

Расчетное обоснование технического решения по усилению железобетонного перекрытия машинного зала ГЭС

О.Д. Рубин¹, А.С. Антонов^{1,2}, С.Е. Лисичкин³, И.В. Баклыков¹,
Н.В. Бекин⁴, К.Е. Фролов⁵

¹ Филиал Проектно-изыскательского и научно-исследовательского института «Гидропроект им. С.Я. Жука» — Научно-исследовательский институт энергетических сооружений (Филиал «Институт Гидропроект» — «НИИЭС»), 125080, г. Москва, Волоколамское шоссе, д. 2;

² Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26;

³ Инженерный центр сооружений, конструкций и технологий в энергетике (ИЦ СКТЭ), 125364, г. Москва, ул. Свободы, д. 35;

⁴ Филиал ПАО «Федеральная гидрогенерирующая компания — РусГидро» — «Жигулевская ГЭС» (Филиал ПАО «РусГидро» — «Жигулевская ГЭС»), 445350, г. Жигулевск, Московское шоссе, д. 2;

⁵ ПАО «РусГидро», 127006, г. Москва, ул. Малая Дмитровка, д. 7

АННОТАЦИЯ

Введение. В связи с длительной эксплуатацией гидротехнических сооружений (ГТС), установкой существенных временных нагрузок, наличию знакопеременных воздействий на отдельные конструктивные элементы, возможно снижение несущей способности и прочности железобетонных конструкций. Одним из наиболее ответственных элементов является железобетонное перекрытие машинного зала. Представлены натурные и расчетные исследования, рассмотрены предложения по усилению конструкций внешним армированием.

Материалы и методы. Проведены анализ научно-технической документации, инструментальные исследования и визуальные обследования состояния конструкций, разработана пространственная математическая модель на основе метода конечных элементов. Осуществлены многовариантные нелинейные расчетные исследования фактического напряженно-деформированного состояния (НДС) конструкций.

Результаты. Визуальное и инструментальное обследование показало наличие трещинообразования на нижней грани железобетонного перекрытия машинного зала. Выполнено моделирование фактического состояния конструкций, по результатам расчетов предложена принципиальная схема усиления конструкций.

Выводы. В результате расчетных исследований НДС было подтверждено возникновение трещин на нижней грани железобетонного перекрытия машинного зала. При приложении на перекрытие временных технологических нагрузок возможно достижение предела текучести арматуры в отдельных зонах. Для обеспечения дальнейшей безопасной эксплуатации конструкций предложена принципиальная схема усиления, основанная на результатах расчетов НДС. Целесообразна разработка расчетно-аналитической системы, которая включает показания закладной контрольно-измерительной аппаратуры (КИА) и математические модели с регрессионными зависимостями. Данная связка модулей показала свою эффективность при разработке программно-аппаратного комплекса Загорской ГАЭС и позволяет прогнозировать изменение состояния конструкций при различных воздействиях.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: напряженно-деформированное состояние, трещинообразование, усиление железобетонного перекрытия, композитные материалы, расчетные исследования, метод конечных элементов

ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ: Рубин О.Д., Антонов А.С., Лисичкин С.Е., Баклыков И.В., Бекин Н.В., Фролов К.Е. Расчетное обоснование технического решения по усилению железобетонного перекрытия машинного зала ГЭС // Строительство: наука и образование. 2019. Т. 9. Вып. 1. Ст. 4. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2019.1.4

Estimated justification of technical decision on strengthening reinforced concrete machine hall floor

Oleg D. Rubin¹, Anton S. Antonov^{1,2}, Sergey E. Lisichkin³, Igor V. Baklykov¹,
Nikolay V. Bekin⁴, Kirill E. Frolov⁵

¹ Branch Design and survey and research Institute “Hydroproject named after S.Y. Zhuka” — “Research Institute of Energy Structures” (Branch “Institute Hydroproject” — NIIES), 2 Volokolamskoe shosse, Moscow, 125080, Russian Federation;

² Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation;

³ Engineering Center of Facilities, Structures and Technologies in Energy, 35 Freedom st., Moscow, 125364, Russian Federation;

⁴ Branch RusHydro — Zhigulevskaya HPP, 2 Moscow shosse, Zhigulevsk, 445350, Russian Federation;

⁵ RusHydro, 7 Malaya Dmitrovka st., Moscow, 127006, Russian Federation

ABSTRACT

Introduction. In connection with the long-term operation of hydraulic structures (HPP), the installation of significant temporary loads, the presence of alternating effects on individual structural elements, it is possible to reduce the carrying capacity and strength of reinforced concrete structures. One of the most crucial elements is the reinforced concrete overlap of the machine hall, the work presents field and design studies, a proposal to strengthen the structures with external reinforcement.

Materials and methods. The scientific and technical documentation was analyzed, instrumental studies and visual inspections of the state of the structures were carried out, and a 3D mathematical model was developed based on the finite element method. Multivariate non-linear computational studies of the actual stress-strain state of structures have been carried out.

Results. Conducted visual and instrumental examination showed the presence of cracking on the lower edge of the reinforced concrete floor of the machine room. The simulation of the actual state of the structures has been carried out; according to the results of calculations, a schematic diagram of the gain of structures has been proposed.

Conclusions. As a result of computational studies of stress-strain state, the occurrence of cracks on the lower edge of reinforced concrete floor of the machine hall was confirmed. When applying temporary technological loads to overlap, it is possible to achieve the yield strength of the reinforcement in certain zones. In order to ensure further safe operation of the structures, a conceptual amplification scheme based on the results of stress-strain state calculations has been proposed.

KEYWORDS: stress-strain state, crack floor, rebar of reinforced concrete floor, composite materials

FOR CITATION: Rubin O.D., Antonov A.S., Lisichkin S.E., Baklykov I.V., Bekin N.V., Frolov K.E. Estimated justification of technical decision on strengthening reinforced concrete machine hall floor. *Stroitel'stvo: nauka i obrazovanie* [Construction: Science and Education]. 2019; 9(1):4. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2019.1.4 (rus.).

ВВЕДЕНИЕ

В ходе визуального обследования конструкций железобетонного перекрытия машинного зала ГЭС на его нижней грани были обнаружены многочисленные трещины. В целях поддержания уровня безопасности конструкций железобетонного перекрытия проведены как инструментальный контроль, так и поверочные расчетные исследования.

Расчетные исследования показали, что при приложении технологических нагрузок на перекрытие в арматуре возникают растягивающие напряжения, превышающие предел текучести арматуры. На основе инструментального контроля, а также расчетных исследований сделан вывод о необходимости усиления перекрытия. Для усиления была выбрана технология внешнего армирования на основе композитных материалов. После введения в расчетные конечно-элементные модели усиления в виде ламелей из композитного материала напряжения в рабочей арматуре снизились, что позволило сделать вывод о достаточности выбранной технологии усиления.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

Усиление конструкций по технологии внешнего армирования (CFRP) устраняет ряд проблем, связанных с ухудшением состояния конструкций. Использование полимера, армированного углеродным волокном, увеличивает срок службы конструкций, сводя к минимуму требования к техническому обслуживанию [1–7].

Материалы из углепластика обладают хорошей жесткостью, высокой прочностью, низкой плотно-

стью, коррозионной стойкостью, виброустойчивостью, высокой предельной деформацией, высокой усталостной стойкостью и низкой теплопроводностью. Углеродно-армированный полимер (CFRP) используется для модернизации и ремонта дефектов конструкций, таких как мосты, здания и т.п. При усилении железобетонных элементов с помощью внешнего углепластика, связь между углепластиком и основным бетоном значительно влияет на несущую способность элемента.

Экспериментальные исследования для железобетонных балок с учетом опыта моделирования железобетонных конструкций гидросооружений для обоснования технологии систем внешнего армирования представлены в работах [8–20].

Применение метода конечных элементов широко распространено для определения фактического состояния напряженно-деформированного состояния (НДС) гидротехнических сооружений (ГТС) [21–25]. При современном развитии вычислительной техники возможно решение нелинейных задач и установление расчетным путем фактического расположения и раскрытия трещин в конструктивных элементах.

В связи с продолжительной эксплуатацией конструктивных элементы ГТС подвергаются различным нагрузкам, в том числе не рассматриваемым на стадии проекта. В связи с этим для ГТС целесообразна разработка систем аналогичных программно-аппаратному комплексу [26], позволяющих прогнозировать изменение состояния конструкций при различных воздействиях, при этом осуществлять постоянный контроль за изменением показаний контрольно-измерительной аппаратуры (КИА).

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

В 2006–2018 гг. были проведены обследования несущих конструкций перекрытий машинных залов на отм. 41,3 м в секциях 1–10 Жигулевской ГЭС. Выявлена ширина раскрытия трещин 0,2–0,4 мм при интенсивном характере трещинообразования (рис. 1).

Допустимые нагрузки на перекрытие машинного зала (отм. 41,3 м, секция № 10) представлены на рис. 2. В 2012 г. между гидроагрегатами № 19 и 20 устанавливалась траверса для совместной работы кранов. Опоры траверсы находились в зонах допустимой нагрузки 0,01 МПа (2 опоры) и 0,049 МПа (2 опоры). Фактически площадь опирания траверсы составила ~ 2 м² для четырех опор, при согласованной площади 17,116 м², нагрузка на одну опору эквивалентна 0,089 МПа, что превышает допустимое значение в 0,049 МПа. В 2016 г., временно в силу производственной необходимости, на перекрытии была расположена камера рабочего колеса весом 100 т, с эквивалентной нагрузкой 0,637 МПа. В зоне межсекционного шва между секциями № 9–10 организовано временное место установки ротора генератора с массой 837,5 т и эквивалентной нагрузкой 1,165 МПа (рис. 3). После проведения визуального и инструментального обследования плиты перекрытия машинного зала были обнаружены трещины в низовой грани (рис. 1).

