DOI: 10.15593/2224-9826/2015.2.01

УДК 691.328

Д.Н. Сурсанов, С.А. Сазонова, А.Б. ПономаревПермский национальный исследовательский
политехнический университет, Пермь, Россия

АНАЛИЗ РЕЗУЛЬТАТОВ НАТУРНЫХ ИСПЫТАНИЙ ШПОНОЧНОГО СОЕДИНЕНИЯ НА СРЕЗ

Рассмотрена методика и результаты трех натурных испытаний плит, которые являются аналогом элементов перекрытия сборно-монолитного каркасного здания в части работы шпонок. Приведено подробное описание конструкции плит перекрытия с фибролитовыми пустотообразователями, выделены основные технологические и конструкционные особенности изделия. В результате натурных испытаний плит по методике ГОСТ 8829–94 определены фактические значения разрушающих нагрузок при испытании изделий по прочности, фактические значения прогибов и ширины раскрытия трещин. Определена картина характерных трещин на поверхностях и гранях плиты. В ходе испытаний при максимальных нагрузках разрушения шпоночного соединения не наступило, хотя были зафиксированы повороты фрагментов ригелей на опорах. Выполнено численное моделирование плиты перекрытия в ПК Лири 9.6. Рассмотрены несколько случаев моделирования диска плиты перекрытия: плоскими элементами типа «пластина», объемными элементами с учетом и без учета пустотообразователей из фибролита; рассмотрены различные варианты моделирования шпоночного соединения. В ходе сравнения результатов численного моделирования и натурных испытаний установлено, что решающим критерием, влияющим на прогиб конструкции, является характер закрепления плиты перекрытия. Так, при шарнирном закреплении, моделирующем шпоночное соединение, прогиб плиты перекрытия, полученный по результатам численного моделирования, близок к значениям натурального эксперимента. В то же время различные модели – из плоских конечных элементов, из объемных конечных элементов и объемных конечных элементов различной жесткости – дают расхождения в прогибах, не превышающие 10–20 %. Данные выводы о результатах численного моделирования справедливы для работы конструкции в стадии до образования трещин.

Ключевые слова: бетонная шпонка, фибролит, натурное испытание, прогиб, численное моделирование, МКЭ анализ, Лири 9.6, перемещение, жесткость, несущая способность.

D.N. Sursanov, S.A. Sazonova, A.B. PonomarevPerm National Research Polytechnic University,
Perm, Russian Federation

ANALYSIS OF CONCRETE DOWEL FULL-SCALE SHEARING TESTS

Methods and results of three full-scale field tests of short concrete slabs are presented. These short concrete slabs are analogous to full-scale slabs (according to dowel connection), parts of precast-monolithic frame building system. Detailed description, technological and structural features of precast

concrete slabs with fibrolite inner elements are presented. According to State Standard 8829–94 full-scale test methods following parameters are obtained: actual values of ultimate load for slabs, actual values of deflections and cracks widths. Also crack patterns on slab surfaces are registered and analyzed. During to tests the destruction of dowel connections under ultimate loads was not registered, but support plate of concrete girder rotate was detected. FEM analysis of concrete slab was made in LIRA 9.6 software. During the numerical modelling process several models were analyzed: flat slab model, 3D slab model with one and two types of materials (concrete and fibrolite); both models with different types of initial conditions (rigid and non-rigid connections). As a result of full-scale tests and FEM-simulation following conclusions were made: the main criteria for slab deflection value during FEM-simulation were types of initial conditions. In the case of non-rigid dowel connection, deflections of concrete slabs FEM model are closer to full-scale test deflections. At the same time different types of models and materials gives close results of deflections (10–20 % deviation) in the case of same initial conditions. These conclusions according to FEM modelling are valid only for elastic phase of slab bending, before appearing of the cracks.

Keywords: concrete dowel, tongue joint fibrolite, full-scale test, deflection, FEM analysis, LIRA 9.6, displacement, stiffness, bearing capacity.

