глубины дефекта во времени; 4) предельная глубина дефекта - 10 см
2	Шелушение, выщербление, вымывание вяжущего, иные разрушения от циклов замораживание — оттаивание	2g	То же	То же
3	Активное выщелачивание, особенно в зоне рабочих швов	2g	Масса выделов на один п. м в кг за год - m_b	1) $m_b \geq 1$ 2) $m_b \rightarrow 0$ за период между обследованиями 3) $m_b < 0,1$
4	Разрушение бетона от попеременного замораживания и оттаивания	1e	Глубина разрушения	Не более толщины защитного слоя
5	Локальные разрушения до обнажения арматуры ребер, оголовков	1d	Обнажение арматуры, глубина разрушения поверхностного слоя бетона	Обнажение арматуры не допускается; разрушение защитного слоя на глубине до 5 см, не более 5% от площади оголовка или длины ребра

1	2	3	4	5
6	Суммарное раскрытие трещин в отдельном массивном элементе (сухом)	2d	Величина раскрытия трещин (относительная)	Нормируется в случае появления при повторном обследовании; суммарное раскрытие в элементе $\sum \Delta l > 25 \cdot 10^{-4}$
7	Единичное раскрытие трещин		Величина раскрытия трещины	Определяется действующим СНиП
8	Суммарная фильтрация (расход) в отдельном массивном элементе	2f	Фильтрационный расход, л/час на 1 п.м.	Не допускается; необходим ремонт при фильтрации более 0,1 л/час на 1 п.м. во время наибольших фильтрационных расходов (февраль-апрель)
9	Разрушение защитного слоя линейных нагруженных элементов (колонны, балки и т.п.), обнажение арматуры, развитие химической и механической эрозии	1a	Трещины, обнажение арматуры	Нарушение защитного слоя линейного нагруженного элемента (в виде разбитого саморазрушения) в любых случаях является признаком предельного состояния и требует обследования более высокого уровня с последующим ремонтом
10	Деформация конструкции и элементов		Величина прогиба (относительная)	1/300 - 1/400
11	Дефектные зоны с пониженной прочностью на поверхностях конструкций из массивного бетона	2g	МПа, снижение прочности по сравнению с классами	80% замеренных при обследовании значений прочности должно быть более величины 1,2В, где В - проектный класс бетона (для классов $\leq B25$). Для классов $> B30$ 80% показаний должно быть более величины В (число измерений - не менее 40).

12	В служебных помещениях протечки, нарушения герметичности перекрытий и кровель, дефекты омоноличивания швов, дефекты контурной гидроизоляции по периметру силовых полов, трещинообразование в тяжелых перекрытиях или стенах, протечки в кабельных галереях по рабочим и омоноличеным швам, сводовые или пазовые протечки, выбраковка зон слабого бетона, заложеного при строительстве, высолы, коррозия проходок и закладных элементов, просачивание в помещениях агрегатной части; дефекты в системе дренажей, откачек и местного водообеспечения	2f	Фильтрационный рас-ход, трещины, прочность бетона, масса вы-солов, обна-жение арма-туры, влаж-ность, тем-пература, конденсат	Эксплуатация служебных помещений предъявляет различные требования к ним по комфорту, отделке и другим параметрам. Поэтому критерии ремонта определяются обычными гражданско-производст-венными требованиями на уровне зрителей дан-ных помещений (здесь: вентиляция, отопление, конденсат, кондициони-рование совместно с ре-монтом бетонных стен, потолков и отделочных покрытий).
----	--	----	--	---

2. Анализ условий работы (эксплуатации) конструкций опреде-ляет их классификацию относительно групп предельных состоя-ний, а следовательно уровень критериев безопасности.

3. Критерии или изменяемые показатели дефектов при обследо-вании должны учитывать: банк данных самих обследований, ус-ловия работы конструкций и расчетные показатели по предель-ным состояниям.

ЛИТЕРАТУРА

1. Рекомендации по определению предельно допустимых значений состояния и работы гидротехнических сооружений: П-836-85/Гидропроект. М.: 1985 г.
2. Рекомендации по оценке надежности гидротехнических сооружений П 842-86/Гидропроект М.: 1986 г.

3. ГОСТ 27751- 88. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения по расчету.
4. СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции.
5. Corrosion. Concrete and Chlorides Steel Corrosion in Concrete: Causes and Restraints. ACI sp-102 Frances W. Cribson Editor 1987
6. Concrete Bridge Protection, Repair, and Rehabilitation Relative to Reinforcement Corrosion: A Methods Application Manna Strategic Highway Research Program. 1993.

ДЕФЕКТЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ ЭКСПЛУАТИРУЮЩИХСЯ ТЭС

Шаркунов С.В., кандидат техн. наук (ОАО «НИИЭС»)

Тепловые электростанции, на долю которых приходится более 70% генерирующих мощностей страны, являются основой энергетики России. Поэтому обеспечение их длительной и надежной эксплуатации в условиях, когда в ближайшее время не приходится рассчитывать на существенный прирост новых мощностей, является одной из основных задач функционирования энергетики РФ на ближайшее время.

В этих условиях актуальным является: выявление имеющихся дефектов строительных конструкций эксплуатирующихся ТЭС; анализ причин их возникновения и дальнейшего развития, оценка их значимости и влияния на безопасную работу конструкций; разработка современных методов ремонта с использованием новых долговечных материалов и прогрессивных технологий ремонта.

Надежность и безопасность эксплуатации ТЭС во многом определяется состоянием несущих железобетонных конструкций, в первую очередь их главных корпусов: плит покрытий, межэтажных перекрытий, стеновых ограждений; колонн, балок, ригелей, ферм, фундаментов под колонны и основное и вспомогательное оборудование.

В 60-е годы ТЭС строили по индивидуальным проектам с применением в основном монолитных несущих железобетонных конструкций. В это время на ряде станций для покрытий главных корпусов широкое распространение получили мелкогабаритные сборные железобетонные плиты покрытий — плиты типа ГИСа (тепловые станции в гг. Уфе, Кумертау, Стерлитамаке, Тамбове, Воронеже, Энгельсе, Ленинграде и др.) В 70-е годы коренным образом изменились строительные конструкции тепловых элек-

тростанций. Позже получили распространение типовые проекты электростанций с применением сборных железобетонных элементов заводского изготовления для несущих конструкций: сборные железобетонные брусковые конструкции для каркаса главных корпусов; стеновые и кровельные железобетонные сборные плиты ПНКЛ с пенобетонным или керамзитовым утеплителем; трехслойные панели с утеплителем из пенополиуретана (типа «Сэндвич»); облегченные комплексные панели из профилированного настила типа ПС и СПША с утеплителем из полистирола; сборные железобетонные фундаменты под турбоагрегаты; сборные и сборно-монолитные фундаменты под вспомогательное оборудование и колонны. Широкое применение сборных железобетонных конструкций заводского изготовления для тепловых электростанций началось с 1956 г. со строительства Симферопольской и Березовской ГРЭС.

Проведенные с 1985 г. АО «Фирма ОРГРЭС» и ОАО «НИИЭС» систематические обследования строительных конструкций тепловых электростанций Башкирэнерго свидетельствуют о неблагоприятном состоянии несущих железобетонных конструкций на многих ТЭС, что требует проведения своевременных ремонтных работ.

По характеру и причинам возникновения дефекты могут быть отнесены к дефектам проектирования, производственно-строительным и эксплуатационным.

К дефектам проектирования могут быть отнесены такие как: отсутствие проектных требований к бетону по водонепроницаемости и коррозионной стойкости, неучет динамических и вибрационных воздействий, ошибки в армировании (особенно опорных зон конструкций), необоснованный выбор материалов для приготовления бетона, в том числе недолговечных, неправильная разрезка массивных сооружений на блоки бетонирования, неудачные решения деформационных швов и т.п.

Характерными нарушениями технологии производства работ, приводящими к возникновению дефектов, являются: неудовлетворительный подбор составов бетона и нарушение составов бетонной смеси при приготовлении бетона; недостаточный контроль за качеством материалов, применяемых для приготовления бетона, за удобоукладываемостью и прочностью бетона; необоснованная замена материалов; некачественное выполнение опалубочных работ и недостаточное уплотнение бетонной смеси вибраторами, приводящие к появлению раковин, пористого бетона; нарушение и непринятие мероприятий по регулированию температурного режима блоков бето-

нирования, особенно при бетонировании мощных фундаментных плит, что приводит к возникновению трещин термического характера; недостаточный уход за твердеющим бетоном, приводящий к возникновению усадочных трещин; замораживание бетона в раннем возрасте; нарушение режимов термообработки сборных изделий, пережог арматурных стержней; несоосность свариваемых между собой выпусков арматуры в стыках; некачественное омоноличивание стыков сборных элементов, недостаточная анкеровка закладных элементов.

В процессе эксплуатации имеет место развитие имевшихся дефектов и возникновение новых в результате нарушения и несоблюдения правил эксплуатации и несвоевременного и несовершенного проведения ремонтных работ. Характерным для ряда ТЭС является перегружение несущих конструкций кровли зданий и перекрытий деаэрационных отделений дополнительными слоями гидроизоляции, приводящее к возникновению трещин в элементах конструкций перекрытий и появлению недопустимости прогибов. Перегрузке несущих конструкций кровли способствует также скопление на ней золы, наледей. Утечка масла из маслопроводов и оборудования приводит к пропитке маслом бетона, что снижает его прочность. Несвоевременный ремонт стыков ограждающих стеновых панелей, утечки пара приводят к изменению температурно-влажностного режима помещений. Имевшие на ряде ТЭС взрывы и пожары также приводят к снижению прочности бетона конструкций, нарушению адгезии бетона к арматуре, к появлению трещин со значительной шириной раскрытия.

Особенностью работы несущих железобетонных конструкций тепловых электростанций является то, что они эксплуатируются под постоянным или временным вибрационным и динамическим воздействием от работающего большого числа единиц оборудования (турбоагрегатов, шаровых мельниц, насосов, вентиляторов, тяжелых мостовых кранов). При этом несущие конструкции ТЭС, возведенные из монолитного железобетона, особенно колонны, работают со значительными эксцентриситетами, что приводит к развитию трещин и снижению несущей способности конструкций. Отмечены случаи возникновения резонансных явлений.

Существенное влияние на состояние и долговечность железобетонных конструкций ТЭС оказывает воздушная среда производственных помещений главных корпусов: ее температура, влажность и насыщенность агрессивными газами. Для железобетонных конструкций даже обычная воздушная среда в определенных температурно-

влажностных условиях может представлять опасность, так как содержащаяся в воздухе углекислота, хотя и в малой концентрации (0,03%), постепенно со временем нейтрализует гидроксид кальция в поверхностном слое бетона и снижает его защитные свойства по отношению к арматуре. В помещениях тепловых электростанций, особенно работающих на угольном топливе, в воздухе содержится повышенное содержание CO_2 , а также образующегося при сгорании топлива сернистого ангидрида SO_2 , который при избыточном кислороде превращается в серный ангидрид SO_3 . Серный ангидрид, оединяясь с водой, находящейся в порах бетона, образует серную кислоту, растворы которой вызывают коррозию бетона, изготовленного на портландцементе. Образование сульфата кальция в порах и микротрещинах бетона, имеющего объем больше, чем $\text{Ca}(\text{OH})_2$, сопровождается возникновением значительных внутренних напряжений в бетоне, приводящих к появлению трещин и повреждению бетона с поверхности.

Развивающиеся со временем процессы карбонизации и снижения щелочности защитного слоя бетона железобетонных конструкций приводят к коррозии арматуры, продукты которой, увеличиваясь в объеме, вызывают отслоение защитного слоя. Разрушение защитного слоя усугубляется наличием на поверхности трещин усадочного и силового характера, периодическим водонасыщением и высушиванием бетона, воздействием на бетон высоких температур и пара из-за имеющих место нарушений в запорной арматуре и неплотностях в технологических паро- и водопроводах, протечек воды через перекрытия и др.

Трещины коррозионного характера на поверхности железобетонных несущих конструкций, отслоение защитного слоя и коррозия арматуры являются наиболее распространенными дефектами, особенно на находящихся в длительной эксплуатации ТЭС, построенных в 60-х годах и ранее с применением монолитного бетона.

Имеющие место дефекты несущих железобетонных конструкций ТЭС могут быть классифицированы в соответствии с ГОСТ 17102-71 «Качество продукции. Классификация продукции по качеству и виду дефектов».

К дефектам, при наличии которых невозможна в соответствии с требованиями безопасности дальнейшая эксплуатация конструкции по ее назначению, можно отнести следующие дефекты:

прогибы плит покрытий и перекрытий, а также панелей стенового ограждения, величины которых превышают предельно допустимые значения;

значительное уменьшение сечения рабочей арматуры в результате ее коррозии;

трещины силового характера в элементах конструкций фундаментов.

Наличие таких дефектов может привести к разрушению несущих конструкций и к выходу из строя основного оборудования. В качестве примера можно привести критическое состояние мелкогабаритных плит покрытий (плит ГИСа), уложенных на кровлях в 50 – 60-е годы, требующее их полной или частичной замены. Для качественного изготовления таких плит ОАО «НИИЭС» разработал новые Технические условия ТУ 584000-1000113543-98 «Железобетонные сборные мелкогабаритные плиты покрытий тепловых электростанций» взамен ГОСТ 514-48.

Такие дефекты, как трещины с раскрытием выше допустимого, регламентированного соответствующими нормативными документами, отслоение защитного слоя на определенных площадях конструкций, начальная коррозия арматуры, протечки воды через перекрытие, снижение прочности бетона от пропитки маслом, являются дефектами, не оказывающими существенного влияния на работу конструкции и ее долговечность, но требуют проведения ремонтных работ.

К таким дефектам можно отнести мелкие трещины усадочного характера, локальные отслоения защитного слоя на небольших площадях, шелушение и морозное разрушение бетона в отдельных местах поверхности, наличие зон выщелачивания бетона.

Как следствие вышесказанного, объективно необходимым является проведение регулярных обследований конструкций.

ПОВЫШЕНИЕ НАДЕЖНОСТИ КОНСТРУКЦИЙ ТЭС, ИМЕЮЩИХ КОНТАКТНЫЕ ШВЫ, С УЧЕТОМ СОПРОТИВЛЕНИЯ АРМАТУРЫ СДВИГУ

Лисичкин С.Е., кандидат техн. наук (ОАО «НИИЭС»)

При возведении сооружений ТЭС широкое применение находят железобетонные конструкции (в том числе массивные), имеющие контактные рабочие швы различного типа, ослабляющие конструкции.

Контактные швы образуются при послойном бетонировании массивных конструкций, при возведении сборно-монолитных конструкций (на контакте сборного элемента и бетона омоноличивания), при омоноличивании стыковых соединений сборных элементов в ходе усиления или ремонтно-восстановительных работ и др.

Также существует особый вид контактных соединений в железобетонных конструкциях — соединение стальных пластин закладных деталей с бетоном, которые в основном обеспечиваются за счет анкерных стержней, заделанных в теле бетона.

В качестве примеров конструкций, имеющих контактные рабочие швы, следует отметить нижние фундаментные плиты и массивные элементы рамной конструкции фундаментов под турбогенераторы, сборно-монолитные перекрытия главных корпусов ТЭС, стыковые соединения колонн, ригелей, плит перекрытий, стаканов фундаментов и т.п., а также массивные конструкции подпорных сооружений и гидросооружений ТЭС.

В контактных рабочих швах возникает сложное напряженное состояние при различных сочетаниях растяжения, сжатия и сдвига.

При действии сдвигающих усилий (в том числе совместно с растяжением или сжатием) сопротивление контактных швов обеспечивается совместной работой бетонных поверхностей швов (сцеплением и трением) и пересекающей их арматуры.

В то время как прочность швов-контактов по бетону достаточно исследовалась и методы расчета сопротивления бетонных поверхностей использованы при составлении ряда нормативно-методических документов, сопротивление арматурных стержней исследовалось в меньшей степени, и многие нормативно-методические документы, связанные с расчетами конструкций в зонах контактных рабочих швов, не содержат положений об оценке сопротивления арматурных стержней в швах.

Учет дополнительного запаса прочности конструкций в зонах контактных рабочих швов, обусловленного нагельным сопротивлением арматуры сдвигу, способствует повышению надежности и безопасности.

Исходя из вышеизложенного, становится очевидным актуальность вопроса об изучении дополнительных резервов прочности конструкций со швами за счет нагельной работы арматурных стержней при действии сдвигающих усилий. Требуется дальнейшее развитие и совершенствование методов расчетов прочности конструкций, ослабленных контактными швами, с учетом сопротивления арматуры сдвигу и дополнение к нормативно-методическим документам.

Для обоснования вышесказанного был выполнен анализ имеющихся экспериментальных данных о сопротивлении арматурных стержней сдвигу.

Для исследования сопротивления арматурных стержней в составе армированных контактных швов, в которых также сказывалось со-

противление поверхностей швов сдвигу, изготавливались модели, в которых арматурные стержни пересекали швы нормально или наклонно к их поверхности. В таких моделях бетонные поверхности швов выполнялись шероховатыми или гладкими (рис. 1).

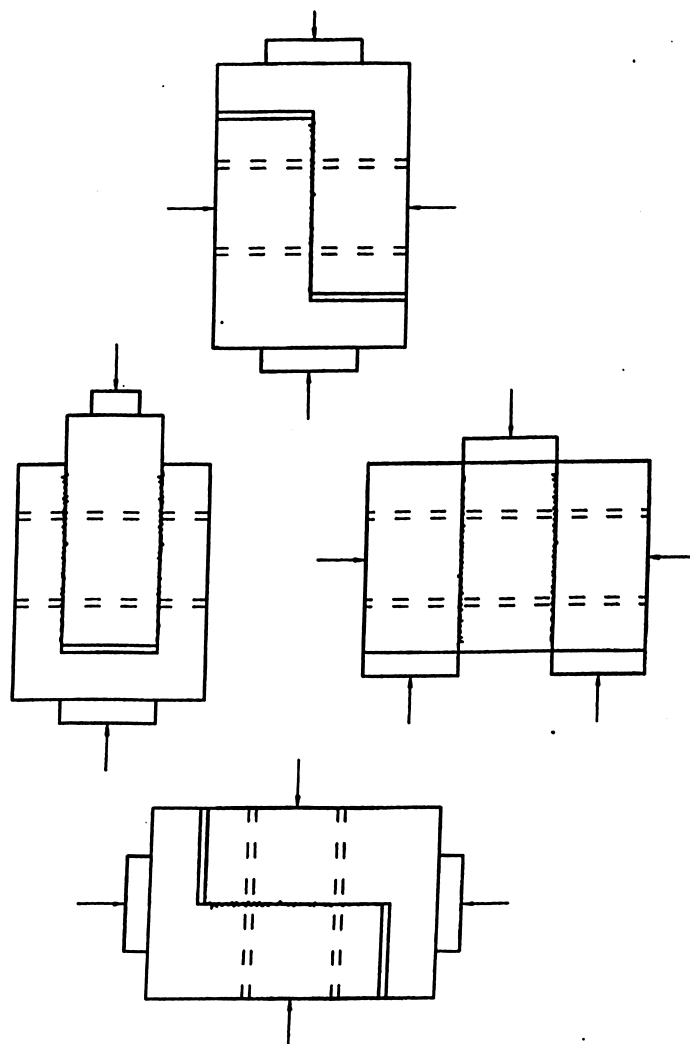


Рис. 1. Конструкции опытных образцов (односрезных или двухсрезных) с контактными (шероховатыми или гладкими) швами для исследования сопротивления арматуры сдвигу.

В моделях же другого типа, предназначенных для отдельных исследований сопротивления изолированных стержней без влияния контакта бетонных поверхностей шва, между бетонными поверхностями создавался зазор, либо опытная нагрузка прикладывалась непосредственно к концу арматурного стержня, заделанного в бетон (рис.2).

Модели каждого из перечисленных типов имеют свои особенности. При наличии контактного шва (шероховатого или гладкого), находящегося в условиях сложного напряженного состояния, затрудняется оценка в чистом виде сопротивления арматурного стержня (сложно разделить на составляющие общее сопротивление сдвигу).

При наличии же зазора в шве или свободного конца торчащего из бетона стержня деформированное состояние стержня несколько отличается от того, которое имеет место в конструкции с контактом бетонных поверхностей.

Несмотря на перечисленные недостатки, результаты, полученные на основе экспериментальных исследований, получили широкое практическое применение при разработке методов расчетов и при проектировании.

На основе испытаний моделей первого типа, имеющих плоские армированные контактные швы, был установлен характер работы и разрушения таких конструкций. Было выделено три основные стадии работы. На первой стадии происходило линейное (упругое) деформирование в зоне контактного шва до образования трещин по шву. Вторая стадия работы конструкции с трещинами по контакту характеризовалась ускоренным деформированием в зоне шва с ростом опытной сдвигающей силы. При этом отмечался изгиб арматуры, пересекающей раскрывшиеся трещины по контактными швам. На третьей стадии было зафиксировано значительное возрастание деформаций сдвига при сравнительно небольшом увеличении опытной сдвигающей нагрузки.

Были сделаны предположения о том, что на первой стадии работы сопротивление сдвигу создавалось практически одними силами сцепления бетонных поверхностей в контактном шве; на второй стадии — силами зацепления шероховатостей поверхностей контактного шва и нагельными усилиями в арматурных стержнях при их упругой работе; на третьей стадии — нагельным сопротивлением арматурных стержней, пересекающих раскрывшиеся контактные швы в упруго-пластическом (вплоть до наступления текучести) состоянии при нелинейном деформировании смятия окружающего бетона.

Анализ результатов испытаний моделей второго типа, в которых сопротивление сдвигу создавалось изолированными в швах отдель-

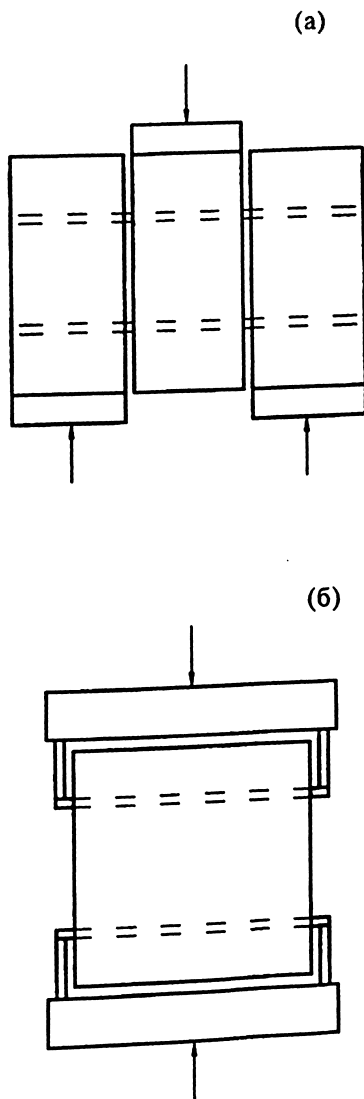


Рис. 2. Конструкции опытных образцов с зазорами между бетонными поверхностями (а) и с приложением усилия сдвига к концу стержня, заделанного в бетон (б).

ными арматурными стержнями с зазорами между бетонными поверхностями, позволил выделить две основные стадии работы подобных соединений.

На первой стадии происходили упругие деформации арматурных стержней и окружающего сминаемого бетона. Вторая стадия характеризовалась пластическими деформациями арматуры и бетона вплоть до разрушения соединения.

На основе анализа результатов экспериментальных исследований армированных контактных соединений при действии сдвига было установлено, что их прочность значительно повышается по сравнению с сопротивлением бетонных контактных швов, выполненных без армирования. При этом наличие поперечной арматуры, пересекающей швы, в количестве 2—4% вызывает повышение сопротивления сдвигу в 2,0—2,5 раза. В то же время, армированное контактное соединение остается менее прочным при действии сдвига, чем аналогичный фрагмент конструкции, выполненный из монолитного железобетона без устройства шва.

Также опытным путем было выявлено, что сопротивление арматурных стержней сдвигу зависит как от прочности (текучести) арматурной стали, так и от прочности окружающего стержни бетона (при сжатии, смятии).

Предельное состояние (а также разрушение) возникает либо в результате наступления текучести в арматуре, либо в результате разрушения бетона от смятия под арматурным стержнем (раздроблением или раскалыванием).

Расчетно-теоретические исследования, выполненные ранее другими авторами, основывались:

- на прямом использовании опытных данных;
- на комбинированном использовании опытных данных и теоретических предпосылок;
- на построении расчетных теоретических моделей.

Одно из основных направлений теоретических исследований сопротивления арматуры сдвигу базировалось на расчетах арматурного стержня в окружающем бетоне при учете совместности деформаций бетона и арматуры.

Согласно данным д.т.н. Климова Ю.А. предельное сопротивление сдвигу арматуры площадью $A_{s,sh}$ при разрушении системы «арматурный стержень — окружающий бетон» по бетону до начала текучести арматуры определяется по формуле:

$$Q_{s,sh} = 12 R_b A_{s,sh} \cdot (E_s/E_b)^{1/4} \quad (1)$$

Сопротивление же сдвигу при разрушении (текучести) по арматуре до наступления предельного состояния в бетоне определяется по формуле:

$$Q_{s,sh} = 0,5 R_s A_{s,sh} \cdot [1 + 0,01(E_s/R_s)]^{1/4} / (E_s/E_b)^{1/4} \quad (2)$$

Сопротивление сдвигу при одновременном наступлении текучести в арматуре и предельного состояния бетона определяется по формуле:

$$Q_{s,sh} = 6R_b A_{s,sh} \cdot [1 + 0,01(E_s/R_s)]^{1/4} / (E_s/E_b)^{1/4} \quad (3)$$

Другое основное направление (представленное в разработках Гутковского В.А., ЦНИИЭжилица и др.) было основано на прямом рассмотрении предельного состояния системы «арматурные стержни — окружающий бетон» при одновременном наступлении текучести в арматуре и разрушении бетона под стержнями.

В этом случае предельное состояние стержней арматуры оценивается исходя из упругопластической работы при изгибе, а бетона под арматурой — исходя из прочности бетона при местном сжатии ($R_{b,loc}$)

В результате было получено выражение для предельной величины сопротивления арматурных стержней сечением $A_{s,sh}$:

$$Q_{s,sh} = 0,64 A_{s,sh} \cdot (R_{b,loc} \cdot R_s)^{1/2} \quad (4)$$

При этом вводились ограничения, равные предельным усилиям, воспринимаемым арматурой, и предельным усилиям, воспринимаемым бетоном.

На основе второго подхода Валеевым Г.С. было получено следующее выражение:

$$Q_{s,sh} = 0,4 \cdot A_{s,sh} \cdot [(R_{b,loc})^2 \cdot E_s]^{1/3}, \text{ но не более } 0,6 R_s A_{s,sh} \quad (5)$$

Третье, основное, направление исследований основывалось на так называемой распорной модели (или стержневой модели) системы «арматурный стержень — окружающий бетон», сформулированной проф. Залесовым А.С. Согласно распорной модели при равновесии усилий в рамках такой системы при действии сдвигающей силы в арматурном стержне возникает растяжение. В ЦНИИЭП жилища при аналогичном подходе была разработана зависимость следующего вида:

$Q_{s,sh} = \gamma_{s,sh} \cdot R_s A_{s,sh}$, где коэффициент $\gamma_{s,sh}$ определялся экспериментально (в широком диапазоне от 0,2 до 1,0).

Также применялись «смешанные» расчетные модели, основанные на положениях нескольких направлений (разработки Ашкинадзе Г.Н., Соколова М.Е., Валеева Г.С. и др.).

В ОАО «НИИЭС» экспериментально-теоретические исследования нагельного сопротивления арматуры, пересекающей контактные швы, в конструкциях энергообъектов проводили Рубин О.Д., Николаев В.Б., автор статьи. и др.

По данным различных авторов и источников величина сопротивления сдвигу армированных швов определялась как сумма двух независимых величин: сопротивления бетонных контактных поверх-

ностей швов и сопротивления арматурных стержней, пересекающих поверхность швов. Например, суммарное сопротивление сдвигу швов, усиленных поперечным армированием, согласно данным Гутковско-го В.А. может определяться приближенно на основе сопротивления арматуры сдвигу путем его увеличения на 30 – 50% за счет увеличения сопротивления бетонных контактных поверхностей.

Зависимости приведенных выше методик расчета были включены в нормативно-методические документы. Под руководством проф. Зале-сова А.С., проф. Гольшева А.Б. и к.т.н. Сунгатуллина Я.Г. в НИИЖБ, НИИСК, КазИСИ и др. было разработано справочное пособие к СНиП «Проектирование железобетонных сборно-монолитных конструкций» (1991г.), включающее положения, связанные с расчетом прочности армированных контактных швов.

Отдельные положения по расчетам прочности швов-контактов, усиленных поперечной арматурой, содержатся также в следующих нормативных документах:

Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. МИСИ (перевод с английского), 1997.

Кодекс-образец для норм по железобетонным конструкциям. ЕКБ-ФИП. НИИЖБ (перевод с французского), 1984.

Пособие по проектированию жилых зданий. ЦНИИЭПжилища, 1989.
Пособие по проектированию бетонных и железобетонных кон-струкций гидротехнических сооружений (к СНиП 2.06.08-87). Гидро-проект — ВНИИГ (П 46-89), 1991.

Методические рекомендации по расчету сборно-монолитных кон-струкций по предельным состояниям. НИИСК, 1983.

Рекомендации по учету строительных швов в массивных железобетонных конструкциях. Гидропроект, 1982.

Рекомендации по назначению поперечной арматуры в конст-руктивных зонах балочных элементов и в балочных элементах, имею-щих продольные строительные швы. Гидропроект, 1987.

Выполненный анализ результатов проведенных ранее экспери-ментальных исследований сопротивления сдвигу арматурных стерж-ней и армированных контактных швов показал, что они носят в ос-новном ограниченный и разрозненный характер с большим диапазоном значений.

Результаты теоретических исследований, разработанные методи-ки и положения действующих нормативно-методических докумен-тов свидетельствуют о наличии многочисленных предложений, ко-торые различаются как по существу предложенных подходов, так и по значениям конечных результатов расчетов.

Учитывая изложенные выше результаты краткого обзора состояния вопроса и их анализ, представляется актуальным проведение дополнительных экспериментальных и теоретических исследований с разработкой уточненных расчетных зависимостей сопротивления арматурных стержней, пересекающих контактные швы в конструкциях энергообъектов.

Модель работы арматурных стержней, пересекающих контактный шов, при действии сдвигающих сил можно представить в виде отдельных стержней-консоль, которые заделаны в тело бетона в области, примыкающей к контактному шву. Под действием сил сдвига происходит совместное деформирование арматурного стержня и окружающего его бетона. Вследствие этого арматура претерпевает изгиб, при этом изгибающий момент имеет нулевые значения в шве и максимум на глубине L_s в теле бетона. В бетоне под арматурой возникает реакция в виде сжимающих напряжений с максимумом у поверхности шва и с нулевыми значениями на той же глубине L_s (рис.3).

Распределение реактивного давления принимается по треугольному закону по длине L_s с максимальным сопротивлением бетона $R_{b,loc}$.

Максимальный изгибающий момент в арматурном стержне при его упругой работе приблизительно равен: $M_s = 0,1 R_s (d_s)^3$

Максимальная сдвигающая сила в бетоне под арматурным стержнем равна $Q_b = 0,5 R_{b,loc} \cdot d_s \cdot L_s$

Максимальный момент, воспринимаемый бетоном под стержнем, составляет: $M_b = 0,33 R_{b,loc} \cdot d_s \cdot (L_s)^2$

Если в качестве предельного состояния было принято одновременное достижение расчетных сопротивлений в арматуре и в бетоне, то предельное сопротивление сдвигу определяется из решения системы уравнений равновесия моментов и поперечных сил:

$$Q \cdot L_s = M_s + M_b, \quad Q = Q_b \quad (6)$$

При учете упругой работы арматуры длина L_s приблизительно равна $0,8 d_s \cdot (R_s / R_{b,loc})^{1/2}$.

Величина сопротивления сдвигу приблизительно — $0,5 (R_s / R_{b,loc})^{1/2} \cdot A_{s,sh}$.

По данным различных авторов среднее значение величины $R_{b,loc}$ составляет около $2,5 R_b$, но может достигать $5,0 R_b$.

При учете упруго-пластической работы арматуры для бетона средней прочности (В 25) и арматуры класса А-III величина L_s составляет около $1,0 d_s$. При этом предельное сопротивление сдвигу через усилия в арматуре составляет около $0,3 R_s \cdot A_{s,sh}$ и через усилия в бетоне — около $7,0 R_b \cdot A_{s,sh}$.

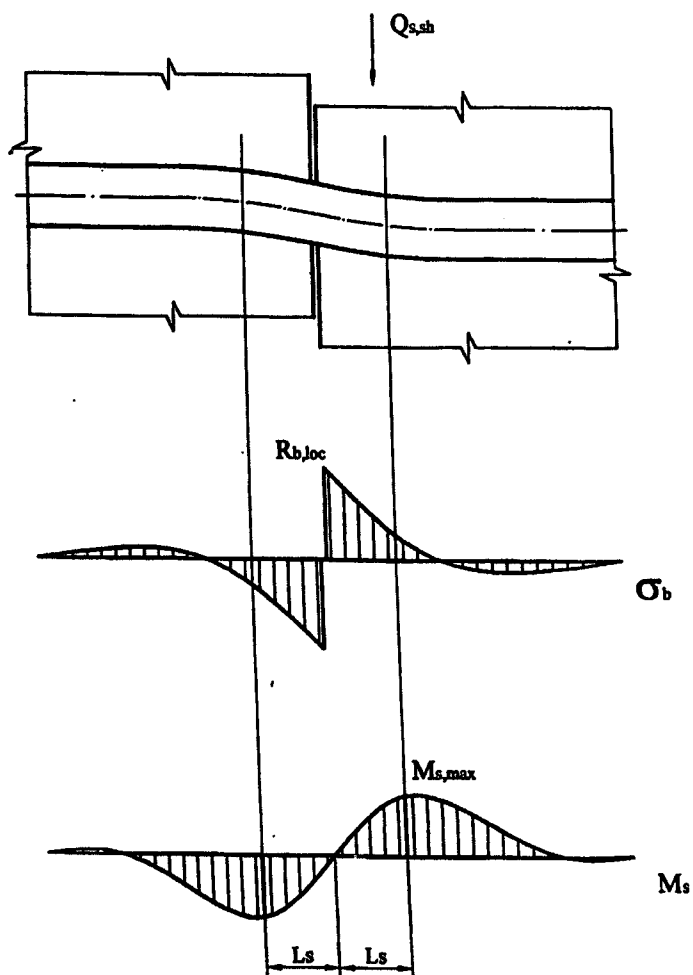


Рис. 3. Расчетная схема модели сопротивления стержня сдвигу, основанная на рассмотрении предельного состояния при одновременном разрушении бетона от смятия и текучести в арматуре.

На основе деформационной модели, учитывающей упруго-пластические свойства арматуры и бетона при их совместном деформировании, длина зоны изгиба арматурного стержня и предельное сопротивление системы «арматурный стержень — окружающий бетон» определяются при исчерпании несущей способности по бетону и арматуре (рис. 4).

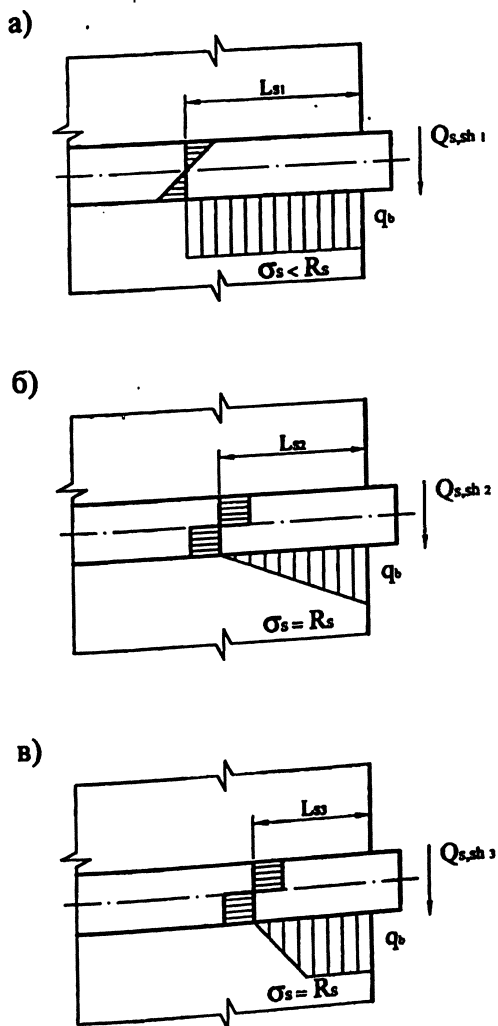


Рис. 4. Расчетная схема модели сопротивления стержня сдвигу, основанная на учете совместности деформаций бетона и арматуры.