С целью определения сформировавшегося НДС железобетонного перекрытия машинного зала были выполнены расчетные исследования секций № 1–10 с учетом выявленного характера трещинообразования. Результаты исследований позволили выделить секцию № 10, как наиболее подвержен-

ную трещинообразованию, ввиду приложения фактических нагрузок.

При разработке математической модели были учтены условия фактического опирания плиты перекрытия на стены здания ГЭС, отличные от жесткой заделки. Изучено влияние дополнительных опор в виде трех стальных колонн, расположенных в зоне временной опоры ротора. Установка данных конструкций изменила проектную расчетную схему работы плиты перекрытия на участке между стеной шахты генератора гидроагрегата № 19 и деформационным швом между секциями № 9 и 10.

На основе результатов расчетов НДС плит перекрытия машинного зала предложена принципиальная схема усиления железобетонных конструкций композитными материалами. Для проверки достаточности мероприятий по усилению откорректирована конечно-элементная модель и выполнены дополнительные исследования, обосновывающие предложенную схему усиления. Поэтапность расчетных исследований представлена в табл. 1.

1. На этапе 0 рассматривалось НДС на момент возведения конструкций.

2. На этапе 1 моделировалась проектная эксплуатация конструкций машинного зала ГЭС.

3. На этапе 2 рассматривалась установка ротора генератора на опору и его влияние на перекрытие, подтвержденные натурными обследованиями, происходило раскрытие трещин на низовой грани плиты перекрытия машинного зала.

4. На этапе 3 учитывались эксплуатационные нагрузки, дополнительно между гидроагрегатами № 19 и 20 установлена траверса весом 72,7 т для совместной работы кранов.

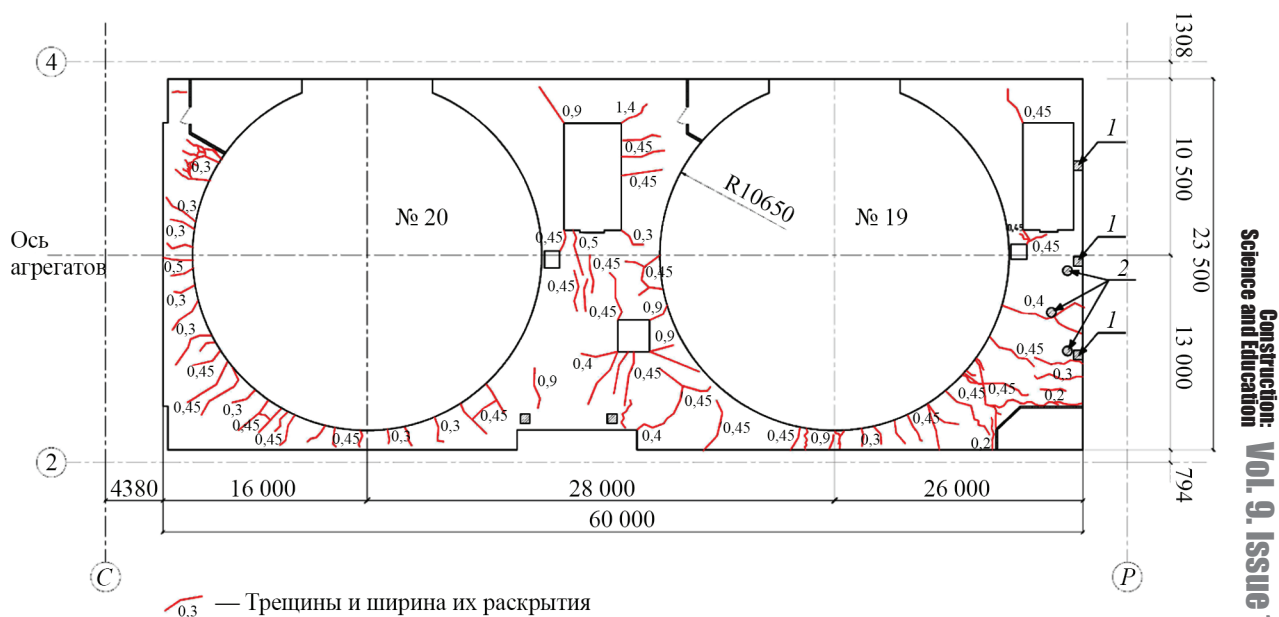


Рис. 1. Схема расположения трещин в перекрытии машинного зала отм. 41,3 м нижняя грань (секция № 10): 1 — проектные колонны; 2 — дополнительные стальные опоры

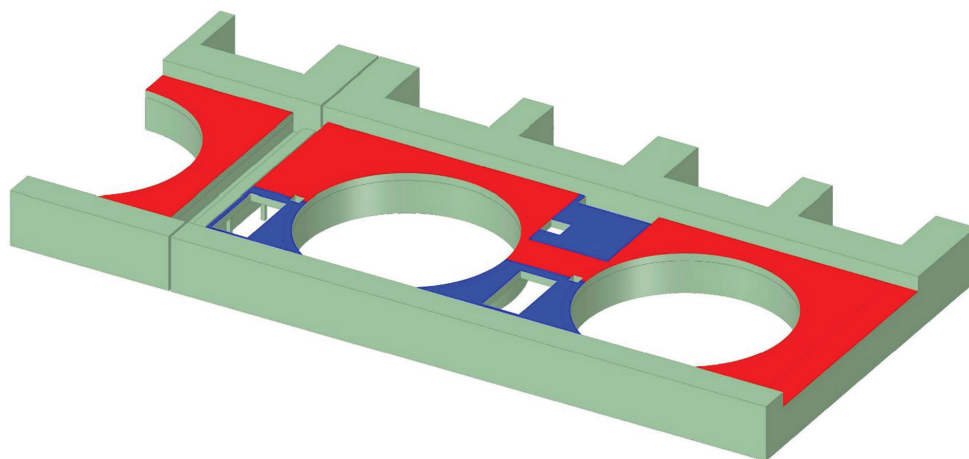


Рис. 2. Допустимые эксплуатационные нагрузки на перекрытие: до 2013 г. — красная зона — 0,049 МПа; синяя зона — 0,01 МПа; после 2013 г. — красная зона — 0,01 МПа; синяя зона — 0,01 МПа

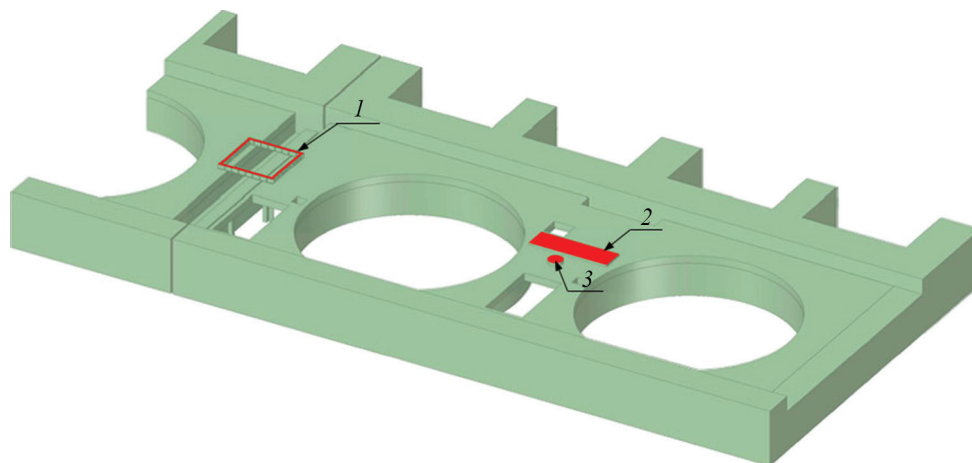


Рис. 3. Распределенная нагрузка: 1 — от ротора генератора (1,165 МПа); 2 — от траверсы (0,089 МПа); 3 — от камеры рабочего колеса (0,637 МПа)

Табл. 1. Поэтапность выполнения расчетных исследований

№	Характеристика этапа
Этап 0	Строительное состояние
Этап 1	Эксплуатационные нагрузки, трещины отсутствуют
Этап 2	Эксплуатационные нагрузки, ротор генератора установлен на временную опору, учтены трещины в железобетоне плиты перекрытия
Этап 3	Эксплуатационные нагрузки, установка траверсы между гидроагрегатами, учтены трещины в железобетоне плиты перекрытия
Этап 4	Эксплуатационные нагрузки, установка камеры рабочего колеса между гидроагрегатами, учтены трещины в железобетоне плиты перекрытия
Этап 5	Эксплуатационные нагрузки, ротор генератора установлен на временную опору, установлены стальные колонны для временного монтажа ротора генератора (с учетом зазора между колонной и перекрытием), учтены трещины в железобетоне плиты перекрытия
Этап 6	Эксплуатационные нагрузки, ротор генератора установлен на временную опору, установлены стальные колонны для временного монтажа ротора генератора (без учета зазора между колонной и перекрытием), учтены трещины в железобетоне плиты перекрытия

5. На этапе 4 учитывались эксплуатационные нагрузки, между гидроагрегатами № 19 и 20 установлена камера рабочего колеса весом 100 т.