Многопустотные плиты наиболее широко применяются для устройства межэтажных перекрытий для строительства зданий из бетона, кирпича или стеновых блоков [1]. За счет воздушных полостей пустотные плиты имеют меньшую массу, обладают более высокими теплоизоляционными и звукоизоляционными свойствами, но более трудоемки в изготовлении по сравнению с другими видами плит. При формировании многопустотных плит заполнение формы бетонной смесью затрудняется наличием специальных пустотообразователей, которые извлекаются после бетонирования конструкции. Данный недостаток технологии изготовления многопустотных плит может быть устранен путем замены инвентарных пустотообразователей на пустотообразователи, остающиеся в теле плиты [2]. В ходе разработки конструкции сборно-монолитного каркаса здания на заводе ЖБК ООО «Сатурн-Р» была предложена схема опирания сборных плит перекрытия на монолитные ригели за счет бетонного шпоночного соединения, которое формируется на этапе устройства монолитных ригелей. Данное сопряжение имеет целый ряд преимуществ, подробно описанных в работах, посвященных системе АРКОС [3, 4].

Цель испытаний заключалась в опытной оценке прочности шпоночного соединения плиты перекрытия с ригелем в результате воздействия поперечной силы.

Задачи испытаний включали:

– определение прогибов плит и сопоставление опытных значений с контрольными;

- определение ширины раскрытия трещин и сопоставление опытных значений с контрольными [4];
- определение разрушающей нагрузки на шпоночное соединение;
- оценку несущей способности шпоночного соединения.

Для испытаний шпоночного соединения проведена серия из трех натурных испытаний¹: двух плит перекрытия ПП30.27 и плиты ППу30.27 пролетом 3 м. Методика, порядок, а также результаты проведенных испытаний обработаны в соответствии с ГОСТ 8829–94.

1. Характеристика изделий

Испытываемые плиты ПП30.27 и ППу30.27 являются аналогом элементов перекрытия сборно-монолитного каркасного здания в части работы шпонок. Плита опирается по двум коротким сторонам на монолитные ригели. В плите имеется 7 «пустот», которыми служат фибролитовые плиты сечением 296×100 мм, уложенные параллельно длинной стороне. Плита опирается на ригели через бетонные шпонки, образуемые при бетонировании ригелей за счет бетона, заполняющего пустоты на торцах плиты. Прочностные характеристики бетона плит перекрытия приведены в табл. 1.

При изготовлении плиты для 1-го испытания в качестве крупного заполнителя в бетонной смеси использовался гравий, для 2-го и 3-го испытания – щебень. Класс применяемой арматуры А500С во всех трех испытаниях был неизменным.

Общий вид плиты ППу30.27 представлен на рис. 1. Принципиальным отличием плит ПП30.27 и ППу30.27 является наличие выпусков нижней рабочей арматуры на 130 мм у плиты ПП30.27 (рис. 2).

Таблица 1

Сводная таблица прочностных характеристик бетона плит перекрытия

Номер испытания	Наименование конструкции	Класс бетона (средняя прочность на сжатие, МПа)	Средняя прочность на сжатие по протоколу, МПа
1	ПП30.27	B15 (19,2)	22,8
2		B20 (25,6)	28,1
3	ППу30.27	B20 (25,6)	28,1

¹ Изготовление и испытание изделий проводились при технической поддержке ЖБК ООО «Сатурн-Р».

Рис. 1. Общий вид плиты ППУ30.27

2. Средства испытаний и вспомогательные устройства

При проведении испытаний для нагружения использовались бетонные блоки, предварительно взвешенные и замаркированные.

Для измерения прогибов применялись поверенные измерительные приборы и инструменты с ценой деления 0,01 мм [4], а именно:

- прогибомеры 6ПАО (2 шт.);
- индикаторы часового типа ИЧ-50 (4 шт.).

Рис. 2. Узел 1: а – плита ППу30.27; б – плита ПП30.27

Для измерения ширины раскрытия трещин использовался микроскоп МПБ-2 с ценой деления 0,05 мм.

Испытательный стенд и схема расположения приборов представлены на рис. 3.

3. Методика проведения испытаний

Методика испытаний была принята в соответствии с требованиями ГОСТ 8829–94 в отношении температуры, отпускной прочности изделия, схемы опирания [5].