При этом для всех перечисленных сочетаний величина L_s изменялась примерно в диапазоне 1,5 – 2,0 диаметра стержня (для бетона В 25 и арматуры А-III); сопротивление по бетону составляло $(5 - 20) R_b \cdot A_{s,sh}$, по арматуре — около $5 R_s \cdot A_{s,sh}$. Было установлено, что если отношение R_s/R_b находится в довольно широком интервале от 10 до 40, то предельное состояние системы наступает одновременно по арматуре и бетону.

Сопоставление результатов, получаемых на основе двух рассмотренных выше моделей, показало, что они не сильно различаются — разброс значений лежит в интервале $(0,3 - 0,5) R_s \cdot A_{s,sh}$ (по арматуре) или $(5,0 - 7,0) R_b \cdot A_{s,sh}$ (по бетону).

Исследование системы «арматурный стержень — окружающий бетон» на основе распорной модели показало особый характер образования трещин. Под влиянием главных растягивающих напряжений развиваются наклонные трещины, отделяющие друг от друга наклонные полосы сжатого бетона (подкосы).

Из рассмотрения равновесия системы, состоящей из сжатых бетонных элементов и растянутых арматурных стержней (рис. 5), были получены зависимости для расчета усилий в этих элементах:

$$N_s = Q_{s,sh} / \operatorname{tg} \alpha; \quad N_b = Q_{s,sh} / \cos \alpha, \quad (7)$$

где α — угол наклона бетонных подкосов.

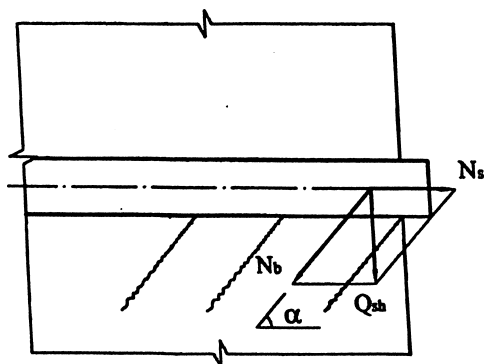


Рис. 5. Расчетная схема стержневой (или распорной) модели сопротивления стержня сдвигу.

Так как угол наклона α является довольно неопределенной величиной, были введены некоторые обобщенные коэффициенты $\gamma_{s,sh}$ и $\gamma_{b,sh}$, с учетом которых зависимости (7) преобразуются к виду:

$$Q_{s,sh 1} = \gamma_s \cdot R_s \cdot A_s; \quad Q_{s,sh 2} = \gamma_b \cdot R_b \cdot A_b, \quad (8)$$

где A_s и A_b — площади соответственно арматурного стержня и бетонного подкоса.

Коэффициенты $\gamma_{s,sh}$ и $\gamma_{b,sh}$ определяются опытным путем.

Анализ предложенных расчетных моделей показал, что требуется их дальнейшее совершенствование и уточнение, в том числе на основе анализа имеющихся и полученных дополнительно опытных данных.

Сопротивление системы «арматурный стержень — окружающий бетон» сдвигу в рамках модели, основанной на учете предельного состояния в арматуре и бетоне, может определяться из зависимости:

$$Q_{s,sh} = K_s (R_s \cdot R_b)^{1/2} \cdot A_{s,sh} \quad (9)$$

Величина коэффициента K_s находится на основе опытных данных:

$$K_s = Q_{s,sh,exp} [(R_{s,sh,exp} \cdot R_{b,exp})^{-0.5} \cdot (A_{s,sh,exp})^{-1}], \quad (10)$$

где $Q_{s,sh,exp}$, $R_{s,sh,exp}$, $R_{b,exp}$, $A_{s,sh,exp}$ — опытные значения величин.

После сделанных определенных упрощений предельное сопротивление сдвигу на основе деформационной и распорной моделей можно обобщенно представить в виде двух величин, соответственно по арматуре и бетону:

$$Q_{s,sh1} = K_{s1} \cdot R_s \cdot A_{s,sh} \quad (11)$$

$$Q_{s,sh2} = K_{s2} \cdot R_b \cdot A_{s,sh} \quad (12)$$

Для оценки прочности принимается наименьшая из двух величин.

Величины коэффициентов K_{s1} и K_{s2} находятся на основе опытных данных из следующих выражений:

$$K_{s1} = Q_{s,sh,exp} [(R_{s,exp}) \cdot (A_{s,sh,exp})]^{-1} \quad (13)$$

$$K_{s2} = Q_{s,sh,exp} [(R_{b,exp}) \cdot (A_{s,sh,exp})]^{-1} \quad (14)$$

В целях уточнения зависимостей методик расчета сопротивления сдвигу в ОАО «НИИЭС» и МИКХиС были проведены экспериментальные и теоретические исследования.

Экспериментальные исследования сопротивления арматурных стержней, пересекающих контактные швы, проводились в лабораторных условиях при испытании двух серий железобетонных моделей, имеющих швы-зазоры, пересекаемые арматурными стержнями.

Опытные модели отличались различными классами бетона и количеством и классом арматуры. Чтобы расширить диапазон значений величин, оказывающих влияние на сопротивление системы «арматурный стержень — окружающий бетон», для изготовления моделей использовался бетон с проектными классами В12,5 и В27,5, и арматура классов А-I и А-III.

Проектные размеры моделей составили: длина — 60 см (3 секции по 20 см), высота — 20 см, ширина — 12 см. Каждая модель включала три равные секции длиной 20 см, отделяемые друг от друга швами-

зазорами шириной 1,5 – 2,0 мм. Швы-зазоры устраивались в целях обеспечения изолированной работы арматурных стержней без влияния сопротивления бетонных контактных поверхностей в швах. Для выполнения швов-зазоров в моделях устанавливались тонкие низкоомные прокладки толщиной 1,5 – 2,0 мм, которые оставались в теле бетона после бетонирования моделей, образуя зазоры в швах.

В состав каждой из двух опытных серий входили по три группы моделей различной конструкции. При этом каждая группа состояла из двух моделей-близнецов для повышения достоверности полученных результатов.

Первый тип конструкции моделей включал четыре продольных стержня \varnothing 6,5 мм класса А-I, пронизывающих все три секции модели и два шва-зазора.

Второй тип конструкции имел армирование в виде двух продольных стержней \varnothing 10 мм класса А-I.

Армирование моделей третьей группы выполнялось из четырех продольных стержней периодического профиля \varnothing 8 мм класса А-III.

Конструкция опытных моделей и схемы их армирования представлена на рис. 6.

Опытные железобетонные модели изготавливались в заводских условиях из тяжелого бетона с гранитным заполнителем фракции 5 – 20 мм.

Испытания моделей на действие сдвигающих усилий проводились на 20-тонном стенде по симметричной двухсрезной схеме. Образцы устанавливались горизонтально, их крайние секции жестко крепились к стенду, чтобы исключить поворот и изгибные деформации, а опытная нагрузка прикладывалась к средней секции вертикально вниз.

Для контроля за вертикальными взаимными смещениями секций моделей в зоне пересечения швов арматурными стержнями модели оснащались индикаторами часового типа 1МИГ (цена деления — 0,01 мм). Для контроля за образованием и развитием трещин в окружающем арматурные стержни бетоне на поверхности моделей наклеивались тензорезисторы. Образование и развитие трещин также исследовалось визуально с помощью микроскопа отсчетного МПБ-2 (трубки Бринелля).

При поэтапном приложении опытной нагрузки отмечалось появление наклонных трещин, развивающихся в средних и крайних секциях моделей в направлении давления стержней на бетон.

Результаты испытаний опытных железобетонных моделей конструкций со швами, пересекаемыми арматурными стержнями, пока-

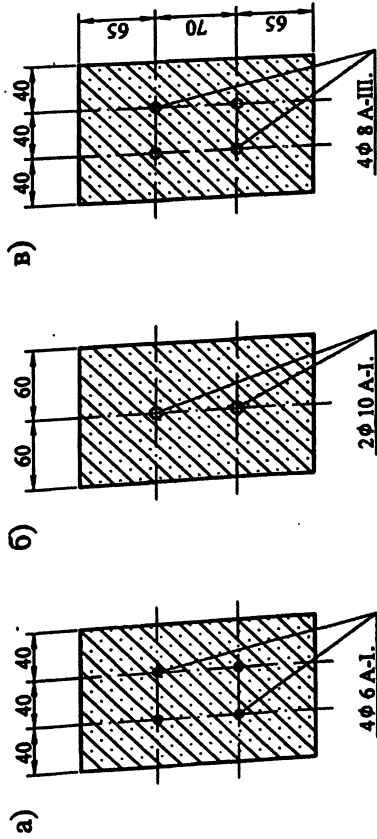
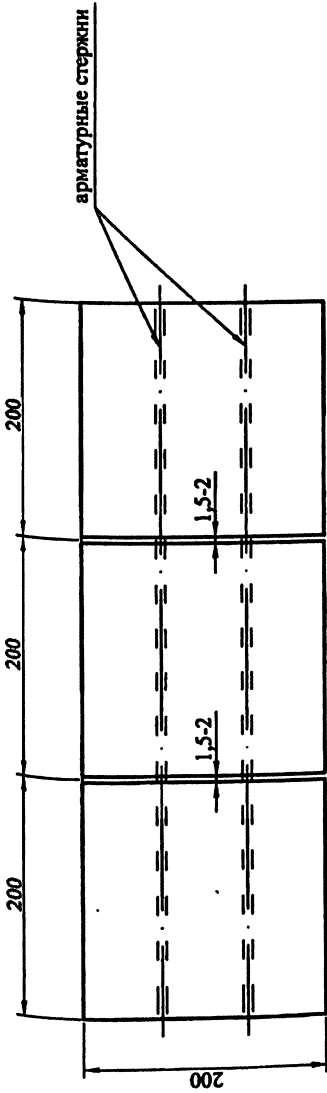


Рис. 6. Конструкция серий опытных моделей (а, б, в) и схемы их армирования.

Таблица

Наименование моделей	Армирование	Площадь сечения арматуры $A_{s, sh, exp}$ (см ²)	Прочность арматуры $R_{s, exp}$ (МПа)	Прочность бетона $R_{b, exp}$ (МПа)	Сопроотивление арматуры сдвигу $Q_{s, sh, exp}$ (кН)	Опытные значения коэффициентов		
						K_s	K_{s1}	K_{s2}
A-I-6-1	4Ø6,5 A-I	1,33	330	12,6	18,85	2,20	0,43	11,00
A-I-6-2	4Ø6,5 A-I	1,33	330	14,4	19,40	2,10	0,45	10,00
A-I-10-1	2Ø10 A-I	1,57	330	12,6	24,35	2,4	0,47	12,00
A-I-10-2	2Ø10 A-I	1,57	330	12,6	24,85	2,45	0,48	12,50
A-I-8-1	4Ø8 A-III	2,01	420	13,6	31,94	2,05	0,37	11,72
A-I-8-2	4Ø8 A-III	2,01	420	13,6	32,86	2,15	0,39	12,28
A-II-6-1	4Ø6,5 A-I	1,33	330	24,5	37,15	3,10	0,85	11,50
A-II-6-2	4Ø6,5 A-I	1,33	330	26,6	37,15	3,00	0,85	10,50
A-II-10-1	2Ø10 A-I	1,57	330	26,6	39,75	2,70	0,77	9,50
A-II-10-2	2Ø10 A-I	1,57	330	26,1	41,50	2,85	0,80	10,00
A-II-8-1	4Ø8 A-III	2,01	420	26,1	58,80	2,70	0,67	10,70
A-II-8-2	4Ø8 A-III	2,01	420	26,1	54,70	2,60	0,65	10,30

зали соответствие зафиксированного характера трещинообразования, предельного состояния и разрушения теоретическим предпосылкам, заложенным при разработке рассмотренных выше математических моделей системы «арматурный стержень — окружающий бетон».

Опытные значения исследуемых величин сведены в таблицу.

Как видно из полученных данных сопротивление арматуры сдвигу существенно зависит от прочности окружающего бетона, диаметра и прочности арматуры.

На основе полученных опытных данных, а также анализа результатов экспериментов, выполненных ранее другими авторами, в соответствии с формулами (10), (13) и (14) были уточнены значения коэффициентов K_s , K_{s1} и K_{s2} , входящих в зависимости рассмотренных методик расчета сопротивления арматурных стержней сдвигу.

При этом значение коэффициента K_s , полученное опытным путем, изменялось в диапазоне от 2,1 до 3,1 в зависимости от параметров конструкции. Опытные значения коэффициента K_{s1} составили 0,43—0,47 для моделей из бетона низкой прочности и 0,77—0,85 — из бетона высокой прочности. Опытные значения коэффициента K_{s2} изменялись в пределах от 9,5 до 12,5.

Таким образом, на основе проведенного анализа данных экспериментально-теоретических исследований сопротивлений арматурных стержней сдвигу было установлено, что наиболее достоверно описывают фактическую работу элементов системы «арматурный стержень — окружающий бетон» три расчетные модели. Первая из них — модель, основанная на прямом рассмотрении предельного состояния, наступаемого одновременно в арматуре и бетоне. Вторая — деформационная модель, основанная на рассмотрении совместных деформаций арматуры и бетона с учетом их упруго-пластической работы. Третья — стержневая (или распорная) модель, в соответствии с которой сжатые наклонные бетонные подкосы и растянутый арматурный пояс образуют стержневую систему.

При использовании результатов проведенных экспериментов были разработаны откорректированные расчетные зависимости для определения сопротивления сдвигу арматурных стержней.

На основе анализа имеющихся опытно-теоретических данных было установлено, что сопротивление сдвигу армированных контактных швов может достаточно достоверно определяться суммированием предельных сдвигающих сил, воспринимаемых арматурой и бетонном контактных поверхностей швов.

Выполненный комплекс расчетно-теоретических исследований позволил обосновать повышение прочности и обеспечить большую надежность конструкций, ослабленных контактными швами.

Разработанная методика расчета сопротивления арматуры сдвигу в зонах швов может применяться при расчетах конструкций ТЭС, ГЭС, АЭС, а также других массивных сооружений различного назначения.

ОЦЕНКА СОСТОЯНИЯ КОНСТРУКЦИЙ ПОД ТУРБОГЕНЕРАТОРЫ И ВЛИЯНИЕ НА НИХ ВИБРАЦИОННЫХ НАГРУЗОК

*Ильин Ю.А., Рубин О.Д., кандидаты техн. наук, Лгалов В.В.,
инженер (ОАО «НИИЭС»)*

Надежность работы турбогенераторов (ТГ) тепловых и атомных станций в определенной мере зависит от взаимодействия элементов системы «турбогенератор — фундамент — основание» (ТФО), поэтому важным фактором является тщательный контроль за состоянием железобетонных и металлических конструкций, образующих фундаментную часть подгенераторных конструкций. Как правило, это конструкции рамного типа и выполняются из железобетона в монолитном, сборном или сборно-монолитном вариантах с омоноличиванием узловых соединений.

Ниже приводится оценка состояния конструкций применительно к фундаментам ТГ Ново-Салаватской ТЭЦ и Курской АЭС.

Фундаменты ТГ1 и ТГ2 мощностью по 50 МВт *Ново-Салаватской ТЭЦ* (НС ТЭЦ) выполнены в виде рамной конструкции, состоящей из нижней монолитной фундаментной плиты, лежащей на грунте основания, на которой расположено восемь монолитных колонн сечением 1,0 x 1,0 м, объединенных поперку в продольном и поперечном направлениях прогонами и ригелями сечением 1,0 x 1,0 м [1]. На колонны опирается верхняя монолитная плита толщиной 1,0 м (Тип 1) (рис. 1). Высота конструкций составляет 9,7 м.

Для турбогенераторов ТГ3-ТГ6 мощностью по 100 МВт принята сборно-монолитная конструкция фундамента, в которой выполнены две монолитные плиты: верхняя и нижняя. Верхняя плита опирается на восемь колонн сечением 1,0 x 1,0 м, объединенных сборными ригельными конструкциями с последующим омоноличиванием узлов соединений (Тип 2). Высота конструкций составляет 9,7 м. По высоте колонн расположены две площадки для обслуживания турбогенераторов.

Для турбогенераторов ТГ-7 и ТГ-8 мощностью по 120 МВт фундамент выполнен в виде сборной железобетонной конструкции, состоящей из нижней фундаментной плиты из монолитного железобетона толщиной 1,5 м, на которую оперта рамная конструкция из 12 колонн сечением 1,0 x 1,0 м и высотой 9,0 м с расположенными на них ригелями и прогонами сечением 1,0 x 1,0 м (Тип 3). На сборную конструкцию опирается плита толщиной 1,0 м из монолитного железобетона. Узлы соединений омоноличены.

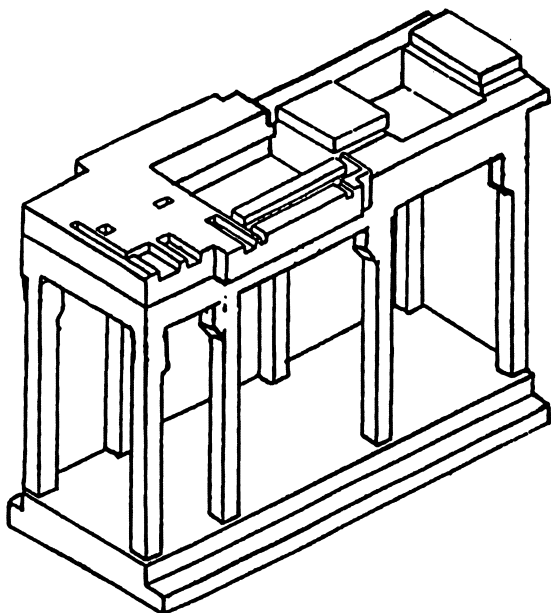


Рис. 1. Схема фундамента турбогенераторов мощностью 50 МВт и 100 МВт (Тип 1 и 2)

Фундаменты турбогенераторов *Курской АЭС* (КАЭС) ТГ3-ТГ8 мощностью по 1200 МВт выполнены из сборно-монолитного железобетона в виде рамной конструкции с размерами в плане 57,74 x 10,85 м и высотой 15,5 м. На монолитную железобетонную плиту оперты 25 сборных железобетонных колонн сечением 1,0 x 1,0 м. По колоннам в верхней части смонтированы сборные железобетонные балки верхнего строения в продольном и поперечном направлениях, на которых расположена плита из монолитного железобетона

толщиной 0,4 м (Тип 4). По высоте колонн расположены три площадки для обслуживания турбогенераторов. Ряд колонн раскреплен между собой железобетонными связями.

В конструктивном решении фундаменты ТГ3 и ТГ4 отличаются от фундаментов ТГ5-ТГ9 тем, что для первых применена трехпролетная неразрезная балка, для фундаментов ТГ5-ТГ8 в среднем пролете установлена сборная однопролетная балка, а в крайних пролетах балки выполнены из монолитного железобетона.

Обследование конструкций фундаментов проведено по методике, соответствующей «Техническим требованиям к фундаментам мощных турбогенераторов», разработанных Минэнерго СССР.

Методика инструментального обследования колонн и балок, образующих рамы фундаментов, была принята одинаковой во всех случаях и заключалась в следующем:

- инструментальное обследование продольных и поперечных балок, а также колонн по всей их высоте с целью составления карт трещинообразования в железобетонных конструкциях. Характер трещинообразования колонн и ригелей определялся путем осмотра и обмера конструкций, фиксации трещин с последующей зарисовкой и замером ширины их раскрытия с помощью микроскопа Бриннеля (МПБ-2) с ценой деления 0,05 мм;
- определение прочностных характеристик бетона с помощью молотка Кашкарова в соответствии с утвержденной методикой [2,3];
- определение динамических характеристик железобетонных конструкций фундаментов турбогенераторов.

Обследование характера трещинообразования железобетонных опорных конструкций рамных фундаментов турбогенераторов НС ТЭЦ показало следующее.

Фундамент ТГ-1 (Тип 1). По центру колонн проходят вертикальные трещины по всей высоте колонн, ориентированные по направлению оси агрегата. Ширина раскрытия трещин зафиксирована до 0,1 мм. На ригелях и прогонах отдельные продольные и вертикальные волосяные трещины.

Фундамент ТГ-2 (Тип 1). На колоннах в зоне расположения турбины по центру колонн проходят вертикальные волосяные трещины по всей высоте колонн. На колоннах в зоне расположения генератора зафиксированы вертикальные трещины по центру колонн с шириной раскрытия до 0,15 мм. На ригелях и прогонах трещин не зафиксировано.

Фундамент ТГ-3 (Тип 2). Вертикальные волосяные трещины зафиксированы по всей высоте колонн по одной стороне от продоль-

ной оси агрегата, причем по ряду колонн с другой стороны по продольной оси агрегата трещин не зафиксировано. На ригелях и прогонах зафиксированы отдельные вертикальные трещины с шириной раскрытия 0,05 мм как вблизи опор, так и в середине пролета.

Фундамент ТГ-4 (Тип 2). На нижней части колонн (от нижней фундаментной плиты до первой площадки) зафиксированы вертикальные и горизонтальные трещины с шириной раскрытия до 0,05 мм. Шаг горизонтальных периметральных трещин около 0,5 м. Продолжение вертикальных трещин на колоннах между первой и второй площадками также имеет раскрытие около 0,05 мм. На прогонах по правому ряду колонн зафиксированы волосяные вертикальные трещины с шагом 0,35 – 0,4 м. Наклонные трещины в приопорной зоне переходят в горизонтальные, проходящие по середине прогона. Ширина раскрытия трещин не превышает величину 0,1 мм.

Фундамент ТГ-5 (Тип 2). На участке колонн от фундаментной плиты до первой рабочей площадки на колоннах зафиксированы вертикальные трещины вдоль рабочей арматуры, ориентированные вдоль оси агрегата с шириной раскрытия до 0,05 мм. На средней части колонн между рабочими площадками ширина раскрытия этих трещин достигает величины 0,1 – 0,2 мм. Горизонтальные трещины на колоннах располагаются с шагом 35 – 40 см, ширина раскрытия их достигает в отдельных случаях величины 0,5 мм. Причем ширина раскрытия в зоне генератора больше, чем в зоне расположения турбины.

На продольных и поперечных балках в зоне расположения генератора зафиксированы вертикальные трещины с шириной раскрытия 0,05 – 0,1 мм.

Фундамент ТГ-6 (Тип 2). По всей высоте колонн зафиксированы вертикальные трещины, ширина раскрытия которых в отдельных случаях достигала 1,0 мм. У большинства колонн ширина раскрытия составляет 0,3 – 0,5 мм. В ригелях и прогонах по низу балок зафиксированы продольные трещины с шириной раскрытия 0,1 – 0,2 мм. Вертикальные трещины с шириной раскрытия до 0,15 мм имеют шаг 0,4 – 0,5 м. Зафиксированные на боковых гранях прогонов и ригелей горизонтальные трещины с раскрытием 0,1 – 0,2 мм у опор становятся наклонными, поднимаясь к верхним углам балки.

Фундамент ТГ-7 (Тип 3). В большинстве колонн на каждой из четырех ее сторон зафиксировано по одной (посередине колонны) трещине. Иногда наблюдалось образование двух или трех трещин, проходящих на расстоянии 150 мм от средней трещины и имевших обычно несколько меньшее раскрытие. Ширина раскрытия средней трещины зафиксирована равной 0,2–0,3 мм на всей высоте колонн, составлявшей 9,0 м.

Марка бетона железобетонных конструкций составляет М400, что соответствует классу В-30.

Обследование характера трещинообразования железобетонных опорных конструкций рамных фундаментов турбогенераторов КАЭС (Тип 4) показало следующее.

Фундамент ТГ-3. Все 25 колонн имеют вертикальные трещины, в основном они ориентированы вдоль оси агрегата. Ширина раскрытия трещин составляет от 0,01 мм до 0,1 мм. Отдельные колонны имеют следы выщелачивания бетона и следы ржавчины от протечек воды с верхних отметок. На балках зафиксированы вертикальные и наклонные трещины с шириной раскрытия 0,01–0,3 мм с шагом 0,4 м.

Фундамент ТГ-6. Вертикальные трещины на колоннах в зоне расположения турбины имеют раскрытие 0,01–0,05 мм. Трещины на колоннах в зоне расположения генератора на колоннах крайних рядов достигают раскрытия 0,1 – 0,6 мм, в отдельных случаях у основания колонн до 1,0 мм. На балках вертикальные трещины с шагом 0,4 м имеют ширину раскрытия в центре балки до 0,05 мм.

Фундамент ТГ-7. На колоннах в зоне расположения турбины трещин не зафиксировано. На крайних колоннах в зоне расположения генератора вертикальные трещины достигают раскрытия 0,2 мм. На последних колоннах кроме вертикальных трещин зафиксированы горизонтальные трещины с шагом 0,4 м и раскрытием до 0,05 мм. На отдельных балках в зоне расположения закладных деталей зафиксированы наклонные трещины.

Результаты обследования рамных фундаментов разной конструкции показали, что для указанных электростанций с ТГ различной мощности зафиксированы сходные эксплуатационные дефекты:

все обследованные колонны имеют идентичное трещинообразование — вертикальные трещины по всей высоте колонн, как правого, так и левого агрегата, ориентированы вдоль оси турбогенератора. Ширина раскрытия трещин в отдельных случаях достигает 0,8 – 1,0 мм;

на колоннах фундаментов отдельных агрегатов наблюдается наличие горизонтальных трещин с шагом 0,35 – 0,5 м и шириной раскрытия до 0,5 мм;

на ригелях и прогонах в местах крепления турбогенераторов к закладным деталям на большинстве балок зафиксированы вертикальные трещины с раскрытием до 0,2 мм.

Фактический класс бетона железобетонных конструкций (В17,5 ÷ В25) — ниже проектного (В30).

Исследование динамических воздействий на фундаментные конструкции ТГ-5 НСТЭЦ при установившемся режиме работы агрегата проводилось на колоннах в трех уровнях по высоте колонн в направлениях вдоль и поперек оси турбогенератора. Были замерены характеристики динамических составляющих величин относительных деформаций ϵ . Величина относительных деформаций в арматуре колонн в зоне заземления их в нижнюю фундаментную плиту в продольном направлении превышает относительные деформации в поперечном направлении. Та же картина наблюдается и в средней части колонн, хотя их соотношение несколько снижается за счет понижения относительных деформаций в продольном и возрастания их в поперечном направлении. Определенная расчетом для размаха 2А пульсационная составляющая напряжений в арматуре в продольном направлении равна $\sigma_{\text{прод.}} = 22,4 - 29,6$ кгс/см² (2,24 - 2,96 МПа). В поперечном, соответственно, $\sigma_{\text{попер.}} = 7,2 - 12,4$ кгс/см² (0,72 - 1,24 МПа).

В зоне заднего подшипника цилиндра низкого давления относительные продольные деформации арматуры колонн составляют $\epsilon = 0,62 \cdot 10^{-5}$ на отм. 1,05 м и $\epsilon = 0,36 \cdot 10^{-5}$ на отм. 6,30 м. Относительные деформации в поперечном направлении при этом возрастают до $\epsilon_{\text{поп.}} = 0,88 \cdot 10^{-5}$, что соответствует расчетным напряжениям $\epsilon = 17,6$ кгс/см² (1,76 МПа).

В зоне переднего подшипника турбины на отм. 1,05 м наблюдается заметное возрастание величины деформативности колонн: в продольном направлении $\epsilon_{\text{прод.}} = 1,6 \cdot 10^{-5}$ и в поперечном направлении $\epsilon_{\text{поп.}} = 2,79 \cdot 10^{-5}$. При этом величина динамической составляющей напряжений в арматуре составила $\epsilon_{\text{прод.}} = 32$ кгс/см² (3,2 МПа) в продольном направлении и 55,8 кгс/см² (5,58 МПа) в поперечном направлении. Изменение напряжений в бетоне оценивается величиной 1,0 МПа, что примерно на 20% ниже расчетного сопротивления бетона на растяжение.

Исследования динамических воздействий на фундаментные конструкции ТГ-7 (Тип 3) этой же станции позволили определить динамическую составляющую относительных деформаций (ϵ) в арматуре колонн. Измерения вертикальной составляющей в колоннах произведены в двух уровнях (на отм. 0,8 м и 4,4 м) в продольном (вдоль оси агрегата) и поперечном (перпендикулярно оси агрегата) направлениях при установившемся режиме вращения турбины при $n = 3000$ об/мин.

Амплитуда относительных деформаций и, соответственно, напряжений при $n=3000$ об/мин находится в диапазоне $2A = 0,25 \cdot 10^{-5} - 0,43 \cdot 10^{-5}$ у основания колонн и в диапазоне $2A = 0,56 \cdot 10^{-5} - 0,61 \cdot 10^{-5}$ в их средней части. Исследования показали, что величина относительных деформаций в продольном направлении (вдоль оси агрегата) превышает деформации в поперечном направлении в нижней части колонн на 40 – 50 %, а в средней части — на 18 – 23%. Отсюда следует, что расчетная вибрационная составляющая напряжений в арматуре возрастает, с приближением к верхней фундаментной плите, с $\sigma = 0,5 - 0,87$ МПа до $\sigma = 1,36 - 1,61$ МПа.

Расчетная вибрационная составляющая напряжений в нижней (растянутой) арматуре ригеля РЗ на отм. 9,2 м в зоне четвертого подшипника составляет $\sigma = 1,98$ МПа, а изменение напряжений в бетоне — 0,35 МПа.

Выводы

1. В результате обследования опорных железобетонных конструкций турбогенераторов на конкретных энергоустройствах установлен характер трещинообразования колонн. Вертикальные трещины имеют ширину раскрытия от 0,05 мм до 1,0 мм, что в отдельных случаях превышает предельно допустимую по СНиП 2.-3.01-84 (табл. 2).

2. Наличие трещин с такой шириной раскрытия в железобетонных конструкциях, как показывают приводимые в литературе данные модельных и натуральных экспериментов, ведет к снижению динамического модуля упругости элементов, что должно учитываться расчетом.

3. Зафиксированы горизонтальные (нормальные к продольной оси колонны) трещины с раскрытием до 0,5 мм и шагом 350 – 400 мм, что, возможно, является следствием динамических воздействий горизонтального направления. В ряде продольных и поперечных балок между колоннами зафиксированы нормальные (вертикальные) трещины с шириной раскрытия 0,05 – 0,1 мм.

4. Проведенные исследования при установившемся режиме работы ТГ-5 (Тип 2) НС ТЭЦ показали, что колонны фундамента совершают полигармонические колебания, при этом в зоне переднего подшипника турбины колебания возрастают, особенно в поперечном направлении.

Амплитуда деформаций и соответственно напряжений в продольном направлении (вдоль оси агрегата) превосходит величины, зафиксированные в поперечном направлении как в нижней, так и в верхней части колонн (максимальная величина в их зоне защемления в нижнюю фундаментную плиту в 2,6 раза).

Динамическая составляющая напряжений, определенная расчетом, в арматуре колонн в зоне заднего и переднего подшипников турбины зафиксирована в пределах 1,76 – 3,2 МПа, что соответствует изменению напряжений в бетоне около 1,0 МПа, и она достаточно близка к расчетному сопротивлению бетона на растяжение.

5. В результате исследований динамических воздействий установлено, что при установившемся режиме работы турбины для турбоагрегата ТГ-7 (Тип 3) НС ТЭЦ амплитуда деформаций и напряжений в продольном направлении (вдоль оси агрегата) превосходит величины, зафиксированные в поперечном направлении в нижней части колонн на 40 – 50%, а в средней части — на 18 – 23%, при этом вибрационная составляющая напряжений в арматуре возрастает с приближением к верхней фундаментной плите примерно в два раза.

Вибрационная составляющая напряжений в нижней (растянутой) арматуре ригеля в зоне четвертого подшипника выше в 1,34 – 2,86 раза, чем в колоннах (с приближением к верхней фундаментной плите), при этом абсолютные величины напряжений невелики.

6. Анализ полученных данных указывает на необходимость организации на электростанциях регулярного контроля за изменением развития трещин в отдельных зонах опорных конструкций турбогенераторов.

7. Оценку состояния опорных конструкций следует выполнять с учетом фактических трещин и полученных показателей.

8. По результатам выполненных натурных и расчетных исследований должны в обязательном порядке выполняться ремонтные мероприятия по восстановлению несущей способности элементов конструкции фундаментов ТГ.

ЛИТЕРАТУРА

1. Абросимов Н.А., Бабский Е.Г., Ильин Л.В. Динамические испытания фундамента турбогенератора Т-100 на Саратовской ТЭЦ-5. //Изв. ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. Сб. научн. трудов. 1981. № 148.
2. ГОСТ 22690-77, ГОСТ 22690-88. Бетоны. Определение прочности механическими методами неразрушающего контроля. Госстрой СССР. «Рекомендации по определению прочности бетона эталонным молотком Кашкарова по ГОСТ 22690-77». М. 1985 г.

ДЫМОВЫЕ ТРУБЫ ТЕПЛОВЫХ ЭЛЕКТРОСТАНЦИЙ, ПРОБЛЕМЫ ПОВЫШЕНИЯ ИХ НАДЕЖНОСТИ

Осоловский В. П., инженер (АО «Фирма ОРГРЭС»)

В настоящее время на тепловых электростанциях и тепловых сетях в эксплуатации находится 1280 дымовых труб. По конструктивным особенностям их можно подразделить на 8 типов.

Металлические дымовые трубы высотой от 20 до 80 м в основном без теплоизоляции. Всего таких труб 380. Срок службы не теплоизолированных труб при сжигании мазута, в зависимости от температуры удаляемых дымовых газов, составляет 10 – 15 лет, на газовом топливе — 20 – 25 лет. Усиление или замена отдельных царг, получивших недопустимый коррозионный износ, замена дымовой трубы целиком, как правило, не создают проблем для эксплуатации, так как не требуют длительного отключения дымовой трубы.

Кирпичные дымовые трубы высотой до 100 м, построенные в довоенные годы, имели теплоизоляцию и футеровку в нижней части ствола трубы. В последующем такие трубы возводили с футеровкой и воздушным зазором или теплоизоляцией по всей высоте трубы. Всего кирпичных труб 150 шт.

Кирпичные дымовые трубы после перевода котлов на сжигание мазутного топлива начали интенсивно разрушаться от сульфатной коррозии, проявившейся в виде разрушения оголовков, бочкообразной деформации ствола между стяжными кольцами, образования сквозных вертикальных трещин, искривления ствола, потери прочности кирпичной кладки. К настоящему времени кирпичные дымовые трубы, сохранившиеся в эксплуатации, неоднократно подвергались ремонту с разборкой верха ствола до прочной кладки и восстановления их до проектной высоты. Существенно продлить ресурс таких труб можно при условии установки внутреннего металлического газоотводящего ствола.

Железобетонные дымовые трубы высотой до 120 м, построенные до 1965 — 70 гг., имеют однорядное армирование бетона ствола, футеровку из красного кирпича, не рассчитанную на мокрый режим эксплуатации трубы и работу котлов на сернистом топливе. Все трубы неоднократно подвергались ремонту - полностью или частично заменялись футеровки, выполнялось усиление ствола трубы железобетонными обоями, демонтировалась верхняя треть или половина ствола и восстанавливалась заново. К настоящему времени более 40 труб по причине снижения прочности бетона в 2 – 3 раза

по сравнению с проектной величиной, коррозии арматуры и неисправности футеровки находятся в аварийном состоянии. На рисунках на цветной вкладке показаны повреждения ствола, возникшие из-за низкого качества бетонирования, неудовлетворительного состояния футеровки. Продление ресурса возможно при условии реконструкции труб с установкой внутреннего газоотводящего ствола, который полностью исключит контакт дымовых газов со стволом дымовой трубы.

Железобетонные дымовые трубы высотой до 250 м с футеровкой из кислотоупорного кирпича и вентилируемым зазором между железобетонным стволом и футеровкой с принудительной вентиляцией и подогревом подаваемого в зазор воздуха для создания противодавления, препятствующего диффузии дымовых газов через недостаточно газоплотную футеровку в воздушный зазор.

Такие трубы возводятся с 1970 г. К настоящему времени их более 100 штук. На большинстве труб такой конструкции вентустановки не работают или не были установлены при строительстве трубы. Там же, где режим вентиляции соблюдается, при высоте трубы 250 м в верхней части ствола противодавление в зазоре не обеспечивается из-за того, что подаваемый в зазор воздух уходит через неплотности футеровки внутрь трубы на ее нижних отметках. На верхних отметках через такие же неплотности футеровки дымовые газы поступают в вентзазор и их конденсат в зимний период образует наледи на наружной поверхности дымовых труб (например, дымовые трубы высотой 250 м на ТЭЦ-27 Мосэнерго, Астраханской ТЭЦ-2, Печорской ГРЭС, Йошкар-Олинской ТЭЦ, Новогорьковской ТЭЦ и др).

Наиболее интенсивно разрушение швов бетонирования и защитного слоя бетона наблюдается на дымовых трубах, где строителями не выполнена по согласованию с Теплопроектом предусмотренная проектом теплоизоляция ствола в верхней трети трубы.