6. На этапе 5 рассматривалась установка ротора генератора на временную опору с учетом зазора между оголовками колонн и перекрытием, зазор обнаружен по результатам визуального обследования.

7. На этапе 6 рассматривалась установка ротора генератора на временную опору без учета зазора между оголовками колонн и перекрытием.

Расчеты усиления перекрытия на отм. 41,3 м композитными материалами выполнялись для этапов 1–4, из которых определялись максимальные значения в пролете между агрегатами и в зонах около проектных опор. Для этапов 5–6 определялось максимальное усиление при установленных дополнительных опорных колоннах.

Согласно результатам обследований, для расчетных исследований были приняты физико-механические характеристики бетона, арматуры и композитного материала, приведенные в табл. 2–5.

Результаты расчетных исследований представлены для секции № 10 машзала ГЭС, как наиболее сложной в эксплуатации, о чем было сказано выше. Результаты представлены в графической форме в виде цветовых полей напряжений.

При расположении ротора генератора на временном установочном месте в зоне межсекционного шва между секциями № 9–10, в нижней арматуре железобетонной плиты перекрытия возникают растягивающие напряжения до 470 МПа, превосходящие расчетное сопротивление арматуры класса А-II на растяжение (280 МПа). Данная зона повышенных напряжений в арматуре концентрируется по контуру рамы под опорной пятой ротора генератора.

При установке траверсы массой 72,7 т на перекрытие между гидроагрегатами № 19 и 20 в нижней арматуре появляются зоны растягивающих напряжений до 340 МПа, превосходящие расчетное сопротивление арматуры класса А-II (280 МПа). Данные зоны в основном сконцентрированы вокруг участка контакта траверсы с перекрытием.

Табл. 2. Прочностные параметры бетона

Бетон	Модуль упругости E , МПа	Нормативные и расчетные сопротивления бетона, МПа			
		Расчетные сопротивления для предельных состояний второй группы		Расчетные сопротивления для предельных состояний первой группы	
		Сжатие осевое	Растяжение осевое	Сжатие осевое	Растяжение осевое
B15	24 000	11,30	1,15	8,90	0,75
B20	27 500	14,90	1,40	11,70	0,90

Табл. 3. Прочностные параметры арматуры

Класс арматуры	Нормативное сопротивление растяжению арматуры для предельных состояний второй группы R_{sn} , МПа	Расчетные сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, МПа		
		Растяжению		Сжатию
		продольной R_s	поперечной R_{sw}	R_{sc}
А-II	295	280	225	280

Табл. 4. Прочностные параметры углеродной ленты

Тип углепластика	Расчетное сопротивление углеродной ленты при растяжении вдоль направления армирования, МПа	Нормативное сопротивление углеродной ленты при растяжении вдоль направления армирования, МПа	Модуль упругости при растяжении волокна, МПа
FibArm Tape-230/300	2160	3500	245 000

Табл. 5. Расчетные физико-механические характеристики материалов

№	Материал	Модуль деформации E , МПа	Коэффициент Пуассона, μ	Плотность ρ , т/м ³
1	Бетон B15	24 000	0,2	2,40
2	Бетон B20	27 500	0,2	2,40
3	Арматура А-II	200 000	0,3	7,70
4	Композитный материал FibArm Tape-230/300	245 000	0,3	—
5	Контакт «бетон – бетон»		$\text{tg}\varphi = 1,1$	

При расположении камеры рабочего колеса массой 100 т максимальные напряжения составляют 230 МПа, что не превышает расчетного сопротивления арматуры класса А-II (280 МПа). Это обусловлено тем, что площадь опирания камеры рабочего колеса выше, чем у траверсы и итоговая распределенная нагрузка существенно ниже.

При установке ротора генератора на установленном месте для его размещения в машинном зале ГЭС в районе межсекционного шва на верхней грани железобетонного перекрытия, по проведенным расчетам возникали растягивающие напряжения в бетоне (5,0 МПа), превышающие расчетное сопротивление на растяжение (0,75 МПа).

Анализ влияния дополнительных опор (стальных колонн), установленных по мнению проектировщиков для усиления конструкции перекрытия в зоне размещения ротора генератора, показал, что растяжение на верхней грани плиты перекрытия составляет величину 2,01 МПа, что превышает расчетное сопротивление бетона на растяжение

(0,75 МПа) и говорит об изменении проектной расчетной схемы эксплуатации плиты перекрытия.

Максимальные напряжения в нижней арматуре, вызванные нагрузками от ротора, траверсы и камеры рабочего колеса показаны на рис. 4.

Для компенсации вызванных вышеуказанными нагрузками высоких напряжений, превышающих предел расчетного сопротивления арматуры рекомендуется выполнить усиление конструкции перекрытия внешним армированием из углеродных лент типа FibArm Tape 230/300.

Для определения количества слоев углеродной ленты, которые необходимы для компенсации растягивающих напряжений в арматуре, выполнялся расчет методом конечных элементов.

Количество слоев определялось по следующей формуле:

$$(\sigma_s - R_s) \cdot A_s \leq R_f \cdot h \cdot n \cdot b, \quad (1)$$

где σ_s — напряжения в арматуре; R_s — расчетное сопротивление арматуры; A_s — фактическая площадь

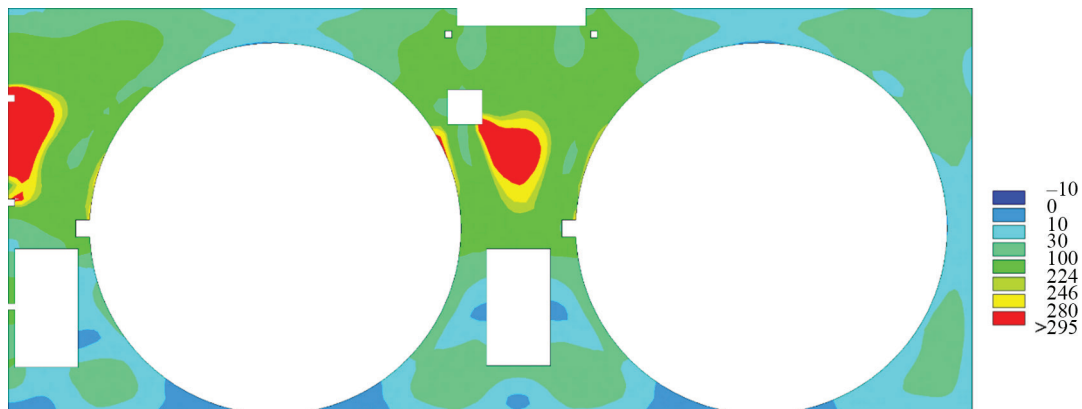


Рис. 4. Напряжения от действия нагрузок в нижней арматуре плиты перекрытия машинного зала секции № 10 без усиления, МПа

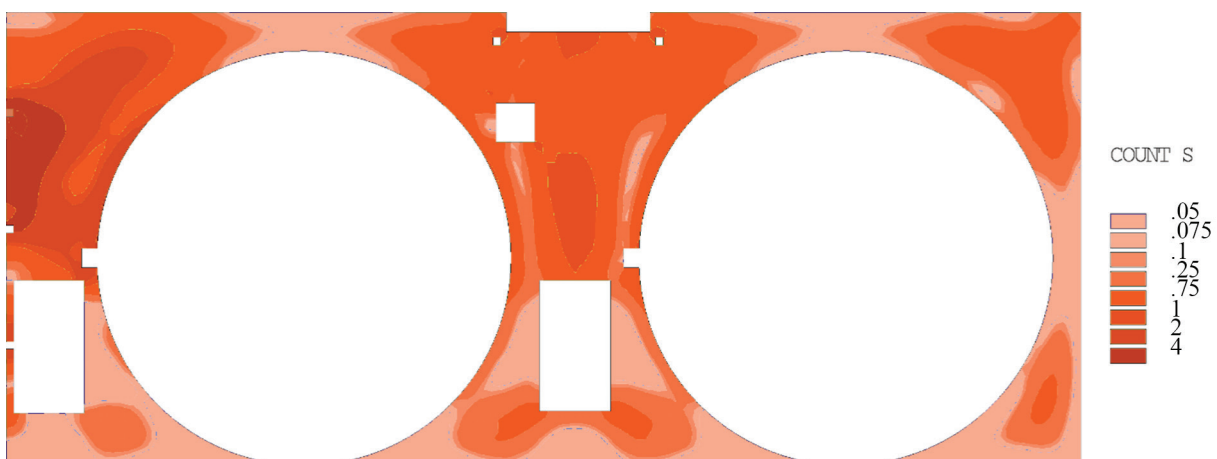


Рис. 5. FibArm Tape 230/300. Расчетное количество слоев дополнительного внешнего армирования, определенное по главным напряжениям, шт.

арматуры; R_f — расчетное сопротивление углеродной ленты; h — толщина слоя ленты; n — количество слоев ленты; b — ширина ленты.

Необходимое по расчету количество слоев FibArm Tape 230/300 представлено на рис. 5.

На рис. 5 представлено максимальное расчетное количество FibArm Tape 230/300 в количестве 4 шт., в зоне возможного расположения ротора генератора и траверсы. В остальных сечениях необходима установка не менее двух слоев.

На основе проведенных расчетов предложено дополнительное внешнее армирование перекрытия на отм. 41,3 м секции № 10 в виде четырех слоев углеродной ленты шириной 300 мм, с просветами равными 300 мм в направлении поперек потока и вдоль потока.