При контрольных испытаниях (за исключением испытания № 3) изделия доводились до исчерпания несущей способности (до разрушения), что характеризовалось следующими признаками [6, 7]:

- резкое нарастание прогибов;
- развитие и раскрытие трещин на последнем этапе нагрузки.

В процессе испытаний регистрировались значения нагрузки и соответствующий прогиб при разрушении, характер разрушения изделия.

Нагрузка прикладывалась поэтапно ступенями с выдержкой на каждом этапе не менее 10 мин. Величины промежуточных и контрольных нагрузок указаны в табл. 2.

Рис. 3. Схема испытательного стенда (грузы пронумерованы в порядке установки на испытываемое изделие)

Таблица 2

Порядок нагружения

Этап нагружения	Общее кол-во грузов	Масса грузов, кг	Значение контрольной нагрузки, кг	Контрольный параметр
1	2	3912	1832	образование трещин
			2198	прогиб
			3256 (нормат. эксплуат.)	ширина раскрытия трещин
2	4	7824	4184 (расчет. эксплуат.)	
			6617	1-й случай разрушения
			7600	разрушение от поперечной силы
3	6	11 736	8354	2-й случай разрушения
4	8	15 648		
5	10	19 560	17 698	разрыв ребер торцов плиты
6	12	23 472		
7	14	27 384		
8	16	32 296		

4. Результаты проведения испытаний

В ходе проведения испытаний № 1 и № 2 (ПП30.27) средняя дополнительная нагрузка, переданная на плиту, составила соответственно 22,99 и 31,3 т. Испытания № 1 и № 2 не позволили оценить несущую способность шпонок из-за опирания в процессе нагружения плит на страховочную опору. Жесткость плиты ППу30.27 была значительно увеличена за счет замены в каркасах одного стержня Ø10 A500C на два Ø20 A500C, что позволило до конца испытания передать нагрузку на шпонки.

В ходе проведения испытания № 3 на плиту перекрытия была передана нагрузка 31,3 т, признаков разрушения плиты перекрытия и бетонных шпонок не зафиксировано. Появление первых волосяных трещин на нижней грани плиты было зафиксировано при нагрузке 23,42 т. В процессе дальнейшего нагружения наблюдалось развитие этих и образование новых трещин. Максимальная ширина раскрытия трещин на нижней поверхности плиты была зафиксирована при передаче нагрузки 31,3 т – $a_{сгс} = 0,2$ мм. Дефектов на верхней поверхности плиты зафиксировано не было. Схема расположения трещин на нижней поверхности плиты после проведения испытания № 3 приведена на рис. 4.

Рис. 4. Схема расположения трещин на нижней поверхности плиты после проведения испытания № 3

5. Оценка результатов испытаний

Прочностные характеристики плит перекрытия. По результатам испытания № 3 плита перекрытия не была доведена до разрушения; нагрузка, переданная на последнем этапе нагружения, составила 31,3 т. По результатам испытаний № 1 и № 2 разрушающая нагрузка на плиту перекрытия составила 15,99 т и 23,42 т соответственно.

Характер разрушения плиты в испытаниях № 1 и № 2 соответствует 1-му случаю согласно п. Б.3 ГОСТ 8829–94 – разрушение от достижения в рабочей арматуре нормального сечения напряжений, соответствующих пределу текучести (условному пределу текучести) стали. Ни в одном из трех испытаний не было зафиксировано признаков разрушения бетонных шпонок.

Жесткостные характеристики плит перекрытия. По результатам испытания № 1 среднее значение прогиба плиты перекрытия составило 13,23 мм при передаче нагрузки 12,77 т, по результатам испытания № 2 – 7,57 мм при передаче нагрузки 15,58 т, по результатам испытания № 3 – 5,12 мм при передаче нагрузки 31,3 т. Предельная величина прогиба плиты перекрытия пролетом $l = 3000$ мм в соответствии с СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия» $[f] = l/193 = 15,5$ мм.

Таким образом, прогибы, зафиксированные при всех трех испытаниях, не превышают предельной величины.

Зависимость прогибов от этапов нагружения отражена на графиках (рис. 5).