Более двадцати дымовых труб данной конструкции находятся в предаварийном состоянии, а их ремонт сопряжен с длительным выводом их из эксплуатации. Наглядным примером может служить ситуация, сложившаяся на Костромской ГРЭС, где дымовая труба №1 высотой 250 м к 2000 г из-за неисправной футеровки имела такие повреждения ствола, что потребовался вывод ее из эксплуатации с отключением 4 блоков мощностью по 300 МВт на 2,5 года, демонтаж верхних 70 метров ствола и всей футеровки, усиление и восстановление ствола и установка внутреннего металлического газоотводящего ствола. Затраты, связанные с реконструкцией ды-

мовой трубы, превысят 500 млн. руб. Менее трудоемкое техническое решение по восстановлению надежности дымовых труб данной конструкции было разработано ЗАО «Союзтеплострой», суть которого сводится к заполнению вентилируемого зазора сухой теплоизоляционной смесью. При этом не требуется останов дымовой трубы, так как засыпка смеси производится с наружной стороны через пробуренные в стволе дымовой трубы отверстия. Качество заполнения зазора контролируется тепловизором. Такая реконструкция к настоящему времени выполнена на 4 дымовых трубах, в том числе в 2000 г на дымовой трубе высотой 250 м ТЭЦ-27 Мосэнерго. Во всех случаях прекратился выход конденсата и образование наледей на наружной поверхности труб в зимний период. Не подтвердились опасения Теплопроекта, что сыпучая теплоизоляция из вермикулита станет накопителем конденсата и вызовет разрушения футеровки и бетона ствола. В конструкциях дымовых труб марка бетона, объем его армирования, теплоизоляция, футеровка проектировались из условий эксплуатации труб с заданными параметрами объема, температуры, степени агрессивности удаляемых дымовых газов.

Нестабильный режим эксплуатации и перевод таких электростанций на газовое топливо, имевшие место в последние 10 – 15 лет, привели к ускоренному разрушению кислотоупорных футеровок дымовых труб из-за растворения конденсатом дымовых газов кислотостойкого раствора, на котором выполнялась кладка футеровки. На рис. 3 на цветной вкладке показано состояние футеровки из кислотоупорного кирпича, подвергшейся сульфатной коррозии. Как показали обследования последних лет, развитие пустошовки достигло таких масштабов, что создается угроза разрушения футеровки и потери ею функций по защите теплоизоляции и бетона ствола от воздействия конденсата. Торкретные покрытия из полимерсиликатбетона и полимербетона не дают долговременного эффекта, и необходима разработка новых технологий и материалов в виде термостойких и коррозионностойких паст, заполняющих швы кирпичной кладки, с последующей защитой поверхности футеровки, контактирующей с дымовыми газами, кремнийорганическими покрытиями. Если в ближайшие годы условия эксплуатации дымовых труб не улучшатся, то на многих электростанциях потребуются не ремонт пришедшей в негодность футеровки, а установка внутренних газоотводящих стволов. К настоящему времени имеется опыт установки металлических, стеклопластиковых, титановых, стеклофаолитовых внутренних газоотводящих стволов. Выбор того или иного варианта определяется условиями эксплуатации: температурой ды-

мовых газов, степени их агрессивности, условиями и сроками монтажа. Так, например, на ТЭЦ-21 Мосэнерго на реконструкцию дымовой трубы высотой 120 м и диаметром устья 7 м было отведено 5 месяцев. Был осуществлен проект установки внутреннего металлического ствола с отм. 34 м. Нижняя часть трубы до отм. 34 м была оставлена в прежнем виде, так как футеровка, теплоизоляция и ствол на этих отметках находились в удовлетворительном состоянии и не требовали большого ремонта. Монтаж металлического ствола осуществлялся подачей краном отдельных секций ствола через верх трубы. Нижняя секция трубы высотой 10 м в виде конфузора была установлена на существующую консоль на отм. 34 м. Кирпичная футеровка выше отм.34 м была разобрана, железобетонный ствол трубы был усилен наружной железобетонной обоймой толщиной 150 мм.

Следует отметить, что на ряде ТЭС усиление железобетонных стволов дымовых труб осуществлялось без технического обоснования и расчета. Устройство обоймы толщиной 50 — 60 мм с арматурной сеткой приводит к ускорению разрушения защищаемого бетона ствола, так как бетон тонкой обоймы создает барьер на пути выхода паровой среды, фильтрующей через бетон, что сопровождается размораживанием бетона, коррозией арматуры и через 2 — 3 года отслоением и расчленением обоймы трещинами. Восстановление защитного слоя торкретбетоном имеет такие же негативные последствия, как и тонкие обоймы.

Железобетонные трубы высотой до 250 м с тремя-четырьмя внутренними теплоизолированными металлическими газоотводящими стволами (МГС) «труба в трубе» с подключением к каждому МГС отдельного блока. Такие трубы возводятся с 1970 г (ТЭЦ-23, 25, 26 Мосэнерго, Костромская, Киришская ГРЭС, Липецкая ТЭЦ-2 и др). Опыт их эксплуатации показал, что они наименее трудоемки по эксплуатационно-ремонтному обслуживанию, более надежны и долговечны по сравнению с другими конструкциями труб. Коррозионный износ металла составляет 0,05 — 0,07 мм/год при исправном состоянии теплоизоляции против расчетного 0,3 мм/год. Там, где теплоизоляция не была установлена при монтаже или повреждена в последующем, скорость коррозии достигала 0,2 — 1,0 мм/год (оголовки труб, места размещения ребер жесткости).

Железобетонные дымовые трубы высотой до 320 м с внутренним кремнебетонным газоотводящим стволом (Рязанская, Ставропольская, Рефтинская, Костромская ГРЭС, Северо-Двинская ТЭЦ-2).

Дымовые трубы данной конструкции предназначались для эксплуатации с избыточным давлением дымовых газов при работе кот-

лов на мазутном топливе. Кремнебетон внутренних стволов, считавшийся коррозионностойким, начал разрушаться из-за сульфатной коррозии после нескольких лет эксплуатации. Перевод с конца 80-х годов ТЭС, в основном, на газовое топливо сопровождался, из-за менее агрессивной газовой среды, снижением скорости коррозии кремнебетонных стволов. Замена стволов на металлические, как это ранее было сделано на Запорожской, Углегорской ГРЭС, Таллинской ТЭЦ, передвигается на электростанциях РАО «ЕЭС России» на более поздний срок, за пределы 2004-2006 гг.

Железобетонные дымовые трубы высотой до 370 м с монолитной футеровкой из полимербетона, которая одновременно выполняет и функции теплоизоляции. Такие трубы начали строить с начала 70-х годов и к настоящему времени в эксплуатации находится около 30 штук. Полимерцементная футеровка рассчитана на удаление дымовых газов от котлов, работающих на несернистом топливе. При переводе котлов на сжигание сернистого мазута неизбежно интенсивное разрушение полимербетона из-за его недостаточной кислотостойкости. Это подтвердил опыт эксплуатации дымовой трубы №1 Ульяновской ТЭЦ-2, где футеровка после потери защитного покрытия из силикатполимербетона была разрушена за 6 лет в верхней половине ствола на глубину до 100 мм и более (проектная толщина 200мм), и на наружной поверхности железобетонного ствола в зимний период наблюдался выход конденсата и образование наледей. В 1999-2000 гг. был выполнен ремонт монолитной футеровки верхней трети трубы полимерцементом с последующим покрытием кремнийорганическими составами. На отремонтированном участке трубы выход конденсата почти прекратился.

Железобетонные дымовые трубы высотой до 320 м с монолитной футеровкой из полимерсиликатбетона предназначались для ТЭС, работающих на сернистом топливе. В эксплуатации находятся 10 таких труб. Надежность и долговечность труб с монолитной футеровкой зависит в основном от соблюдения технологии бетонирования. Неоднородность материала, раковины, неплотные швы бетонирования, трещины и другие дефекты, допущенные при строительстве, сводят на нет эффект монолитности футеровки, гарантирующей более высокую газоплотность по сравнению с кирпичной футеровкой. По этой причине на нескольких дымовых трубах в первые же годы эксплуатации наблюдался выход конденсата и образование наледей на наружной поверхности труб.

Из-за отсутствия координации в области обследований, ремонтов и реконструкции дымовых труб на электростанциях к работам

по обследованию и ремонту привлекаются некомпетентные фирмы и специалисты, что отрицательно сказывается на качестве диагностики и ремонта труб. Так, на Конаковской ГРЭС замена футеровки на дымовой трубе № 2 высотой 180м была выполнена в 1998 г фирмой «Тамерлан» методом напыления нового материала, выполняющего функции футеровки и теплоизоляции. Фирмой была дана гарантия срока службы покрытия на десятки лет, а разрушение покрытия произошло в первые два года после ремонта. Для предотвращения внедрения подобных неэффективных решений, материалов и технологий необходима качественная экспертиза проектов ремонта и результатов обследований.

Выбор проектного решения по ремонту дымовых труб, сопряженный с большими материальными затратами, должен производиться с привлечением головных институтов и организаций отрасли, занимающихся проблемами надежности дымовых труб, разработкой оптимальных вариантов продления их эксплуатационного ресурса.

Приказами РАО «ЕЭС России» № 229 от 16.11.98г и № 63 от 09.02.2000 г учитывая важность проблемы обеспечения эксплуатационной надежности дымовых труб предусматривается обязательность экспертизы проектов, технических решений о применении новых материалов и технологий по ремонту и реконструкции труб отраслевыми институтами и организациями.

Актуальна также проблема совершенствования проектов вновь строящихся дымовых труб. Проекты должны разрабатываться с учетом реальных условий длительной эксплуатации.

Исследование и разработка новых материалов и технологий восстановления надежности дымовых труб должны найти место в планах работ по НИОКР, РАО «ЕЭС России».

СОСТОЯНИЕ ЭКСПЛУАТАЦИИ, РЕМОНТА, ВНЕДРЕНИЯ НОВЫХ ТЕХНОЛОГИЙ И МАТЕРИАЛОВ ПРИ РЕКОНСТРУКЦИИ ГРАДИРЕН

Осоловский В.П., инженер (АО «Фирма ОРГРЭС»)

На тепловых электростанциях Единого Энергетического Комплекса (ЕЭК) Российской Федерации в настоящее время в эксплуатации, по имеющейся в ОРГРЭС информации, находится больше 350 башенных градирен.

По срокам их службы они представлены в таблице 1.

Таблица 1

Год ввода градирни в эксплуатацию	Градирни в ЕЭК РФ			Градирни с асбоцементными оросителями		
	Всего, шт	В т.ч. железобетонных	Площадь оросителей, тыс м ²	Всего, шт	Площадь оросителей, тыс м ²	% от общей площади оросителей
До 1940 г.	7	-	10,1	1	1,5	15
1940 - 1950 гг.	3	-	3,2	-	-	-
1951 - 1960 гг.	63	10	67,9	7	8,5	12
1961 - 1970 гг.	103	39	149,8	36	53,8	37
1971 - 1980 гг.	96	20	196,6	56	119,9	36
с 1981г.	84	23	176,4	78	167,0	95
Всего	356	89	604,0	178	351,7	58

Более половины градирен эксплуатируются свыше 30 лет. Строительные и технологические конструкции большей части градирен имеют большой износ, что является одной из причин ухудшения технико-экономических показателей электростанций. В 2000 г. ограничение мощности ТЭС из-за градирен составило 5000 МВт для летнего периода. Наибольшие ограничения мощности ТЭС из-за градирен имеют Мосэнерго — 668 МВт, Новосибирскэнерго — 465 МВт, Татэнерго — 288 МВт.

Обследования состояния градирен, проведенные в последние годы, показали, что железобетонные башни градирен после 30 – 40 лет эксплуатации имеют прочность бетона в 2 – 3 раза ниже проектной из-за отсутствия надежной гидроизоляционной защиты внутренней поверхности оболочки градирен.

В наилучшем состоянии находится большинство градирен, возведенных до 1970г., в которых бетон оболочек из-за неудачного выбора цемента был подвержен интенсивному процессу выщелачива-

ния и размораживания. Вследствие этого в первые 5 лет эксплуатации произошло обрушение оболочек градирен на Павлодарской ТЭЦ-2, Ново-Рязанской ТЭЦ, на ТЭЦ Липецкого металлургического комбината. В последующем, в течении 10 лет, на всех градирнях было выполнено после заделки массы образовавшихся сквозных отверстий торкретирование внутренней поверхности оболочек градирен.

Наиболее перспективным мероприятием для продления срока службы железобетонных оболочек на сегодняшний день является устройство теплозащитного экрана с внутренней стороны башни. Имеется положительный двадцатилетний опыт эксплуатации градирни № 4 площадью орошения 1520 м² Казанской ТЭЦ-2, где был в 1978г. установлен экран из тонколистового алюминия толщиной 0,5 мм. На ТЭЦ-25 Мосэнерго на градирне № 3 по разработке фирмы «Ирвик» был установлен экран с применением трехслойной пленки из композиционного материала «Триплекс», который начал разрушаться после года эксплуатации.

ЗАО «Союзтеплострой» начата разработка более перспективной конструкции теплозащитного экрана из листовых композитных материалов, более надежных конструкций крепления экрана к оболочке и других элементов конструкции экрана.

На градирнях, где бетон оболочек и арматура находятся в удовлетворительном состоянии, гидроизоляция внутренней поверхности оболочек для предотвращения выщелачивания и размораживания бетона может быть выполнена покрытиями с использованием таких материалов, как многокомпонентные сухие смеси на основе портландцемента, наполнителей и добавок — ЦМИД, разработанные в ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева». ЦМИД имеет несколько модификаций и может использоваться также для ремонта несущей колоннады и водосборных бассейнов градирен. Имеется положительный трехлетний опыт применения ЦМИД на объектах АО «Ленэнерго».

Для предотвращения интенсивного разрушения наружной поверхности верхней части железобетонных оболочек градирен целесообразно применять гидрофобную защиту с использованием таких материалов, как гидрофобизатор «Аквастоп» ТУ 229-003-11421207-00, силоксановый проникающий герметик Seal 908 и других с аналогичными свойствами. Покрытия из этих материалов предотвращают проникновение воды и содержащихся в ней солей в структуру материала и снижают коррозию арматуры, повышают морозоустойчивость.

Ремонт железобетонной несущей колоннады градирен методом торкретирования становится ненадежным из-за нарастающего с годами снижения прочности бетона и коррозии арматуры колонн.

Фильтрация влаги через оголовки колонны приводит к образованию трещин в торкретной обойме из-за размораживания бетона в зимний период. Наиболее перспективным вариантом восстановления несущей способности колонн является устройство металлических обойм, полностью принимающих нагрузку от оболочки. Этот метод нашел применение на градирнях ТЭЦ Мосэнерго. В 1996г. и в 1998г. на двух градирнях ТЭЦ-21 Мосэнерго ремонт колоннады был выполнен путем устройства обойм из сталефибробетона. Проявившиеся к 2001г. дефекты армирования и узла сопряжения обоймы с оболочкой градирни требуют доработки конструкции и технологии усиления.

Несовершенство или отсутствие противообледенительных устройств приводит к размораживанию железобетонных стоек и балок оросителя в периферийной зоне градирни. Разработка Теплоэлектропроектом соответствующей конструкции с учетом имеющегося опыта эксплуатации противообледенительных устройств позволит существенно повысить долговечность несущих колонн башни и оросителей, в том числе и градирен с металлическим каркасом.

Заслуживает внимания опыт Башкирэнерго по восстановлению верхних ярусов металлических каркасов градирен, получивших недопустимый коррозионный износ. Усиление существующих металлоконструкций сопровождается в дальнейшем, как показал контроль за их состоянием, ускорением коррозионного износа металла в местах усиления. В случае замены конструкций такой процесс не наблюдается, так как обеспечивается более качественная антикоррозионная защита.

Оболочки градирен из профилированного листа марки Амт-бм толщиной 1,0 — 1,2 мм оказались достаточно удачным проектным решением и после 20 — 25 лет эксплуатации не требуются существенных затрат на их ремонт. К настоящему времени есть ряд разработок по улучшению конструкций крепления алюминиевого листа в Мосэнерго, Башкирэнерго, которые могут быть использованы на ТЭС в других энергосистемах. На ТЭС, где алюминиевая обшивка разрушается из-за агрессивного воздействия внешней среды, целесообразно применение обшивки из композитных полимерных материалов. Положительный опыт устройства и эксплуатации такой обшивки из ПВХ, с меньшим сроком службы по сравнению с алюминиевой, в неагрессивной среде имеется на нескольких градирнях. Для оценки срока службы обшивки из ПВХ в реальных условиях эксплуатации необходимо

провести исследование по изменению физико-механических характеристик материала по образцам, отобранным из обшив эксплуатируемых градирен.

Основной причиной снижения показателей работы градирен является ухудшение состояния оросителей. К настоящему времени более половины оросителей — асбоцементные, со сроком службы 20 — 27 лет. Более чем на 100 градирнях оросители деревянные, срок их службы не превышает 10 — 15 лет и практически все они нуждаются в замене.

Большая часть градирен, обслуживающих ТЭС мощностью 20 млн. кВт, работает с недоохлаждением на 1 — 3°С. Ежегодная потребность замены оросителей в целом по отрасли составляет не менее 25 оросителей. Фактически из-за недостаточного финансирования заменяется не более 10 оросителей.

Основной тип вновь устанавливаемых оросителей — оросители из полимерных материалов, изготавливаемые из полиэтилена низкого давления (ПНД) и поливинилхлорида (ПВХ). К настоящему времени в эксплуатации находится более 70 оросителей из полимерных материалов, в ряде случаев в комбинированном варианте — нижний ярус из асбестоцементных блоков, верхний — из ПНД или ПВХ.

Наиболее распространенными на ТЭС оросителями из ПНД являются оросители из гофротруб диаметром 63 мм и 50 мм, гофротруб витых диаметром 44 мм, внедряемые с 1989 г. (Казанская ТЭЦ-2, Барнаульская ТЭЦ-2, ТЭЦ КАМАЗа, Новогорьковская ТЭЦ и др.):

С 1993 -95 гг. началось внедрение более эффективных по охлаждающей способности оросителей из сетчатых решеток и сетчатых призм:

РС-500 (рулоны сетчатые);

«Бальке-Дюрр» (сетчатые решетки отечественного производства по лицензии немецкой фирмы «Бальке-Дюрр»);

ПР-50 — призмы сетчатые.

В это же время были разработаны оросители из ПВХ пленочного типа:

ОДГ-60/40, ОДГ-45/30 — из гофролистов (разработка ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденева»);

ТПВВ — из гофролистов (разработка ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденева» и «ТЭП-Полис»).

В последующем были разработаны конструкции ЭКО-Сервис и ИК-100 из гофрированных сетчатых решеток и ТР-60 — из труб сетчатых диаметром 60 мм.

На рис. 1 представлены технологические характеристики оросителей по их охлаждающей способности, полученные по резуль-

татам стендовых испытаний НИИ ВОДГЕО и ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева». На рис. 2, 3, 4, 5 приведены технологические и конструктивные характеристики оросителей сетчатых: Бальке-Дюрр, ЭКО-Сервис (ОС-ПНД-1-1, ОС-ПНД-1-2), ПР-50. ИК-100. Так как конструкция оросителя формируется из отдельных блоков, высота которых колеблется от 40 см до 70 см, то в зависимости от охлаждающей способности конечная высота оросителя колеблется от 0,8 до 2,35 м для обеспечения проектных параметров градирни. Следует отметить, что оросители ИК-100 имеют более разреженную сетку по сравнению с другими типами оросителей.

Наилучшие расчетные показатели, при равной высоте оросителя, обеспечивают оросители пленочные из гофролистов ОП-2Г1М и ТПВВ и оросители сетчатые ПР-50 и ЭКО-Сервис. Срок службы оросителей из полимерных материалов ориентировочно может быть принят не менее 15 лет и зависит от качества и надежности элементов крепления блоков, стабильности сохранения заданной формы пленки или сетки, качества и сохранности опорных конструкций, на которые устанавливаются блоки оросителя.

Пластмассовые оросители по сравнению с деревянными оросителями и оросителями из асбоцемента более подвержены повреждению в зимний период эксплуатации от падающего льда с устья башни градирни и от обледенения нижнего яруса оросителя при плохом состоянии или отсутствии противообледенительного тамбура. Поэтому при замене деревянных и асбоцементных оросителей на полимерные должны быть приняты меры по их защите от разрушения льдом. Эти меры должны заключаться в следующем:

установке водоуловителя, который уменьшает в 50 – 100 раз унос воды из градирни и уменьшает объем возможного обледенения устья башни;

защите верха башни покрытием, предотвращающем нарастания льда на поверхности башни;

устройстве противообледенительного тамбура с регулированием поступления холодного воздуха в градирню;

повышенной плотности орошения (до 10 – 12 м³/м² орошения в периферийной зоне оросителя) в зимний период.

Из множества предлагаемых конструкций водоуловителей необходимо определить, с учетом накопленного опыта эксплуатации, наиболее экономичные, эффективные и надежные конструкции. Не исключено, что к таким конструкциям следует отнести сетчатые водоуловители.

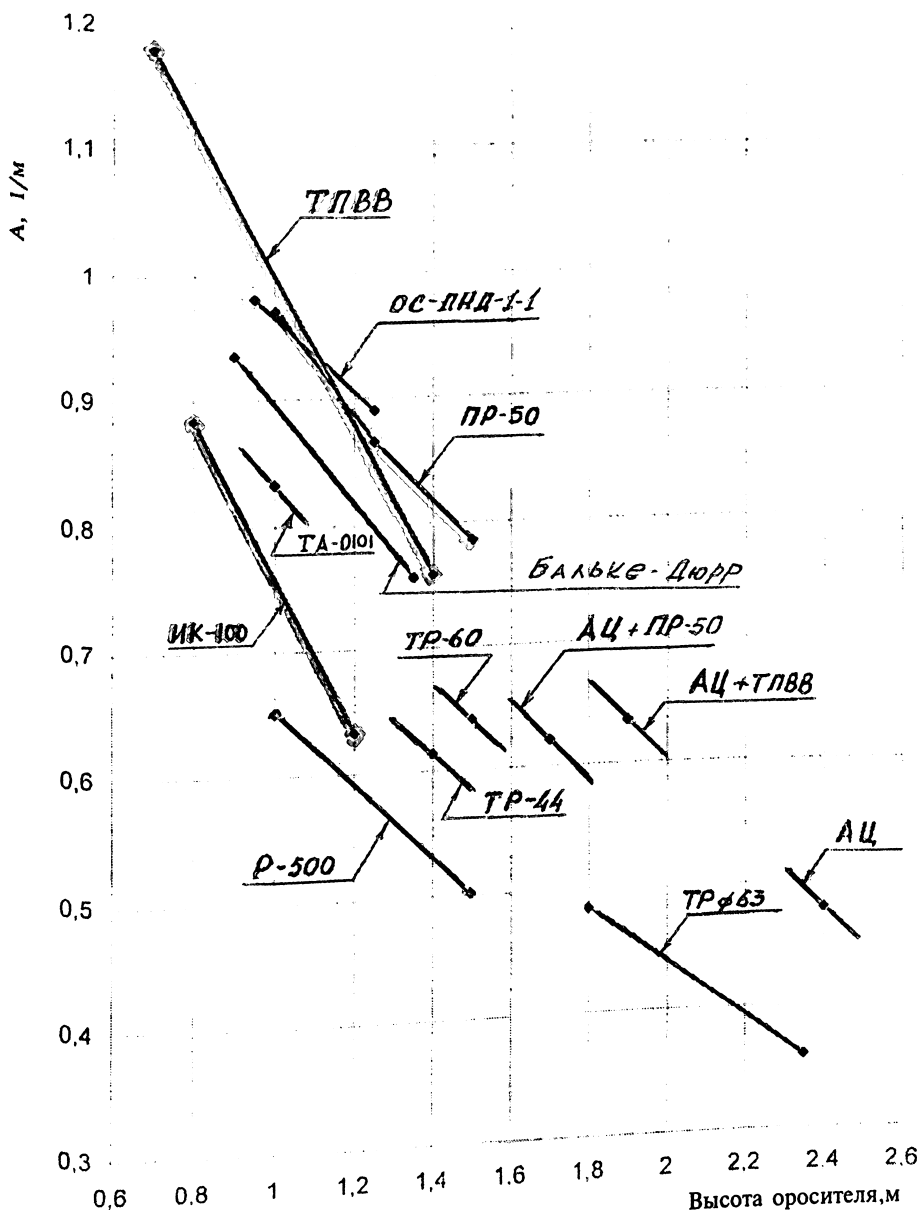


Рис. 1. Технические характеристики оросителей градирен.

ОРОСИТЕЛЬ БАЛЬКЕ-ДЮРР

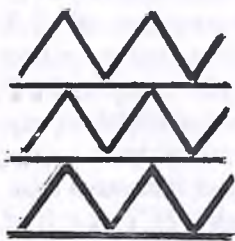
ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЕ И КОНСТРУКТИВНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ

Коэффициент характеризующий охлаждающую способность $A_{1/m} = 0.900$

Коэффициент аэродинамического сопротивления оросителя $\xi_{с.в.} = 10.25 \text{ 1/м}$

Коэффициент сопротивления дождя в оросителе $K_{ср} = 0.142 \cdot 10^3 (\text{м} \cdot \text{ч})^{-1}$

Каналы – вертикальные. Расход материала 42 кг/м^3



Размер ячейки сетки - $19 \times 25 \text{ мм}$

Толщина сетки - 2 мм

Высота гофра - 20 мм

Рис. 2.

ОРОСИТЕЛЬ «ЭКО-СЕРВИС К» (ОС-ПНД-1-1, ОС-ПНД-1-2)

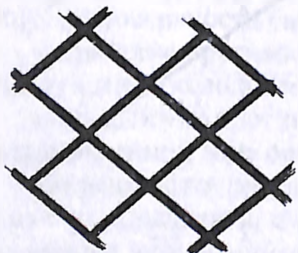
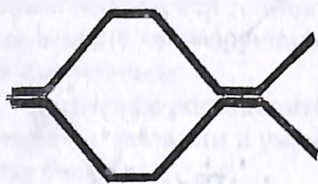
ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЕ И КОНСТРУКТИВНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ:

Коэффициент характеризующий охлаждающую способность $A_{1/m} = 0.970$

Коэффициент аэродинамического сопротивления оросителя $\xi_{с.в.} = 8.3; 6.5 \text{ 1/м}$

Коэффициент сопротивления дождя в оросителе $K_{ср} = 0.177/0.337 \cdot 10^3 (\text{м} \cdot \text{ч})^{-1}$

Каналы – вертикальные с наклоном 8° . Расход материала 37 кг/м^3



Размер ячейки сетки - $29 \times 35 \text{ мм}$

Толщина сетки - 3 мм

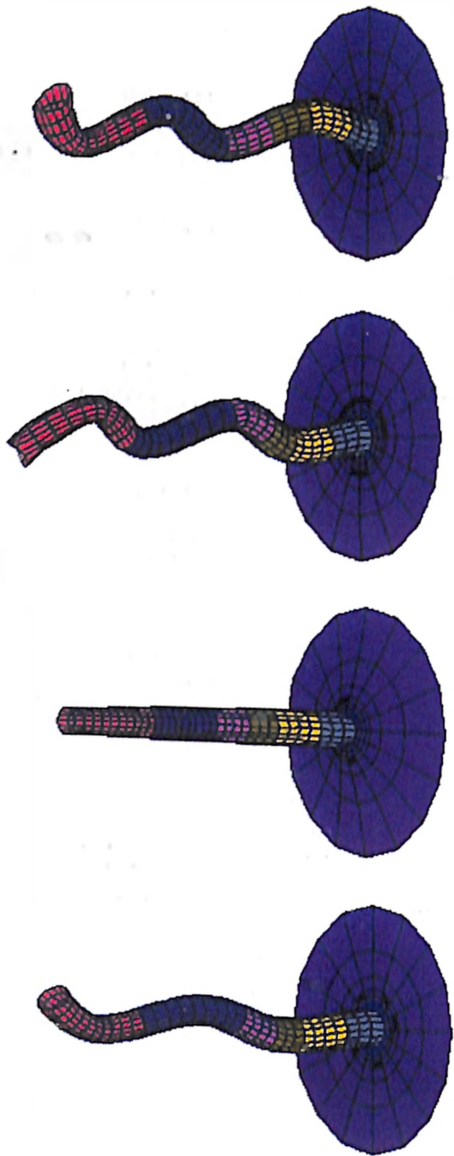
Высота гофра - 25 мм

Рис. 3.



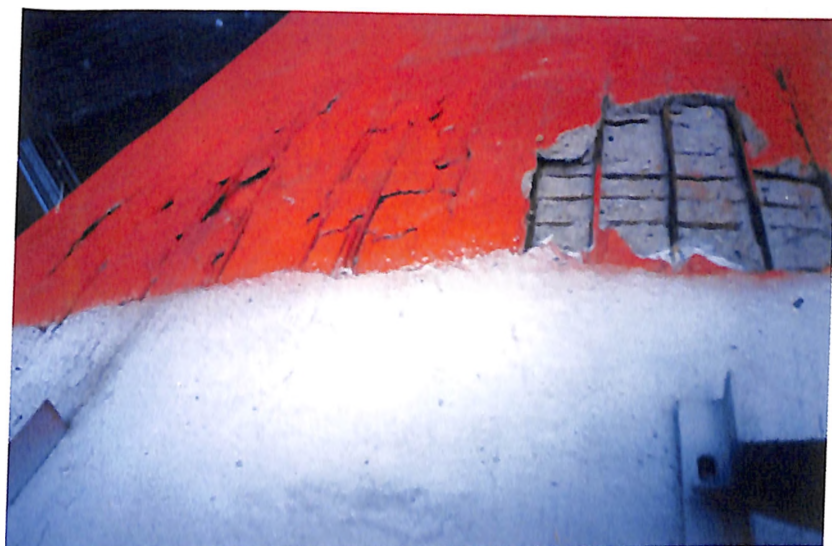
Вертикальные и кольцевые сейсмические напряжения
в стволе трубы Сахалинской ГРЭС

(к статье Савича А.И., Бронштейна В.И., Ильина М.М., Грошева М.Е.,
Бесстрашнова В.М., Стром А.А., Сувиловой А.В., Козлова О.В., Семенова И.В.)



Наиболее значимые формы собственных колебаний дымовой трубы Сахалинской ГРЭС

(к статье Савича А.И., Бронштейна В.И., Ильина М.М., Грошева М.Е., Бесстрашнова В.М.,
Стром А.А., Сувиловой А.В., Козлова О.В., Семенова И.В.)



Состояние защитного слоя бетона ствола дымовой трубы:
отслоение защитного слоя и локальные обрушения; изгиб
вертикальной арматуры, установленной с нарушением
(уменьшением) толщины защитного слоя

(к статье Осоловского В.П.)



Железобетонный ствол дымовой трубы: крупнопористый бетон; следы выхода серной кислоты из-за недостаточной газоплотности футеровки



Состояние кирпичной кислотостойкой футеровки дымовой трубы, подвергшейся сульфатной коррозии (топливо — газ, мазут): продукты сульфатной коррозии в виде наростов на поверхности футеровки; разрушение кирпича до 50 — 100мм с потерей прочности раствора кладки

(к статье Осоловского В.П.)



• Покрытие футеровки градирни
материалами серии ЭМАКО
(к статье Затворницкой Т.А., Магитон А.С., Козлова Г.Н.)



Покрытие футеровки дымовой трубы материалами серии ЭМАКО
(к статье Затворницкой Т.А., Магитон А.С., Козлова Г.Н.)

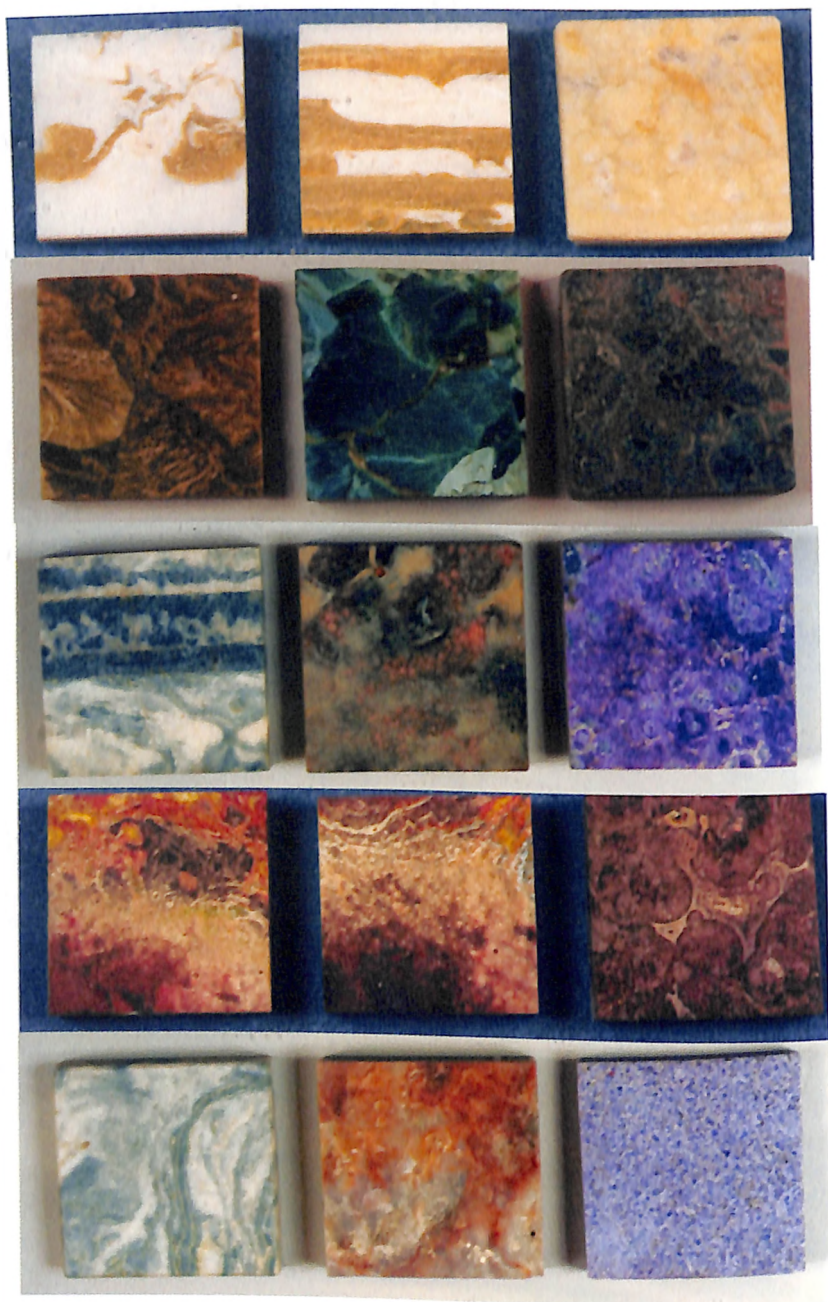


Общий вид верхней голвы Павловского шлюза
(к статье Ильина Ю.А., Михайлова О.В., Рубина О.Д., Ивогтьева А.В., Лгалова В.В.)



Отверстие в футеровке трубы
для заполнения КОНСИЛОм

(к статье Рубина О.Д., Талденковой Е.Н., Затворницкой А.О.,)



(к статье Затворницкой Т.А, Колдаева А.Б.)

ОРОСИТЕЛЬ «ПР-50»

ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЕ И КОНСТРУКТИВНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ:

Коэффициент характеризующий охлаждающую способность $A_{1,1M} = 0.970$

Коэффициент аэродинамического сопротивления оросителя $\xi_{ca} = 11.44$ 1/м

Коэффициент сопротивления дождя в оросителе $K_{op} = 0.393 \cdot 10^3$ (м³ ч) кг

Расход материала 34 кг/м³



Размер ячейки сетки - 20x30 мм

Толщина сетки - 2 + 2.2 мм

Высота призмы - 50 мм

Рис. 4

ОРОСИТЕЛЬ «ИК-100»

ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЕ И КОНСТРУКТИВНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ:

Коэффициент характеризующий охлаждающую способность $A_{1,1M} = 0.800$

Коэффициент аэродинамического сопротивления оросителя $\xi_{ca} = 5.17$ 1/м

Коэффициент сопротивления дождя в оросителе $K_{op} = 0.193 \cdot 10^3$ (м³ ч) кг

Каналы - вертикальные с наклоном 15°. Расход материала ~ 40 кг/м³



Размер ячеек сетки - 60x40 мм

Толщина сетки - 5 мм

Высота гофра - 50 мм

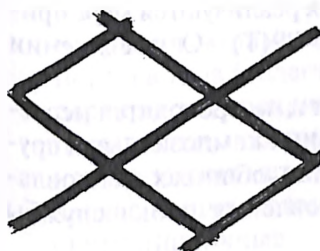


Рис. 5.

Разработка и испытания пластмассовых оросителей и водоуловителей находятся в начальной стадии, и поэтому целесообразно организовать квалифицированные натурные испытания и обследования оросителей с привлечением АО «Фирма ОРГРЭС», ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева», ВОДГЕО и других организаций, что позволит за более короткий срок создать надежные, эффективные конструкции оросителей и водоуловителей из пластмасс.