Для обоснования применения предложенного решения и контроля усиления железобетонной конструкции перекрытия на отм. 41,3 м была выполнена корректировка пространственной конечно-элементной модели (путем включения в конечно-элементную модель элементов усиления из композитных материалов) и проведены соответствующие расчеты НДС железобетонного перекрытия, усиленного композитными материалами.

Для проверки достаточности внешнего усиления была решена задача определения НДС, проанализировано перераспределение напряжений в нижней стальной арматуре плиты перекрытия, а также возникающих напряжений в углеродной ленте.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ И ОБСУЖДЕНИЕ

1. Расчеты НДС железобетонной плиты перекрытия машинного зала (отм. 41,3 м) проводились на основе пространственной конечно-элементной модели. В нее включались: фактические физико-механические характеристики бетона (по данным инструментальных исследований), выявленное трещинообразование, армирование стержневой арматурой класса А-II с учетом частичного нарушения сцепления с бетоном, усиление внешним армированием из композитного материала.

2. В расчетах учтено условие опирания плиты перекрытия на стены здания ГЭС, отличное от жесткой заделки. При этом моделировалось распространение трещин от нижней до верхней грани плиты перекрытия и постепенное включение в работу верхнего арматурного пояса, связывающего перекрытие со стенами.

3. Исследования выполнены для десяти секций здания ГЭС, отдельно выделена секция № 10, как наиболее подверженная трещинообразованию ввиду приложения нагрузок, не рассматриваемых на стадии проекта.

4. Выполнен анализ существующих конструкций усиления перекрытия машинного зала (посред-

ством дополнительных стальных колонн) в зоне временного установочного места для размещения ротора генератора. Выявлено, что установка дополнительных опор в виде трех стальных колонн приводит к фактическому изменению проектной расчетной схемы работы перекрытия с появлением растягивающих напряжений на верхней грани плиты перекрытия.

5. При устройстве дополнительных опор произошло образование зазора между оголовком одной из колонн, это привело к непроектному режиму работы системы усиления. Было рекомендовано произвести инъектирование зазора после снятия нагрузки в виде ротора генератора.

6. Расчетные исследования НДС железобетонного перекрытия показали, что при поэтапном приложении эксплуатационных нагрузок и нагрузок от траверсы, рабочего колеса и ротора генератора, в арматуре перекрытия возникают растягивающие напряжения величиной до 470 МПа, превышающие расчетное сопротивление арматуры класса А-II (280 МПа).

7. В соответствии с полученными результатами моделирования НДС, для восстановления проектной несущей способности и безопасной эксплуатации машинного зала в секции № 10 рекомендовано выполнить усиление внешним армированием из композитных материалов.

8. Максимальная толщина расчетного усиления композитными материалами (FibArm Tape 230/300) составляет четыре слоя углеродной ленты толщиной 0,128 мм и шириной 300 мм с промежутком между лентами 300 мм. Возможно применение углеродных лент другого типа (например, FibArm Tape 530/300) при сохранении эквивалентной площади расчетного рабочего поперечного сечения.

9. Для подтверждения снижения растягивающих напряжений в арматуре после применения усиления из внешнего армирования, были откорректированы конечно-элементные модели и проведены расчетные исследования. Они показали, что при совместной работе FibArm Tape 230/300 и конструктивного армирования, растягивающие напряжения в конструктивной арматуре снижаются в 1,97 раза и не превосходят расчетного сопротивления арматуры класса А-II (280 МПа). При этом напряжения в углеродной ленте составляют порядка 30 % от нормативного сопротивления (3500 МПа).

10. Целесообразна разработка расчетно-аналитической системы, которая включает показания закладной КИА и математические модели с регрессионными зависимостями. Данная связка модулей показала свою эффективность при разработке программно-аппаратного комплекса Загорской ГАЭС, и позволяет прогнозировать изменение состояния конструкций при различных воздействиях.

ЛИТЕРАТУРА

1. Сердюк А.И., Чернявский В.Л. Опыт усиления строительных конструкций композиционными материалами при реконструкции Баксанской ГЭС // Гидротехника. 2013. № 3 (32). С. 115–117.
2. Чернявский В.Л. Система ремонта и усиления строительных конструкций // Гидротехника. 2010–2011. № 4 (21)–№ 1 (22). С. 60–63.
3. Козырев Д.В., Симохин А.С., Чернявский В.Л., Осьмак П.П. Ремонт участков напорного коллектора композитными материалами // Монтажные и специальные работы в строительстве. 2009. № 9. С. 2–5.
4. Рубин О.Д., Лисичкин С.Е., Балагуров В.Б., Александров А.В. Новая технология ремонта ГЭС посредством армирования композитными материалами // Известия Всероссийского научно-исследовательского института гидротехники им. Б.Е. Веденеева. 2016. Т. 280. С. 3–9.
5. Александров А.В., Рубин О.Д., Лисичкин С.Е., Балагуров В.Б. Расчетное обоснование и технические решения по усилению железобетонных конструкций ГЭС (ГАЭС), имеющих трещины различного направления, при действии комплекса нагрузок // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2014. № 6. С. 50–54.
6. Рубин О.Д., Лисичкин С.Е., Фролов К.Е. Результаты экспериментальных исследований железобетонных конструкций гидротехнических сооружений, усиленных углеродными лентами, при действии изгибающего момента // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2016. № 6. С. 58–63.
7. Рубин О.Д., Лисичкин С.Е., Фролов К.Е. Методика расчета на прочность нормальных сечений железобетонных конструкций гидротехнических сооружений, усиленных внешним армированием на основе углеродных материалов // Вестник Российского университета дружбы народов. Сер. : Инженерные исследования. 2017. Т. 18. № 1. С. 20–28. DOI: 10.22363/2312-8143-2017-18-1-20-28
8. Zhou Y., Gou M., Zhang F., Zhang S., Wang D. Reinforced concrete beams strengthened with carbon fiber reinforced polymer by friction hybrid bond technique: Experimental investigation // Materials & Design. 2013. Vol. 50. Pp. 130–139. DOI: 10.1016/j.matdes.2013.02.089
9. Akbarzadeh H., Maghsoudi A.A. Experimental and analytical investigation of reinforced high strength concrete continuous beams strengthened with fiber reinforced polymer // Materials & Design. 2010. Vol. 31. Issue 3. Pp. 1130–1147. DOI: 10.1016/j.matdes.2009.09.041
10. Wu Y.-F., Lu J. Preventing debonding at the steel to concrete interface through strain localization // Composites Part B: Engineering. 2013. Vol. 45. Issue 1. Pp. 1061–1070. DOI: 10.1016/j.compositesb.2012.08.020
11. Duell J.M., Wilson J.M., Kessler M.R. Analysis of a carbon composite overwrap pipeline repair system // International Journal of Pressure Vessels and Piping. 2008. Vol. 85. Issue 11. Pp. 782–788. DOI: 10.1016/j.ijpvp.2008.08.001
12. Van Den Einde L., Zhao L., Seible F. Use of FRP composites in civil structural applications // Construction and Building Materials. 2003. Vol. 17. Issue 6–7. Pp. 389–403. DOI: 10.1016/s0950-0618(03)00040-0
13. Chajes M.J., Thomson T.A., Farschman C.A. Durability of concrete beams externally reinforced with composite fabrics // Construction and Building Materials. 1995. Vol. 9. Issue 3. Pp. 141–148. DOI: 10.1016/0950-0618(95)00006-2
14. Shahawy M.A., Beitelman T., Arockiasamy M., Sowrirajan R. Experimental investigation on structural repair and strengthening of damaged prestressed concrete slabs utilizing externally bonded carbon laminates // Composites Part B: Engineering. 1996. Vol. 27. Issue 3–4. Pp. 217–224. DOI: 10.1016/1359-8368(95)00043-7
15. Saafi M., Toutanji H. Flexural capacity of prestressed concrete beams reinforced with aramid fiber reinforced polymer (AFRP) rectangular tendons // Construction and Building Materials. 1998. Vol. 12. Issue 5. Pp. 245–249. DOI: 10.1016/s0950-0618(98)00016-6
16. Xie J., Hu R.-L. Experimental study on rehabilitation of corrosion-damaged reinforced concrete beams with carbon fiber reinforced polymer // Construction and Building Materials. 2013. Vol. 38. Pp. 708–716. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2012.09.023
17. Zhou Y., Gou M., Zhang F., Zhang S., Wang D. Reinforced concrete beams strengthened with carbon fiber reinforced polymer by friction hybrid bond technique: Experimental investigation // Materials & Design. 2013. Vol. 50. Pp. 130–139. DOI: 10.1016/j.matdes.2013.02.089
18. Hamed E., Bradford M.A. Flexural time-dependent cracking and post-cracking behaviour of FRP strengthened concrete beams // International Journal of Solids and Structures. 2012. Vol. 49. Issue 13. Pp. 1595–1607. DOI: 10.1016/j.ijsolstr.2012.03.001
19. Kotynia R. Bond between FRP and concrete in reinforced concrete beams strengthened with near surface mounted and externally bonded reinforcement // Construction and Building Materials. 2012. Vol. 32. Pp. 41–54. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2010.11.104
20. Esfahani M.R., Kianoush M.R., Moradi A.R. Punching shear strength of interior slab-column connections strengthened with carbon fiber reinforced polymer sheets // Engineering Structures. 2009. Vol. 31. Issue 7. Pp. 1535–1542. DOI: 10.1016/j.engstruct.2009.02.021
21. Belal Almassri, Firas Al Mahmoud, Raoul Francois. Behaviour of corroded reinforced concrete beams repaired with NSM CFRP rods, experimental and

finite element study // Composites Part B: Engineering. 2016. Vol. 92. Pp. 477–488. DOI: 10.1016/j.compositesb.2015.01.022