Рис. 5. Зависимость прогиба плиты от этапов нагружения при испытаниях № 1–3

Трещиностойкость плит перекрытия. По результатам испытания № 1 первые трещины шириной раскрытия $a_{\text{срс}} = 0,5$ мм на плите перекрытия образовались на 3-м этапе нагружения при нагрузке 9,55 т. Наибольшая ширина раскрытия трещин, равная $a_{\text{срс}} = 4$ мм, была зафиксирована при нагрузке 17,17 т.

По результатам испытания № 2 первые волосяные трещины шириной раскрытия $a_{\text{срс}} = 0,05$ мм на плите перекрытия образовались на 2-м этапе нагружения при нагрузке 7,79 т. Наибольшая ширина раскрытия трещин, равная $a_{\text{срс}} = 3$ мм, была зафиксирована при нагрузке 23,42 т.

По результатам испытания № 3 первые волосяные трещины шириной раскрытия $a_{\text{срс}} = 0,05$ мм на плите перекрытия образовались на 6-м этапе нагружения при нагрузке 23,42 т. Наибольшая ширина раскрытия трещин, равная $a_{\text{срс}} = 0,2$ мм, была зафиксирована при нагрузке 31,26 т.

6. Моделирование работы плиты перекрытия в ПК Ли́ра 9.6

В ходе численного моделирования рассматривались следующие модели плиты перекрытия:

- 1) плоская модель;
- 2) объемная модель без учета пустотообразователей из фибролита;
- 3) объемная модель с учетом пустотообразователей из фибролита.

Также рассматривались два варианта моделирования шпоночного соединения – жесткое и шарнирное.

Плоская модель. Для создания плоской модели плиты перекрытия использовались характеристики, указанные в табл. 3.

Таблица 3

Характеристики плоской модели

Характеристика	Значение	Единицы измерения
Признак схемы	5–6 степеней свободы в узле	–
Тип КЭ	КЭ 41	–
Тип жесткости	Пластина	–
Модуль упругости (B15)	$2,4 \cdot 10^6$	т/м ²
Модуль упругости (B20)	$2,75 \cdot 10^6$	т/м ²
Коэффициент Пуассона	0,2	–
Высота пластины	20	см
Удельный вес	2,4	т/м ³

Геометрические размеры плиты принимались по чертежам. При моделировании шпоночного соединения ригеля и плиты перекрытия в качестве жесткой связи для соответствующих узлов вводились ограничения на перемещения и углы поворота; при моделировании шарнирного соединения ограничения вводились только на перемещения [8, 9]. При этом в обоих случаях пролет плиты был уменьшен до 2,9 м, на половину длины шпоночного соединения с каждой стороны. Загружения от собственного веса плиты задавались при помощи опции «Добавить собственный вес», дополнительная нагрузка от фундаментных блоков принималась равномерно распределенной по площади и прикладывалась в «пятне» размещения блоков. Плоская конечно-элементная модель создавалась при помощи опции «Генерация регулярных фрагментов и сетей», с размером элемента плиты 0,05×0,05 м.

Конечно-элементная схема плиты с приложенной дополнительной нагрузкой (нагрузка от собственного веса условно не показана) приведена на рис. 6.

Объемная модель. Для создания плоской модели плиты перекрытия использовались характеристики, указанные в табл. 4.

Геометрические размеры плиты принимались по чертежам. При моделировании шпоночного соединения ригеля и плиты перекрытия в качестве жесткой связи для соответствующих узлов вводились ограничения на перемещения и углы поворота (по всей высоте торца плиты). При моделировании шарнирного соединения с одной стороны плиты моделировалась шарнирно-неподвижная, а с другой – шарнирно-подвижная

опора [10–12]. Величина пролета, назначение нагрузок принимались аналогично случаю с плоской моделью. Объемная конечно-элементная модель создавалась при помощи опции «Объект, созданный перемещением или вращением образующей», с размером ребра элемента 0,05 м.