Из-за недостатка средств на замену оросителей все большее распространение на ТЭС получает разработка ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева» по переводу градирен с оросителями на брызгальный вариант. По данным ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева», их конструкция брызгальной градири при оптимальных нагрузках обеспечивает охлаждение, близкое по уровню градири с оросителем. Такая конструкция может быть реализована на ряде объектов при работе брызгальной градири совместно с градириями, имеющими ороситель.

На большинстве ТЭС с градириями нет комплексного подхода к вопросу по устранению ограничения мощности из-за неисправного состояния систем технического водоснабжения с градириями. Замена оросителей и реконструкция градирен производятся без предварительного обследования и технологических испытаний градирен и систем технического водоснабжения. Не выполняются испытания и наладка градирен после замены оросителя для определения их гидравлических характеристик.

Новые конструкции, материалы и технологии по ремонту и реконструкции градирен на многих объектах в нарушение приказа РАО «ЕЭС России» № 229 от 16.11.98 г. принимаются к внедрению без наличия экспертных заключений отраслевых институтов и специализированных организаций на соответствие функциональных показателей условиям эксплуатации.

В недостаточной мере на электростанциях реализуются мероприятия, предусмотренные циркуляром Ц-05-99(Т) «О повышении надежности башенных градирен».

До настоящего времени не организованы и не проводятся исследования по старению применяемых полимерных композитных и других материалов в оросителях, водоуловителях, обшивках, теплоизоляционных экранах градирен для установления срока службы предлагаемых конструкций.

Нуждаются в пересмотре существующие методики натуральных и лабораторных испытаний и обработки экспериментальных данных градирен.

ПРОБЛЕМЫ ПОВЫШЕНИЯ ЭКСПЛУАТАЦИОННОГО РЕСУРСА ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ ЭНЕРГОПРЕДПРИЯТИЙ

Осоловский В. П., инженер (АО «Фирма ОРГРЭС»)

Здания и сооружения тепловых электростанций по сравнению с энергетическим оборудованием по срокам службы являются долгожителями. Некоторое представление о сроках службы зданий и сооружений без учета специфики эксплуатации электростанций можно получить исходя из «Единых норм амортизационных отчислений на полное восстановление основных фондов народного хозяйства СССР» (М. 1992), которые выглядят следующим образом:

здания главного корпуса ТЭЦ	60 лет
дымовые трубы железобетонные	50 лет
дымовые трубы металлические	25 лет
башенные градирни железобетонные	36 лет
башенные градирни металлические	25 лет
железобетонные резервуары для хранения нефтепродуктов	50 лет
металлические резервуары для жидкого топлива	25 лет

Фактические сроки службы зданий и сооружений ТЭС зависят от качества ремонтно-эксплуатационного обслуживания, а также от их конструктивных особенностей.

По данным многолетних наблюдений предельный срок службы отдельных конструктивных элементов главных корпусов составляет:

покрытия с железобетонными мелкогабаритными плитами	35 лет
покрытия с железобетонными крупногабаритными плитами	50 лет
покрытия с применением металлического профилированного настила (облегченные кровли)	35 лет
перекрытия, воспринимающие статистические нагрузки	70 лет
перекрытия, воспринимающие динамические нагрузки	50 лет
каркас здания металлический	70 лет
каркас здания железобетонный	80 лет
стены кирпичные	70 лет
железобетонные стеновые панели	50 лет
металлические панели	35 лет
фундаменты главного корпуса	100 лет
фундаменты оборудования	70 лет

Предельный срок службы отдельных элементов железобетонных дымовых труб по эксплуатационным данным составляет:

железобетонный ствол	50 лет
кирпичная футеровка	35 лет
теплоизоляция	15 лет
внутренний металлический газоотводящий ствол	80 лет
при этом железобетонная оболочка дымовой трубы	80 лет

Предельный срок службы отдельных конструктивных элементов железобетонных градирен составляет:

оболочки	45 лет
оросителя асбоцементного	25 лет
оросителя деревянного	7—10 лет
оросителя из полимерных материалов	12 лет
каркаса оросителя железобетонного	45 лет

Предельный срок службы отдельных конструктивных элементов башенных градирен составляет:

металлический каркас	50 лет
алюминиевая обшивка	35 лет
асбоцементная обшивка	20 лет

В конструктивном отношении в первоначальных проектах преобладали несущие конструкции каркасов перекрытий и покрытий из монолитного железобетона, стеновое ограждение из кирпича. В покрытиях широкое применение до 1960 г нашли мелкогазобетонные сборные железобетонные плиты (более чем на 100 ТЭС). С 1959 — 1960 гг стали внедряться универсальные проекты для крупных блоков с широким использованием сборного железобетона для каркасов, покрытий и стенового ограждения. В более поздний период сформировалась концепция о необходимости строительства зданий главных корпусов с покрытиями из легких металлических конструкций с применением профилированного настила. В качестве утеплителя в упомянутых покрытиях применен пенополистирол ПСБ, пенопласт ФРП, пенополиуретан, в качестве гидроизоляционного слоя — рубероидный ковер, защищенный слоем гравия, втопленного в мастику.

Долговечность и надежность эксплуатируемых строительных конструкций в значительной степени зависит от условий их эксплуатации, принятых проектных, компоновочных и конструктивных решений, а также применяемых строительных материалов.

Существенное влияние на эксплуатационное состояние конструкций оказывают: климатический фактор; режим, в котором эксплуатируются данные конструкции; вид топлива, на котором работает электростанция.

Анализ результатов плановых и целевых обследований, связанных с реконструкцией и аварийными ситуациями, выполненных АО «Фирма ОРГРЭС» на многих ТЭС, показывает, что здания и сооружения, находящиеся в эксплуатации 45 – 50 и более лет, физически изношены более чем на 40 %.

Однако у разных по назначению конструктивных элементов повреждения неодинаковы: каркасы главных корпусов и несущие конструкции перекрытий изношены на 15 – 20 %, ограждающие конструкции покрытий на 50 – 60 %, стеновые ограждающие конструкции большей частью на 35 – 50 %.

Физический износ основных несущих конструктивных элементов характеризуется степенью потери несущей способности элемента за счет воздействия таких факторов, как механические повреждения, физико-химические процессы, повреждения от воздействия динамических нагрузок, снижение прочностных свойств материала с учетом срока службы.

Под полным износом здания и предельным сроком его службы следует понимать состояние, при котором дальнейшая безопасная эксплуатация становится невозможной, а ремонт и восстановление экономически нецелесообразными. Такое неработоспособное состояние наступает, как правило, при достижении 60-процентного совокупного физического износа каркаса, перекрытий и покрытий, стенового ограждения и фундаментов каркаса. При таком состоянии здание должно быть демонтировано, либо его назначение должно быть перепрофилировано.

Основываясь на результатах многолетних обследований эксплуатируемых конструкций в различных климатических и инженерно-геологических условиях, с учетом влияния реальных температурно-влажностных условий эксплуатации, агрессивности внутренней среды, динамических воздействий и вида топлива, наличия форс-мажорных обстоятельств, качества изготовления и монтажа конструкций, соблюдения сроков и объемов планово-предупредительных ремонтов, физический износ (долговечность) следует дифференцировать в зависимости от примененных в проектах строительных материалов.

Так:

долговечность ограждающих конструкций покрытий котельных и машинных отделений главных корпусов из мелкоформатных плит, а также плит с применением профилированного настила значительно ниже долговечности конструкций из крупнопанельных плит и монолитного железобетона;

долговечность кирпичного стенового ограждения выше, чем стенового ограждения с применением железобетонных панелей;

долговечность железобетонных каркасов главных корпусов выше, чем металлических;

долговечность перекрытий, воспринимающих динамические нагрузки, ниже долговечности перекрытий, воспринимающих лишь статические нагрузки.

Наиболее долговечны фундаменты под каркас главного корпуса и других зданий с учетом стабилизации осадок с течением времени.

Наиболее интенсивному износу и старению подвержены такие сооружения, как дымовые трубы и газоходы, башенные градирни, баки-аккумуляторы для горячей воды, фундаменты и дренажные системы установок водоподготовки. Кирпичные железобетонные трубы после 30 лет эксплуатации на многих объектах имеют полный износ теплоизоляции, износ футеровки из-за сульфатной коррозии достигает 50 – 100 %, износ железобетонных и кирпичных стволов — 40 – 70 %.

Более 10 % дымовых труб, находящихся в эксплуатации, к настоящему времени усилены железобетонными обоймами для предотвращения их обрушения. Основной причиной износа конструкций являются эксплуатация дымовых труб в нештатном режиме: изменение вида сжигаемого топлива, снижение температуры и объема удаляемых газов, а также недостатки проекта и строительства дымовых труб, выразившиеся в низкой газоплотности футеровки, недолговечности применяемой теплоизоляции, низком качестве обработки швов бетонирования ствола трубы.

Железобетонные башенные градирни в процессе эксплуатации подвергаются выщелачиванию и размораживанию железобетонной оболочки и несущей колоннады из-за отсутствия надежной и долговечной гидроизоляции внутренней поверхности оболочки. Металлические башенные градирни подвержены коррозионному износу, особенно верхние и нижние ярусы, в результате увлажнения выносным капельным потоком воды из градирни и агрессивного воздействия воздуха, загрязненного рядом расположенным предприятием химической или нефтеперерабатывающей промышленности. В помещениях водоподготовительных установок разрушение фундаментов здания, емкостей для хранения щелочей, солей и других реагентов, дренажных систем происходит из-за применения недостаточно коррозионностойких материалов и конструкций.

При разработке концепции техперевооружения и ее практической реализации в обеспечении эксплуатационной надежности строительной части тепловых электростанций необходимо устанавливать остаточный ресурс основных конструкций зданий и с его учетом принимать технические решения (замена, реконструкция, ремонт) по увеличению ресурса конструкций.

Для повышения срока службы зданий главных корпусов ТЭС, подлежащих реконструкции в случае, если были применены железобетонные мелкогазобетонные или пенобетонные плиты, могут быть реализованы два варианта: замена мелкогазобетонных плит на новые мелкогазобетонные плиты или устройство профнастила взамен мелкогазобетонных плит или плит длиной 6,0 м.

Следует отметить, что при ремонте или реконструкции кровельных покрытий необходимо применять негорючий утеплитель, а в качестве паро- и гидроизоляции — новые кровельные рулонные материалы типа филозол, элон, стекломат, днепрофлекс, мастичные типа «Битурел» и др., а не рубероид который создает значительную пожарную опасность.

Новые гидроизоляционные материалы на основе полимеров обладают повышенной долговечностью (до 15 — 20 лет), а теплоизоляционные материалы не снижают теплозащитных свойств из-за свойственного им малого влагонасыщения.

В настоящее время появились новые конструкции кровельных плит длиной 6,0 м с применением профнастила и эффективных легких трудногорючих утеплителей, изготавливаемых и поставляемых Липецким металлургическим комбинатом, и несколько иного типа плиты, изготавливаемые заводом Энергостроитель (г. Владимир) по проектным разработкам ВНИПИЭнергопром. Применение таких плит взамен вышедших из строя ранее установленных железобетонных плит, как правило, позволяет сохранить старые фермы без их дополнительного усиления или замены.

Применение стеновых панелей длиной 6,0 м с более эффективным утеплителем вместо панелей длиной 12,0 м позволит повысить герметичность и теплозащиту стенового ограждения главных корпусов и продлить срок службы здания после реконструкции на 30 и более лет.

Надлежащее место на ТЭС должны найти конструкции из стеклопластика в качестве емкостей в системах водоподготовительных установок, стенового ограждения в газоходах, золошлакопроводах и ряде других сооружений.

НОВЫЕ ЭФФЕКТИВНЫЕ МАТЕРИАЛЫ «ЭМАКО» ДЛЯ РЕМОНТА КОНСТРУКЦИЙ И СООРУЖЕНИЙ ТЕПЛОВЫХ ЭЛЕКТРОСТАНЦИЙ

*Затворницкая Т.А., кандидат техн. наук, Магитон А.С.,
Затворницкая А. О. инженеры (ОАО «НИИЭС»), Козлов Г.Н.
техн. директор ЗАО «Ирмаст-Холдинг»*

Построенные более 30 – 40 лет назад действующие ТЭС и ТЭЦ для обеспечения надежной эксплуатации нуждаются в своевременном и качественном ремонте бетонных и железобетонных конструкций зданий и сооружений. К наиболее распространенным дефектам несущих железобетонных конструкций тепловых станций, находящихся в длительной эксплуатации, можно отнести следующие:

- раковины на поверхности конструкций, места слабого бетона, сколы технического характера и атмосферного воздействия;
- отслоение защитного слоя в результате коррозии арматуры;
- трещины термического характера с величиной раскрытия выше допустимого;
- зоны ослабленного бетона от пропитки маслом;
- протечки воды через перекрытия;
- разрушения деформационных швов и стыков при длительной эксплуатации.

В качестве примера могут быть приведены ТЭЦ № 1 и № 2 в г. Уфе, Кумертауская, Салаватская ТЭЦ Башкирэнерго, имеющие значительные дефекты мелкогабаритных плит покрытий главных корпусов: трещины, отслоения защитного слоя и коррозия арматуры несущих колонн, междуэтажных перекрытий, особенно перекрытий деаэрационных отделений, разрушение бетона колоннады градирен, швов стеновых панелей.

Объем такого бетона на одной станции приближенно составляет 100 – 150 м³.

Для проведения ремонтных работ необходимы различные материалы. В настоящее время строительный рынок предлагает широкий ассортимент материалов, к выбору которых, однако, нужно подходить целенаправленно.

Наряду с основными требованиями к материалам для ремонтных работ на энергетических объектах, в данном случае на ТЭС и ТЭЦ, к материалам предъявляется ряд специфических требований:

высокая ранняя В20 – В30 (в возрасте 1 – 3 суток) и конечная (В60 – В80) прочность;

высокая морозостойкость (F 400 – 500 и более);
повышенная адгезионная к старому бетону прочность;
безусадочность;
стойкость к воздействию агрессивных газов;
повышенная огнестойкость и негорючесть;
повышенная в течение времени сохраняемость удобоукладываемости и удобоперекачиваемости смеси, в том числе и при повышенных до 40 – 50°С температурах среды;

высокая тиксотропность при ремонтных работах на наклонных, вертикальных и потолочных поверхностях;

возможность приготовления рабочих составов непосредственно на месте проведения работ с применением малокомпонентных композиций, упакованных в таре небольшими массами.

Следует отметить, что состояние отечественного рынка готовых материалов и технологий, равно как и нормативной базы по ремонтным смесям и материалам, в значительной степени отстает от потребности энергетических объектов. В то же время многие предлагаемые импортные материалы нуждаются в экспериментальном обосновании, связанном не только с особенностями применения, но и подчас с несовпадением российских и зарубежных методик и критериев нормативных оценок их физико-механических свойств.

С этой целью в отделе исследований строительных материалов ОАО «НИИЭС» проводятся испытания сухих строительных смесей и, в частности, серии «ЭМАКО», выпускаемых АО «Ирмаст-Холдинг» по лицензии итальянской фирмы «МАС», предназначенных для ремонтных работ специального назначения.

Сухие смеси «ЭМАКО» успешно были применены при ремонте градирен (рис. на цветной вкладке), покрытий аэродромов Пулково, Шереметьево, Внуково, Домодедово, а также мостов и путепроводов.

Данные смеси характеризуются комплексом заявленных разработчиком свойств, предъявляемых для ремонта конструкций тепловых электростанций: тиксотропией (начальная структурная прочность, препятствующая их оплыванию на вертикальной и потолочной поверхностях), безусадочностью (или расширением), высокой ранней прочностью при сжатии и растяжении, адгезией к старому бетону и др. Такие свойства обусловлены наличием в их составе полимерной или металлической фибры, а также специального высокоактивного напрягающего цемента с комплексной добавкой. По своему составу эти смеси относятся к категории дисперсно-армированных цементных бетонов с характерными показателями растяжимости, трещиностойкости и др. При этом разработчикам

«ЭМАКО» удалось решить задачу обеспечения равномерности распределения фибры в уложенном бетоне за счет специальных технологических приемов, а также обеспечить низкую водопотребность сухих смесей за счет использования эффективного суперпластификатора.

К настоящему времени прошли испытания сухие смеси «ЭМАКО S88» тиксотропного и наливного типов», а также «ЭМАКО SFR».

Сухая смесь «ЭМАКО S88» тиксотропного типа представляет собой смесь цемента с пластифицирующими и микрокремнеземистыми добавками, песка средней крупности и полимерной фибры. Она предназначена для ремонта раковин и каверн вертикальных стен и внутренних поверхностей сводов и потолочных элементов перекрытий. Смесь наносится набрызгом или вручную кельмой в один или несколько слоев. Основным свойством этой смеси является ее тиксотропия, т.е. способность менять свои реологические свойства под влиянием механического воздействия и восстанавливать их после прекращения воздействия. Затворенная водой сухая смесь «ЭМАКО S88» (тиксотропный тип) является такой структурированной системой, которая в первые же минуты после перемешивания в состоянии покоя набирает некоторую начальную прочность, структурную вязкость, а затем может разжижаться при повторном механическом воздействии.

При испытании исходная пластичность по эталонному конусу составила 5 – 7 см (марка по удобоукладываемости П2); через 15 – 30 минут в спокойном состоянии наступила полная потеря подвижности $\Pi_k = 0$, которая восстановилась до П2 при штыковании, постукивании мастерком или перемешивании. Затворенная водой смесь характеризуется связностью, гомогенностью, седиментационной устойчивостью; коэффициент водоотделения $K_{вод.} = 0$; объемная масса 2,35 т/м³ (табл. 1).

Затвердевший раствор характеризуется водопоглощением 3,6%; высокой ранней прочностью при сжатии и изгибе: в возрасте 1 суток $R_{сж} = 32 - 35$ МПа; $R_{изг} = 4 - 5$ МПа (табл. 2).

Прочность сцепления со старым бетоном, полученная испытанием на изгиб призм 4 x 4 x 16 см, одна половинка которых представляла старый бетон, а другая выполнена из материала «ЭМАКО», показала величину прочности шва при изгибе, близкую к прочности на изгиб самого раствора (табл. 2).

Сухая смесь «ЭМАКО S88» наливного типа по составу компонентов идентична «ЭМАКО S88» тиксотропного типа, но при одинаковых расходах воды затворения «ЭМАКО S88» наливного типа имеет большую подвижность, что обеспечивается увеличением со-

Таблица 1.

Технологические свойства затворенной ремонтной смеси «ЭМАКО»

Показатель	S88С, тиксотропный тип	S88С, наливной тип	SFR
Водотвердое отношение	0,17	0,17	0,16
Пластичность	$D_p=18+20$ см $\Pi_{к0}=5+7$ см $\Pi_{к15-30 \text{ мин}}$: спокойное сост.=0+0,5см после штык. = 4+6см.	$ОНК_0=26+28$ см $ОНК_{1ч}=25+27$ см $Dp_0=67+72$ см $Dp_{1ч}=58+65$ см $\Pi_{к1ч}=8+9$ см	$ОНК_0=28+30$ см $ОНК_{40 \text{ мин}}=22+24$ см $\Pi_{к0}=4+5$ см $\Pi_{к40 \text{ мин}}$: спокойное сост.=3+4см после штык.=5+6см.
Объемная масса (плотность), ρ , т/м ³	2,35	2,43	2,48
Водоотделение через 1 час, W, %	0	0	0

держания пластифицирующей добавки. «ЭМАКО S88» наливного типа предназначается для заливки без вибрирования густоармированных или труднодоступных конструкций, рекомендуется для ремонтных работ, для которых требуемая толщина слоя раствора достигает 40 мм и более.

Поскольку эта смесь по своему назначению близка к литым бетонным смесям, разработанным для энергетического строительства в НИИЭС, то ее свойства изучались в соответствии с ВСН 28-81*.

Затворенная сухая смесь «ЭМАКО S88» наливного типа характеризуется осадкой нормального конуса 25 — 27 см, диаметром расплыва 60 — 70 см, глубиной погружения конуса 9 — 11 см, что соответствует марке удобоукладываемости П4, а также продолжительной сохраняемостью литой консистенции (более 1 часа) без расслоения и водоотделения (табл. 1).

Несмотря на высокую подвижность, затвердевший раствор имеет высокую раннюю прочность при сжатии в суточном возрасте до 40 МПа, в 28 сут. — более 90 МПа (табл. 2).

При необходимости получения прочности 40 — 50 МПа через 10 — 12 ч рекомендуется затворять смесь водой, подогретой до 30 — 50°С.

Прочность при изгибе призмы — 5 и 8 МПа в возрасте 1 и 28 суток; прочность сцепления со старым бетоном при испытании призм на изгиб составила 3 и 5 МПа в возрасте 1 и 28 суток.

Таблица 2

Физико-механические свойства ремонтной смеси «ЭМАКО»

№ п/п	Тип смеси «Эмако» сухой	Прочность на сжатие, $R_{сж}$, МПа, в возрасте, сутки				Прочность на растяжение, R_p , МПа, в возрасте, сутки				Прочность сцепления со старым бетоном при изгибе, $R_{сч}$, МПа, в возрасте, сутки				Водопоглощение, W , %	Водонепроницаемость, W , атм, (в возрасте 7 суток)
		1	3	7	28	1	3	7	28	1	3	7	28		
1	S88 С	32,0	47,5	59,0	68,2	4,3	5,7	6,8	7,6	3,0	4,5	5,4	6,0	3,6	8
		34,5	51,0	62,0	72,0	2,4	2,9	3,6	4,2						
2	S88 наливной	35,2	50,7	66,1	93,0	4,8	5,9	6,7	8,2	3,0	3,5	4,2	5,0	3,2	8
		38,6	63,0	74,4	97,0	2,5	3,0	3,7	4,5						
3	SFR	34,1	51,0	66,2	80,0	10	12,8	14,5	16,0					2,9	≥10
		43,6	60,9	74,0	90,0	7	6,8	7,5	10,0						

Примечания. Прочность на сжатие — над чертой на образцах-кубах 70.7х70.7х70.7 мм, под чертой на образцах-призмах 40х40х160 мм
 Прочность на растяжение — над чертой при изгибе на образцах-призмах 40х40х160 мм, под чертой при раскалывании на образцах-цилиндрах $D=H=150$ мм
 Прочность сцепления со старым бетоном — при изгибе на образцах-призмах 40х40х160 мм со швом в центре образца.

Водопоглощение затвердевшего бетона не превышает 3,5 %, водонепроницаемость в 7 суток — W8 (табл. 2).

Особый интерес представляет дисперсно-армированная сухая смесь «ЭМАКО SFR», содержащая помимо полимерной, оцинкованную стальную фибру. Последняя представляет собой гальванизированные стальные обрезки проволоки длиной до 20 мм, склеенные растворимым клеем в пачки по 15 — 20 штук, которые распускаются в водно-щелочной среде и равномерно распределяются при перемешивании бетонной смеси. Количество металлической фибры составляет не менее 10% от массы сухой смеси, что и определяет несколько повышенную объемную массу — 2,5 т/м³.

Затворенная сухая смесь «ЭМАКО SFR» характеризуется осадкой нормального конуса 22 — 24 см, глубиной погружения конуса 4 — 5 см, что соответствует марке удобоукладываемости П2, отсутствием водоотделения (таблица 1).

Следует отметить, что при укладке литой смеси «ЭМАКО SFR» металлическая фибра располагается параллельно поверхности, что весьма положительно для получения высоких показателей прочности на растяжение.

Результаты проведенных испытаний свидетельствуют о высокой начальной и конечной прочности материала: через 24 часа после укладки бетон достигает прочности на сжатие 35 — 40 МПа, на изгиб 10 — 12 МПа и прочности на растяжение при раскалывании 6 — 7 МПа.

В возрасте 28 суток $R_{сж}$ = 85 — 90 МПа; $R_{изг}$ = 16 — 18 МПа; R_{pp} = 10 — 2 МПа (таблица 1). Полученные показатели прочности на растяжение, при изгибе и раскалывании в 2 раза выше по сравнению с неармированным раствором. Характерно также, что затвердевший раствор «ЭМАКО SFR» показал остаточную прочность при раскалывании: при повторном испытании в 180 суток R_{pp} = 4,5 МПа. При водопоглощении 2,9% затвердевший раствор «ЭМАКО SFR» имеет высокую водонепроницаемость — $W \geq 10$ ати в возрасте 7 суток.

В 2001 году ЗАО «РСК Высотник» производило капитальный ремонт железобетонной трубы №1 и №3 высотой по 120 метров на ТЭЦ-20 АО «Мосэнерго» (рис. на цветной вкладке) [8].

В результате обследования было установлено, что футеровка дымовой трубы, выполненная из керамического кирпича, имела многочисленные трещины, как горизонтальные, так и вертикальные с расширением до 10 мм. Во многих местах наблюдалось выпадение раствора из швов кладки и пустошовка. На наружной поверхности ствола были обнаружены трещины с раскрытием до 4 мм и нарушения защитного слоя арматуры. По трещинам наблюдались следы выхода конденсата и высолы.

Было принято решение произвести торкретирование всей внутренней поверхности футеровки труб, заделку трещин и наружного защитного слоя составом «ЕМАСО-88» (тиксотропный) (рисунок на цветной вкладке).

Применение состава дало отличные результаты. Наблюдалось быстрое схватывание, через 7 часов после нанесения достигалась прочность 350 кг/см^2 , а через 28 дней 800 кг/см^2 . Нанесенный слой имел хорошую газоплотность.

Выводы

1. Ремонтные дисперсно-армированные смеси серии «ЭМАКО SFR» по своим основным реологическим, деформативным и физико-механическим свойствам отвечают заявленным характеристикам и могут быть эффективно использованы при ремонте конструкций зданий и сооружений ТЭС.

2. Сухие ремонтные смеси «ЭМАКО S88» тиксотропного и наливного типов наиболее пригодны при ремонте бетона ответственных конструкций ТЭС с высокими требованиями ранней прочности, безусадочности, адгезии к старому бетону, тиксотропностью для укладки без вибрирования и оплывания на вертикальных и потолочных поверхностях.

3. Дисперсно-армированная смесь «ЭМАКО SFR» с металлической фиброй может быть рекомендована для бетонирования без вибрирования и для ремонта железобетонных сооружений ТЭС и ТЭЦ с повышенными требованиями к прочности при растяжении, а также конструкций, подверженных воздействию вибрационных динамических нагрузок, и для ремонта конструкций без дополнительного армирования.

ЛИТЕРАТУРА

1. Шаркунов С.В., Осоловский В. П. Дефекты железобетонных несущих конструкций эксплуатирующихся ТЭС. //Научно-технический и производственный сборник. Безопасность энергетических сооружений. АО «НИИЭС». 2000 г. Вып. 6.
2. Рубин О. Д., Шаркунов С.В., Затворницкая Т. А. Обеспечение безопасной эксплуатации тепловых электростанций на основе внедрения современных методов ремонта зданий и сооружений. //Научно-технический и производственный сборник. Безопасность энергетических сооружений АО НИИЭС. 1998. Вып. 1.
3. Затворницкая Т.А., С.В. Шаркунов. Материалы серии ЭМАКО для ремонта элементов энергетических сооружений. //Гидротехническое строительство. №6. 2000.
4. Затворницкая Т.А., Магитон А.С., Шаркунов С.В. Материалы серии ЭМАКО для ремонта бетонных и железобетонных конструкций

- энергетических сооружений // Гидротехническое строительство. №12. 2000.
5. Смеси бетонные сухие ремонтные реопластичные и безусадочные бетоны на их основе. Технические условия, ТУ 5745-001-40129229-2000. Москва. 2000.
6. Временная инструкция по применению литых бетонов в энергетическом строительстве. М.: Энергия, 1974.
7. Затворницкая Т.А., Коняева С.А., Микулович Б.Ф. Литые бетоны в энергетическом строительстве. М.: Энергия, 1974.
8. Репецкий Л. Т. («Мосэнергоспецремонт»). Отзыв о производстве работ с применением материала ЕМАСО. 2001 г.

ПРЕДЛОЖЕНИЕ ПО ИСПОЛЬЗОВАНИЮ МАТЕРИАЛА КОНСИЛ ДЛЯ ТЕПЛОИЗОЛЯЦИИ ДЫМОВЫХ ТРУБ ТЭС

*Рубин О.Д., Талденкова Е.Н., кандидаты техн. наук
Затворницкая А.О., инженер (ОАО «НИИЭС»)*

В настоящее время на территории Российской Федерации и странах СНГ на тепловых электростанциях эксплуатируются более 1000 железобетонных дымовых трубы, из них около половины имеют «возраст» более 30 лет.

Теплоизоляция, являющаяся важнейшим конструктивным элементом дымовых труб, осуществляется заполнением теплоизоляции-онным материалом зазора между наружной стенкой и футеровкой.

Результаты обследования состояния дымовых труб, проводившиеся АО «Фирма ОРГРЭС» и другими институтами, свидетельствуют о частичном нарушении или полном разрушении их теплоизоляции. Предусмотренная проектом теплоизоляция из минераловатных матов при попадании в нее конденсата дымовых газов в течение 10 – 15 лет превращается в пылевидное состояние. Это в дальнейшем приводит к ухудшению тепловлажностного состояния бетона ствола и футеровки, развитию трещин в футеровке, снижению прочности бетона, размораживанию защитного слоя и коррозии арматуры железобетонного ствола.

Замена теплоизоляции дымовых труб в условиях их эксплуатации весьма сложна и выполняется до последнего времени только после разрушения футеровки.

Из вышесказанного следует, что основным требованием к теплоизоляции дымовых труб должна быть *долговечность*, сопоставимая с долговечностью футеровки, которая включает в себя: сохранение структуры материала во времени; водопоглощение не выше 10 – 20%; сохранение расчетного коэффициента теплопро-

водности; жаростойкость; пожаробезопасность; атмосферостойкость; морозостойкость, а также *технологичность в ремонте*.

Следует отметить, что существующие ГОСТ не предусматривают такие требования к теплоизоляционным материалам, как атмосферостойкость, морозостойкость и, соответственно, не предлагают методов испытаний по этим видам воздействия на материал. Такие требования предъявляются к ячеистым бетонам, не использующимся, как правило, для теплоизоляции дымовых труб.

В качестве одного из вариантов решения этой проблемы предлагается применить разработанный в институте ОАО «НИИЭС» теплоизоляционный материал КОНСИЛ. Этот материал по своим прочностным и физическим свойствам относится как к ячеистым бетонам, так и к теплоизоляционным материалам.

Разработанную теплоизоляцию можно отнести к теплоизоляционно-конструкционной или самонесущей.

КОНСИЛ отвечает основным требованиям, предъявляемым к теплоизоляции дымовых труб:

долговечность (сохранение структуры)	— в течение 15-20 лет;
средняя плотность	— 150 – 400 кг/м ³ ;
водопоглощение	— 10 – 20%;
теплопроводность	— 0,06 – 0,11 Вт/м · °К;
прочность на сжатие	— 2 – 6 МПа;
прочность на растяжение	— 0,2 – 0,5 МПа;
прочность на изгиб	— 0,2 – 0,8 МПа;
морозостойкость	— более 50 циклов;
диапазон рабочих температур	— от -60 до +800°С;
негорючесть	— «НГ» по ГОСТ 12.1.044-89
жаростойкость	— до +800°С.

Сравнение показателей основных видов легкого конструкционного бетона и других видов теплоизоляции приведено в таблице.

Предлагаемый материал является самовспенивающимся. Процесс вспенивания происходит через 15 – 30 минут после заливки исходной смеси в опалубку (инкубационный период является управляемой величиной). Увеличение объема в 8 – 10 раз с порообразованием происходит за 10 – 15 минут. После вспенивания в течение 1 часа готовый материал набирает 80% прочности.

КОНСИЛ имеет хорошую адгезию к бетону и арматуре, а также включает в свой объем остатки старой теплоизоляции и строительный мусор. Теплоизоляция не требует дополнительных поясов для ее поддержки.

Таблица

Материал	Свойства							Вид приготовления	Долговечность
	γ , кг/м ³	λ , Вт/м ⁰ К	Водопоглощ., %	R _{ска} МПа	Рабочий диапазон T, °С	Особенности технологии			
КОНСИЛ	150-400	0,06-0,11	До 20	2,0-6,0	-60+800	Без обогрева, самовспенивающие	Сборный или монолитный	>15 лет	
Газо- или пеностекло	400-600 и более	0,11-0,14	До 20	0,2-4,0	>+800	Термообработка, крепеж плит	Сборный на заводе (в печах)	>15 лет	
Газо- или пенобетон	300-1200	0,08-0,21	До 20	6,0-12,0	>+800	Термообработка, крепеж плит	Сборный на бетонном заводе	>15 лет	
Минераловатные маты	75-350	Сух. 0,048-0,091	100	0	+200	Заводская (энергоемка)	Сборный (вручную)	2-3 г.	
Минераловатный жгут	150	Сух. 0,061-0,07	100	0	+600	Заводская (энергоемка)	Сборный, укладка (вручную)	2-3 г.	
Перлит гранулированный	200-400	0,064-0,12	100	0	+900	Вспучивание с термообработкой	Засыпка	2-3 г.	

Приготовление исходной смеси КОНСИЛ может производиться в лопастном смесителе или вручную внизу или непосредственно на монтажной площадке. Затем готовая смесь подается к месту укладки с помощью подъемника и заливается самотеком или расстворонасосом в зону теплоизоляции в объеме, учитывающем 10-кратное вспенивание.

На рисунке 1 показана схема производства работ по выполнению теплоизоляции в процессе строительства, когда КОНСИЛ укладывается параллельно или с отставанием на 1,0 – 2,0 м от кладки кирпичной футеровки.

При выполнении ремонта теплоизоляции рекомендуется вырубить отверстия в футеровке в дефектных зонах (рис. на цветной вкладке). Размер вырубаемого отверстия 10 x 15 см (или величиной в один кирпич) должен обеспечить заливку жидкой смеси КОНСИЛ с помощью воронки или лотка вручную с монтажной площадки.

Консистенция смеси определяется скоростью истечения из воронки объемом 100 мл в течение 3 – 5 сек. Такая консистенция обеспечивает растекание смеси на 2 – 3 м при толщине заливаемого зазора 10 – 15 см.

Применительно к технологии монолитного КОНСИЛ в ОАО «НИ-ИЭС» разработаны технология изготовления сухих смесей и технические условия на них (ТУ 5767-502-00113543-99). Сухие смеси затворяют жидким компонентом в определенном соотношении.

При разработке технологии изготовления сухих смесей проведены следующие исследования:

- определение соотношения сухих составляющих;
- отработка оптимальной тонкости помола твердых компонентов;
- выбор способа и времени перемешивания сухих компонентов;
- определение оптимального объема сухой смеси;
- уточнение состава жидкой составляющей.

В результате исследований установлено, что помол твердых составляющих должен производиться на шаровой мельнице до удельной поверхности 1500-2000 см²/г.

Для обеспечения гомогенности сухих смесей перемешивание помолотых твердых компонентов рекомендуется производить в лопастном или пропеллерном смесителе в течение 30 – 40 мин.

При сравнении с другими типами теплоизоляции КОНСИЛ имеет преимущества, которые определяют его использование в строительстве и ремонте энергетических сооружений ТЭС, АЭС и ГЭС, отмеченных в Решении РАО «ЕЭС России» от 10 февраля 1998 г.

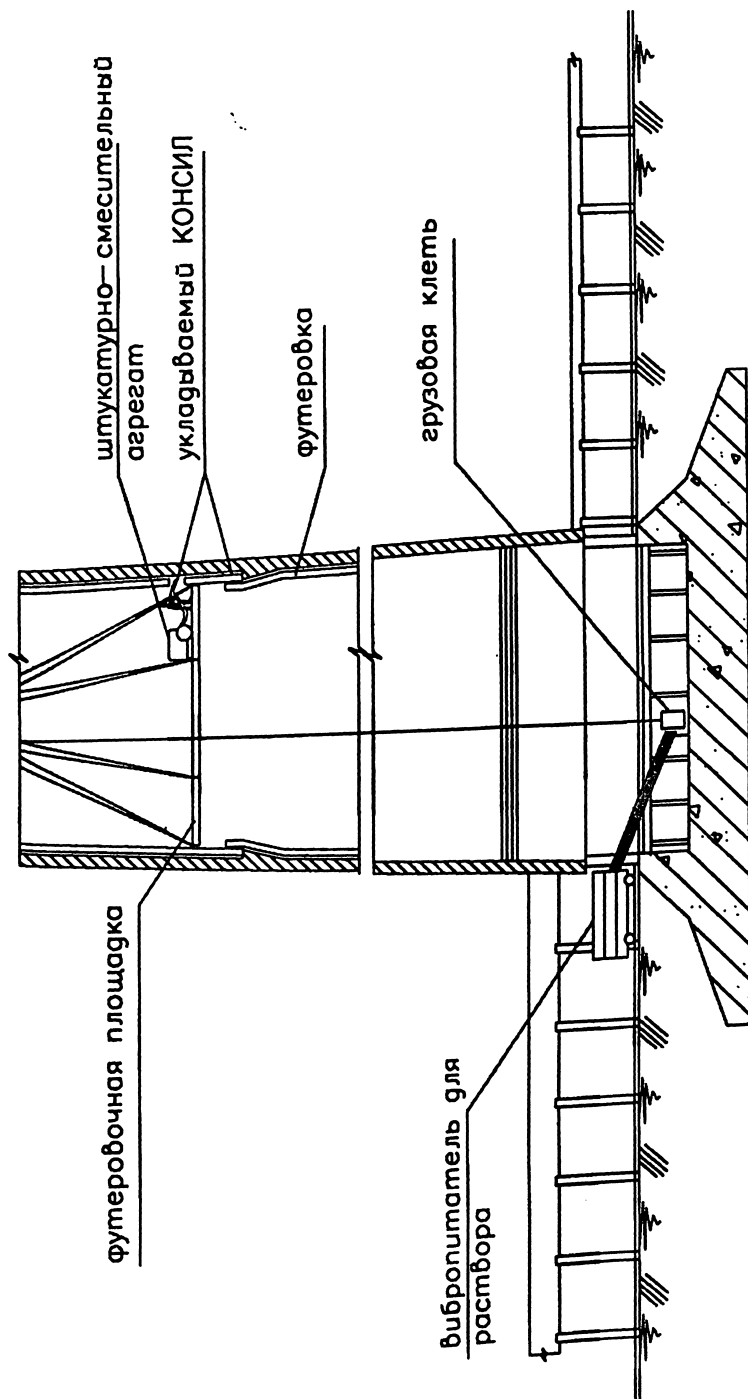


Рис. 1. Укладка теплоизоляции КОНСИЛ.