22. *Chellapandian M., Suriya Prakash S., Akanshu Sharma.* Experimental and finite element studies on the flexural behavior of reinforced concrete elements strengthened with hybrid FRP Technique // Composite Structures. 2019. Vol. 208. Pp. 466–478. DOI: 10.1016/j.compstruct.2018.10.028

23. *Hany N.F., Hantouche E.G., Harajli M.H.* Finite element modeling of FRP-confined concrete using modified concrete damaged plasticity // Engineering Structures. 2016. Vol. 125. Pp. 1–14. DOI: 10.1016/j.engstruct.2016.06.047

24. *Guochang Li, Ranrui Zhang, Zhijian Yang, Bing Zhou.* Finite element analysis on mechanical per-

formance of middle long CFST Column with Inner I-Shaped CFRP Profile under axial loading // Structures. 2017. Vol. 9. Pp. 63–69. DOI: 10.1016/j.istruc.2016.09.007

25. *Al-Saoudi A., Al-Mahaidi R., Kalfat R., Cervenka J.* Finite element investigation of the fatigue performance of FRP laminates bonded to concrete // Composite Structures. 2019. Vol. 208. Pp. 322–337. DOI: 10.1016/j.compstruct.2018.10.001

26. *Рубин О.Д., Антонов А.С., Лисичкин С.Е., Беллендир Е.Н., Кобочкина Е.М., Котлов О.Н.* Разработка расчетного модуля программно-аппаратного комплекса (ПАК) для обеспечения безопасности взаимодействующих ГТС (ГЭС/ГАЭС) // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2019. № 2.

Поступила в редакцию 26 февраля 2018 г.

Принята в доработанном виде 27 марта 2018 г.

Одобрена для публикации 28 декабря 2018 г.

ОБ АВТОРАХ: **Рубин Олег Дмитриевич** — доктор технических наук, старший научный сотрудник, директор, **Филиал Проектно-изыскательского и научно-исследовательского института «Гидропроект» им. С.Я. Жука** — Научно-исследовательский институт энергетических сооружений (Филиал «Институт Гидропроект» — «НИИЭС»), 125080, г. Москва, Волоколамское шоссе, д. 2, o.rubin@hydroproject.ru;

Антонов Антон Сергеевич — кандидат технических наук, заместитель директора аналитического центра, **Филиал Проектно-изыскательского и научно-исследовательского института «Гидропроект» им. С.Я. Жука** — Научно-исследовательский институт энергетических сооружений (Филиал «Институт Гидропроект» — «НИИЭС»), 125080, г. Москва, Волоколамское шоссе, д. 2; старший преподаватель кафедры гидравлики и гидротехнического строительства, **Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ)**, 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26, Antonov.An.S@yandex.ru;

Лисичкин Сергей Евгеньевич — доктор технических наук, заместитель генерального директора, **Инженерный центр сооружений, конструкций и технологий в энергетике (ИЦ СКТЭ)**, 125364, г. Москва, ул. Свободы, д. 35, cskte@mail.ru;

Баклыков Игорь Вячеславович — ведущий инженер, **Филиал Проектно-изыскательского и научно-исследовательского института «Гидропроект» им. С.Я. Жука** — Научно-исследовательский институт энергетических сооружений (Филиал «Институт Гидропроект» — НИИЭС), 125080, г. Москва, Волоколамское шоссе, д. 2, i.baklykov@hydroproject.ru;

Бекин Николай Валерьевич — начальник службы мониторинга оборудования и гидротехнических сооружений, **Филиал ПАО «Федеральная гидрогенерирующая компания — РусГидро» — «Жигулевская ГЭС» (Филиал ПАО «РусГидро» — «Жигулевская ГЭС»)**, 445350, г. Жигулевск, Московское шоссе, д. 2, cskte@mail.ru;

Фролов Кирилл Евгеньевич — заместитель генерального директора по научно-проектной деятельности, **ПАО «РусГидро»**, 127006, г. Москва, ул. Малая Дмитровка, д. 7, frolovke@gidroogk.ru.

INTRODUCTION

During visual inspection of the reinforced concrete floors structures of the machine hall of the HPP, numerous cracks were found on its lower edge. In order to maintain the safety level of reinforced concrete floor structures, both instrumentation control and check calculation analysis were carried out.

Calculation analysis has shown that when process loads are applied to the concrete floor in the reinforcement, tensile stresses arise exceeding the yield point of the reinforcement. On the basis of instrumentation control, as well as calculation analysis, it was concluded that there is need to strengthen the concrete floor, and the external reinforcement technology based on composite materials was selected. After introducing the

strengthening into computational finite element models in the form of composite material lamellae, the stresses in the working reinforcement decreased, which made it possible to conclude that the selected strengthening technology was sufficient.

MATERIALS AND METHODS

Strengthening structures using carbon-fiber reinforced plastic (CFRP) eliminates a number of problems associated with structural deterioration. The use of carbon fiber-reinforced polymer extends the service life of structures, minimizing maintenance requirements [1–7].

CFRP materials have good stiffness, high strength, low density, corrosion resistance, vibration resistance, high ultimate deformation, high fatigue resistance and low thermal conductivity. Carbon-reinforced polymer (CFRP) is used to upgrade and repair structural defects, such as bridges, buildings, etc. When concrete elements are reinforced with external carbon fiber reinforced plastic, the connection between external carbon fiber-reinforced plastic and the primary concrete significantly affects the load-bearing capacity of the element.

Experimental studies on reinforced concrete beams based on the experience of modeling reinforced concrete structures of hydraulic structures to justify the external reinforcement systems technology are given in [8–20].

The application of the finite element method is widely used to determine the actual state of the stress-strain state (SSS) of hydraulic structures (HS) [21–25]. With the modern development of computer engineering, it is possible to solve nonlinear problems and establish by calculation the actual location and opening of cracks in structural elements.

Due to continuous operation, the structural elements of the HS (hydraulic structures) are subjected to various loads, including those not considered at the design stage. In this regard, it is advisable to develop systems similar to the software and hardware package [26] for HS, allowing to predict the change in the state of structures under various influences, while continuously monitoring the change in the readings of instrumentation and control equipment ((I&CE).

RESEARCH FINDINGS

In 2006–2018, surveys of the load-bearing structures of the engine rooms were carried out at the elevations 41.3 m in sections 1–10 of the Zhiguli Hydroelectric Station. A crack opening width of 0.2–0.4 mm was found with an intense cracking pattern (fig. 1).

Allowable operational load on the machine hall floor (elev. 41.3 m, section No. 10) are given in fig. 2. In 2012, a traverse beam was installed between hydraulic units No. 19 and 20 for joint operation of cranes. The supports of the traverse beam were located in the areas of permissible load of 0.01 MPa (2 supports) and

0.049 MPa (2 supports). The true bearing area of the traverse beam was $\sim 2 \text{ m}^2$ for 4 supports, with an agreed area of 17.116 m^2 , the load on one support is equivalent to 0.089 MPa, which exceeds the permissible value of 0.049 MPa. In 2016, for a short time due to operational necessity, a runner chamber weighing 100 tons, with an equivalent load of 0.637 MPa, was located on the floor. In the monolith joint area between sections Nos. 9–10, a temporary installation site for the generator rotor with a mass of 837.5 tons and an equivalent load of 1.165 MPa was arranged (fig. 3). After a visual and instrumental inspection of the machine hall floor slab, cracks were found in the lower edge (fig. 1).

In order to determine the formed SSS of reinforced concrete floor of the machine hall, the calculated analysis of sections Nos. 1–10 were carried out taking into account the identified nature of cracking. The research findings allowed to emphasize section No. 10, as the most prone to cracking, due to the application of actual loads.

When developing a mathematical model, the actual support conditions of the floor slab on the walls of the HPP building, which are different from a rigid restraint, were taken into account. The effect of additional supports in the form of three steel columns located in the temporary rotor support zone has been studied. The installation of these structures has changed the design calculation model of the floor slab work in the area between the wall of the generator shaft of hydraulic unit No. 19 and the expansion joint between sections Nos. 9 and 10.

Based on the results of the SSS calculations of floor slabs of the machine halls, a basic diagram of reinforced concrete structures reinforcement with composite materials is offered. To check the adequacy of the measures for strengthening, the finite element model was corrected, and additional studies were performed justifying the offered strengthening scheme. Phased implementation of computational research is given in table 1.

1. SSS was considered at the time of construction at stage 0.

2. The design operation of the structures of the machine room of the HPP was modeled at stage 1.

3. The installation of the generator rotor on the support and its influence on the floor slab, confirmed by on-site investigations revealed the cracks opening on the lower edge of the floor slab of the machine hall at stage 2.

4. Operational loads were taken into account at stage 3. In addition, between the hydraulic units Nos. 19 and 20, a traverse beam of 72.7 tons was installed for joint operation of cranes.

5. Operational loads were taken into account at stage 4, a runner chamber weighing 100 tons was installed between hydraulic units Nos. 19 and 20.