Рис. 6. Конечно-элементная модель плиты

Таблица 4

Характеристики объемной модели

Характеристика	Значение	Единицы измерения
Признак схемы	5–6 степеней свободы в узле	–
Тип КЭ	КЭ 36	–
Тип жесткости	Объемный КЭ (3D)	–
Модуль упругости (B15)	$2,4 \cdot 10^6$	т/м ²
Модуль упругости (B20)	$2,75 \cdot 10^6$	т/м ²
Модуль упругости фибролита	$5 \cdot 10^4$	т/м ²
Удельный вес фибролита	0,25	т/м ³
Коэффициент Пуассона	0,2	–
Высота пластины	20	см
Удельный вес бетона	2,4	т/м ³

Мозаика вертикальных перемещений деформированной объемной конечно-элементной модели плиты при шарнирном моделировании шпоночного соединения приведена на рис. 7.

По результатам моделирования выполнены графики сравнения прогибов плит, полученных при натурных испытаниях и при численном моделировании (рис. 8, 9). При этом на рис. 8 ветви графиков на-

турных испытаний построены до точек, соответствующих 2-й ступени нагружения (с целью сохранения масштаба графиков); на рис. 9 ветви графиков натурных испытаний построены до точек, соответствующих появлению первых трещин в пролете плиты.

Рис. 7. Мозаика вертикальных перемещений узлов объемной деформированной конечно-элементной модели

Рис. 8. Зависимость прогибов в середине пролета плиты при различной нагрузке по результатам натурных испытаний и численного моделирования (жесткое закрепление в шпоночном соединении)

Рис. 9. Зависимость прогибов в середине пролета плиты при различной нагрузке по результатам натурных испытаний и численного моделирования (шарнирное закрепление в шпоночном соединении)

Выводы

В ходе проведения натурных испытаний аналогов элементов перекрытия плит ПП30.27 и ППУ30.27 с фибролитовыми пустотообразователями были получены следующие результаты:

1. Максимальная нагрузка, воспринимаемая шпоночным соединением, составила 16,2 т. При этом признаков разрушения шпоночного соединения не зафиксировано.

2. Наличие выпуска арматуры в ригеле (см. рис. 2) существенно не влияет на несущую способность шпонки. В то же время отсутствие выпусков арматуры плиты перекрытия в ригеле существенно упрощает (ускоряет) монтаж арматуры ригеля.

3. По результатам испытаний № 1 и № 2 установлено, что разрушение плиты перекрытия соответствует 1-му случаю разрушения согласно п. Б.3 ГОСТ 8829–94 – разрушение от достижения в рабочей арматуре нормального сечения напряжений (в середине пролета плиты перекрытия), соответствующих пределу текучести (условному пределу текучести) стали.

В результате МКЭ анализа работы плиты перекрытия можно сделать следующие выводы:

1. Определяющим критерием, влияющим на прогиб плиты перекрытия, является характер закрепления конструкции. Так, при шарнирном закреплении, моделирующем шпоночное соединение, прогиб плиты перекрытия, полученный по результатам численного моделирования, близок к значениям натурного эксперимента.

2. Различные модели – из плоских конечных элементов, из объемных конечных элементов и объемных конечных элементов различной жесткости – дают расхождения в прогибах, не превышающие 10–20 %.

3. Данные выводы о результатах численного моделирования справедливы для работы конструкции в стадии до образования трещин.

Следует отметить, что работа плит с фибролитовыми пустотообразователями в системе безригельного каркаса требует дополнительного изучения в части учета распора ригелей; численное моделирование работы плиты перекрытия в стадии после образования трещин также требует дополнительных исследований.

Библиографический список

1. Бадалова Е.Н. Прочность по нормальному сечению железобетонных многопустотных плит перекрытий, усиленных арматурой из углеродных волокон // Вестник Полоцкого государственного университета. – 2011. – № 16. – С. 60–66.

2. Натурные испытания многопустотной плиты с фибролитовыми пустотообразователями / Д.Н. Сурсанов, С.А. Сазонова, А.Б. Пономарев, А.В. Лысков // Жилищное строительство. – 2014. – № 10. – С. 27–32.

3. Испытание натурального фрагмента сборно-монолитного каркаса системы АРКОС с плоскими перекрытиями / А.А. Карякин, С.А. Сонин, П.В. Попп, М.В. Алилуев // Вестник Южно-Уральского государственного университета. Сер.: Строительство и архитектура. – 2009. – № 35 (168). – С. 16–20.