Это — негорючесть, водостойкость, прочность, возможность применения как в сборном, так и в монолитном вариантах.

Опыт применения теплоизоляции КОНСИЛ успешно осуществлен на кровле машзала Курской АЭС [1]. Выпуск изделий из КОНСИЛ осуществляется в г. Орел. В настоящее время в Московской области организуется изготовление сухих смесей для приготовления КОНСИЛ.

ЛИТЕРАТУРА.

1. Затворницкая Т. А., Рубин О. Д., Ильин Ю. А., Талденкова Е. Н., Кузьмин В. Н., Букреев Н. А. Опыт применения негорючей теплоизоляции КОНСИЛ на кровле машзала Курской АЭС. //Научно-технический и производственный сборник БЭС АО НИИЭС. М.:2000. Вып. 6.
2. СНиП П-3-79* изд. 1995 г. Строительная теплотехника.

АВТОМАТИЗАЦИЯ РАБОТЫ ПО НАДЗОРУ ЗА БЕЗОПАСНОСТЬЮ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ ТЭС

*Олимпиев Д.Н., Щербина В.И., кандидаты техн. наук, Халюзов
В.С., инженер (ОАО «НИИЭС»)*

Надзор за безопасностью многочисленных зданий и сооружений тепловых электростанций осуществляется, в основном, путем проведения систематических визуальных и комиссионных обследований (весенних, осенних), периодических освидетельствований и т.д.

Эти обследования выполняются, как правило, инженерами-смотрителями ТЭС, специально созданными комиссиям или специализированными организациями. При любом виде обследования ведение документации возлагается на инженеров-смотрителей. Кроме того, инженер-смотритель ведет паспорта зданий и сооружений, вовремя вносит в них изменения, следит за тем, чтобы все документы были сделаны по формам, соответствующим требованиям нормативных документов.

ОАО «НИИЭС» совместно с АО «Фирма ОРГРЭС» разработала компьютерную систему диагностического контроля за состоянием строительных конструкций зданий и сооружений тепловых электростанций. Эта система обладает широкими возможностями и имеет блочную структуру. Один из блоков этой системы после определенной доработки был использован для создания компьютерной системы «Рабочее место инженера-смотрителя ТЭС» более узкого назначения.

Применение разработанной системы, с одной стороны, поднимает уровень наблюдений за состоянием строительных конструкций на современный уровень с применением компьютерных технологий и, с другой стороны, освобождает инженера-смотрителя от основной части рутинной работы.

Компьютерная система «Рабочее место инженера-смотрителя ТЭС» состоит из базы данных и программной оболочки, обеспечивающей функциональные возможности системы.

Блок-схема системы приведена на рис. 1.

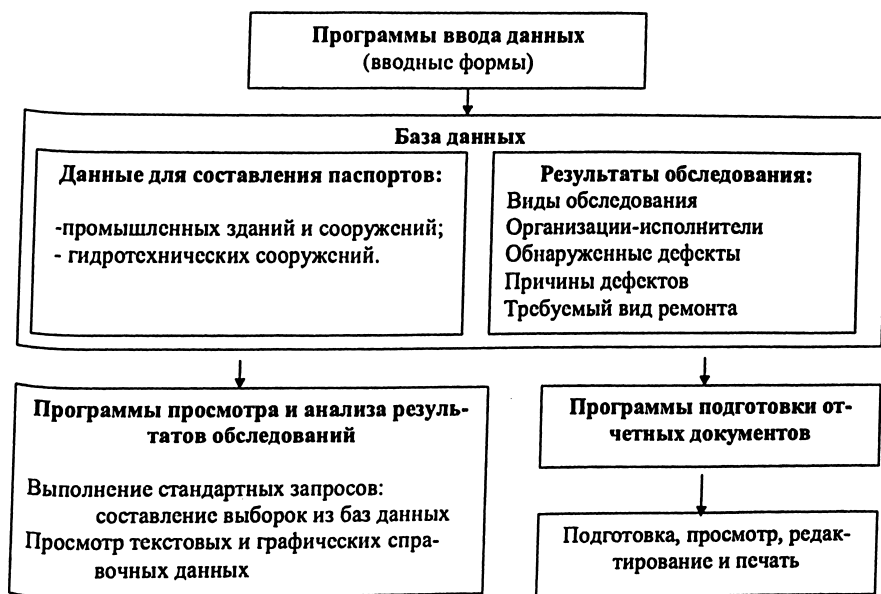


Рис. 1.

Программы ввода данных предназначены для упорядочивания структуры вводимой информации и унификации терминов и обозначений. Посредством меню ввода пользователь обращается к соответствующим вводным формам, через которые записывает в базу данных информацию, используемую в дальнейшем для подготовки отчетных документов по паспортам зданий и сооружений и результатам обследований.

Основное назначение компьютерной системы — ведение паспортов зданий и сооружений ТЭС и обработка результатов обследований.

Пример многостраничной формы при заполнении данных для составления «паспорта» главного корпуса ТЭС показан на рис. 2.

Паспорт здания/сооружения

Главный корпус

Общие данные | Площадка строительства | Основания | Помещения, отделения | Площади и веса | Конструкции

Цех Топливо-транспортный цех

Дата ввода

Номер типового проекта

Балансовая стоимость, тыс. руб

Конструктивное решение

Примечание к конструктивному решению

Чертежи

Дата заполнения паспорта

Проектные организации

Строительные организации

Рис. 2.

На вводных формах есть несколько видов полей записи. В поля, рядом с которыми есть символ *C*, информация выбирается из таблиц, ранее заполненных, или в случае отсутствия необходимой, дополняемой при вызове этих таблиц.

В поля, рядом с которыми символ *C* отсутствует, информация заносится с клавиатуры.

Система позволяет работать с электронными чертежами (просматривать, редактировать), заранее изготовленными в пакете для проектирования AutoCAD.

В системе реализована возможность для ввода и обработки результатов:

- весеннего осмотра;
- внеочередного обследования;
- освидетельствования;
- осеннего осмотра;
- осмотра гидротехнических сооружений.

Для здания или сооружения, для которого проведено обследование, в базу данных заносится следующая информация:

- дата обследования;
- помещение или отделение в этом здании;
- конкретная конструкция с ее координатами в помещении;
- перечень обнаруженных дефектов и их причин;
- заключение о состоянии конструкций;
- виды необходимых ремонтных работ с указанием объемов и сроков их проведения;
- исполнители ремонтных работ, конкретные или прогнозируемые.

Все эти данные в дальнейшем используются при составлении отчетных документов.

После заполнения базы данных о выполненных обследованиях инженер-смотритель автоматически может получить:

- акт весеннего осмотра;
- акт осеннего осмотра (план подготовки к зиме);
- акт технического осмотра гидротехнических сооружений;
- перспективный план капитального ремонта.

Все эти документы изготавливаются в формах, предусмотренных нормативными актами. Акты изготавливаются в среде Word 97 и их можно, в случае необходимости, отредактировать и распечатать.

В компьютерной системе реализована возможность выполнения отдельных запросов. На рис. 3 показана форма, реализующая выполнение запросов по результатам весеннего осмотра.

Формирование запроса по результатам весенних обследований

← ? X ↑

Выбор заданий/сооружений	Выбор годов обследований	Выбор заключений о состоянии
Выбор помещений, отделений	Выбор обнаруженных дефектов	Выбор причин дефектов
Выбор конструкций	Выбор ремонтных работ	
Выбор исполнителей ремонта		

Рис. 3.

Как видно из рисунка, запросы могут быть сформированы по нескольким признакам:

- здания;
- отделения;
- конструкции;
- исполнители ремонта;
- годы проведения обследований;
- заключение о состоянии;
- обнаруженные дефекты;
- причины дефектов;
- ремонтные работы.

В условиях запроса может стоять любой из вышеперечисленных признаков или их совокупность в любом сочетании.

Результаты запроса формируются в среде Word 97 и в любой момент могут быть отредактированы и распечатаны.

Выводы

Разработанная компьютерная система «ТЭС ИС» является интеллектуальной записной книжкой, позволяющей облегчить и автоматизировать работу инженера-смотрителя ТЭС.

Система снабжена встроенной помощью, воспользоваться которой инженер-смотритель может на любом этапе работы.

Система рассчитана на пользователя компьютером, обладающего начальными знаниями и навыками работы на нем.

К настоящему времени система внедрена на Каширской и Пермской ГРЭС.

МЕРОПРИЯТИЯ ПО СНИЖЕНИЮ ЗАТРАТ НА СТРОИТЕЛЬСТВО И ЭКСПЛУАТАЦИЮ РЗС НА КРУПНЫХ ЭНЕРГЕТИЧЕСКИХ ВОДОЗАБОРАХ

Колпачков Ю.М., Крапивина В.И., инженеры (Волгоградский филиал ОАО «НИИЭС»)

До настоящего времени для крупных водозаборов ТЭС не разработаны эффективные, простые в эксплуатации и недорогие конструкции рыбозащитных сооружений (РЗС). Это обусловлено двумя факторами: необходимостью пропуска через них больших расходов забираемой воды и непрерывной эксплуатацией в течение всего года.

Разрабатываемые ранее РЗС, основанные на физическом и поведенческом принципах защиты рыб [1] и показывающие на

малых водозаборных в благоприятных условиях высокую эффективность, для больших расходов оказываются неэффективными.

Согласно доминирующей ныне методологии защиты рыб [1], наряду с рыбозащитными сооружениями возможно применение и рыбозащитных мероприятий (РЗМ), реализующих экологический принцип рыбозащиты, в результате проведения которых снижается количество рыб, попадающих в водозабор:

размещение водоприемников водозаборных сооружений в зонах с минимальными концентрациями рыб;

создание бассейнов-накопителей для снижения или прекращения забора воды из водоемов в ночное время, когда, в основном, и происходит попадание рыб в водозабор;

создание водоемов-охладителей (полностью отделенных от рыбохозяйственных водоисточников) с небольшими водозаборами подпитки, которые легче оснастить надежной рыбозащитой.

Суть этих мероприятий состоит в обеспечении забора воды с минимальным содержанием в ней рыб и осуществление их возможно на первых стадиях рыбозащиты [2], поэтому применение перечисленных РЗМ, которые могут дать снижение попадания рыб в водозаборы в несколько раз, целесообразно только для проектируемых или расширяемых ТЭС.

На действующих объектах, выбор места и проектирование которых велось без предварительных эколого-экономических проработок, это не всегда возможно в силу отсутствия вблизи водозабора благоприятных зон или необходимости его значительной производительности, что увеличивает стоимость таких мероприятий.

Внедряемые в последние годы на крупных водозаборах РЗС [3] относятся к группе безэкранных РЗС, в которых удаление рыб из забираемых масс воды (2-я стадия рыбозащиты) осуществляется либо при помощи физических эффектов (вертикальная и горизонтальная сепарация), либо путем воздействия на органы восприятия рыб (воздушно-пузырьковые завесы, электроимпульсные РЗУ), но без «процеживания» забираемого расхода через водопропускные преграды (экраны). Специалистам известно, что такого рода РЗС не могут одинаково эффективно работать в разное время суток и года из-за колебаний уровней воды в водоисточнике и изменения гидравлических режимов при изменении расхода водозабора; не могут одинаково воздействовать на личинок, сеголеток, годовиков и рыб более старших возрастов из разных семейств (карповых, окуневых, сельдевых). Достаточно высокий рыбозащитный эффект может дать совместное применение в составе комп-

лексных (комбинированных) РЗС [2,3], что также не всегда возможно в конкретных условиях и достаточно сложно в эксплуатации.

Поэтому наиболее надежными остаются РЗС процеживающего типа, если их водопропускные экраны имеют достаточно большие размеры и обеспечивают малые скорости перетекания. Наш опыт применения перфорированных и жалюзийных экранов показывает, что для обеспечения эффективной защиты рыб на $1 \text{ м}^3/\text{с}$ забираемого расхода необходимо не менее 10 м^2 площади экрана. Для среднего по производительности энергетического водозабора с $Q_{\text{вод}} \approx 30 \div 35 \text{ м}^3/\text{с}$ при минимальной глубине $H_{p=95\%} = 4 \text{ м}$ общая протяженность рыбозащитного экрана должна составлять $\sim 80 \text{ м}$. Понятно, что построить и круглогодично эксплуатировать такого размера сооружение дорого и трудоемко.

Снижение стоимости таких РЗС и затрат на их эксплуатацию возможно с учетом известных закономерностей пространственных и сезонных колебаний концентраций рыб в водоемах.

Данные наших исследований, а также анализ результатов рыбоодно-биологического обоснования (РБО), выполненных институтами СибрыбНИИпроект и ГосНИОРХ, выявляют значительную внутригодовую неравномерность попадания рыб в водозаборы.

На рис. 1 показаны внутригодовые распределения величин ущербов, наносимых ихтиофауне водозаборами, например крупных энергетических объектов: Киришской ГРЭС, Новосибирской ТЭЦ-2 и Красноярской ГРЭС-2.

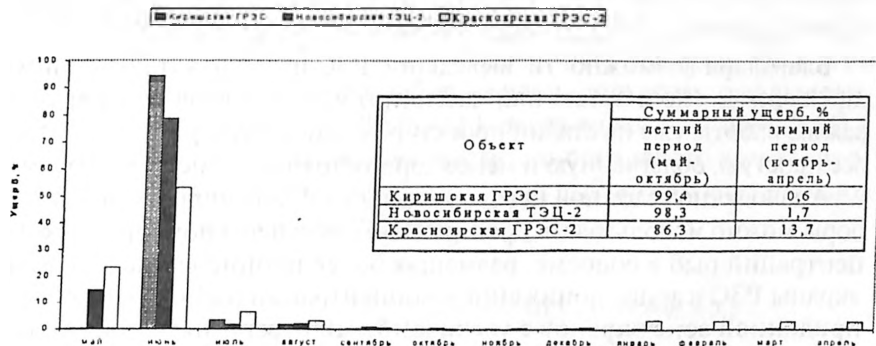


Рис. 1. Внутригодовое распределение ущерба, наносимого ихтиофауне крупными энергетическими водозаборами.

Ущерб от эксплуатации всех этих водозаборов за летний период существенно отличаются от таковых в зимний период. Так, например, в водозабор Новосибирской ТЭЦ-2 с мая по октябрь 1989 года попало 99,9 % от общего годового количества погибших рыб. Пре-

имущественно это личинки — 98,6% (956448 шт.) и сеголетки — 1,3% (127807 шт.). С ноября по апрель в данный водозабор попадали подросшие сеголетки и более старшие возрастные группы рыб в количестве 10588 шт., что составляет 0,1%. Выполненный (с учетом естественной смертности различных видо-возрастных групп рыб) расчет прямого ущерба показал, что за летний период величина потерь ихтиомассы составила 2012 кг (98,3%), а за зимние месяцы ущерб выражается величиной в 35,7 кг (1,7%).

Становится очевидным, что при разработке конструкций РЗС высокая эффективность и надежность рыбозащиты на данных водозаборах необходима с мая по октябрь, а для зимних периодов попадания рыб эффективность рыбозащиты может быть снижена, т.к. на общегодовой величине эффективности это отразится существенно меньше.

На некоторых объектах, где разница в долях зимнего и летнего ущерба особенно велика, РЗС в зимний период можно полностью выводить из эксплуатации. Рассмотрим это на примере Новосибирской ТЭЦ-2. Предположим, что летом работало РЗС, включающее несколько водоприемных оголовков с перфорированными водопропускными экранами, с общей эффективностью защиты рыб в летний период 75%, а зимой (для снижения затрат на эксплуатацию) экраны на оголовках были сняты и рыбозащиты на водозаборе фактически не было. В этом случае общегодовая эффективность РЗС составит:

$$\mathcal{E}_{\text{год}} = \mathcal{U}_{\text{летн.}} \times \mathcal{E}_{\text{летн.}} + \mathcal{U}_{\text{зимн.}} \times \mathcal{E}_{\text{зимн.}} = 0,9830 \times 75,0 + 0,017 \times 0 = 73,7(\%).$$

Благодаря возможности выведения РЗС из эксплуатации в зимний период (полностью или частично) или перевода его в другой режим работы уже на стадии проектирования можно разработать более простую, облегченную и менее дорогостоящую конструкцию РЗС.

Аналогично сезонной неравномерности попадания рыб в водозаборы можно использовать пространственную неравномерность концентраций рыб в водоеме, размещая более проницаемые для воды экраны РЗС в зонах пониженной концентрации рыб (применение в придонной зоне экранов с увеличенными отверстиями или жалюзийных экранов).

В качестве примера использования разницы концентраций рыб в районе водозабора или в его области питания рассмотрим следующий вариант. В реках на участках спокойного течения с глубинами более 4-х метров, где удобно располагать крупные водозаборы, может наблюдаться следующая вертикальная неравномерность распределения покатной молоди рыб (рис. 2).

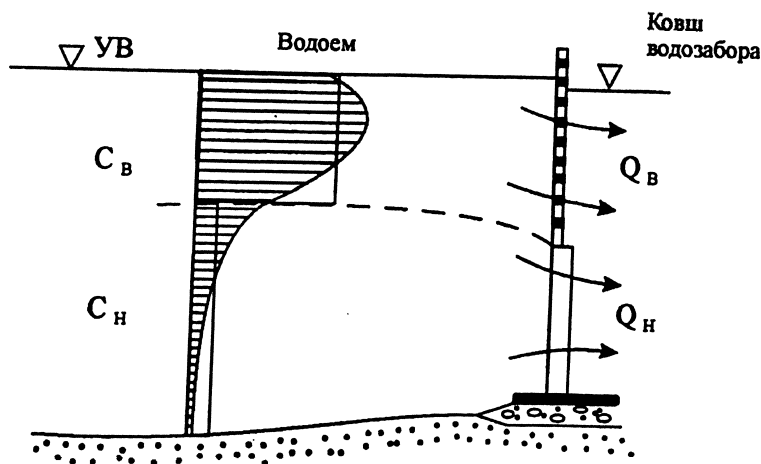


Рис. 2. Эпюра концентраций молоди рыб перед водозабором.

Предположим, что по результатам ихтиологических исследований была получена эпюра концентраций скатывающейся молоди (в основном, поздние личинки) судака $C = f(H)$, которую для расчета разбиваем на два слоя: верхний — с концентрацией $C_v = 0,2$ шт/м³ и нижний — $C_n = 0,05$ шт/м³. Для защиты данной молоди рыб в верхнем слое на входе в ковш водозабора в качестве рыбозащитного устройства применяем перфорированный отверстиями водопропускной экран, а в нижнем слое — жалюзийную решетку. При этом расходы, отбираемые в водозабор из реки, допустим, распределились так: через экран — 40% ($0,4Q_v$), через жалюзи — 60% ($0,6Q_n$).

Зависимость рыбозащитной эффективности такого комбинированного РЗС от эффективности защиты рыб каждым из экранов выражается следующей формулой:

$$\mathcal{E}_k = \frac{Q_v \times C_v \times \mathcal{E}_v + Q_n \times C_n \times \mathcal{E}_n}{Q_v \times C_v + Q_n \times C_n} = \frac{0,4 \times 0,2 \times 0,8 + 0,6 \times 0,05 \times 0,5}{0,4 \times 0,2 + 0,6 \times 0,05} = 0,72.$$

Из данной формулы следует, что для получения минимальной нормативной эффективности РЗС — 70% — в верхнем рыбонасыщенном слое эффективность защиты рыб должна быть около 80%, что обеспечивается применением перфорированного экрана с отверстиями в несколько раз меньшими, чем размеры рыб. А вот в нижнем слое, где концентрация в 4 раза меньше, достаточно

защитить только половину скатывающейся молоди, для чего можно использовать жалюзийную решетку с большими просветами между пластинами.

Данный пример показывает, что используя разницу концентраций покатников рыб по глубине, большую часть расхода водозабора можно пропускать через более проницаемые, малозасоряемые и не нуждающиеся в частой очистке экраны, тем самым снижая расход через менее проницаемые экраны, а, следовательно, их засорение и затраты на очистку.

Таким образом, необходимо решать задачу создания комбинированных РЗС или комплексов РЗМ, которые:

на первых стадиях защиты рыб максимально используют экологический принцип защиты рыб и, тем самым, обеспечивают забор из водоема воды с минимальным содержанием рыб;

в периоды летних массовых покатных миграций молоди рыб образуют на входе в водозаборный тракт и внутри его барьеры, преграды, экраны, переконцентраторы различной природы и отводы для удаления рыб из забираемых масс воды обратно в водоем.

В зимний период для защиты от попадания в водозаборы подросших сеголеток и более взрослых рыб в эксплуатации из перечисленных мероприятий и сооружений должны оставаться только РЗС с экранами повышенной скважности (проницаемости) или безэкранные РЗМ, зимняя эксплуатация которых вызывает меньше проблем у водопользователя.

Предлагаемые подходы к разработке и проектированию РЗС, основанные на использовании разницы концентраций рыб в водоемах (временной и пространственной), также являются реализацией экологического принципа защиты рыб.

Использование данных подходов приведет к созданию таких конструкций, в которых будут значительно снижены объемы строительно-монтажных работ и существенно уменьшены затраты на их эксплуатацию.

ЛИТЕРАТУРА

1. Павлов Д.С., Пахоруков А.М. Биологические основы защиты рыб от попадания в водозаборные сооружения. М.: Легкая и пищевая промышленность. 1983
2. Колпачков Ю.М. Опыт и перспективы защиты рыб на крупных энергетических водозаборах. //Сборник научных трудов Гидропроекта. 1985. Выпуск 101.
3. Михеев П.А. Рыбозащитные сооружения и устройства. М.: Изд-во «Рома». 2000.

ОЦЕНКА ВОЗДЕЙСТВИЯ ГЕОТЕРМАЛЬНЫХ ЭЛЕКТРОСТАНЦИЙ НА ОКРУЖАЮЩУЮ СРЕДУ

*Дмитриева И.Л., канд. хим. наук, Микоц Л.М., Гурьевич Т.Б.,
инженеры (ОАО «НИИЭС»)*

В настоящей работе дан анализ мирового опыта эксплуатации геотермальных электростанций (ГеоТЭС) с точки зрения экологической безопасности объектов, показаны основные виды и факторы их воздействия на окружающую среду, систематизированы наблюдающиеся последствия, приведены рекомендации по разработке оценки воздействия на окружающую среду строящейся на Камчатке Мутновской станции.

Длительный опыт эксплуатации ГеоТЭС во многих странах позволяет выделить многие положительные черты этих объектов, а также понять причины негативных последствий эксплуатации станций указанного типа для окружающей природной среды. Осознание «плюсов» и «минусов» геотермальной энергетики - необходимое условие проектирования объектов, оптимальным образом вписывающихся в природную среду районов их размещения.

Анализ отечественной и зарубежной литературы показывает, что привлекательность геотермальной энергетики в наши дни обусловлена относительной экологической чистотой используемого источника энергии, а также конкурентоспособностью в сравнении с традиционными ТЭС по себестоимости продукции.

Эксплуатация геотермальных месторождений ведется в большинстве стран Европы, Северной Америки, в ряде регионов Азии и Африки. Пик строительства ГеоТЭС пришелся на 80-е годы.

Доля ГеоТЭС в энергетическом балансе большинства стран сегодня невелика. В то же время в Сальвадоре она составляет до 40%, в Никарагуа — 25%, на Филиппинах — 15%, в Кении — до 11%. Столица Исландии Рейкьявик полностью обеспечивается теплом за счет земных недр. Лидирующее положение в использовании геотермальных ресурсов занимают США, где эксплуатируется 17 месторождений.

Общая мощность ГеоТЭС к концу 90-х годов достигла 9375 МВт. [5]

Российский опыт использования геотермальных вод представлен в работах [5 — 12]. Впервые электроэнергию на основе геотермальных источников получили на Паратунском месторождении (Камчатка) в 1967 г. Здесь была создана геотермальная бинарная двухконтурная экспериментальная электростанция мощностью около 500 кВт.

Промышленная выработка электроэнергии в России началась также в 1967 г. на Паужетском месторождении. Установленная мощность I-й очереди Паужетской ГеоТЭС равнялась 5 МВт, в 1982 г. она была доведена до 11 МВт.

В 1983 г. на о. Кунашир Курильской гряды был введен в эксплуатацию опытно-промышленный геотермальный энергетический модуль мощностью 500 кВт.

В стадии строительства находится Ставропольская ГеоТЭС мощностью 3 МВт.

В 1999 г. была пущена в эксплуатацию Верхне-Мутновская ГеоТЭС на Мутновском месторождении (Камчатка) мощностью 12 МВт (рис. 1). Она является опытно-промышленной станцией в системе АО «Камчатскэнерго» и предназначена для обеспечения энергией строительно-монтажных работ при создании серии станций на Мутновском геотермальном месторождении [6].

Формирование природного геотермального теплоносителя происходит в глубинных слоях Земли в контакте с различными по химическому составу горными породами.

Наиболее широко на ГеоТЭС используется пароводяная смесь (ПВС), содержащая, как правило, до 50% по массе жидкой фазы.

Диапазон изменения характеристик ПВС в устье скважин достаточно широк (табл. 1)

Таблица 1

Некоторые характеристики пароводяной смеси геотермальных источников [7, 8]

Характеристика, ед. изм.	Величина
Давление ПВС в устье скважин, МПа	0,2 – 2,0
Температура, °С	110-260
Энтальпия, кДж/кг	до 1500
Содержание минеральных веществ, г/л	1 - >35
Главные ионы жидкой фазы	K^+ , Ca^{2+} , Na^+ , Cl^- , SO_4^{2-} и др.
Содержание газов, % от объема	0,1 – 2
Состав газов	CO_2 , H_2S , CH_4 , H_2 , NH_3 , Rh и др.

По степени минерализации парогидротермы делятся на:

слабосоленые (минерализация до 10 г/л);

среднеминерализованные (10-35 г/л);

высокоминерализованные (>35 г/л).

В жидкой фазе парогидротермы присутствуют ионы калия, кальция, натрия, хлориды, сульфаты, соединения кремния и др. Доля

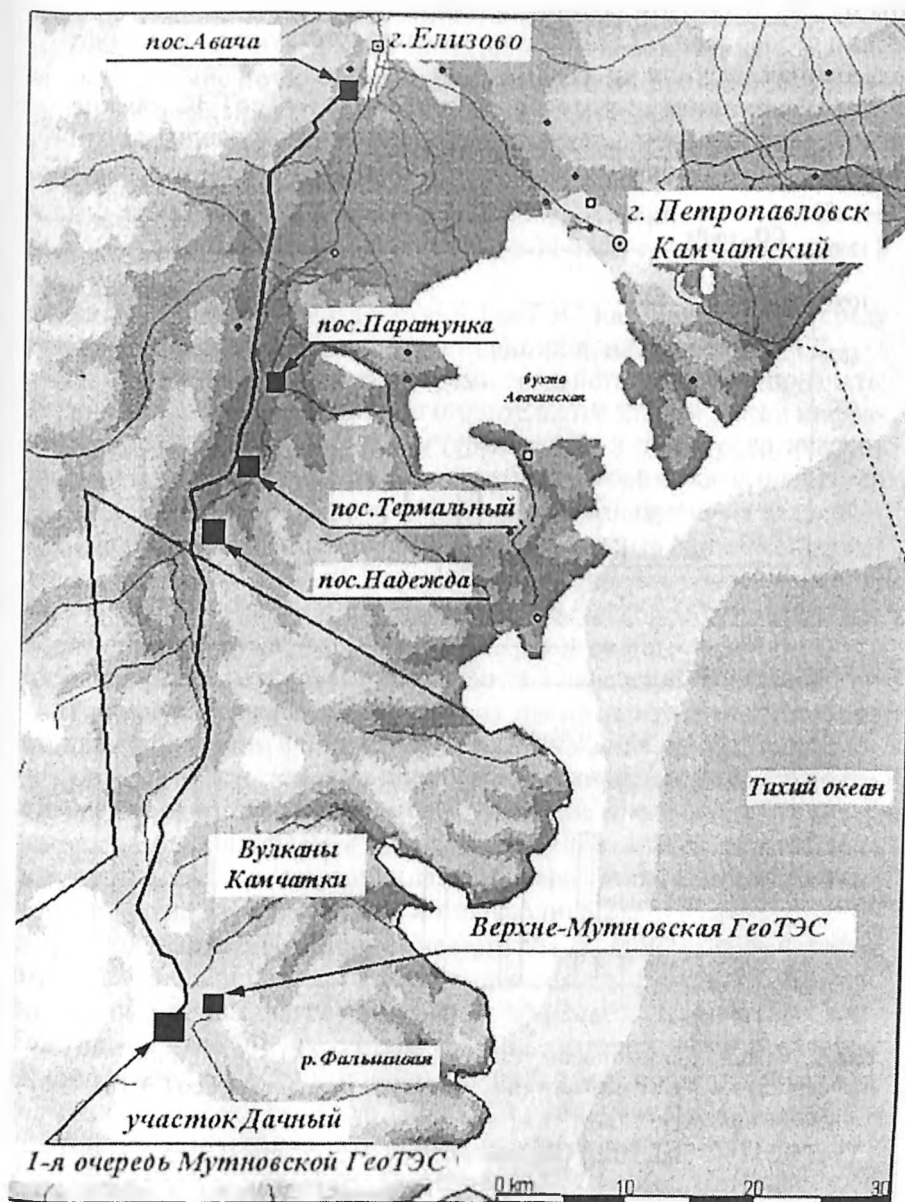


Рис. 1. Местоположение Верхне-Мутновской и Мутновской ГеоТЭС.

пароконденсирующихся газов в паровой фазе может превышать по объему 2%. В газовом составе преобладают углекислый газ (60 – 95%) и сероводород (2 – 15%), а также присутствуют метан, водород, аммиак, радон и др. [7, 8]

Циркуляционная технология, применяемая на ГеоТЭС, обеспечивает замкнутый цикл движения теплоносителя и сводит до минимума выбросы в окружающую среду (рис. 2).

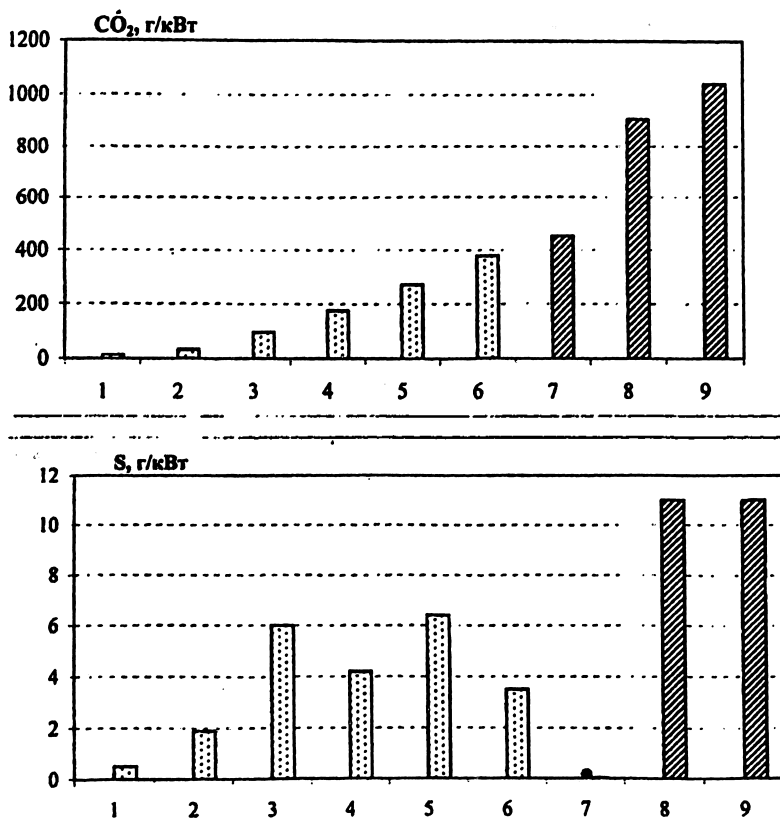


Рис. 2. Сравнение выбросов углекислого газа (CO₂) и оксидов серы (по сере S) на 1 кВт выработанной электроэнергии на ГеоТЭС и ТЭС (по данным [1 – 4]).

ГеоТЭС: 1 — Вайракей (Н. Зеландия); 2 — Гейзерс (США); 3 — Крафла (Исландия); 4 — Сьерро Прето (Мексика); 5 — Тиви (Филиппины); 6 — Лардерелло (Италия).

ТЭС (осредненные данные), работающие: 7 — на газе; 8 — на мазуте; 9 — на угле.

Строительство станций в безлюдных малообжитых районах снижает остроту проблемы, связанной с отчуждением земель [5].

Сооружение ГеоТЭС даст значительное сокращение расхода топлива, снижение потерь температуры на конечных участках тепломагистрали в связи с близостью станции к потребителю. По данным [7], например, перевод Камчатки на геотермальное энергоснабжение позволит экономить ежегодно ~ 900 тыс. т угольного топлива и снизить количество вредных выбросов: углекислого газа более чем на 1,6 млн. т, сернистого газа на 11 тыс. т, оксида азота — 8 тыс. т/год.

Виды и факторы воздействия ГеоТЭС на окружающую среду в последние годы изучались рядом авторов, например [9 – 12].

Наиболее значимыми факторами воздействия следует признать: механические воздействия при строительстве зданий и всей инфраструктуры станций; изменения термических и гидрогеологических условий месторождений при безвозвратном отборе пароводяной смеси из скважин или при возврате отработанных охлажденных вод в подземные горизонты; поступление в поверхностные близлежащие водоемы теплых минерализованных вод в результате сброса в них отработанных вод со станций или аварийных выбросов из скважин; поступление в атмосферу горячих газов сложного вещественного состава в результате аварийных выбросов пароводяной смеси.

Под воздействием этих факторов происходит: трансформация ландшафтов в зоне влияния ГеоТЭС, опускание почвы, активизация опасных геологических процессов, изменение термического режима поверхностных водоемов, ухудшение в них качества воды, заморы рыбы, накопление в гидробионтах токсичных веществ, тепловое и химическое загрязнение атмосферы, поражение растительного покрова, засоление почв и т.д. (таблица 2).

Длительная эксплуатация мощных ГеоТЭС без обратной закачки отработавшего теплоносителя в водоносные горизонты приводит к опусканию почвы, загрязнению атмосферы и поверхностных вод. Так, по данным [4], на геотермальном месторождении «Гейзерс» (Калифорния, США) интенсивность опускания почвы в последние годы достигла 2 – 3 см в год. На ГеоТЭС «Вайракей» (Н. Зеландия) по этой причине возникла опасность разрушения станции [3].

Геотермальные носители включают в себя различные примеси, в первую очередь токсичные элементы (мышьяк, ртуть, бор, селен и др.) и неконденсирующиеся газы. Все эти вещества при аварийных выбросах попадают в атмосферу и оказывают негативное влияние на животный и растительный мир прилегающих территорий. Отме-

Таблица 2

Последствия воздействия ГеоТЭС на окружающую среду

№ п.п.	Виды воздействия	Факторы воздействия	Возможные последствия
1.	Строительство здания и инфраструктуры станции	Механические	Трансформация ландшафта в зоне влияния
2.	Безвозвратный отбор ПВС из месторождений	Изменение термических и гидрогеологических условий	Опускание почвы, активизация опасных геологических процессов
3.	Возврат отработанных вод в подземные горизонты	Изменение термических и гидрогеологических условий	Активизация опасных геологических процессов
4.	Сброс отработанных вод в природные водоемы	Поступление в водоемы теплых минерализованных вод	Изменение термического режима водоемов, ухудшение качества их вод, заморы рыбы, накопление токсикантов в гидробионтах
5.	Аварийные выбросы ПВС из скважин	Поступление в водоемы теплых минерализованных вод. Поступление в атмосферу горячих газов ПВС. Изливание ПВС на поверхность	Изменение термического режима водоемов, ухудшение качества их вод, заморы рыбы, накопление токсикантов в гидробионтах. Тепловое и химическое загрязнение атмосферы, поражение лесов, другой растительности. Гибель растительности, засоление почв в зоне поражения

чается высыхание древостоя и гибель подроста и трав. Исследования, проведенные в итальянской провинции Тоскана, показали, что загрязнение атмосферы при работе ГеоТЭС является основной причиной гибели не только деревьев, но и лишайников [1].