6. The installation of the generator rotor on a temporary support was considered at stage 5 taking into ac-

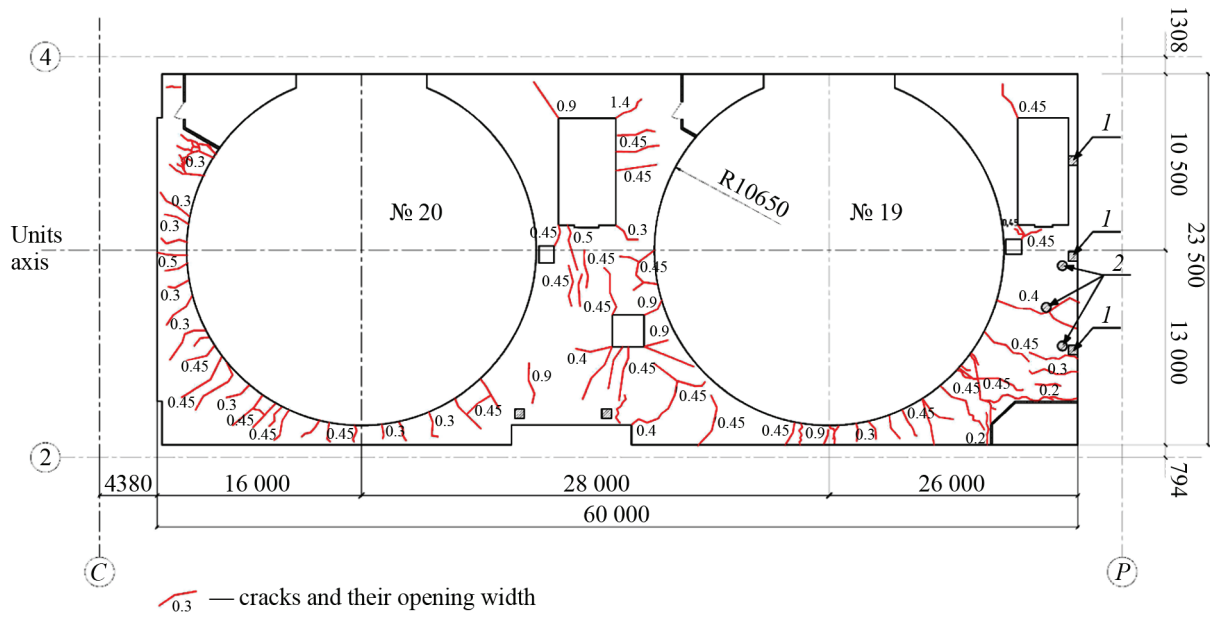


Fig. 1. The layout of the cracks in the overlap of the machine hall floor. 41.3 m, lower bound (section number 10): 1 — project columns; 2 — additional steel supports

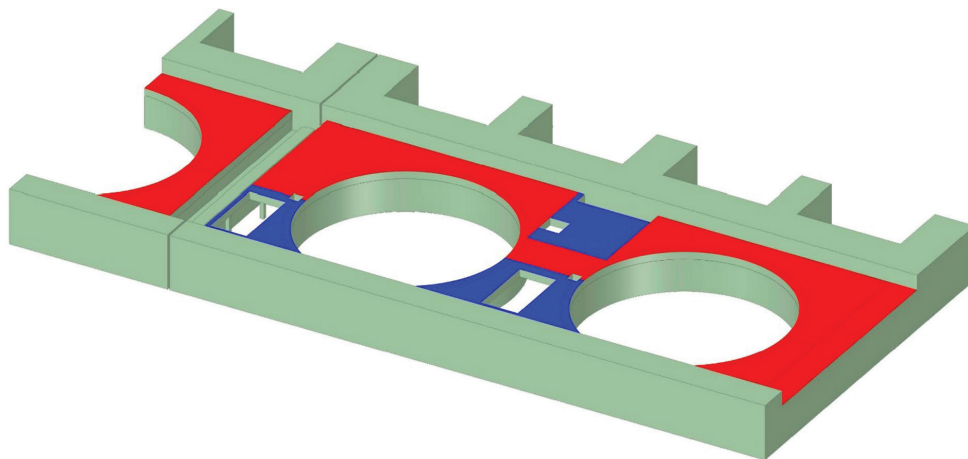


Fig. 2. Allowable operational load on the floor: until 2013 — the red zone — 0.049 MPa; blue zone — 0.01 MPa; after 2013 — the red zone — 0.01 MPa; blue zone — 0.01 MPa

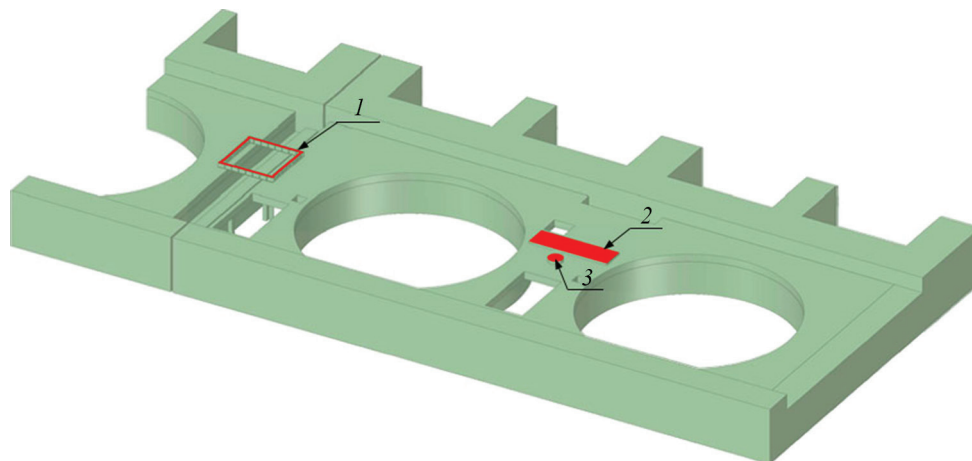


Fig. 3. Distributed load: 1 — from the generator rotor (1.165 MPa); 2 — from the traverse (0.089 MPa); 3 — from the impeller chamber (0.637 MPa)

Table 1. Phased implementation of computational research

№	Stage feature
Stage 0	Building condition
Stage 1	Operating loads, no cracks
Stage 2	Operational loads, the generator rotor is installed on a temporary support, cracks in the reinforced concrete of the floor slab are taken into account
Stage 3	Operational loads, installation of crosshead between hydraulic units, cracks in the reinforced concrete of the floor slab are taken into account
Stage 4	Operational loads, installation of an impeller chamber between hydraulic units, cracks in the reinforced concrete of the floor slab were taken into account
Stage 5	Operating loads, the generator rotor is installed on a temporary support, steel columns are installed for temporary installation of the generator rotor (taking into account the gap between the column and the floor), the cracks in the reinforced concrete slab are taken into account
Stage 6	Operating loads, the generator rotor is installed on a temporary support, steel columns are installed for temporary installation of the generator rotor (without taking into account the gap between the column and the floor), the cracks in the reinforced concrete slab are taken into account

count the gap between the columns heads and the floor. The gap is detected by visual inspection.

7. The installation of the generator rotor on a temporary support was considered at stage 6 without taking into account the gap between the columns heads and the floor.

Calculations of the floor strengthening at elev. 41.3 m with composite materials were performed for stages 1–4, of which the maximum values in the span between the aggregates and in the areas near the project supports were determined. For stages 5–6, the maximum strengthening was determined when additional pillar supports were installed.

According to the research findings, the stress-strain properties of concrete, reinforcement and composite material were taken for computational research and are given in table 2–5.

The results of calculation analysis are presented for section No. 10 of the HPP machine hall, as for the most complex in operation, as mentioned above. The results are given in graphic form in the form of stress color fields.

When the generator rotor is located at a temporary installation site in the area of the monolith joint between sections 9–10, tensile stresses up to 470 MPa occur in the lower reinforcement of the reinforced con-

Table 2. Strength parameters of concrete

Concrete	Modulus of elasticity E , MPa	Regulatory and design resistance of concrete, MPa			
		Design resistances for limit states of the second group		Design resistance for limit states of the first group	
		Axial compression	Axial tension	Axial compression	Axial tension
B15	24.000	11.30	1.15	8.90	0.75
B20	27.500	14.90	1.40	11.70	0.90

Table 3. Strength parameters of reinforcement

Reinforcement class	Standard resistance to tensile reinforcement for limit states of the second group R_{sn} , MPa	Calculated resistance of reinforcement for limit states of the first group, MPa		
		Tension		Compression
		longitudinal R_s	transverse R_{sw}	R_{sc}
A-II	295	280	225	280

Table 4. Strength parameters of carbon tape

Type of CFRP	The calculated resistance of the carbon tape under tension along the direction of reinforcement, MPa	Standard carbon tape resistance in tension along the reinforcement direction, MPa	The modulus of tensile elasticity of the fiber, MPa
FibArm Tape-230/300	2.160	3.500	245.000

Table 5. Estimated materials stress-strain properties

№	Material	The modulus of elasticity E , MPa	Coefficient Poisson, μ	Density ρ , t/m ³
1	Concrete B15	24.000	0.2	2.40
2	Concrete B20	27.500	0.2	2.40
3	A-II Reinforcement	200.000	0.3	7.70
4	FibArm Tape-230/300 Composite Material	245.000	0.3	—
5	Concrete–concrete contact	$\text{tg}\varphi = 1.1$		

crete floor slab, exceeding the design resistance of A-II class reinforcement under tension (280 MPa). This area of increased stresses in the reinforcement is concentrated on the frame line under the supporting fifth of the generator rotor.