4. Мордич А.И., Галкин С.Л. Результаты испытания сборно-монолитного перекрытия каркасного здания вертикальной нагрузкой [Электронный ресурс] // Строительная наука и техника. – 2011. – № 3 (36). – URL: <http://bsc.by/story> (дата обращения: 15.01.2015).

5. Косых А.А., Сурсанов Д.Н. О необходимости применения современных методов мониторинга в строительстве // Модернизация и научные исследования в транспортном комплексе: материалы меж-

дунар. науч.-практ. конф. – Пермь: Изд-во Перм. нац. исслед. поли-техн. ун-та, 2012. – Т. 4. – С. 173–176.

6. Doukas I.D., Retscher G. The contribution of contemporary sensors to the management of natural and manmade disasters – the present and the future // Официальный сайт АСКМ СИТИС: Спрут. – 2011. – URL: <http://sprut.sitis.ru/documents> (дата обращения: 20.01.2015).

7. He X.G., Kwan A.K.H. Modeling dowel action of reinforcement bars for finite element analysis of concrete structures // Computers and Structures. – 2001. – No. 79. – P. 595–604.

8. FEM analysis of the strength of RC beam-to-column dowel connections under monotonic actions / G. Magliulo, M. Ercolino, M. Cimmino, V. Capozzi, G. Manfredi // Construction and Building Materials. – 2014. – No. 69. – P. 271–284.

9. Experimental investigation into a ductile FRP stay-in-place form-work system for concrete slabs / X. Gai, A. Darby, T. Ibell, M. Evernden // Construction and Building Materials. – 2013. – No. 49. – P. 1013–1023.

10. Nguyen T.-T., Tan K.-H., Burgess I.W. Behaviour of composite slab-beam systems at elevated temperatures: Experimental and numerical investigation // Engineering Structures. – 2015. – No. 82. – P. 199–213.

11. Сазонова С.А., Пономарев А.Б. Применение экспресс-метода при оценке свойств техногенных грунтов // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Строительство и архитектура. – 2014. – № 4. – С. 159–169.

12. Пономарев А.Б., Офрихтер В.Г. Необходимость системного мониторинга эксплуатируемых сооружений с целью обеспечения их конструктивной безопасности // Вестник Центрального регионального отделения Российской академии архитектуры и строительных наук. – 2006. – № 5 – С. 134–138.

References

1. Badalova E.N. Prochnost' po normal'nomu secheniiu zhelezo-betonnykh mnogopustotnykh plit perekrytii, usilennykh armaturoi iz uglerodnykh volokon [The strength of normal section of reinforced concrete hollow core slabs reinforced with carbon fiber reinforcement]. *Vestnik Polotskogo gosudarstvennogo universiteta*, 2011, no. 16, pp. 60-66.

2. Sursanov D.N., Sazonova S.A., Ponomarev A.B., Lyskov A.V. Naturnye ispytaniia mnogopustotnoi plity s fibrolitovymi pustotoobrazovateliami [Full-scale tests with hollow core slabs fibrolitovy inside core]. *Zhilishchnoe stroitel'stvo*, 2014, no. 10, pp. 27-32.