Сложная экологическая ситуация сложилась на ГеоТЭС «Вайракей». Отработавший геотермальный носитель, содержащий целый ряд токсичных веществ, длительное время сбрасывался в р. Вайракей. Анализ воды показал значительное превышение нормативов по содержанию мышьяка и ртути. В летний период концентрация мышьяка достигала 0,25 мг/л (ПДК = 0,05 мг/л). В речной форели происходило накопление ртути. Так, в мышечной ткани рыб содержание ртути превышало нормативы в 4,4 раза [3].

Такая же ситуация наблюдалась и на Паужетской ГеоТЭС (Камчатка). В конце 70-х годов отработавший теплоноситель сбрасывался в р. Паужетку, где содержание мышьяка существенно превышало ПДК [7].

При сбросе отработавшего теплоносителя в поверхностные воды в жаркие летние месяцы возможна гибель гидробионтов и рыбы. Не безопасен для лесов и другой растительности тепловой выброс в атмосферу.

Однако для большинства ГеоТЭС наиболее сложной экологической проблемой является выброс в атмосферу сероводорода. По степени токсичности сероводород относится ко второму классу опасности (высокоопасные вещества).

В связи с этим ряд стран ввел нормативы на выброс сероводорода. В США, например, не более 200 г на каждый МВт выработанной электроэнергии. Повсеместно разрабатываются технологии по снижению выбросов сероводорода в атмосферу.

Опыт эксплуатации ГеоТЭС учитывался нами при разработке рекомендаций по составлению ОВОС (Оценка воздействия на окружающую среду) Мутновской станции.

Мутновское месторождение расположено в 70 км к юго-западу от Петропавловска-Камчатского. Оно является самым крупным и наиболее хорошо изученным на Камчатке.

Мутновская ГеоТЭС предназначена для снабжения электроэнергией и теплом населенных пунктов Елизовского района, Вилучинка и Петропавловска-Камчатского и представляет собой сложный комплекс. Мощность станции — 100 МВт. Пуск в эксплуатацию I-ой очереди (2 блока по 20 МВт) планируется осуществить в 2001 г. Компоновка I-ой очереди показана на рис. 3.

Геотермальный теплоноситель Мутновского месторождения представляет собой влажный пар (парогидротерма) с температурой до

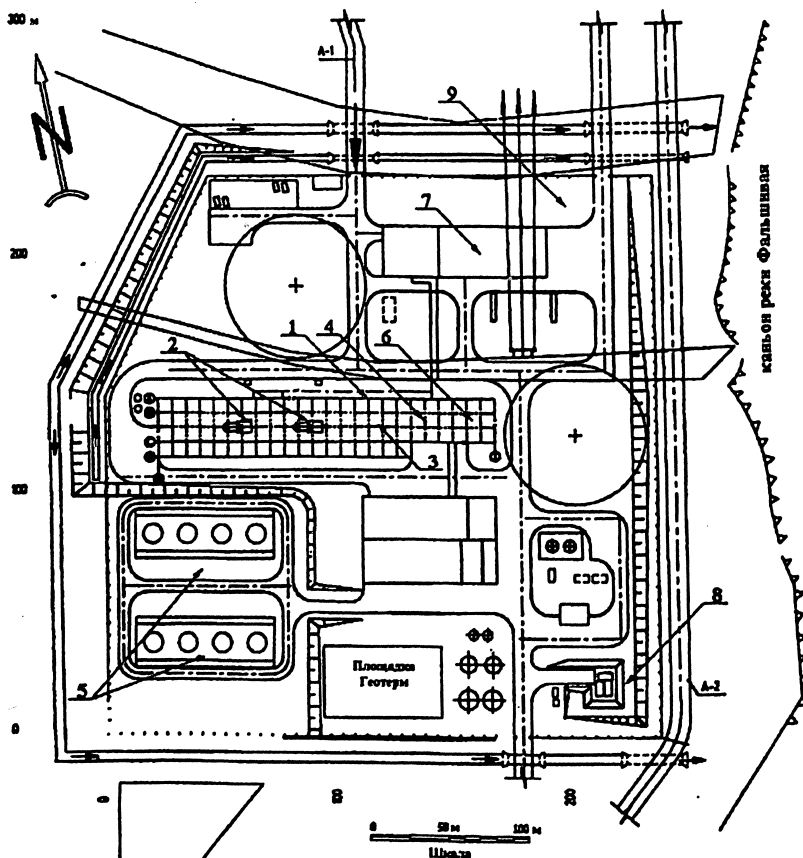


Рис. 3. Компонка оборудования 1-й очереди Мутновской ГЭС: 1 — основное здание; 2 —отсек паровой турбины; 3 — сепараторная; 4 — отсек управления; 5 — градирни; 6 — гостиница со складом; 7 — СФ распреустройство 220 кВ; 8 — очистные сооружения; 9 — подвесная линия электропередач 220 кВ .

240° С при энтальпии до 660 ккал/кг. По химическому составу месторождение характеризуется как хлоридная, хлоридно-сульфатная и гидрокарбонатно-хлоридная среда с основными катионами натрия и кальция.

Газовый состав теплоносителя преимущественно углекислый (до 70%). Кроме того, присутствуют сероводород (10%), азот, кислород, метан, водород.

Следовательно, геотермальный теплоноситель Мутновского месторождения слабо минерализован и содержит относительно невысокое количество сероводорода.

Рассмотрим общую характеристику природной среды района размещения станции.

Мутновское геотермальное месторождение находится в юго-восточной части полуострова Камчатка, высота над уровнем моря 800 м, в границах умеренного (бореального) географического пояса. Природная географическая зона - зона высотной поясности, подзона мелколиственного редколесья.

Климат района довольно суровый: с коротким летним периодом, низкими среднегодовыми температурами и штормовыми ветрами.

В почвенном покрове преобладают дерново-подзолистые, дерново-луговые и горно-тундровые вулканические почвы.

Флора Камчатки в целом и рассматриваемого района в частности представлена видами голарктической области, восточно-азиатской подобласти. Для района характерны подгольцовые заросли кедрового стланика, перемежающиеся с полянами лугового разнотравья. Изредка встречаются отдельные деревья березы каменной. К берегам горячих и теплых потоков подступают густые заросли осоки и термофильных водорослей.

Животный мир довольно беден в видовом отношении, носит островной характер. Из промысловых животных встречаются: соболь, лисица, медведь, волк, заяц, белка; много грызунов. С наступлением весны прилетают утки, гуси, различные виды чаек, куликов.

В рассматриваемом районе нет заказников или заповедников. В районе встречаются виды животных и растений, занесенные в «Красную книгу»: венерин башмачок крупноцветковый, любка камчатская, рябчик камчатский; кречет, белоплечий орлан, чешуйчатый крохаль, белошей. Однако точные данные по их ареалам и количественным характеристикам отсутствуют.

При разработке ОВОС Мутновской ГеоТЭС надо обратить внимание на:

высокую уязвимость природной среды района размещения станции к антропогенному воздействию, возможное присутствие видов, занесенных в Красную книгу;

уже существующий антропогенный прессинг в результате начавшегося освоения геотермального месторождения, наличие большого числа скважин;

имеющийся мировой опыт эксплуатации подобных объектов и данные об экологических последствиях их воздействия на окружающую среду;

возможность рассмотрения Верхне-Мутновской ГеоТЭС как аналога новой станции;

недостаточную изученность ряда явлений: влияния длительной эксплуатации месторождения на изменение гидрогеологических и геотермальных характеристик, сейсмическую обстановку; причины возникновения аварий, чрезвычайных ситуаций и др.

Следует отметить, что наиболее интенсивно антропогенное воздействие на окружающую среду будет проявляться в строительный период. В этот период можно ожидать: дальнейшего изменения ландшафтной структуры района; гибели и переформирования растительных сообществ; загрязнения почв и поверхностных вод маслами, нефтепродуктами, минеральными веществами, соединениями токсичных металлов; выброса в атмосферу сероводорода и других газов; отхода животных и птиц в другие места обитания.

В эксплуатационный период при уменьшении интенсивности работ по созданию объектов инфраструктуры и выполнении природоохранных требований спектр негативных воздействий ГеоТЭС снизится.

В таблице 3 даны рекомендации по составлению ОВОС Мутновской станции. Указаны обязательные разделы документа, перечислены объекты, подлежащие изучению, решаемые вопросы, методы работы.

Своевременная разработка ОВОС и внедрение ее рекомендаций при строительстве и эксплуатации ГеоТЭС - гарантия экологической безопасности столь сложной техно-природной системы.

ЛИТЕРАТУРА

1. **Armannsson H., Kristmannsdottir H.** Geothermal environmental impact. // Geothermics. 1992. 21. №6.
2. **Proceed of NEDD, Int. Geothermal Symposium, Sendai, 1997.**
3. **Proceed of 17th Congress World Energy Count. «Energy and Technology: Sustain World Dev. Next Millennium», London, 1998.**
4. **Murphy H., Nuitsuma H.** Strategies for compensating for higher costs of geothermal electricity with environmental benefits. // Geothermics, 1999, 28, №6: 6932-711.
5. **Сборник научных трудов Международной конференции «Современные проблемы нетрадиционной энергетики».** Санкт-Петербург. 1996.
6. **Бритвин О.В., Поваров О.А., Ключков Е.Ф. и др.** Верхне-Мутновская геотермальная станция. // Теплоэнергетика. 1999, №2.
7. **Поваров О.А., Томаров Г.В.** Физико-химические проблемы геотермальной энергетики. // Изв. РАН, Северная энергетика, 1997, №4.
8. **Манухин Ю.Ф.** Гидрохимические проблемы комплексного использования Паужетского геотермального месторождения на Камчатке. // Проблемы изучения химического состава подземных вод. Материалы конференции. СПб. 1997.

Рекомендации по разработке ОВОС Мутиновской ГеоТЭС

Изучаемые объекты	Решаемые вопросы	Методы работы
Раздел I. Оценка современного состояния окружающей среды		
<i>I а. Природная среда</i>		
Ландшафты, почвенно-растительный покров, животный мир, поверхностные воды, атмосфера, санитарно-гигиеническая обстановка	Выявление экологических проблем района, наиболее уязвимых компонентов; фиксация фонового состояния, существующих источников воздействия. Составление комплексной оценки, экологической карты осваиваемой территории	Натурное экологическое обследование района, анализ фоновых и литературных данных, оценка результатов в сравнении с ПДК и нормами, комплексирование частных оценок
<i>I б. Социально-экономическая обстановка</i>		
Социум, экономика района	Обоснование потребности в ГеоТЭС, выявление отношения общественности и местных властей к реализации проекта	Методы экономического и социального анализа
Раздел II. Прогноз влияния станции на окружающую среду		
<i>II а. Природная среда</i>		
Ландшафты, почвенно-растительный покров, животный мир, поверхностные воды, атмосфера, санитарно-гигиеническая обстановка	Определение источников, видов и зоны воздействия ГеоТЭС, устойчивости среды; выявление опасных процессов и последствий их развития. Составление комплексной прогнозной оценки. Обоснование размещения ГеоТЭС и ее инфраструктуры.	Математическое моделирование процессов, экспертные оценки, сравнение с ПДК, нормами, новыми характеристиками объекта-аналога

<i>II б. Социально-экономическая обстановка</i>		
Социум, экономика района	Оценка значения ГеоТЭС для экономического развития района. Выявление возможных конфликтных ситуаций.	Методы экономического и социального прогноза
<i>Раздел III. Оценка аварийных ситуаций</i>		
Опасные техно-природные процессы в зоне влияния ГеоТЭС	Построение возможных сценариев аварийных ситуаций. Прогноз их последствий—масштабов, интенсивности, продолжительности, ущербов	Синергетические методы прогнозирования, экспертные оценки, анализ мирового опыта
<i>Раздел IV. Разработка мер и мероприятий по обеспечению экологической безопасности ГеоТЭС, социальной стабильности в районе ее размещения</i>		
<i>IV а. Экологическая безопасность</i>		
Опасные техно-природные процессы в зоне влияния ГеоТЭС	Выбор природоохранных мероприятий, минимизирующих отрицательные последствия взаимодействия ГеоТЭС с природной средой. Установление экологических ограничений воздействия. Составление перспективной инженерно-экологической карты зоны влияния ГеоТЭС с выделением первоочередных мероприятий	Экспертные оценки, прогнозные методы, анализ мирового опыта

<i>IV б. Социальная стабильность</i>		
Возможные конфликтные ситуации	Адаптация проекта в социуме при выявлении такой необходимости. Составление экологической Декларации строителей и эксплуатационников станции.	Методы социального анализа и адаптации, методы взаимодействия с общественным мнением
<i>Раздел V. Система мониторинга взаимодействия ГеоТЭС с природной средой</i>		
Опасные техно-природные процессы в зоне влияния ГеоТЭС	Своевременное выявление неблагоприятных тенденций, рекомендации адекватных природоохранных мероприятий, контроль за их выполнением	Методы, как в разделах I – III

9. Малик Л.К. Проблемы развития нетрадиционной энергетики. //Изв. РАН, Сер. Геогр., 1999, №4.
10. Соколовский И.А., Фалеев Д.С. Перспективы использования нетрадиционных источников энергии на Дальнем Востоке России. //Оптические и электрические процессы в кристаллах. Хабаровск. 1996.
11. Тезисы международного симпозиума «Проблемы геотермальной энергетики». Ленинград. 1993.
12. Томаров Г.В. Экологические проблемы строительства и эксплуатации геотермальных электрических станций. //Изв. Академии промышленной экологии, 1997, №4.

ВОДОЕМ-ОХЛАДИТЕЛЬ АРГАЯШСКОЙ ТЭЦ: ЭКОЛОГИЧЕСКИЕ ПРОБЛЕМЫ И ПУТИ ИХ РЕШЕНИЯ

*Микоц Л.М., Гурьевич Т.Б., Макаревич Т.Ф.,
инженеры (ОАО «НИИЭС»)*

Водоем-охладитель и собственно тепловая станция представляют собой единый комплекс, в котором происходит взаимное влияние как станции на экосистему водоема, так и внутриводоемных процессов на работу станции. Причем, если ТЭЦ не имеет права обособленного водопользования на водоем-охладитель, влияние станции затрагивает не только водную биоту, ихтиофауну, но и интересы человека в связи с рекреационным использованием водоема.

Примером такой станции может служить Аргаяшская ТЭЦ, расположенная в Челябинской области (Южный Урал). Водоемом-охладителем ТЭЦ является зарегулированное озеро Улагач. ТЭЦ была сдана в эксплуатацию в 1954 г. Мощность станции — 260 МВт (электрическая) и 635 Гкал/час (тепловая). Схема технологического водоснабжения — оборотная. Среднесуточная потребность в воде в летний период — 10,9 м³/с, в зимний — 6,3 м³/с. Подача воды на ТЭЦ осуществляется береговой насосной станцией. Сброс отработанной воды производится по двум самотечным железобетонным каналам длиной 450 м, далее по открытому каналу длиной 1800 м [1].

Приток воды в озеро осуществляется через руч. Бижеляк с годовым расходом 0,38 — 0,57 млн. м³ и с поверхностным стоком, составляющим в год при 50-процентной обеспеченности 1,7 млн. м³. Ввиду малой водности в озеро дополнительно осуществляется подача воды из оз. Иртяш, объемом 8,0 млн. м³/год. В маловодный год статьи водного баланса водоема-охладителя, практически, равны. В средний по водности год избыток воды в объеме 2,91 млн. м³ сбрасывается в руч. Мишеляк (рис. 1).

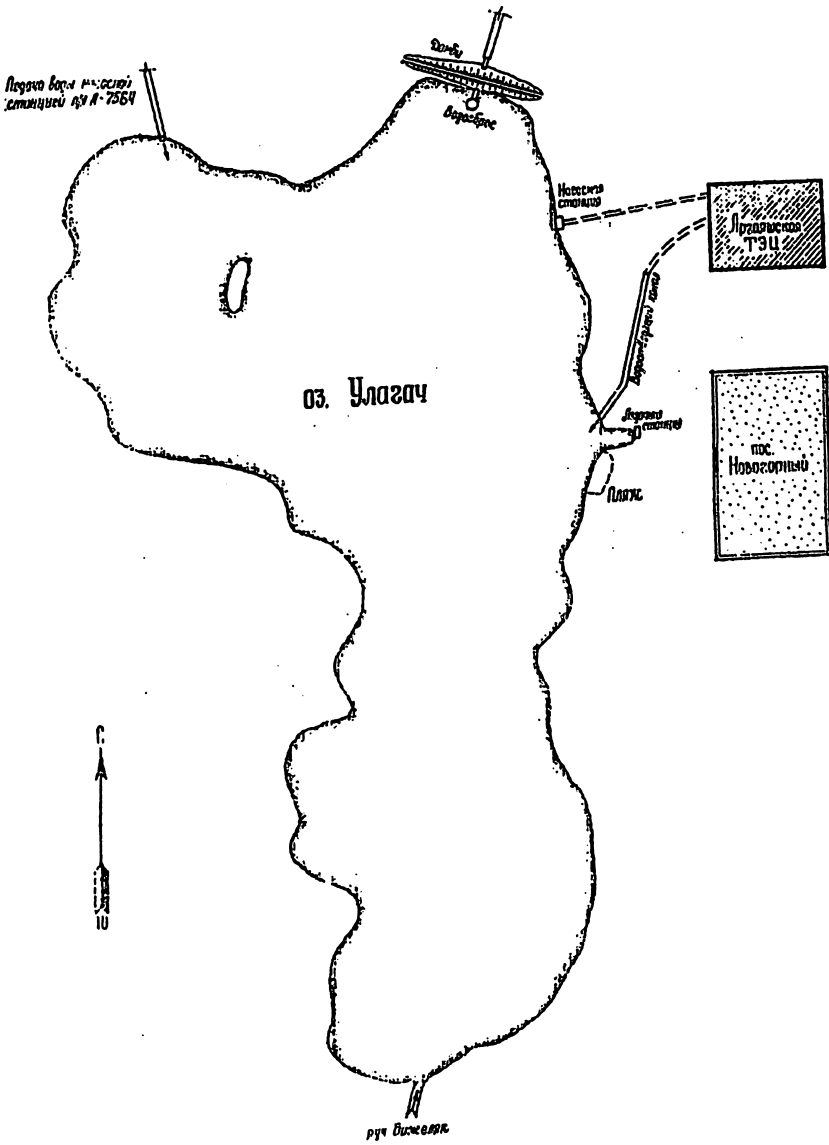


Рис. 1. Схема водохранилища Аргаяшской ТЭЦ.

Активная зона с повышением температуры воды в летний период в водоеме составляет около 250 га или 19–23% от общей площади озера. По мере удаления от устья сбросного канала температура отработанной воды быстро снижается и в 200 м от устья в июле-сентябре она равна, в среднем, 17,8 – 23,0°С против 24,5 – 27,1°С в устье [2]. Таким образом, по тепловому режиму водоем-охладитель Аргаяшской ТЭЦ может быть отнесен к водоемам с низкой тепловой нагрузкой.

Воздействие тепловых станций на экосистему водоема происходит посредством таких факторов, как:

поступление дополнительного тепла, приводящего к повышению температуры не только в районе сброса теплых вод, но и на акватории за счет циркуляционных потоков;

изменение кислородного режима;

поступление загрязняющих веществ (нефтепродукты, соединения тяжелых металлов, окислы серы, азота, углерода);

травмирование и гибель планктонных организмов (фитопланктона и зоопланктона) при прохождении через агрегаты станции.

Совокупность этих факторов определяет основные проблемы водоемов-охладителей: цветение воды синезелеными водорослями, зарастание высшей водной растительностью, заиление, накопление в донных отложениях экотоксикантов.

Для водоема-охладителя Аргаяшской ТЭЦ основными проблемами являются: зарастание водоема, его заиление, накопление в илах значительного количества загрязняющих веществ.

Донные отложения водоема представлены илами с большим количеством растительных остатков. Ретроспектива развития озерной экосистемы свидетельствует о прогрессирующем развитии процесса заиления. В настоящее время толщина иловых отложений достигает 2 – 3 м. В илах происходит накопление органических и биогенных веществ, соединений тяжелых металлов. По классификационной системе илы водоема характеризуются как умеренно- и сильнозагрязненные. Превышение ПДК отмечается для цинка, хрома общего, свинца. В северо-восточном и северном участках озера, по данным рекогносцировочного обследования 2000 г., илы черного цвета с отчетливым запахом сероводорода.

Зарастание водоема-охладителя высшей водной растительностью, в основном мягкой погруженной, по результатам натурных наблюдений, проведенных авторами статьи в 2000 г., составляет порядка 80% акватории. Интенсивность зарастания по оценочной шкале предельно высокая. В массе представлены: роголистник погруженный и

полупогруженный, уруть колосистая и мутовчатая. В меньшей степени — рдест блестящий, гребенчатый и малый, элодея канадская, телорез обыкновенный, кувшинка чистобелая, кубышка желтая. Западный берег практически полностью занят тростником, кое-где рогозом, либо в виде полосы, либо в виде отдельных куртин, заходящих на 300 — 500 м в озеро. Примерно такая же картина наблюдается на северо-западном и северном берегах. Район руч. Бижеляк интенсивно заболачивается.

Развитие высшей водной растительности в водоеме-охладителе Аргаяшской ТЭЦ вызывает целый ряд негативных последствий: уменьшается площадь водного зеркала; увеличивается заиление водоема; происходит забивка решеток водозаборных сооружений массой растений и их фрагментов, что требует периодической остановки и чистки решеток.

Именно эта проблема является первоочередной для станции. Для ее решения и разработки конкретных мероприятий проводился анализ абиотических и биотических факторов среды, определяющих столь высокий уровень развития водной растительности в оз. Улагач. Анализ выявил многофакторность развития процесса зарастания. Интенсивное развитие погруженной растительности в озере определяется следующими нижеприведенными факторами:

1. Мелководностью водоема — максимальная глубина озера 5,8 м, средняя 2,8 м.
2. Практически постоянным уровнем воды, низким водообменом.
3. Наличием иловых отложений с высоким содержанием биогенных и органических веществ, так как донные отложения озер являются эффективным аккумулятором фосфора и азота независимо от окислительно-восстановительных условий.
4. Благоприятным термическим режимом. Несмотря на то, что оз. Улагач относится к водоемам с низкой тепловой нагрузкой, отмечаемое повышение температуры (умеренный подогрев) стимулирует рост водной растительности и удлиняет сроки ее вегетации. По данным обследования цветущие экземпляры рдестов отмечались даже в октябре месяце.
5. Благоприятным гидрохимическим режимом, в первую очередь содержанием биогенных элементов: азота и фосфора. В озерах со среднегодовым содержанием фосфатов до 0,05 мг/л в водной флоре преобладает погруженная растительность. Биомасса высшей водной растительности намного выше биомассы фитопланктона. Такие озера относятся к макрофитному типу.

6. Уровнем трофии. Для водоема величина общей фосфорной нагрузки была рассчитана по формуле:

$$P = \frac{L_p(1 - R)}{q}$$

где: P — концентрация фосфатов в водоеме, г/м^3 ; L_p — общая фосфорная нагрузка, $\text{гР/м}^2 \cdot \text{год}$; R — коэффициент удержания (накопления) фосфора в донных отложениях (безразмерная величина, характерная для данного водоема); q — гидравлическая нагрузка, м/год , равная отношению средней глубины водоема и условного водообмена.

При концентрации фосфатов в водоеме-охладителе $0,037 \text{ мг/л}$ и коэффициенте удержания фосфора донными отложениями $0,77$ фосфорная нагрузка на водоем равна $0,15 \text{ гР/м}^2 \cdot \text{год}$.

Сопоставление полученных данных с диаграммой Фолленвайде-ра [3], отражающей соотношение фосфорной нагрузки и трофического статуса водоема, показывает, что водоем-охладитель Аргаяшской ТЭЦ находится в граничной зоне между мезотрофией и эвтрофией. Это свидетельствует, во-первых, о неустойчивом состоянии озера и, во-вторых, о доминирующей роли в составе флоры высшей водной растительности.

7. Отсутствием конкурентных взаимоотношений между высшей водной растительностью и фитопланктоном в связи с низким уровнем развития водорослей.

8. Отсутствием потребителей водной растительности.

Исходя из многофакторности развития процесса зарастания в оз. Улагач, для снижения интенсивности роста водной растительности предлагается комплекс мероприятий. Он включает:

мероприятия в пределах водоохранной зоны и прибрежной полосы;
мероприятия в самом водоеме.

Мероприятия в пределах водоохранной зоны должны включать: поддержание условий эксплуатации водоохранной зоны и прибрежной полосы согласно «Положения о водоохранных зонах водных объектов и их прибрежных защитных полосах» (№ 1404 от 23.11.96); вынос свалок мусора за пределы водоохранной зоны;
залужение незалесенных участков, сохранение древесно-кустарниковой растительности;

обвалование участков с высокой степенью заболоченности, и в первую очередь в районе руч. Бижеляк, оз. Татыш.

Внутриводоемные мероприятия подразделяются на 2 группы.

Первая включает:

замену металлической сороудерживающей решетки на агрегат механической очистки, разработанный в ОАО «Владимирский завод «Электроприбор»;

3-кратное выкашивание водной растительности, причем первое выкашивание необходимо провести в весенний период в начале вегетации;

изъятие донных отложений с предварительной их обработкой активированной гуминовой кислотой (АГК) в виде водного геля (разработка ГУПа «Институт МосводоканалНИИПроект» и Спецбиотеха) [4]. Обработка озерных илов АКГ придает массе осадка хорошие водоупорные свойства. Непроницаемость смешанного с АКГ илового осадка исключает возможность вымывания или миграции из него экотоксикантов. Для изъятия донных отложений может быть предложен метод гидравлического драгирования.

Вторая группа мероприятий включает:

как и в первом варианте, замену металлической сороудерживающей решетки на агрегат механической очистки;

вселение в водоем растительноядных рыб — белого амура. Посадку белого амура целесообразно производить в весенний период до появления зарослей водных растений. При этом мелиоративный эффект может быть получен в тот же сезон при норме посадки 50 штук на гектар двухгодовиков весом 500 г. Выпуск производить как можно дальше от водозабора сооружений ТЭЦ.

Выбор окончательного варианта мероприятий по восстановлению экосистемы оз. Улагач должен определяться анализом экономических показателей предлагаемых мероприятий и определением возможности складирования донных осадков.

ЛИТЕРАТУРА

1. Правила эксплуатации водохранилища Аргаяшской ТЭЦ (оз. Улагач), М.: ОРГРЭС. 1991.
2. НТО «Расчет гидротермического режима водохранилища-охладителя реконструируемой Аргаяшской ТЭЦ». НПЦ «Гидротехника». Л. 1991.
3. Vollenweider R.A. The scientific basis of lake and stream eutrophication with particular reference to phosphorous and nitrogen as eutrophication factors Tech. Rept. OECD. DAS. 68. France. Paris. 1986. № 27.
4. Ищенко И.Г., Кузьмина Н.П., Шульгин А.И. Экологическая реабилитация загрязненных пойменных озер. Тезисы докл. 3-й меж. конгресс «Вода: экология и технология». Экватек-98. М. 1998.

ЭКОЛОГИЧЕСКАЯ РЫБОЗАЩИТА В СИСТЕМЕ ТЕХНИЧЕСКОГО ВОДОСНАБЖЕНИЯ КРУПНЫХ ЭНЕРГЕТИЧЕСКИХ ПРЕДПРИЯТИЙ

Воловова Л.А., кандидат физ.-мат. наук (ВНИИ рыбного хозяйства и океанографии, ВНИРО), Красюк В.В., инженер (Калининградский государственный технический университет, КГТУ), Балдин Н.Н., Таран О.Е., кандидаты техн. наук, (ОАО Костромская ГРЭС)

Обеспечение экологической безопасности энергетики на современном этапе развития рыночной экономики требует экологически обоснованной технологической модернизации отрасли, ориентированной на отказ от затратного подхода к охране окружающей среды и включение природоохранных функций непосредственно в технологические процессы производства. Данное положение находится в русле концепции «Новая энергетическая идея», предусматривающей решение энергетических проблем на основе гармоничного развития элементов системы: энергетика — экономика — природа — общество. Основой устойчивого энергетического и общественного развития становятся экологически ориентированная энергоэффективность, отказ общества от стереотипов затратной экономики и антигуманного отношения к ресурсам и природе.

Принцип гармонизации взаимодействующих элементов природной и техногенной систем созвучен современным представлениям экологической науки о принципах разработки природоохранных технологий. Принципиальное решение проблемы защиты природы возможно только на основе масштабных, пространственно организованных технологических процессов, гармонично взаимодействующих с естественными биопродукционными процессами и дополняющими их. В рамках данного подхода, системы технического водоснабжения крупных энергетических объектов (ковши донного и поверхностного заполнения, подводящие каналы, водоемы-охладители ТЭС и АЭС) — это водные экосистемы со специфическими свойствами и индивидуальной структурно-функциональной организацией пространства. Современное, экологически адекватное решение задачи защиты гидробионтов предусматривает конструирование на акватории водозабора среды с оптимальными условиями обитания гидробионтов, что позволяет не только сохранять, а в ряде случаев и увеличивать биопродукционный потенциал водоема источника водоснабжения.

Тем не менее, непредвзятый анализ более чем полувековой рыбозащитной практики показывает, что преимущественное развитие получил инженерный подход, основанный на создании различных конструкций и комплексов технических устройств, препятствующих проникновению рыб в зону водозабора и обеспечивающих их отведение в водоем-источник. Неизбежная в процессе совершенствования конструкций экологизация инженерного мышления привела разработчиков к осознанию необходимости учета закономерностей распределения рыб в водоемах, признанию очевидного факта эффективного использования рыбами подводного тракта водозаборов для нереста и нагула молоди, но не поколебала уверенность в целесообразности насильственной эвакуации рыб в водоем. Более того, на современном этапе развития инженерного подхода сформировалось отчетливое убеждение, что эффективность защиты рыб в конечном счете зависит от способа и технического оформления устройства для возвращения сконцентрированных рыб в водоем-источник водоснабжения. Живучесть подобного рода представлений о существовании процесса защиты рыб вызывает удивление, поскольку, как известно, применяемые в настоящее время рыбозащитные устройства на энергетических водозаборах с расходом свыше 40 м³/с не показали стабильного уровня эффективности.

В данной ситуации следует признать, что, по всей видимости, зашла в тупик сама инженерная логика разработки и создания рыбозащитных устройств для мощных водозаборов по принципу блочной компоновки и совершенствования аналогов, удовлетворительно работающих на малых водозаборах. Объем и величина энергии водного потока на крупных водозаборах достаточно велики и поэтому для их восприятия и полной технологической переработки приходится создавать массивные, крупногабаритные рыбозащитные сооружения. В процессе технологической трансформации водного потока осуществляется интенсивная фильтрация (сепарация) и концентрация рыб в виде так называемой воднорыбной смеси, которая при помощи насосов подается в рыбоотводный тракт. Формирование воднорыбной смеси — конгломерата из разновидовых и разновеликих особей — приводит к дезориентации рыб и разрушает механизмы стайного поведения, имеющего исключительное значение для выживания молоди в природных условиях. Отведение воднорыбной смеси в локальную зону водоема неизбежно приводит к формированию в точке выпуска рыб многочисленной и стабильной группировки хищников. Эта ситуация характерна для выпуска молоди из рыбопитомников и является одной из основных причин

низкой эффективности искусственного воспроизводства рыбных запасов. Но если в данном случае интенсивному выеданию хищниками подвергается неадаптированная к природным условиям заводская молодь рыб, то при использовании рыбозащитных устройств с рыбоотводом под пресс хищных рыб и птиц попадает дезориентированная дикая молодь с нарушенной стайной организацией оборонительного поведения. В данных обстоятельствах применение рыбозащитных сооружений, рекомендованных СНиП 2.05.07-87 для крупных водозаборов, представляет серьезную угрозу для выживания и сохранения численности рыб во внутренних водоемах, так как «эффективность» технологических процессов рыбозащиты в основном обеспечивает эффективный нагул хищников в зонах выхода молоди из рыбоотводов. Здесь мы видим реализацию хорошо известного в экологии принципа сдвига проблем, когда решение одной частной проблемы приводит к возникновению другой не менее сложной проблемы, хотя может быть и не очевидной при формальном подходе к анализу ситуации.

Экологическая неадекватность и ограниченность проектных концепций рыбозащиты на крупных водозаборах усугубляется необходимостью большого объема затрат (десятки миллионов рублей) при строительстве рыбозащитных сооружений. В рамках действующей нормативной базы и рыбохозяйственной практики сложилась неопределенная и в некотором смысле бесперспективная для энергетиков ситуация при поиске оптимальных управленческих решений в области экозащиты водной среды. Согласно действующему положению, обязательная установка рыбозащитного устройства на водозаборе, даже при регулярном подтверждении его гипотетически нормативной 70-процентной эффективности, не освобождает предприятие от штрафных санкций по факту ущерба от гибели рыб, обнаруженных в процессе контрольной проверки на мусорозащитных сетках насосных станций. Принимая в расчет все выше сказанное и руководствуясь гуманистическим принципом «не навреди», не трудно убедиться, что мощные водозаборы следует оборудовать безопасными для рыб, гармонично встроенными в экосистему водозабора простыми и нетрудоемкими в эксплуатации рыбозащитными устройствами, так как в условиях несовершенной нормативной базы штрафные санкции неизбежны при любом уровне эффективности рыбозащиты.

По данным Международного союза охраны природы среди разнообразных факторов антропогенного воздействия на рыб первое место по опасности занимает разрушение местообитаний (биото-

пов) -78%, в то время как влияние фактора чрезмерной добычи рыб составляет только 12%. Поэтому принципиально решить проблему защиты рыб можно лишь защищая их местообитания. Мировая экология признала принцип охраны биотопов в качестве важнейшего для защиты и сохранения численности рыб и определила исключительную перспективность в этом направлении экологизации промышленных технологий.

Практическая возможность использования энерго-информационного потенциала забираемого потока для управления качеством среды и биологическими ресурсами водоемов принципиально решает проблему защиты рыб и их местообитаний и, что не менее важно, ставит под сомнение правомочность устоявшегося представления об абсолютной ущербности крупных энергетических водозаборов для рыбного хозяйства. Мощные водозаборы ТЭС и АЭС, годовой объем водопотребления которых измеряется в кубических километрах, действительно оказывают сильное влияние на экосистемы водоемов. Однако, как это не парадоксально, это влияние не всегда и не обязательно должно быть только негативно, если разумно перераспределить энергию отводимого потока в пространстве экосистемы водозабора. Таким подходом, хорошо известным в экологии рыб, но ранее не реализованным на практике, является имитация в зоне влияния водозабора природных, так называемых «жилой» и «нежилой» зон, где плотности концентрации рыбных объектов и их кормовых элементов разнятся на несколько порядков. В отличие от природного водоема, где такие зоны динамичны, неустойчивы во времени и пространстве, искусственно организованные «нежилые» зоны устойчивы и позволяют забирать предварительно очищенную от биологических агентов воду. В то же время «жилые» зоны концентрируют, удерживают и подращивают рыб на достаточно безопасном удалении от насосных станций.

В процессе движения водного потока с гидробионтами через экосистему водозабора реализуется присущее этому гидравлическому процессу природное явление, сходное с феноменом «самоочищение вод». Каждый из биотопов экосистемы, взаимодействуя с потоком, не только лишает его части кинетической энергии, но и ассимилирует некоторое количество вещества в растворенном и взвешенном состоянии. Биотопы, задерживая на своей территории кормовой планктон и молодь рыб, становятся носителями рыбозащитной способности эквивалентно уровню их комфортности для обитания рыб. Эти элементы пространственной структуры экосистемы обладают исходным рыбозащитным потенциалом, величина которого может

быть существенно увеличена методами гидромелиоративного обустройства. Общая рыбозащитная способность экосистемы водозабора формируется как производная рыбозащитных потенциалов составляющих ее биотопов. При обеспечении их оптимальной пространственной компоновки достигается синергизм интегрального взаимодействия всех биотопов. Внутренняя микроструктура естественных биотопов может быть целенаправленно усложнена, что обеспечит биотопу такую совокупность технологически полезных свойств и величину рыбозащитного потенциала, которые в природных условиях не встречаются или возникают при случайном стечении обстоятельств на непродолжительный период времени.