When installing a 72.7-t traverse beam on the overlap between hydraulic units Nos. 19 and 20, tensile stresses in the bottom reinforcement appear up to 340 MPa, exceeding the design resistance of the reinforcement of A-II (280 MPa) class. These areas are mainly concentrated around the contact area of the traverse beam with overlap.

When placing the runner chamber weighing 100 tons, the maximum stress is 230 MPa, which does not exceed the design resistance of reinforcement of class A-II (280 MPa). This is due to the fact that the supporting area of the runner chamber is higher than that of the traverse and the resulting distributed load is significantly lower.

When installing the generator rotor at the installation site for its placement in the machine hall of the HPP in the area of the monolith joint on the upper edge of the reinforced concrete floor, according to the calculations, tensile stresses in concrete (5.0 MPa) appeared exceeding the design resistance by tensile strength (0.75 MPa).

Analysis of the effect of additional supports (steel columns) installed, according to the designers, to strengthen the floor structure in the generator rotor placement area, showed that the tension on the upper edge of the floor slab is 2.01 MPa, which exceeds the calculated concrete tensile strength (0.75 MPa) and

says about the change in the design model of floor slab operation.

The maximum stress in the lower reinforcement, caused by the rotor loads, the traverse beam and the runner chamber are shown in fig. 4.

To compensate for the high stresses caused by the above loads, which exceed the limit of the design resistance of the reinforcement, it is recommended to reinforce the floor structure with external reinforcement made of FibArm Tape 230/300 carbon tapes.

To determine the number of layers of carbon tape, which are necessary to compensate for tensile stresses in the reinforcement, the calculation was carried out using the finite element method.

The number of layers was determined by the following formula (1):

$$(\sigma_s - R_s) \cdot A_s \leq R_f \cdot h \cdot n \cdot b, \quad (1)$$

where σ_s — reinforcement stress; R_s — reinforcement design resistance; A_s — actual reinforcement stress; R_f — carbon tape design resistance; h — tape layer thickness; n — number of tape layers; b — tape width.

The required number of FibArm Tape 230/300 layers is shown in fig. 5.

Fig. 5 shows the maximum estimated number of FibArm Tape 230/300 in the amount of 4 pieces, in the area of the possible location of the generator rotor and traverse beam. At least two layers should be installed in the remaining sections.

Based on the calculations, an additional external reinforcement of the concrete floor at the elevation

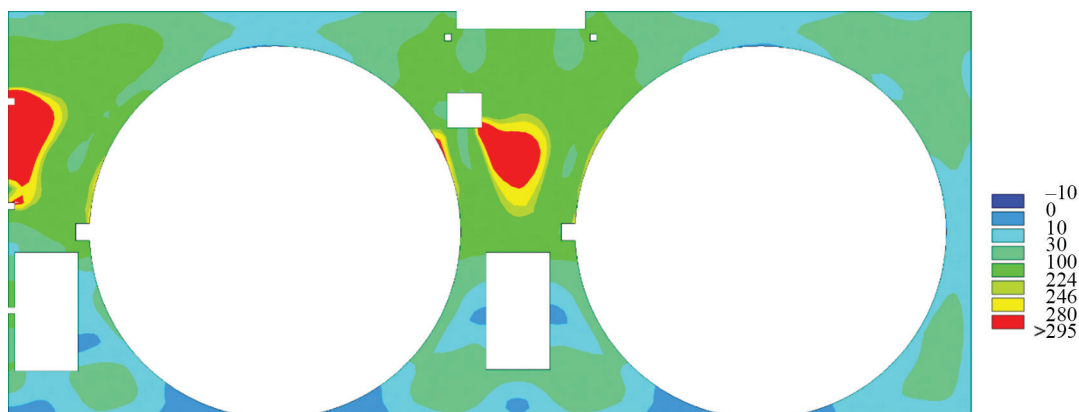


Fig. 4. Stresses from the action of loads in the lower reinforcement of the slab of the overlap of the machine hall of section 10, without reinforcement, MPa

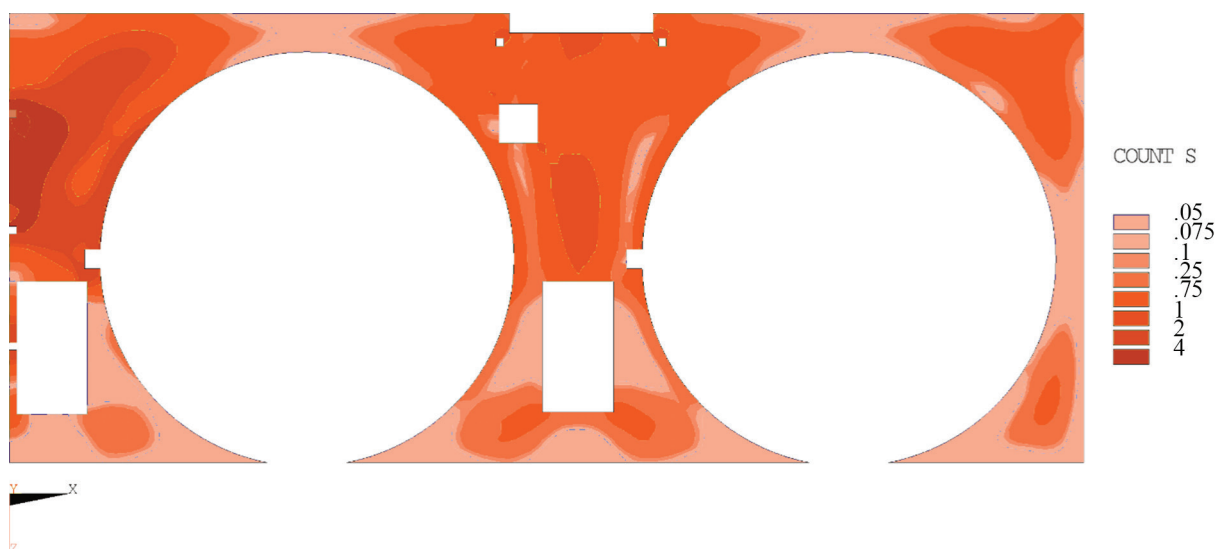


Fig. 5. FibArm Tape 230/300. Estimated number of layers of additional external reinforcement, determined by the main stresses, pcs.

41.3 m, section No. 10 in the form of four layers of carbon tape 300 mm wide, with gaps equal to 300 mm in the direction across the stream and along the stream was offered.

To justify the application of the offered solution and to control the reinforcement of the reinforced concrete floor structure at elevation of 41.3, the adjustment of the spatial finite element model was carried out (by including reinforcement elements made of composite materials into the finite element model) and the SSS corresponding calculations for reinforced concrete floor reinforced with composite materials were carried out.

To test the adequacy of external reinforcement, the problem of SSS determining was solved, the redistribution of stresses in the lower steel reinforcement of the floor slab, as well as the stresses in the carbon tape were analyzed.

CONCLUSION AND DISCUSSION

1. SSS calculations of the reinforced concrete slab of the machine hall (elev. 41.3 m) were carried out on the basis of a spatial finite element model. It included actual concrete stress-strain properties (according to instrumental surveys) revealed cracking, reinforcement rods of A-II class, taking into account partial concrete bond failure, external reinforcement made of composite material.

2. The calculations take into account the supporting condition of the floor slab on the walls of the HPP building, which is different from a rigid restraint. At the same time, the cracks propagation from the bottom to the top edge of the floor slab and the gradual inclusion of the upper reinforcement bend connecting the floor with the walls was simulated.

3. The research was performed for ten sections of the HPP building, section No. 10 was highlighted as the most prone to cracking due to the application of loads that were not considered at the design stage.

4. The analysis of the existing structures of reinforcement of the machine hall floor slab (by means of additional steel columns) in the temporary installation area to accommodate the generator rotor is performed. It was revealed that the installation of additional supports in the form of three steel columns leads to actual change in the design model of the floor operation with the appearance of tensile stresses on the upper edge of the floor slab.

5. When installing additional supports, a gap was formed between the head of one of the columns, this led to a beyond design reinforcement system operation. It was recommended to make the injection of the gap after removing the load in the form of a generator rotor.

6. Calculated analysis of the SSS reinforced concrete floor slab showed that with the phased application of operational and loads from the traverse beam, the runner chamber and the generator rotor, tensile stresses occur in the concrete floor slab up to 470 MPa, exceeding the design resistance of reinforcement of A-II class (280 MPa).

7. In accordance with the obtained results of the SSS modeling, in order to restore the design bearing capacity and safe operation of the machine hall in section No. 10 it is recommended to make an external reinforcement made of composite materials.

8. The maximum thickness of the calculated reinforcement with composite materials (FibArm Tape 230/300) is 4 layers of carbon tape with a thickness of 0.128 mm and a width of 300 mm with an interval between the tapes of 300 mm. It is possible to use carbon tapes of another type (for example, FibArm Tape

530/300) while maintaining the equivalent area of the calculated working cross-section.

9. To confirm the reduction of tensile stresses in the reinforcement after the application of reinforcement from external reinforcement, finite element models were corrected and calculated analysis was carried out. They showed that during cooperation of FibArm Tape 230/300 and structural reinforcement, tensile stresses in structural reinforcement decrease by 1.97 times and do not exceed the design resistance of the reinforcement of A-II class (280 MPa). In this case, the carbon

tape stresses are about 30 % of the standard resistance (3.500 MPa).