3. Kariakin A.A., Sonin S.A., Popp P.V., Aliluev M.V. Ispytanie naturnogo fragmenta sborno-monolitnogo karkasa sistemy ARKOS s ploskimi perekrytiiami [Test-kind piece precast-monolithic frame of ARKOS with flat ceilings]. *Vestnik Uzhno-Ural'skogo gosudarstvennogo universiteta. Seriya "Stroitel'stvo i arkhitektura"*, 2009, no. 35 (168), pp. 16-20.
4. Mordich A.I., Galkin S.L. Rezul'taty ispytaniia sborno-monolitnogo perekrytiia karkasnogo zdaniia vertikal'noi nagruzkoi [The test results are prefabricated monolithic frame building overlapping vertical load]. *Stroitel'naia nauka i tekhnika*, 2011, no. 3 (36), available at: <http://bsc.by/story> (accessed 15 January 2015).
5. Kosyh A.A., Sursanov D.N. O neobhodimosti primeneniia sovremennykh metodov monitoringa v stroitel'stve [The need for application of modern methods of monitoring in construction]. *Materialy mezhdunarodnoi nauchno-prakticheskoi konferentsii "Modernizatsiia i nauchnye issledovaniia v transportnom komplekse"*. Perm: Permskii natsional'nyi issledovatel'skii politekhnicheskii universitet, 2012, vol. 4, pp. 173-176.
6. Doukas I.D., Retscher G. The contribution of contemporary sensors to the management of natural and manmade disasters – the present and the future. *Ofitsial'nyi sait ASKM SITIS: Sprut*, 2011, available at: <http://sprut.sitis.ru/documents> (accessed 20 January 2015).
7. He X.G., Kwan A.K.H. Modeling dowel action of reinforcement bars for finite element analysis of concrete structures. *Computers and Structures*, 2001, no. 79, pp 595-604.
8. Magliulo G., Ercolino M., Cimmino M., Capozzi V., Manfredi G. FEM analysis of the strength of RC beam-to-column dowel connections under monotonic actions. *Construction and Building Materials*, 2014, no. 69, pp. 271-284.
9. Gai X., Darby A., Ibell T., Evernden M. Experimental investigation into a ductile FRP stay-in-place formwork system for concrete slabs. *Construction and Building Materials*, 2013, no. 49, pp. 1013-1023.
10. Nguyen T.-T., Tan K.-H., Burgess I.W. Behaviour of composite slab-beam systems at elevated temperatures: Experimental and numerical investigation. *Engineering Structures*, 2015, no. 82, pp. 199-213.
11. Sazonova S.A., Ponomarev A.B. Primenenie ekspress-metoda pri otsenke svoistv tekhnogennykh gruntov [Application of rapid method for assessing the properties of man-made soils]. *Vestnik Permskogo natsional'nogo issledovatel'skogo politekhnicheskogo universiteta. Stroitel'stvo i arkhitektura*, 2014, no. 4, pp. 159-169.

12. Ponomarev A.B., Ofrikhter V.G. Neobkhodimost' sistemnogo monitoringa ekspluatiruemykh sooruzhenii s tsel'iu obespecheniia ikh konstruktivnoi bezopasnosti [The need for system monitoring facilities operated to ensure their structural safety]. *Vestnik Tsentral'nogo regional'nogo otdeleniia Rossiiskoi akademii arkhitektury i stroitel'nykh nauk*, 2006, no. 5, pp. 134-138.

Получено 25.01.2015

Об авторах

Сурсанов Дмитрий Николаевич (Пермь, Россия) – аспирант кафедры «Строительное производство и геотехника» Пермского национального исследовательского политехнического университета (614990, г. Пермь, Комсомольский пр., 29, e-mail: sursanov@mail.ru).

Сазонова Светлана Александровна (Пермь, Россия) – аспирант кафедры «Строительное производство и геотехника» Пермского национального исследовательского политехнического университета (614990, г. Пермь, Комсомольский пр., 29, e-mail: feliks150@yandex.ru).

Пономарев Андрей Будимирович (Пермь, Россия) – доктор технических наук, профессор, зав. кафедрой «Строительное производство и геотехника» Пермского национального исследовательского политехнического университета (614990, г. Пермь, Комсомольский пр., 29, e-mail: spstf@pstu.ru).

About the authors

Dmitrii N. Sursanov (Perm, Russian Federation) – Postgraduate student, Department of Building Production and Geotechnics, Perm National Research Polytechnic University (29, Komsomolsky av., Perm, 614990, Russian Federation, e-mail: koallita@yandex.ru).

Svetlana A. Sazonova (Perm, Russian Federation) – Postgraduate student, Department of Building Production and Geotechnics, Perm National Research Polytechnic University (614990, 29, Komsomolsky av., Perm, Russian Federation, e-mail: koallita@yandex.ru).

Andrei B. Ponomarev (Perm, Russian Federation) – Doctor of Technical Sciences, Professor, Head of Department of Building Production and Geotechnics, Perm National Research Polytechnic University (29, Komsomolsky av., Perm, 614990, Russian Federation, e-mail: spstf@pstu.ru).