При помощи направленного конструирования создается экосистема разнокачественных биотопов, ориентированная на удовлетворение широкого диапазона жизненных потребностей многовидового и разноразмерного сообщества молоди рыб, попадающей на водозаборную акваторию в период их миграционного расселения, нагула и зимовки. Разнокачественность биотопов обеспечивается различными сочетаниями естественных и искусственных элементов как материального, так и информационного характера. Транзитный поток разновидовой и разновозрастной молоди избирательно задерживается на предпочитаемых ими биотопах, где молодь находит необходимые ей на конкретном этапе развития комфортные условия для защиты, нагула и зимовки, включаясь таким образом в естественные биопродукционные процессы бассейнового масштаба.

Эффективность управления гидробионтами при экологическом подходе достигается в полном соответствии с известным в кибернетике законом «необходимого разнообразия», согласно которому эффективное управление возможно только в том случае, когда внутреннее разнообразие управляющей системы не уступает внутреннему разнообразию управляемого объекта. Поэтому управление поведением гидробионтов (сложных биосистем) доверяется не техническому устройству, а специально обустроенной экосистеме, которая обладает несравнимо более высоким уровнем разнообразия состояний. Принципиально важным здесь является то обстоятельство, что экосистема осуществляет управление поведением гидробионтов на естественном для них языке жизненных ценностей и обладает значительным энерго-информационным преимуществом, гарантирующим стабильность процесса.

Элементарная база биотопического конструирования чрезвычайно велика и включает в себя необозримое множество макро- и микрообразований как природного, так и технического характера. Все это

в рамках ландшафтного, нетрадиционного для рыбозащиты проектирования открывает широкие возможности при разработке индивидуальной версии экосистемы, учитывающей технологическую специфику водоснабжения и индивидуальные запросы потребителя. Кроме этого, отход от стандартов типового проектирования в современных экономических условиях обеспечивает существенную экономию финансовых затрат при разработке и эксплуатации рыбозащитной системы на предприятии. Разработка и практическая реализация проекта, сугубо индивидуального в технологическом отношении и дизайнерского по композиционному решению, приводит к созданию широкого спектра нематериальных активов предприятия в виде ноу-хау, к которым относятся технологические разработки, проектно-сметная документация и целый ряд других видов интеллектуальной собственности предприятия. Получаемые предприятием, на основе договоров на создание и передачу научно-технической продукции, нематериальные активы обладают стоимостью, сроком амортизации, а сумма амортизационных отчислений входит в себестоимость продукции, уменьшая размер налогооблагаемой прибыли предприятия и способствуя тем самым улучшению финансовых показателей его работы.

Современный уровень технологической разработки концептуальной модели экологической рыбозащиты допускает практическое применение ее базовых версий на водозаборах как в прямоточных, так и оборотных системах водоснабжения, не исключая вариантов изъятия воды из непроточного водоема.

Впервые крупномасштабная технологическая версия экозащиты гидробионтов в условиях прямоточного водоснабжения была реализована на акватории 10 га водозабора Костромской ГРЭС с максимальным расходом 120 м³/сек. Действующая натурная модель рыбозащитной экосистемы, разработанная совместно ВНИРО и КГТУ при непосредственном участии и финансировании НИОКР Костромской ГРЭС, вводилась в действие поэтапно с 1995 года. Трансформация и обустройство экосистемы действующего водозабора осуществлялось в режиме «диалога» с учетом реальной для экосистемы временной дискретности отклика на воздействие. При этом формирование биотопов и наращивание их рыбозащитного потенциала путем насыщения искусственными элементами происходило поэтапно, сообразно с интегральным ответом экосистемы на предыдущее нововведение. В процессе реконструкции акватории были сохранены все гидротехнические сооружения и участки биотопов, потенциально пригодные для повышения и стабилизации общей рыбозащитной спо-

способности экосистемы водозабора. Общий вид акватории представлен на рис. 1. Схема экозащиты рыб на Костромской ГРЭС включает в себя следующие пространственно разнесенные элементы:

плотина с окнами глубинного заполнения подводящего канала;
ковш подводящего канала;

периферический залив ковша, специально обустроенный био-реактор;

потокоотклоняющая конструкция, наплавная запонь;
прямоточный участок подводящего канала

Подробное описание схемы приводится в статье «Система экологической защиты водных организмов от попадания в водозаборные сооружения», Энергетик, №12, 1998 год. В рамках данной схемы защита рыб и биофильтрация воды осуществляются в процессе распределения водного потока по биотопам ковшевой части кагала и периферического залива-биореактора. В заливе-биореакторе обустроены мелководные подводные плато с растительностью для нагула и укрытия молоди, и создана система донных желобов, обеспечивающих условия растекания и циркуляции водного потока. В биореакторе ранняя молодь питается планктоном, поступающим с потоком воды, находя все необходимые условия для достижения к периоду зимовки жизнестойких кондиций и последующему выходу в бассейн р. Волги.

Действующая натурная модель экозащиты рыб позволила на порядок снизить общую численность рыб, попадающих на мусорозащитные сетки насосных станций, при сохраняющейся в последнее десятилетие относительной стабильности запаса этих видов рыб в водоеме источнике. В отдельных зонах рыбозащитной экосистемы максимальные концентрации гидробионтов достигали 1-2 млн. особей в кубометре воды для планктона и 50-60 тыс. особей для молоди рыб. Однако максимальные концентрации молоди рыб в проходящем через мусорозащитные сетки водном потоке не превышали уровня 0,00016 особей в кубометре воды для судака и 0,00006 особей в кубометре для леща.

При прохождении отводимого потока через акваторию биореактора происходит оседание транзитной взвеси из отмершей органики, а также мелких минеральных фракций. Кроме этого при фильтрации потока через мелководные зоны биореактора происходит усвоение водными растениями растворенных в воде химических соединений (в том числе ионов цветных металлов), которые после отмирания растительности переходят в состав донных отложений. Концентрация поверхностных пленок, мусора, синезеленых водо-

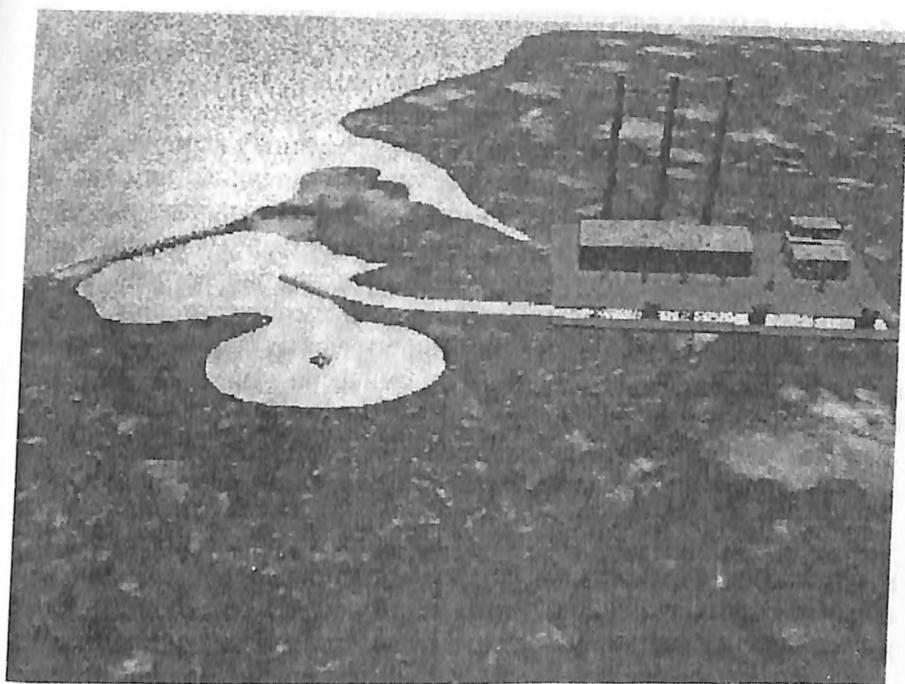


Рис. 1.

рослей, осадков транзитного и локального происхождения осуществляется в тупиковых малопроточных участках, откуда они могут периодически извлекаться, обеспечивая режим управляемого очищения канала от донных отложений. Возможность комплексной технологической переработки водного потока в рыбозащитной экосистеме водозабора указывает на целесообразность разработки в рамках данного подхода отраслевого стандарта на предварительную подготовку технологической воды для ТЭС.

В заключение следует особо подчеркнуть, что описанный в настоящей работе подход к решению экологических проблем энергетики получил широкое и приоритетное развитие в таких промышленно развитых странах, как Япония, США, Австралия, Тайвань. Конструирование местообитаний рыб и создание управляемых экосистем в рамках национальных и корпорационных программ обеспечивает эффективный контроль и защиту биоресурсов, способствуя развитию современных форм управляемого рыбного хозяйства. Современная экономическая ситуация в РФ исключает возможность реализации аналогичных программ в национальном масшта-

бе, тем не менее для внутренних водоемов проекты локального уровня на внутри- и межотраслевом уровнях вполне реальны. В этом направлении просматриваются региональные варианты взаимовыгодного и конструктивного сотрудничества энергетиков, рыбного хозяйства, природоохранных ведомств, в результате которого энергетики оснащаются экологически безопасными технологиями водоснабжения, рыбное хозяйство — передовыми технологиями управляемой пастбищной аквакультуры, а природоохранные организации — современными методами контроля и защиты биоресурсов. Такая форма межотраслевого взаимодействия ориентирует стороны не на предъявление взаимных претензий и штрафных санкций, а стимулирует поиск взаимовыгодных, экономически эффективных решений конкретных проблем, финансирование которых осуществляется на доленой основе.

От редколлегии.

Одной из проблем защиты молоди рыб от попадания в крупные водозаборы с расходами в десятки м³/сек является достаточно высокая стоимость рыбозащитных устройств или сооружений, в том числе по реализации модульных схем из устройств, хорошо зарекомендовавших себя на водозаборах с на порядок меньшей производительностью. Авторы статьи предлагают свой путь решения затронутой проблемы, который считают наиболее эффективным, простым и наименее трудоемким. К сожалению, в статье нет данных об экономической эффективности предлагаемых технических решений на примере экозащиты Костромской ГРЭС (терминология авторов), не приведены также сведения о рыбозащитной эффективности данного мероприятия, которые должны быть подтверждены натурными испытаниями по методике, утвержденной ЦУРЭН Роскомрыболовства РФ.

Учитывая, что сама идея, несомненно, заслуживает внимания, и в ряде случаев такие решения могут оказаться вполне конкурентоспособными с наиболее эффективными инженерными конструкциями и сооружениями, редколлегии приглашает специалистов к обсуждению этой актуальной для энергетиков проблемы рыбозащиты крупных водозаборов.

НЕКОТОРЫЕ РЕЗУЛЬТАТЫ ИЗУЧЕНИЯ ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИХ СВОЙСТВ ГРУНТОЦЕМЕНТОВ

*Гольдин А.Л., доктор техн. наук,
Белаид М., инженер (ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева)*

В настоящее время в мировой практике гидротехнического строительства широкое распространение получило возведение плотин из так называемого укатанного бетона. Как известно, укатанные бетоны отличаются от обычных (вибрированных) бетонов малым содержанием цемента, что приводит в итоге к значительному экономическому эффекту как за счет уменьшения стоимости самого бетона, так и за счет сокращения сроков строительства благодаря использованию новых технологий при укладке бетонных смесей. Укатанные бетоны отличаются от обычных бетонов малой усадкой, высокой ранней прочностью и низким тепловыделением.

В Тунисе в последние годы при проектировании гидроузлов также обращается внимание на преимущества укатанного бетона, и в ряде проектов в качестве альтернативных вариантов рассмотрены плотины из укатанного бетона, например на гидроузле Уэд Сарратх с гравитационной плотиной высотой 41 м.

В мировой практике плотиностроения в укатанных бетонах (RCC) расход вяжущего на 1 м³ бетона колеблется в пределах 50–250 кг/м³. На японских плотинах Симадзи и Тамагава он составил соответственно 120 и 130 кг/м³, на плотине Аппер Стиллуотер (США) (247 кг/м³ (цемент + зола-уноса), на Ташкумырской и Бурейской ГЭС (СССР) — соответственно 100 кг/м³ и 125 кг/м³ и т.д. [1]. Кроме цемента в укатанных бетонах широко используются тонкодисперсные минеральные добавки, например зола-уноса, молотый известняк и т.п. В частности, на гидроузле Уиллоу-Крик (США) бетон внутренней зоны плотины содержит 47 кг/м³ цемента и 19 кг/м³ золы-уноса, в плотине Шуикоу (КНР) — 70 кг/м³ цемента и 90 кг/м³ минерального наполнителя. В качестве заполнителя в укатанном бетоне используются грунты, содержащие пески и гравий. Как правило, гравий используется с максимальной фракцией 40–80 мм и редко с фракциями до 120 мм.

Широкое освещение в литературе, особенно в трудах конгрессов по большим плотинам, получили японский, американский и латиноамериканский способы возведения плотин из укатанных бетонов [2, 3]. Кроме того, самое серьезное внимание следует обратить на опыт Китая [4], где к настоящему времени построено 34 гидроузла

с плотинами из укатанного бетона, среди которых имеются не только гравитационные, но и арочно-гравитационные плотины.

Разрабатываемые в Тунисе проекты гидротехнических сооружений предполагают использование при строительстве так называемых грунтоцементов, которые, по нашему мнению, можно рассматривать как разновидность укатанных бетонов. В термине «грунтоцемент» предпочтение отдано основным составляющим материала, в то время как в термине «укатанный бетон» — технологическому аспекту строительства. Отметим также, что в грунтоцементе по сравнению с укатанным бетоном более низкое содержание вяжущего (от 60–70 кг/м³ до 100 кг/м³), а в качестве заполнителя используются природные аллювиальные грунты со значительным содержанием фракций до 0,1 мм, которые включают определенное количество пылеватых частиц (до 5–8%). Аналогичный опыт использования натуральных аллювиальных грунтов в укатанном бетоне имелся у марокканских специалистов [5].

Изучение физико-механических свойств грунтоцементов проводилось применительно к строительству гидроузла на р. Фум-эль-Ханга с гравитационной плотиной высотой 27 м из грунтоцемента, состоящей из глухой и водосливной частей. Исследовались прочностные, деформационные и фильтрационные свойства грунтоцемента в зависимости от содержания цемента и фракционного состава заполнителя.

На начальном этапе исследований на грунтоцементных образцах-цилиндрах высотой 320 мм и диаметром 160 мм, содержащих пылеватые фракции (до 0,1 мм) в пределах до 5% и песчано-гравийные фракции, представленные кривой грансостава на рис. 1, изучалось влияние содержания цемента на прочность образцов и их плотность, а также определялись значения так называемой оптимальной влажности (по Проктору), при которой имеет место максимальная плотность грунтоцемента. Как показали экспериментальные исследования, оптимальная влажность (рис. 2) лежит в пределах 6–7%. При этом удается получить плотность материала от 2,20 т/м³ до 2,32 т/м³. Предел прочности на сжатие грунтоцемента определялся в возрасте 7 дней и составил (в среднем для шести образцов каждой серии): при содержании цемента 60 кг/м³ — 1,66 МПа, при 70 кг/м³ — 2,86 МПа, при 80 кг/м³ — 3,48 МПа. Как и следовало ожидать, с увеличением доли цемента прочность грунтоцемента возрастает. По данным [5], при содержании цемента 80 кг/м³, $W_{\text{опт}} = 6,5\%$ и заполнителем с кривой грансостава, подобной той, что представлена на рис. 1 (плотина Эль-Кораима), прочность на сжатие

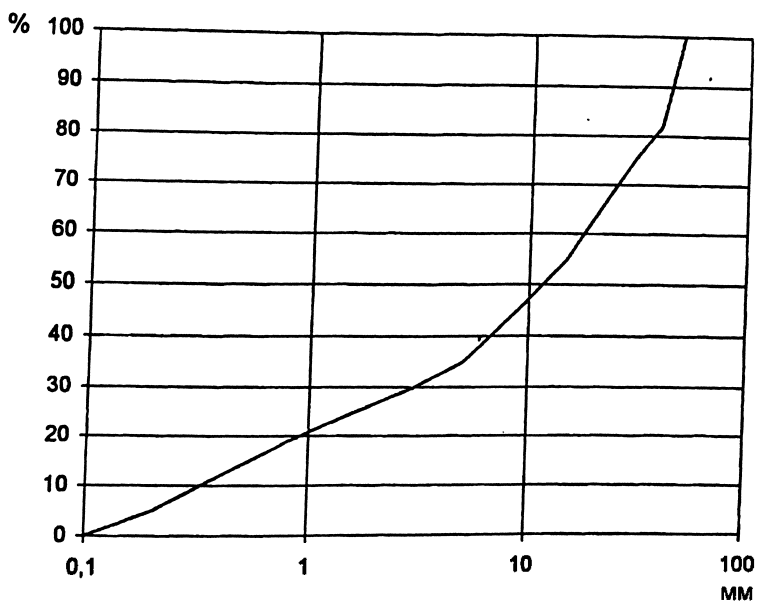


Рис. 1. Гранулометрический состав грунта:
20% — песок натуральный из створа;
20% — песок из карьера.

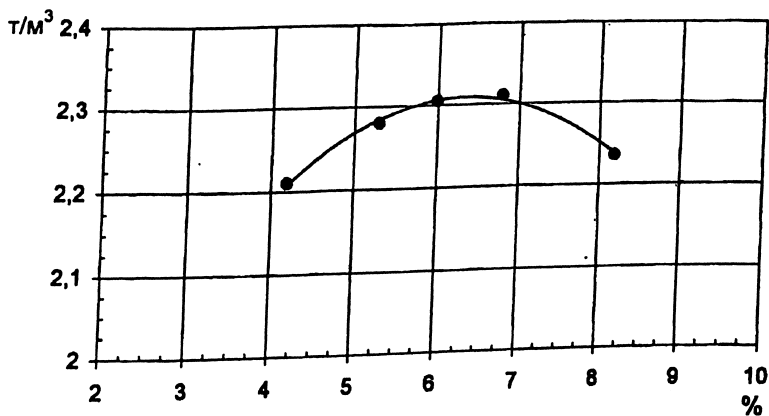


Рис. 2. Кривая связи плотности и влажности грунтоцемента.

$[R]_{28} = 4,0$ МПа, что близко к полученным результатам. Кроме того, исследовалось увеличение прочности образцов во времени. На рис. 3 представлены кривые изменения во времени прочности образцов грунтоцемента при содержании цемента 80 – 110 кг/м³.

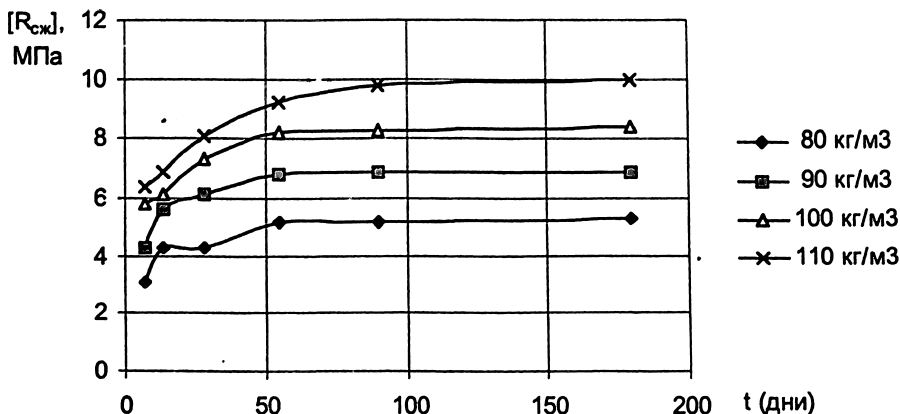


Рис. 3. Кривые изменения прочности грунтоцемента во времени.

Исследование деформационных свойств грунтоцемента проводилось с целью определения зависимости модулей упругости и деформации от процентного содержания в материале фракций 0–5 и 5–40 мм. Одновременно определялась и прочность образцов в возрасте 28 дней. Опыты проводились на образцах четырех разновидностей материала, в которых содержание фракции 0–5 мм (мелкозема) составляло 25, 35, 45 и 55% от веса заполнителя. Опыты проводились также на образцах диаметром 160 мм и высотой 320 мм. Типичная кривая $\sigma - \epsilon$ представлена на рис. 4, полученная при испытании образца, содержащего 45% мелкозема, а в табл. 1 даны результаты испытаний.

Как видно из рис. 3, линия связи $\sigma - \epsilon$ обладает значительной кривизной и, по всей видимости, грунтоцементы обладают значительными пластическими свойствами. Деформационные свойства грунтоцемента следует описывать двумя модулями: модулем упругости (E_y), соответствующим начальному участку нагружения материала, и модулем деформации (E_d). В принципе в расчетах плотин из грунтоцементных материалов следует учитывать зависимость модуля деформации от напряжений, а также его изменение во времени под влиянием процессов старения и ползучести.

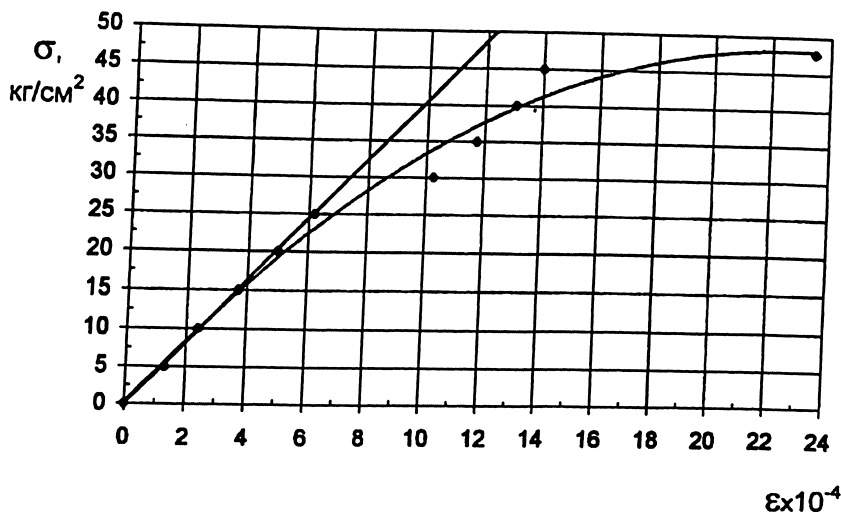


Рис. 4. Кривая связи напряжений и деформации.

Из табл. 1 следует, что наименьшей деформируемостью и наибольшей прочностью обладает грунтоцемент с содержанием мелкозема 35%.

Таблица 1

№ п/п	Содержание цемента, кг/м^3	Влажность, %	Содержание фракции, 0–5 мм, %	Содержание фракции, 5–40 мм, %	Модуль упругости E_y , $\times 10^3$ МПа	Модуль деформации E_d , $\times 10^3$ МПа	Прочность на сжатие R_{28} , МПа
1	100	7	25	75	10,20	1,48	3,95
2	100	7	35	65	28,40	4,60	9,72
3	100	7	45	55	4,20	2,32	4,77
4	100	7	55	45	7,20	1,90	4,77

Фильтрационные испытания материала проводились в лабораторных условиях на образцах высотой 120 мм, диаметром 100 мм, предварительно насыщенных при давлении 0,3 бара. Исследования проводились при напоре, равном 20 м. В образцах варьировалось содержание мелкозема, а содержание цемента оставалось одинаковым. В таблице 2 даются средние (по двум образцам) значения коэффициентов фильтрации, полученные в испытаниях.

Таблица 2

№ п/п	Содержание цемента, кг/м ³	Содержание фракции 0–5 мм, %	Содержание фракции 5–40 мм, %	Градиент I, —	Коэффициент фильтрации K, ×10 ⁻⁷ см/с
1	100	35	65	166,6	6,75
2	100	45	55	166,6	4,23
3	100	55	45	166,6	3,64

Как видно из таблицы, для заданных грансоставов с увеличением содержания мелкозема происходит уменьшение коэффициента фильтрации, что вполне естественно, так как при увеличении мелких фракций происходит уменьшение пустотности (пористости) материала. Дополнительно были проведены опыты с образцами грунтоцемента, содержащими 55% мелкозема, но 200 кг/м³ цемента. Эти опыты показали, что с увеличением содержания цемента коэффициент фильтрации составил в среднем $4,82 \cdot 10^{-8}$ см/с, что практически на порядок меньше результатов третьей строки таблицы 2. Этот результат указывает на то, что данный состав грунтоцемента может быть использован для укладки в зону напорной грани плотины, то есть практически (с точки зрения водонепроницаемости) он может заменить обычный (вибрированный) бетон низких марок.

ЛИТЕРАТУРА

1. **Строительство плотин из укатанного бетона.** Сб.: «Энергетика и электрификация». Вып. 9. М.: 1998.
2. **Sixteenth Congress on Large Dams.** Q 62. V.3. San Francisco. 1988.
3. **Roller Compacted Concrete Dams.** Proc. Intern. Symp. Held in Santander. V1, V2. 1201 p.
4. **Large Dams in China. A Fifty-Year Review** (Jiazheng Pan, Jing He). China Water Power Press, Beijing-2000. 1136 p.
5. **Bencheikh L., Tayae M., Jafrane S., Lahlon K.** Barrage Ain al Koreima en Béton Compacté au Rouleau, à Base d'Alluvions Naturelles. Conception et Composition du Béton. Sixteenth Congress on Large Dams. San Francisco. 1988. Q 62, V.3, pp. 613–633.

ПРОНИЦАЕМОСТЬ УКАТАННОГО БЕТОНА И МЕЖСЛОЙНЫХ ШВОВ

*Гольдин А.Л., доктор техн. наук,
Белаид М., инженер (ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева)*

Широкое использование укатанных бетонов в гидротехническом строительстве отмечается в настоящее время повсеместно в мировой практике, о чем свидетельствуют труды ряда конгрессов по большим плотинам и специальных конференций. Как известно, основными проблемами при использовании укатанного бетона являются проблемы подбора грансостава заполнителя при минимизации содержания цемента в смеси и при сохранении высоких прочностных и низких деформационных свойств получаемых бетонов, регулирования температурного режима бетонных блоков и монолитности бетонной кладки. Последняя проблема связана с необходимостью получения межслойных швов, обладающих высоким сцеплением и малой водопроницаемостью.

При создании гидроузлов водохозяйственного назначения с плотинами высотой 20 – 50 м характерно использование в качестве заполнителя естественных аллювиальных отложений, гранулометрический состав (грансостав) которых представлен широким спектром разнозернистого материала. Как показали лабораторные исследования коэффициента фильтрации укатанного бетона, его проницаемость в основном определяется грансоставом заполнителя и содержанием цемента, обуславливающими пустотность бетонной смеси. Опытами установлено, что при содержании мелкозема (0 – 5 мм) 55% и содержании цемента 200 кг/м³ средний коэффициент фильтрации испытанных образцов составлял $4,82 \cdot 10^{-8}$ см/с.

Проницаемость слоев в укатанном бетоне определялась лабораторным путем на образцах высотой 12 см и диаметром 10 см, выбуренных из участков на опытном полигоне. Опыты проводились при напоре 25 м с предварительным насыщением образцов в течение трех суток под давлением 0,3 бара.

Программа экспериментальных исследований предусматривала изучение проницаемости швов в зависимости от времени укладки верхнего слоя на нижний слой и характера подготовки поверхности нижнего слоя перед укладкой верхнего. Одновременно с определением проницаемости слоя определялась его прочность на растяжение. Одним из способов определения прочности на растяжение межслойных швов является так называемый «бразильский» метод,

связанный с определением конкретных характеристик путем раскалывания цилиндрических образцов сжатием по боковым образующим при сжимающем усилии вдоль шва. При проводимых исследованиях прочность швов на растяжение определялась по этому методу. Следует отметить, что «бразильский» метод, как правило, не используется в отечественной практике определения прочностных свойств бетонов. Прочность образцов со швами по конкретной методике исследовалась для бетонов в возрасте 28 дней.

Изучение зависимости проницаемости швов от времени укладки проводилось для двух вариантов:

время укладки следующего слоя на предыдущий составляет 30 часов, что позволяет цементу в бетоне предыдущего слоя полностью схватиться (так называемый «холодный шов»);

время укладки следующего слоя на предыдущий составляет 4 часа, при этом цемент в предыдущем слое еще не успел полностью схватиться (так называемый «горячий шов»).

Рассматривались три варианта состояния поверхности контакта между слоями:

контакт между слоями без очистки;

контакт между слоями с очисткой водой и воздухом;

заливка поверхности контакта слоем цементного раствора 4 – 6 мм.

В таблице приводятся результаты определения коэффициента фильтрации для образцов с холодным и горячим швами для разных вариантов подготовки поверхности контакта. Даны средние значения коэффициента фильтрации по трем испытанным образцам каждого типа.

Таблица

Тип шва по времени укладки слоев Тип шва по способу подготовки контактной поверхности	Холодный шов K_f , см/с	Горячий шов $K_{ср}$, см/с
без очистки контактных поверхностей	$1,27 \cdot 10^{-7}$	$3,6 \cdot 10^{-8}$
с очисткой контакта водой и воздухом	$9,7 \cdot 10^{-8}$	$2,0 \cdot 10^{-8}$
с заливкой поверхности контакта цементным раствором	$5,8 \cdot 10^{-8}$	$2,9 \cdot 10^{-8}$

Как следует из результатов исследований, проницаемость шва практически не отличается от проницаемости сплошных образцов укатанного бетона, за исключением холодного шва без очистки контактных поверхностей. Причем горячий шов предпочтительнее холодного.

Прочность на растяжение швов определялась «бразильским» методом на образцах-цилиндрах высотой 32 см и диаметром 16 см. Время укладки второй половины образца - 70 часов. Исследовались образцы с двумя типами подготовки швов - без очистки контактной поверхности и с заливкой поверхности контакта цементным раствором. В результате исследований установлено, что средняя прочность на растяжение образцов со швами в возрасте 28 суток составляла: для образцов с контактным швом без очистки - 8,58 кг/см², с контактным швом, залитым цементным раствором - 12,21 кг/см². Это весьма высокие показатели прочности на растяжение, соответствующие по СНиП 2.06.08-87 расчетным сопротивлением для предельных состояний первой группы классам бетона В15 - В30. Однако можно предположить, что «бразильский» метод дает завышенные показатели прочности бетона на растяжение по сравнению с результатами традиционного метода испытаний по разрыву образцов.

Выводы

При такой проницаемости швов и их высокой прочности на растяжение для плотин с низким и средним напором можно отказаться от специальных мероприятий при конструировании напорной грани плотины, например от литых бетонов в напорной зоне, устройств гидроизоляционных экранов и т.д.

ОЦЕНКА НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ВЕРХНЕЙ ГОЛОВЫ ПАВЛОВСКОГО ШЛЮЗА

*Ильин Ю.А., Михайлов О.В., Рубин О.Д., кандидаты техн. наук,
Ивонтьев А.В., Лгалов В.В., инженеры (ОАО «НИИЭС»)*

Особенности конструкции верхней головы Павловского шлюза

Павловский гидроузел расположен на р. Уфе в 120 км выше по течению реки от г. Уфа (Республика Башкортостан). Проектные работы по гидроузелу выполнены Московским отделением института «Гидропроект».

Строительство гидроузла велось с 1950 по 1960 гг. В постоянную эксплуатацию шлюз введен в середине 1964 г.

В состав гидроузла входят: гидроэлектростанция совмещенного типа, однокамерный шлюз шахтного типа, правобережная глухая земляная плотина и левобережная ограждающая дамба.

Однокамерный судоходный шлюз, имеющий перепад между верхним и нижним бьефами, равный 33,0 м, явился на период строительства уникальным сооружением. Камера длиной 118,2 м и шириной 15,0 м разделена по длине на четыре секции температурно-осадочными швами. Длина каждой секции составляет 24,33 м. Толщина днища по оси шлюза составляет 5,0 м.

Левая стенка камеры в зоне секций №№2 — 4, совмещенная с монтажным блоком ГЭС, представляет собой контрфорсную конструкцию. Правая стенка, более массивная, примыкает к русловой земляной плотине. На расстоянии 5,0 м от начала секции №2 проходит ось поворотного автодорожного моста.

Секция №1 и верхняя голова шлюза (ВГШ) расположены на одной фундаментной плите толщиной 12,0 м с заложением на отм. 93,0 м. Секция отделена от ВГШ швом-надрезом, заканчивающимся на отм. 110,0 м, т.е. на 5,0 м выше отметки верха днища. Протяженность ВГШ составляет 34,17 м.

Массивные стенки-устои ВГШ имеют высоту 38,0 м и толщину 12,0 м. Водозабор осуществляется на отм. 128,0 м, на расстоянии 12,0 м от начала ВГШ. В теле устоев выполнены водопроводные галереи, оси которых вертикально опускаются в толщу фундаментной плиты до отм. 99,7 м, соответствующей оси водоводов. Галереи наполнения шлюза имеют аварийно-ремонтные затворы, расположенные на отм. 128,0 м, и рабочие затворы, расположенные на отм 98,0 м.

Запроектированная как шлюз-водосброс конструкция ВГШ имеет стенку падения высотой 23,0 м и толщиной 6,0 м, расположенную в первой трети. Уширенная на отм. 128,0 м до 11,5 м в сторону верхнего бьефа стенка падения служит основанием для рабочих и аварийно-ремонтных ворот. Рабочие подъемные механизмы ворот подняты на отм. 159,2 м с помощью трех арок толщиной 1,0 м, разрезанных по оси шлюза температурным швом (рис. на цветной вкладке).

Проектная марка бетона — «М 200», В-8, МРЗ 100. Армирование осуществлено арматурными стержнями (сталь марки Ст.3) диаметром 60-30 мм в тыловом поясе и 45 — 20 мм в лицевом поясе с пределом текучести арматуры для диаметров до 40 мм — 2700 кгс/см² и для диаметров свыше 40 мм — 2500 кгс/см².

Бетонирование конструкций шлюза велось с перерывами на протяжении 4-х лет с 1955 г. по 1960 г. Значительная часть блоков бетонировалась в зимнее время. В процессе строительства часто про-

исходили замены составов бетона. При изготовлении смесей были применены следующие цементы: портландцемент, пуццолановый, глиноземистый, шлакопортландцемент заводов Вольской и Новороссийской групп, а также Амвросиевского, Сенгелеевского, Стерлитамакского и других заводов. Нередко производились замены заменяемой при строительстве арматуры.

Основанием шлюза служат трещиноватые известняки, в толще которых встречаются карстовые полости. Для предотвращения возможной фильтрации из верхнего бьефа была выполнена цементационная завеса.

Нормальный подпорный горизонт (НПГ) в водохранилище составляет 140,0 м, форсированный — 142,0 м. Минимальный судоходный горизонт составляет 138,0 м. Сработка водохранилища в зимний период происходит до отм. 130,0 м, однако зафиксированы случаи снижения уровня верхнего бьефа до отм. 128,65 м.

Как видно из описания сооружения, основной особенностью конструкции ВГШ и секции №1 является наличие трех участков, имеющих различную деформативность и расположенных на общей фундаментной плите:

участок ВГШ со стороны верхнего бьефа, в зоне примыкания устоев к стенке падения;

участок ВГШ между стенкой падения и секцией №1, имеющий повышенную деформативность;

секция №1, усиленная в 1975 году установкой дополнительной арматуры и распорками из металлических форм.

При этом, и верхняя голова шлюза и секция №1 вынесены в сторону водохранилища на 58,5 м и примыкают к земляной русловой плотине только правыми стенками. Это определяет различный характер взаимодействия сооружения с основанием, окружающей водой и водонасыщенным грунтом, особенно при сезонном воздействии низких температур окружающего воздуха в зимний период. Вода создает горизонтальные, вертикальные (взвешивающие) и фильтрационные длительные нагрузки, а также оказывает динамические и вибрационные воздействия, возникающие при движении воды с большими скоростями.

Еще одной особенностью является то, что выдвигание ВГШ в сторону верхнего бьефа, при наличии односторонней обратной засыпки вдоль правого устоя (земляной плотины), приводит в зимнее время при сработке водохранилища к возникновению односторонней ледовой нагрузки (отпора), действующей на левый устой.

Конструктивными особенностями ВГШ являются также: наличие ослабленных сечений в теле устоев. Таким ослаблением являются проемы для хранения противовесов в зоне пазов аварийно-ремонтных ворот и водопроводящий тракт системы наполнения камеры;

наличие продольного зуба с внешней стороны правого устоя на отм. 105,0 м, который способствует возникновению вертикальной пригружающей силы от действия грунта на правый устой.

Все эти особенности и определяют, в основном, напряженно-деформированное состояние ВГШ.

Анализ данных натуральных исследований

С 1967 г. на шлюзе выполняются регулярные наблюдения за поведением и состоянием конструкций. При этом проводится нивелировка высотных марок и ведутся створные наблюдения по маркам и шелемерам, а также по дистанционной аппаратуре, установленной в шлюзе позднее в процессе эксплуатации.