10. It is advisable to develop a computational and analytical system, which includes the readings of the embedded parts of I&CE and mathematical models with regression dependencies. This bundle of modules has shown its effectiveness in the development of the software and hardware package of the Zagorsk Pumped Storage Station, and makes it possible to predict the change in the state of structures under various influences.

REFERENCES

1. Serdyuk A.I., Chernyavskiy V.L. Experience in strengthening building structures with composite materials during the reconstruction of the Baksan HPP. *Hydrotechnics*. 2013; 3(32):115-117. (rus.).
2. Chernyavskiy V.L. The system of repair and strengthening of building structures. *Hydrotechnics*. 2010-2011; 4(21)-1(22):60-63. (rus.).
3. Kozyrev D.V., Simokhin A.S., Chernyavskiy V.L., Osmak P.P. Repair of pressure collector sections with composite materials. *Installation and special works in construction*. 2009; 9:2-5. (rus.).
4. Rubin O.D., Lisichkin S.E., Balagurov V.B., Aleksandrov A.V. New technology repair GTS through reinforcement with composite materials. *Proceedings of the Russian Research Institute of Hydraulic Engineering B.E. Vedeneeva*. 2016; 280:3-9. (rus.).
5. Aleksandrov A.V., Rubin O.D., Lisichkin S.E., Balagurov V.B. Calculation justification and technical solutions for reinforcement of reinforced concrete structures of hydropower plants (PSPP) with cracks of various directions under the action of a complex of loads. *Construction mechanics of engineering structures and structures*. 2014; 6:50-54. (rus.).
6. Rubin O.D., Lisichkin S.E., Frolov K.E. The results of experimental studies of reinforced concrete structures of hydraulic structures reinforced with carbon ribbons, under the action of bending moment. *Construction mechanics of engineering structures and structures*. 2016; 6:58-63. (rus.).
7. Rubin O.D., Lisichkin S.E., Frolov K.E. The method of calculating the strength of normal sections of reinforced concrete structures of hydraulic structures, reinforced with external reinforcement based on carbon materials. *Bulletin of Peoples' Friendship University of Russia. Ser. : Engineering Studies*. 2017; 18(1):20-28. DOI: 10.22363/2312-8143-2017-18-1-20-28 (rus.).
8. Zhou Y., Gou M., Zhang F., Zhang S., Wang D. Reinforced concrete beams strengthened with carbon fiber reinforced polymer by friction hybrid bond technique: Experimental investigation. *Materials & Design*. 2013; 50:130-139. DOI: 10.1016/j.matdes.2013.02.089
9. Akbarzadeh H., Maghsoudi A.A. Experimental and analytical investigation of reinforced high strength concrete continuous beams strengthened with fiber reinforced polymer. *Materials & Design*. 2010; 31(3):1130-1147. DOI: 10.1016/j.matdes.2009.09.041
10. Wu Y.-F., Lu J. Preventing debonding at the steel to concrete interface through strain localization. *Composites Part B: Engineering*. 2013; 45(1):1061-1070. DOI: 10.1016/j.compositesb.2012.08.020
11. Duell J.M., Wilson J.M., Kessler M.R. Analysis of carbon composite overwrap pipeline repair system. *International Journal of Pressure Vessels and Piping*. 2008; 85(11):782-788. DOI: 10.1016/j.ijpvp.2008.08.001
12. Van Den Einde L., Zhao L., Seible F. Use of FRP composites in civil structural applications. *Construction and Building Materials*. 2003; 17(6-7):389-403. DOI: 10.1016/s0950-0618(03)00040-0
13. Chajes M.J., Thomson T.A., Farschman C.A. Durability of concrete beams externally reinforced with composite fabrics. *Construction and Building Materials*. 1995; 9(3):141-148. DOI:10.1016/0950-0618(95)00006-2
14. Shahawy M.A., Beitelman T., Arockiasamy M., Sowrirajan R. Experimental investigation on structural repair and strengthening of damaged prestressed concrete slabs utilizing externally bonded carbon laminates. *Composites Part B: Engineering*. 1996; 27(3-4):217-224. DOI: 10.1016/1359-8368(95)00043-7
15. Saafi M., Toutanji H. Flexural capacity of prestressed concrete beams reinforced with aramid fiber reinforced polymer (AFRP) rectangular tendons. *Construction and Building Materials*. 1998; 12(5):245-249. DOI: 10.1016/s0950-0618(98)00016-6
16. Xie J., Hu R.-L. Experimental study on rehabilitation of corrosion-damaged reinforced concrete beams with carbon fiber reinforced polymer. *Construction and Building Materials*. 2012; 38:708-716. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2012.09.023
17. Zhou Y., Gou M., Zhang F., Zhang S., Wang D. Reinforced concrete beams strengthened with carbon fiber reinforced polymer by friction hybrid

bond technique: Experimental investigation. *Materials & Design*. 2013; 50:130-139. DOI: 10.1016/j.matdes.2013.02.089

18. Hamed E., Bradford M.A. Flexural time-dependent cracking and post-cracking behaviour of FRP strengthened concrete beams. *International Journal of Solids and Structures*. 2012; 49(13):1595-1607. DOI: 10.1016/j.ijsolstr.2012.03.001

19. Kotynia R. Bond between FRP and concrete in reinforced concrete beams strengthened with near surface mounted and externally bonded reinforcement. *Construction and Building Materials*. 2012; 32:41-54. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2010.11.104

20. Esfahani M.R., Kianoush M.R., Moradi A.R. Punching shear strength of interior slab-column connections strengthened with carbon fiber reinforced polymer sheets. *Engineering Structures*. 2009; 31(7):1535-1542. DOI: 10.1016/j.engstruct.2009.02.021

21. Belal Almassri, Firas Al Mahmoud, Raoul Francois. Behaviour of corroded reinforced concrete beams repaired with NSM CFRP rods, experimental and finite element study. *Composites Part B: Engineering*. 2016; 92:477-488. DOI: 10.1016/j.compositesb.2015.01.022

22. Chellapandian M., Suriya Prakash S., Akanshu Sharma. Experimental and finite element studies on

the flexural behavior of reinforced concrete elements strengthened with hybrid FRP Technique. *Composite Structures*. 2019; 208:466-478. DOI: 10.1016/j.compstruct.2018.10.028

23. Hany N.F., Hantouche E.G., Harajli M.H. Finite element modeling of FRP-confined concrete using modified concrete damaged plasticity. *Engineering Structures*. 2016; 125:1-14. DOI: 10.1016/j.engstruct.2016.06.047

24. Guochang Li, Ranrui Zhang, Zhijian Yang, Bing Zhou. Finite element analysis on mechanical performance of middle long CFST column with Inner I-Shaped CFRP profile under axial loading. *Structures*. 2016; 9:63-69. DOI: 10.1016/j.istruc.2016.09.007

25. Al-Saoudi A., Al-Mahaidi R., Kalfat R., Cervenka J. Finite element investigation of the fatigue performance of FRP laminates bonded to concrete. *Composite Structures*. 2019; 208:322-337. DOI: 10.1016/j.compstruct.2018.10.001

26. Rubin O.D., Antonov A.S., Bellendir E.N., Lisichkin S.E., Kobochkina E.M., Kotlov O.N. Development of the design module of the software and hardware complex to ensure the safety of mutually influencing GTS (HPP/PSPP). *Construction mechanics of engineering structures and structures*. 2019; 2. (rus.).

Received February 26, 2018

Adopted in a modified form March 27, 2018

Approved for publication December 28, 2018

ABOUT THE AUTHORS: **Oleg D. Rubin** — Doctor of Technical Sciences, senior staff scientist, Director, **Branch Design, survey and research institute “Hydroproject named after S.Y. Zhuka” — Research institute of energy structures (Branch “Institute Hydroproject” — “NIIES”)**, 2 Volokolamskoe shosse, Moscow, 125080, Russian Federation, o.rubin@hydroproject.ru;

Anton S. Antonov — Candidate of Technical Sciences, Deputy Director of the Analytical Center, **Branch Design, survey and research institute “Hydroproject named after S.Y. Zhuka” — Research institute of energy structures (Branch “Institute Hydroproject” — “NIIES”)**, 2 Volokolamskoe shosse, Moscow, 125080, Russian Federation; senior lecturer, Institute of Hydraulic Engineering and Energy Sector Construction, **Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU)**, 26 Yaroslavlshosse, Moscow, 129337, Russian Federation, Antonov.An.S@yandex.ru;

Sergey E. Lisichkin — Doctor of Technical Sciences, Deputy General Director of the **Engineering Center of Objects, Structures and Technologies in the Power Engineering**, 35 Freedom st., Moscow, 125364, Russian Federation, cskte@mail.ru;

Igor V. Baklykov — Leading Engineer, **Branch Design, survey and research institute “Hydroproject named after S.Y. Zhuka” — Research institute of energy structures (Branch “Institute Hydroproject” — NIIES)**, 2 Volokolamskoe shosse, Moscow, 125080, Russian Federation, i.baklykov@hydroproject.ru;

Nikolay V. Bekin — Head of the Service for Monitoring Equipment and Hydraulic Structures, **Branch RusHydro — Zhigulevskaya HPP**, 2 Moscow shosse, Zhigulevsk, 445350, Russian Federation, cskte@mail.ru;

Kirill E. Frolov — Deputy General Director for Research and Design Activities, **RusHydro**, 7 Malaya Dmitrovka st., Moscow, 127006, Russian Federation, frolovke@gidroogk.ru.