Анализируя материалы обследований внешней поверхности ВГШ, полученные по высотным маркам, расположенным на ВГШ, на основании геодезических наблюдений и по шелемерам, можно отметить следующее:

1. Оголовок стенки падения со стороны камеры разрушен. Рабочая арматура по всей длине оголена и подвергается коррозии, в том числе в зонах сопряжения с устоями.

2. По всей высоте устоев в зоне сопряжения стенки падения с устоями было зафиксировано просачивания воды по контактной зоне, что свидетельствовало о наличии вертикальной трещины в бетоне, проходящей по угловой зоне контакта стенки падения с поверхностью устоев.

3. Осмотр устоев ВГШ позволил выявить следующие дефекты: на правом устое раскрывается трещина, проходящая по пазу рабочих ворот (поперек потока), и трещина, проходящая по устою (вдоль потока).

4. Дополнительно установленные в 1995 году на устоях марки позволили установить, что в зоне пазов рабочих ворот обоих устоев находится «точка» перегиба. Прямая, построенная по значениям осадок в этих местах, резко меняет свое направление, что подтверждает наличие здесь сквозной трещины, пересекающей оба устоя.

Эти выводы также подтверждаются данными шелемеров №№ 15 и 15 а, установленных в этом месте с двух сторон правого устоя ВГШ. Шелемеры позволяют фиксировать изменение ширины раскрытия трещины в зависимости от изменения сезонных температур и изменения уровня воды в камере.

5. Замеры значений осадок в режиме НБ-ВБ свидетельствуют, что при наполнении камеры шлюза осадки правого устоя ВГШ увеличиваются на $(0,2+0,5)$ мм, а осадки левого устоя уменьшаются на $(0,8+1,0)$ мм. Такое изменение осадок возможно только при общем смещении устоев в сторону земляной плотины.

6. Наряду с общим смещением устоев необходимо отметить наметившуюся тенденцию к некоторому подъему ВГШ со стороны ВБ. Этому способствует наличие постоянно действующей на сооружение фронтальной нагрузки от воды и льда. При этом правый устой поднимается медленнее, чем левый.

7. Наблюдения, проводившиеся на шве арки по шелемеру №5 (отм. 160,0 м) в течение длительного времени (более 33 лет), показали, что раскрытие шва арки верхней головы носит сезонный характер (рис. 1). Устойчиво обозначаются три сезонных периода раскрытия шва:

зимний, начинающийся в декабре и продолжающийся до весеннего подъема воды в водохранилище. В этот период происходит сработка водохранилища, уровень воды падает, давление воды на устои верхней головы (при опорожненной камере) снижается и несмотря на то, что внутри камеры отрицательные температуры изгибают стенки камеры внутрь, раскрытие шва увеличивается достигая наибольшей величины;

весенне-осенний — наполнение водохранилища и действие положительных температур приводят к уменьшению раскрытия шва. Далее происходит постепенный прогрев бетонного массива, ширина раскрытия шва арки продолжает медленно уменьшаться вплоть до наступления осени;

осенне-зимний, когда температура воздуха падает и арки начинают сходить. При этом, ширина раскрытия шва достигает своего минимального значения.

Динамику приращения максимального раскрытия шва можно понять, сравнив интенсивности раскрытия шва по трем характерным участкам (за период 1967 — 2000 гг.):

участок интенсивного приращения раскрытия шва (1967 — 1976 гг.). — 57 мм (~ 6,3мм/год)

пологий участок приращение раскрытия шва (1976 - 1980 гг.). — 11 мм (~ 2,7мм/год);

участок стабилизации, за 20 лет (1980 — 2000 гг.) приращение максимального раскрытия составило 0,8 мм (~ 0,04мм/год).

Остаточные деформации за период с 1967 по 1980 гг. дали дополнительно приращение ширины раскрытия шва ~ 35 мм (~ 2,7 мм/год), а с 1980 по 2000 гг. ~ 17 мм (~ 0,85 мм/год)

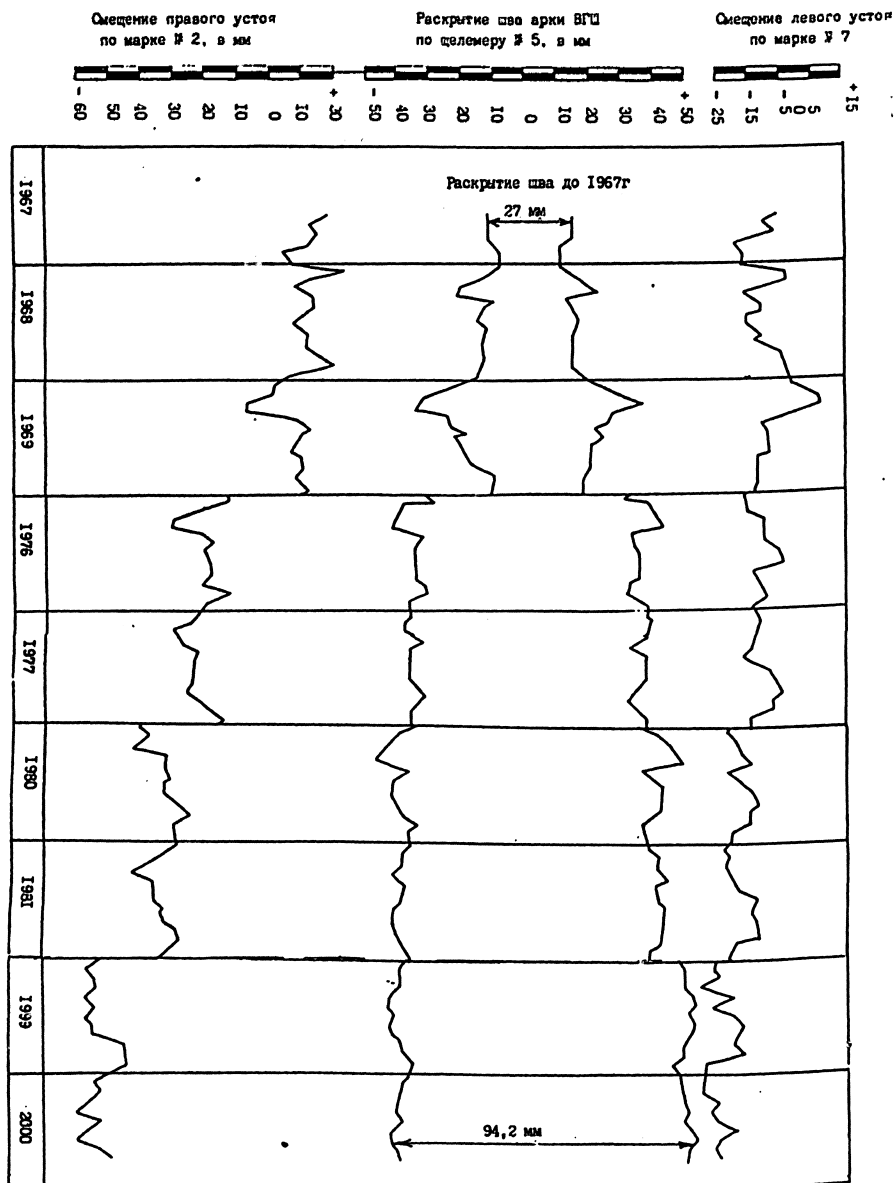


Рис. 1.

Таким образом, по результатам анализа многолетних наблюдений по щелемеру № 5 можно утверждать, что раскрытие шва арки постепенно стабилизируется, максимальное раскрытие шва арки за последние 20 лет увеличилось очень незначительно (всего на 0,8 мм), тем не менее остаточные деформации за этот же период составили ~ 17мм. Происходит уменьшение величины амплитуды перемещения арок.

Анализируя данные по напряжениям можно отметить, что все приборы одинаково реагируют на сезонные изменения температуры. Наибольшая величина растягивающих напряжений приходится на зимний период, а наименьшая - на летний. Величина амплитуды для вертикально расположенных армодинамометров (ПСАС) составляет от 22 до 46 МПа и для горизонтально расположенных от 23 до 47 МПа. При этом амплитуда напряжений в зоне пазов рабочих ворот выше, чем в зоне пазов аварийно-ремонтных ворот в 1,6+2 раза. Это также подтверждает наличие в зоне пазов рабочих ворот сквозной трещины.

Расчетные исследования верхней головы Павловского шлюза

Для решения поставленных в работе задач по расчетному определению напряженно-деформированного состояния железобетонного сооружения верхней головы шлюза были разработаны конечно-элементные расчетные модели, учитывающие данные натурных наблюдений и особенности грунтов основания. Расчетные исследования проводились численными методами в рамках современных вычислительных программных комплексов, используемых в ОАО «НИИЭС».

При проведении расчетных исследований ВГШ были рассмотрены пять основных случаев:

- восприятие сооружением нагрузки в летней период (вариант 1);
- восприятие сооружением нагрузки в зимний период (вариант 2);
- восприятие сооружением нагрузки в период с весны до осени (апрель – ноябрь) с деформируемым основанием (вариант 3);
- восприятие сооружением нагрузки в осенне-зимний период (ноябрь – декабрь) с деформируемым основанием (вариант 4);
- восприятие сооружением нагрузки в зимне-весенний период (декабрь – март) с деформируемым основанием (вариант 5).

На рис. 2. приведена схема нагрузок на ВГШ.

Выбор первых двух случаев был обусловлен необходимостью моделирования сезонных перемещений верха устоев ВГШ и определения тенденции в направлении этих перемещений.

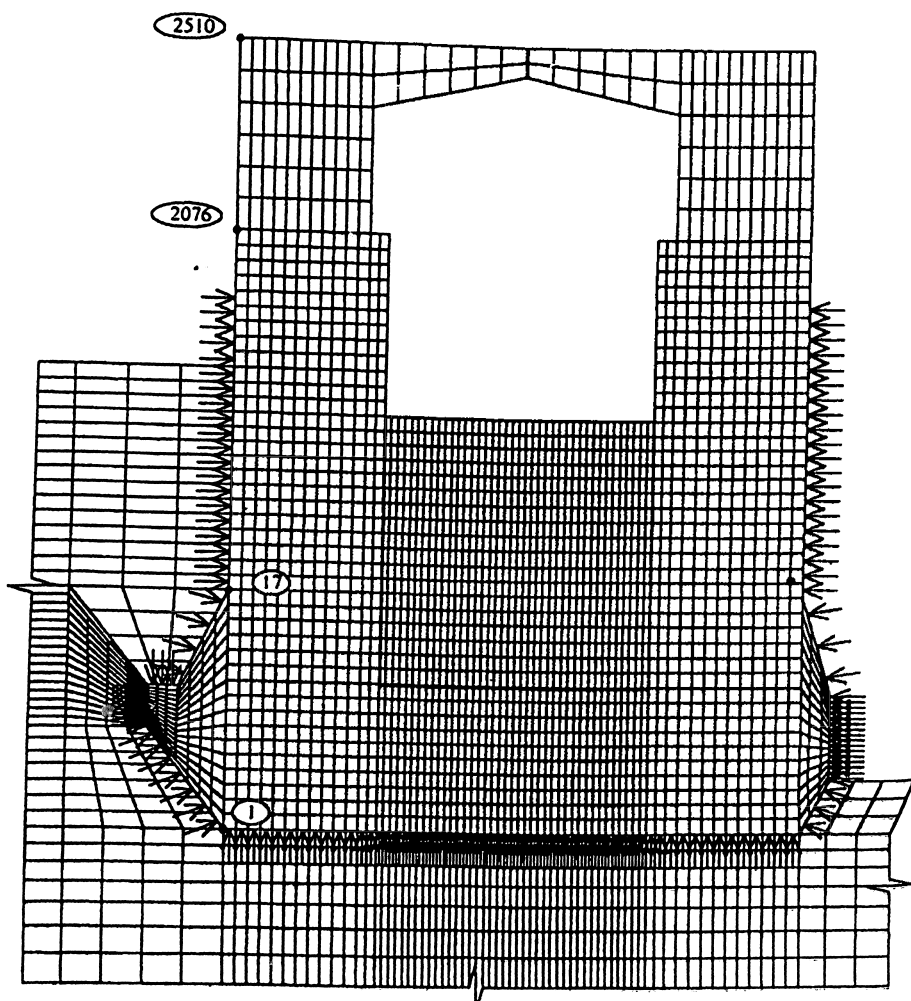


Рис. 2. Схема нагрузок на ВГШ.

В результате расчетов было установлено следующее:

в летний период устои ВГШ смещаются в сторону здания ГЭС (влево); при этом, наличие «зуба» в основании ВГШ (с правой стороны) сдерживает эти перемещения;

расположение ВГШ в зоне водохранилища приводит к изменению направления смещения устоев в зимнее время. В таблице приведены величины полученных перемещений.

Образующийся в водохранилище лед создает отпор для устоев ВГШ и вызывает их смещение в сторону земляной плотины (рис. 3).

Вариант 1

№ узла	Δ_x , мм	Δ_y , мм
2510	2,5	-3,9
2076	1,7	-4,0
17	1,5	-3,5
1	1,0	-2,9

Вариант 2

№ узла	Δ_x , мм	Δ_y , мм
2510	-0,3	-19,3
2076	3,9	-19,3
17	10,9	-19,1
1	16,0	-18,7

Вариант 3

№ узла	Δ_x , мм	Δ_y , мм
2510	-50,1	-124
2076	-33,1	-124
17	-1,1	-123,6
1	20,3	-123,2

Вариант 4

№ узла	Δ_x , мм	Δ_y , мм
2510	-67,2	-122,2
2076	-46,5	-122,2
17	-7,5	-121,9
1	18,8	-121,5

Вариант 5

№ узла	Δ_x , мм	Δ_y , мм
2510	-35,2	-96,4
2076	-25,3	-96,4
17	-6,7	-96,1
1	5,6	-95,6

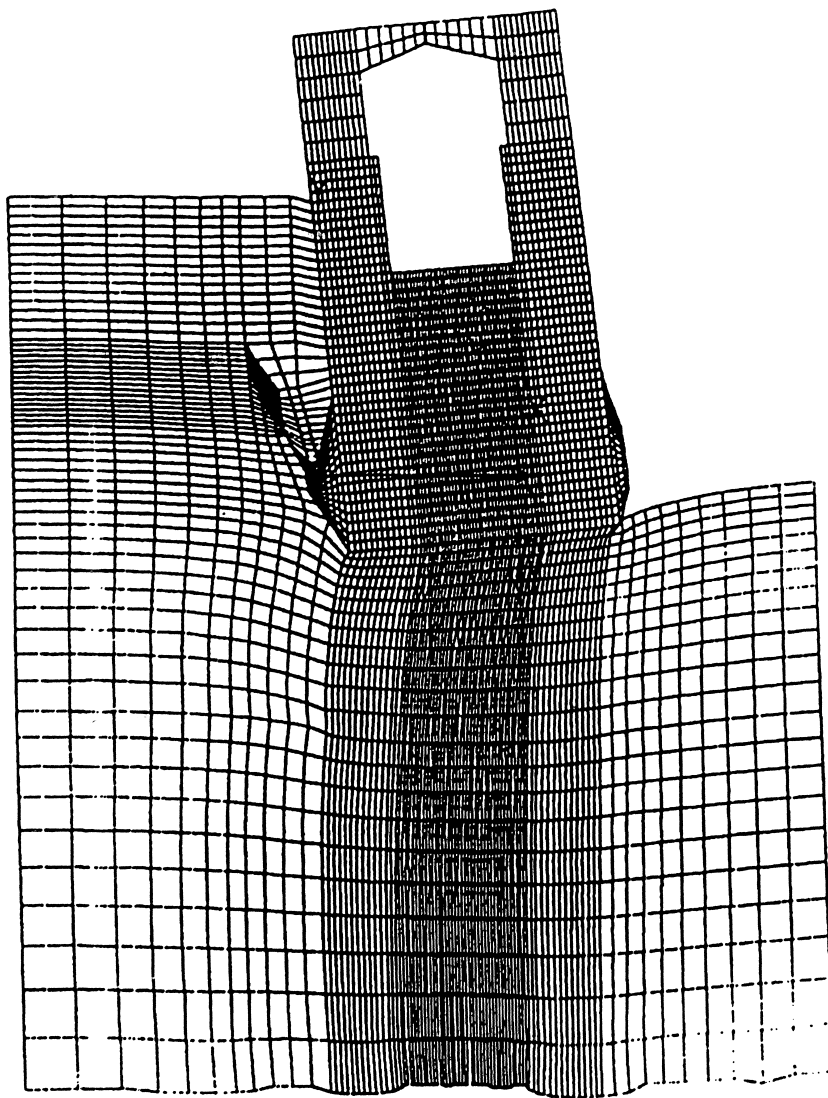


Рис. 3. Результаты расчета ВГШ в зимний период.

Необходимо отметить, что величина этих перемещений незначительна.

Выбор остальных расчетных случаев был вызван наличием натурных данных по шелемерам, свидетельствующих о смещении устоев ВГШ в сторону земляной плотины на величину до 60,0 мм, и данных по осадкам сооружения.

Кроме этого было учтено следующие:

возможность уплотнения насыпного грунта земляной плотины в результате навала устоев ВГШ;

наличие карстовых включений в скальном массиве основания;

наличие некоторого слоя скального массива в основании шлюза, имеющего повышенную деформативность вследствие его «разгрузки» при разработке котлована. О наличии таких зон свидетельствуют данные, полученные для гидротехнических сооружений, расположенных на скальном основании (Братская ГЭС, Саяно - Шушенская ГЭС, Усть-Илимская ГЭС);

промерзание грунта земляной плотины в зимней период на глубину 2 м;

сработка водохранилища в зимний период и его наполнение весной — летом.

Данные перемещений правого устоя для трех случаев (варианты 3 — 5) также приведены в таблице.

Выводы.

1. Воздействие воды и давления льда зимой на левый устой со стороны водохранилища и одностороннее действие нагрузки от веса грунта на правый приводят к повороту головы шлюза в сторону земляной плотины, которое происходит, как показали расчеты, в том числе и за счет неравномерной осадки основания. Таким образом, верхняя голова шлюза как бы наваливается на земляную плотину.

2. Постепенная стабилизация перемещений как стен камеры, так и верхней головы шлюза указывает, что за время эксплуатации сооружения произошло уплотнение грунта земляной плотины и основания.

3. Основное влияние сегодня на величину деформации шва оказывает колебание устоев при изменении уровня воды в камере и сезонном изменении температуры. Кроме этого, можно предположить, что на раскрытие шва трещин в бетоне устоев могут влиять и такие факторы, как набухание бетона от постоянного действия воды и наличие льда в водопроводных галереях и приямках для противовесов в зимнее время.

НОВЫЙ ВЫСОКОСТОЙКИЙ ДОЛГОВЕЧНЫЙ МАТЕРИАЛ МНОГОЦЕЛЕВОГО НАЗНАЧЕНИЯ (РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЙ)

*Затворницкая Т.А., кандидат техн. наук (ОАО «НИИЭС»), Колдаев А.Б.,
кандидат техн. наук (Научно-промышленная компания «Техно-М»)*

Применяемые в настоящее время для отделки зданий природные камни (граниты, габбро, кварциты, базальты, мрамор и другие виды камня) при всех несомненных преимуществах имеют ряд недостатков: неоднородную полиминеральную структуру, ограниченную цветовую окраску, кроме того, граниты имеют повышенную радиоактивность. Содержащийся в природных камнях радиоактивный газ — радон вызывает образование в породах вторичных высокоактивных твердых радиоизотопов цезия, калия, радия, тория, попадание мелких частиц которых внутрь человеческого организма способно нанести серьезный вред здоровью даже в небольших дозах. Как показывают современные исследования, в естественных породах, таких как гранит, габбро, кварцит и других, даже внутри одного и того же месторождения радиоактивность камня распределена очень неравномерно, слоями, что делает весьма вероятным случайное попадание радиоактивных материалов в ежедневный обиход человека. Природный камень, добытый с одного месторождения, имеет строго определенную цветовую гамму, структуру, и цвет поверхности камня, как правило, тоже имеет только один тип, характерный для данного конкретного месторождения. Для получения необходимой полной цветовой палитры отделочных материалов при строительстве используют природные камни различных месторождений как из России, так и импортные. При всем богатстве запасов природных отделочных камней в России сложность и высокая стоимость разработки и транспортировки камня с новых месторождений делает недоступными использование природных каменных материалов с новыми цветами по чисто экономическим причинам. Применение мрамора ограничено в отечественном климате его низкой стойкостью к воздействию атмосферных осадков и окружающей среды. Таким образом, принимая во внимание рост объемов возводимых зданий, получение каменного материала, по физико-химическим свойствам идентичного граниту или превосходящего его, с широкой гаммой выбора возможных цветов и оттенков, равномерно окрашенного, нерадиоактивного является актуальной задачей.

Использование созданных в России материалов-аналогов взамен природного камня в строительстве имеет достаточно давнюю историю. Не принимая во внимание такие классические заменители природного камня, как кирпич, различные бетонные изделия и керамическую плитку, необходимо отметить материал «гранокрит», разработанный и применявшийся в 70-х годах 20 века, материал «сигран» использовавшийся в 80-х годах. К более современным разработкам можно отнести материалы «стеклокремнезит», «экстрагранит», «кремнелит». Данные материалы стеклокристаллического типа получают спеканием стеклянных порошков или гранул с минеральными компонентами, чаще всего силикатным песком. При этом материалы такого типа имеют структуру поверхности окрашенного стекла, а не природного камня.

Как показали исследования, в природных условиях в поверхностных слоях земной коры не образуются оптимальные режимы кристаллизации магмы, а формирующиеся породы, к которым относятся натуральные отделочные камни (граниты, диариты, лабрадориты и др.) имеют неоднородный состав и структуру, нестабильные свойства. Поэтому способ получения отделочного материала методом каменного литья воспроизводит природные условия кристаллизации изверженных каменных пород при оптимальных условиях (температуре и давлении) и требуемом составе материала, что позволяет получать заранее заданный цвет и структуру камня. Получаемый таким образом материал является полностью кристаллическим и не содержит каких-либо искусственных химических соединений и веществ. Сырьевой основой для получения отделочного материала методом каменного литья являются только природные минералы: песок, доломит, мел.

Разработанная технология позволяет получать отделочный материал уникальной структуры и цвета, как аналогичных природным материалам, так и оригинальных, не встречающихся в природе. Литой камень, не содержащий специальных минеральных красителей, имеет снежно-белый цвет, что позволяет успешно использовать такой материал для изготовления скульптур, статуй, элементов декора зданий. Возможность изменения цвета материала путем варьирования количества вводимого красителя и изменения степени гомогенизации окрашивающего компонента в основном материале, использование смешанных красителей позволяет добиться чрезвычайно интересных цветовых и структурных композиций каменной поверхности. Поскольку получаемый литой камень является полностью кристаллическим и не содержит каких либо иных компонентов (химических

полимеров, цемента, стекла и так далее), структура поверхности камня имеет характерный для природных камней зернистый характер, при этом благодаря использованию специальных приемов может проводиться коррекция размеров зерен получаемого камня.

Был проведен комплекс исследований по определению таких свойств литого камня как: плотность, водопоглощение, прочность при сжатии в сухом и водонасыщенном состоянии, истираемость, сопротивление к ударным воздействиям, кислотостойкость, солеустойкость, морозостойкость и удельная эффективная активность естественных радионуклидов. Испытания проводились в лаборатории строительных материалов ОАО «НИИЭС» в соответствии с ГОСТ 30629-99 [2], свойства отделочных материалов оценивались в соответствии с требованиями для прочных пород природного камня по вновь введенному ГОСТ 9479-98 [1]. В связи с тем, что к изверженным породам требования кислотостойкости не предъявляются, для оценки кислотостойкости каменного литья использовалась методика по ГОСТ 473-81 [3]. Таким образом оценивалась потеря прочности материала на сжатие после 10 циклов кондиционирования образцов материала в концентрированной серной кислоте. Сопротивление материала к ударным воздействиям определялось на копре Педжа по методике ГОСТ 30629-99 [2] для получения корректного сопоставления данной характеристики с другими известным видам отделочных камней.

Полученные результаты испытаний свойств образцов каменного литья в сравнении со свойствами природных камней: габбро, гранитов, мрамора и доломита представлены на рисунках 1 – 8. Как видно из этих данных, средняя плотность образцов литого камня составила 2660 кг/м³ при незначительном водопоглощении — 0,39%. По величине прочности при сжатии, достигающей 345 МПа, этот материал можно отнести к высокопрочным каменным породам, причем значительно выше требований стандарта — 120 МПа. Истираемость находится в пределах 0,5 – 0,6 г/см², что отвечает требованиям к материалам, применяемым для мощения, полов и лестниц при значительной и весьма значительной интенсивности механического воздействия.

При испытании на солестойкость образцы не потеряли своей массы и не снизили прочности на сжатие после 10 циклов воздействия раствором сернокислого натрия; это позволяет рекомендовать каменное литье в качестве цокольной облицовки, соприкасающейся с грунтом, либо для облицовки бассейнов с сульфатной или морской водой. При воздействии другого агрессивного компонен-



Рис. 1. Средняя плотность камня. ГОСТ 9479-98 требования по плотности камня не устанавливает.

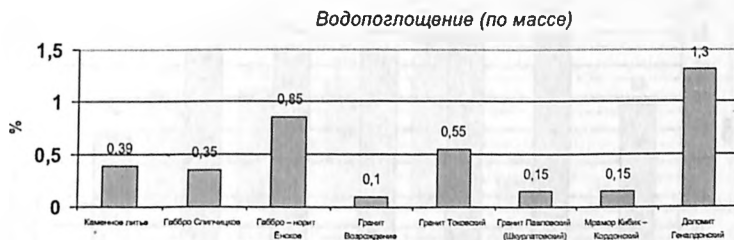


Рис. 2. Водопоглощение камня (по массе). Требования ГОСТ 9479-98 для прочных пород: не более 0,75%.



Рис. 3. Прочность при сжатии камня в сухом состоянии. Требования ГОСТ 9479-98 для прочных пород: не менее 120 МПа.



Рис. 4. Истираемость (потеря массы) камня. Требования ГОСТ 9479-98: при значительном воздействии - не более 0,5 г/см², при умеренном воздействии - не более 1,0 г/см².



Рис. 5. Сопротивление камня ударным воздействиям. Требования ГОСТ 9479-98 для прочных пород - не менее 50 см, для среднепрочных пород - не менее 40 см.



Рис. 6. Солестойкость (потеря массы) камня. Требования ГОСТ 9479-98: не более 5%.

Морозостойкость (без снижения прочности)

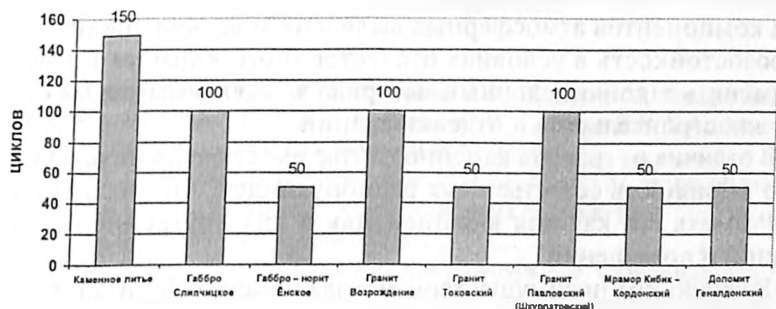


Рис. 7. Морозостойкость (без снижения прочности) камня. Требования ГОСТ 9479-98: в зависимости от климатических условий не менее 15; 25; 35; 50; 100; 150; 200 циклов.

Удельная эффективная активность естественных радионуклидов

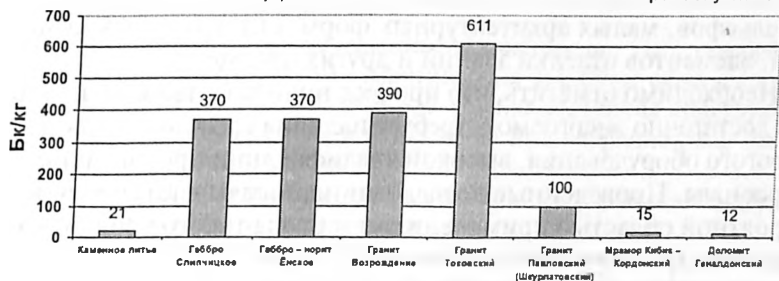


Рис. 8. Удельная эффективная активность естественных радионуклидов. Требования ГОСТ 9479-98: не более 370 Бк/кг для внутренней и наружной облицовки общественных зданий.

та — концентрированной серной кислоты — потеря прочности материала не превысила допустимой нормы — не более 7% согласно ГОСТ 473-81. Высокая стойкость каменного литья к кислотам необходима для кислотоупорных материалов, используемых для облицовки специальных резервуаров, труб, полов машинных залов ТЭС, ГЭС, АЭС и других помещений. Получаемый литым способом каменный материал также имеет хорошую морозостойкость: марка морозостойкости превышает F100, что отвечает высоким требованиям, предъявляемым к наружной облицовке. Следует отметить относительно большое снижение прочности на сжатие в мокром состоянии литого камня — до 225 МПа, однако собственно абсолютное значение прочности материала остается достаточно большим. Значение другой нормируемой межотраслевым стандартом [1] характеристики — сопротивление ударным воздействиям — у каменного литья находятся на уровне

природных камней. Высокая стойкость к воздействию агрессивных компонентов атмосферных выделений, весьма значительная морозостойкость в условиях отечественного климата позволяет применять такой отделочный материал во всех возможных способах для строительства и отделки зданий.

В отличие от гранита каменное литье имеет очень низкую удельную активность естественных радионуклидов, что позволяет использовать его как для внешней, так и для внутренней отделки зданий и помещений.

Важнейшим преимуществом метода каменного литья является возможность одновременного получения материала и формирования изделий из камня, в том числе сложных пространственных композиций с регулированием цвета, тона и структуры получаемых изделий. Это обстоятельство существенно снижает стоимость изготавливаемых таким образом объемных изделий из каменных материалов: барельефов, малых архитектурных форм, скульптурных композиций, элементов отделки зданий и других предметов.

Необходимо отметить, что процесс производства каменного литья достаточно энергоемок, требует наличия сложного и достаточно дорогого оборудования, высокой квалификации производственного персонала. Проведенные исследования показывают, что наиболее вероятной областью применения материала такого уровня, как каменное литье, является замещение импортных сортов природного камня особого класса и необычных расцветок.

Каменное литье по своим физико-химическим и декоративным свойствам может успешно применяться для изготовления внутренней и наружной облицовки зданий и сооружений, деталей мощения, архитектурно-строительных элементов, художественных изделий и скульптурных композиций. Соответствие каменного литья требованиям кислотоупорного материала позволяет использовать его в промышленном строительстве в условиях воздействия агрессивных кислот.

ЛИТЕРАТУРА

1. ГОСТ 9479-98. Блоки из горных пород для производства облицовочных, архитектурно-строительных, мемориальных и других изделий. Технические условия.
2. ГОСТ 30629-99. Материалы и изделия облицовочные из горных пород. Методы испытаний.
3. ГОСТ 473 - 81. «Изделия химически стойкие керамические».

СОДЕРЖАНИЕ

<i>Савич А.И., Бронштейн В.И., Сувилова А.В., Ильин М.М., Грошев М.Е., Бесстрашнов В.М., Стром А.Л., Козлов О.В., Семенов И.В.</i> Комплексный подход к оценке сейсмостойкости ТЭЦ	3
<i>Савич А.И., Козлов О.В., Степанов М.И., Ильин М.М.</i> Опыт обследования бетонных конструкций основных сооружений ТЭС методами неразрушающего контроля	15
<i>Бесстрашнов В.М., Годзиковская А.А., Стром А.Л.</i> Сейсмические условия участков размещения тепловых электрических станций Российской Федерации	24
<i>Седых Ю.Р., Семенов С.Н., Шаркунов С.В.</i> Определение критериев безопасности при обследовании бетонных и железобетонных конструкций теплоэлектростанций	27
<i>Шаркунов С.В.</i> Дефекты железобетонных несущих конструкций эксплуатирующихся ТЭС	39
<i>Лисичкин С.Е.</i> Повышение надежности конструкций ТЭС, имеющих контактные швы, с учетом сопротивления арматуры сдвигу	43
<i>Ильин Ю.А., Рубин О.Д., Лгалов В.В.</i> Оценка состояния конструкций под турбогенераторы и влияние на них вибрационных нагрузок	60
<i>Осоловский В. П.</i> Дымовые трубы тепловых электростанций, проблемы повышения их надежности	68
<i>Осоловский В.П.</i> Состояние эксплуатации, ремонта, внедрения новых технологий и материалов при реконструкции градирен	73
<i>Осоловский В. П.</i> Проблемы повышения эксплуатационного ресурса производственных зданий и сооружений энергопредприятий	83
<i>Затворницкая Т.А., Магитон А.С., Затворницкая А.О., Козлов Г.Н.</i> Новые эффективные материалы «ЭМАКО» для ремонта конструкций и сооружений тепловых электростанций	88
<i>Рубин О.Д., Талденкова Е.Н., Затворницкая А.О.</i> Предложение по использованию материала КОНСИЛ для теплоизоляции дымовых труб ТЭС	95
<i>Олимпиев Д.Н., Халюзов В.С., Щербина В.И.</i> Автоматизация работы по надзору за безопасностью зданий и сооружений ТЭС	100
<i>Колпачков Ю.М., Крапивина В. И.</i> Мероприятия по снижению затрат на строительство и эксплуатацию РЭС на крупных энергетических водозаборах	105
<i>Дмитриева И.Л., Микоц Л.М., Гурьевич Т.Б.</i> Оценка воздействия геотермальных электростанций на окружающую среду	111
<i>Микоц Л.М., Гурьевич Т.Б., Макаревич Т.Ф.</i> Водоем-охладитель Аргаяшской ТЭЦ: экологические проблемы и пути их решения	124
<i>Воловова Л.А., Красюк В.В., Балдин Н.Н., Таран О.Е.</i> Экологическая рыбозащита в системе технического водоснабжения крупных энергетических предприятий	130

<i>Гольдин А.Л., Белаид М.</i> Некоторые результаты изучения физико-механических свойств грунтоцементов	139
<i>Гольдин А.Л. Белаид М.</i> Проницаемость укатанного бетона и межслойных швов	145
<i>Ильин Ю.А., Михайлов О.В., Рубин О.Д., Ивонтьев А.В., Лгалов В.В.</i> Оценка напряженно-деформированного состояния верхней головы Павловского шлюза	147
<i>Заторницкая Т.А., Колдаев А.Б.</i> Новый высокостойкий долговечный материал многоцелевого назначения	158

ОАО «НИИЭС»

Лицензия ИД № 06483 от 19 декабря 2001 г.

Предлагает полный цикл изготовления печатной продукции (листовки, брошюры, буклеты, приглашения, папки, визитки) — разработка оригинал-макета, дизайн, сканирование графики, верстка, вывод пленок, офсетная печать.

Предлагает приобрести Научно-технический и производственный сборник «Безопасность энергетических сооружений» (БЭС) — вып. 2 – 8 по следующим расценкам:

№ 2 – 3	– 150 руб;
№ 4	– 120 руб;
№ 5	– 60 руб;
№ 6	– 120 руб;
№ 7	– 160 руб;
№ 8	– 90 руб.
№ 9	– 160 руб
№ 10	– 90 руб

Почтовые расходы (10% от стоимости заказа) и НДС (на научно-техническую литературу — 10% от стоимости заказа) просим включить в общую сумму.

Для получения указанных изданий следует:

перечислить необходимую сумму на наш расчетный счет

№ 40702810438210101135 в Краснопресненском ОСБ

№ 1569/01694 Сбербанк России, г. Москва.

Корреспондентский счет 30101810400000000225

БИК 044525225; ИНН 7733021533; ОКПО – 00113543;

ОКОНХ – 95120; КФС – 41,

направить письмо с перечнем заказываемой литературы и указанием почтового адреса, кодов ОКПО и ОКОНХ для оформления счета-фактуры, а также копию платежного поручения с отметкой банка.

Наш адрес: 123362, Москва, а/я 393, Строительный проезд, д. 7а

Телефон: (095) 493-51-32, 492-67-35; 492-21-51,

Факс (095) 493-64-29,

<http://www.niies.ru>

E-mail: niiesoao@mtu-net.ru

**Безопасность энергетических сооружений
Сборник**

**Научный редактор О.Б. Ляпин
Технический редактор Т.А. Григорьева
Оригинал-макет и компьютерная верстка А.Г. Мелихова**

**Подписано в печать 21.12. 2001
Формат 60x90/16. Гарнитура Таймс
Бумага офс. №1. Печать офсетная.
Объем 10,5 п.л. Тираж 1000 экз.**

**Лицензия ИД № 06483 от 19 декабря 2001 г.
ОАО «НИИЭС».
123362 г. Москва, Строительный проезд, д. 7а.**

**Заказ № 40.
Отпечатано в типографии ООО «ГЕО-ТЭК»
г. Красноармейск, Московской области.
Тел.: 254 97 27; 254 99 58, 584 16 23.**