

**Т.А. Толкынбаев¹, А.Д. Мехтиев², А.К. Қожас³, Ш.Б. Толеубаева^{1*},
Б.Б. Аубакирова⁴**

¹Евразийский национальный университет им. Л.Н. Гумилева, Нур-Султан, Казахстан

²Казахский агротехнический университет им. С.Сейфуллина, Нур-Султан, Казахстан

³Карагандинский университет им. Е.А. Букетова, Караганды, Казахстан

⁴Северо-Казахстанский университет им. М. Козыбаева, Петропавловск, Казахстан

Информация об авторах:

Толкынбаев Темирхан Анапияевич – доктор технических наук, профессор, Евразийский национальный университет им. Л.Н. Гумилева, Нур-Султан, Казахстан

<https://orcid.org/0000-0002-8549-3064>, e-mail: temtol1961@mail.ru

Мехтиев Али Джаванширович – кандидат технических наук, ассоциированный профессор, Казахский агротехнический университет им. С.Сейфуллина, Нур-Султан, Казахстан

<https://orcid.org/0000-0002-2633-3976>, e-mail: barton.kz@mail.ru

Қожас Айгүл Кенжебекқызы – кандидат технических наук, ассоциированный профессор, Карагандинский университет имени Е.А. Букетова, Караганды, Казахстан

<https://orcid.org/0000-0002-5039-9529>, e-mail: kozhas@bk.ru

Толеубаева Шамшыгайын Болатқызы – магистр технических наук, старший преподаватель, Евразийский национальный университет им. Л.Н. Гумилева, Нур-Султан, Казахстан

<https://orcid.org/0000-0002-8044-5346>, e-mail: shamshygaiyn@mail.ru

Аубакирова Бахыткул Бохаевна – магистр технических наук, старший преподаватель, Северо-Казахстанский университет им. М. Козыбаева, Петропавловск, Казахстан

<https://orcid.org/0000-0002-7205-6455>, e-mail: aubakirova_68@mail.ru

МОНИТОРИНГ МОНОЛИТНОГО ПЕРЕКРЫТИЯ С ПРЕДВАРИТЕЛЬНЫМ НАПРЯЖЕНИЕМ БАЛОК

Аннотация. *Разработан метод мониторинга напряженно-деформированного состояния строительных конструкций. Проведено техническое обследование конструкций монолитной плиты с использованием электронных маяков для контроля трещин. Основой системы мониторинга монолитных железобетонных конструкций является волоконно-оптическая технология, основанная на контроле изменения параметров световой волны. Для проведения экспериментальной части разработана схема для проведения испытаний волоконно-оптических сенсоров.*

Ключевые слова: *перекрытие, бетон, мониторинг, обследование, дефект, трещина.*

Введение

Система автоматизированного мониторинга технического состояния эксплуатируемых или возведенных вновь зданий и сооружений на основе их информационной модели даст возможность вести непрерывный контроль напряженно-деформированного состояния несущих конструкций, своевременно выявлять опасные дефекты и повреждения, анализировать динамику их развития и с высокой точностью прогнозировать срок безопасной эксплуатации.

Методика оценки технического состояния несущих конструкций по результатам мониторинга и выбора методов восстановления их эксплуатационной надежности на основе информационной модели позволит заблаговременно принять меры страховочного и компенсирующего характера для предотвращения аварийных ситуаций.

В 2019 году в жилом массиве «Юго-Восток» г. Караганды (Республика Казахстан) начато строительство здания оптово-распределительного центра.

Ситуационный план объекта (общий вид) на момент мониторинга представлен на рисунке 1.



Рисунок 1 – Ситуационный план расположения объекта обследования [Материал автора]

При строительстве указанного объекта возникли проблемы с обеспечением прочности и устойчивости монолитного железобетонного перекрытия на отметке +5.900, так как главные и второстепенные балки, входящие в состав перекрытия, были устроены с предварительным напряжением. Способ предварительного напряжения этих несущих конструкций был нетипичный: с натяжением стальных канатов на бетон, но без сцепления с ним. При этом возникли трещины в бетоне балок, которые требовали оценки по характеру, величине и динамике раскрытия.

В связи с тем, что данный способ предварительного напряжения монолитных конструкций является трансфером инновационной технологии из Российской Федерации в практику строительства Республики Казахстан, и в настоящее время здесь нет нормативно-технических документов, которые регламентировали бы мониторинг таких конструкций, возникла определенная проблема по обеспечению их прочности и устойчивости на стадиях устройства и эксплуатации. В этих условиях действующие в Республике Казахстан система технического обследования прочности и устойчивости возводимых и эксплуатируемых конструкций, зданий и сооружений, а также автоматизированного мониторинга напряженно-деформированного состояния строительных конструкций эксплуатируемых высотных объектов и многофункциональных комплексов [1] не могла решить данную проблему. Кроме того, аккредитованные организации по выполнению технического обследования и мониторинга строительных конструкций, зданий и сооружений, очень часто не имеют в своем составе аккредитованных лабораторий, имеющих право осуществлять сертифицированные испы-

тания, и давать соответствующие заключения. Выполняемые аттестованными экспертами испытания строительных конструкций оформляются протоколами, которые при отсутствии таких лабораторий, являются недействительными. В этом случае недействительными являются и технические заключения, которые выдаются подобными организациями на их основе. Согласно действующему законодательству Республики Казахстан, легитимными являются технические заключения, выдаваемые инспекционным органом.

В связи с увеличивающимся трансфером инновационных зарубежных технологий и внедрением международных стандартов (еврокодов) в существующую практику казахстанского строительства, а также для решения вышеуказанной проблемы по конкретному объекту, специалисты аккредитованного инспекционного органа, компании «Компания комплексной экспертизы», на основе изучения мирового и отечественного опыта [2, 3] разработали и апробировали мониторинг напряженно-деформируемого состояния главных и второстепенных балок монолитного перекрытия на отметке +5.900 здания оптово-распределительного центра.

Материалы и методы

Научное направление исследования: строительные конструкции, мониторинг технического состояния зданий и сооружений.

Методика мониторинга разработана для вышеуказанных конструкций и объекта и включила в себя:

- анализ фактически исполненного конструктивного решения монолитного перекрытия и визуальный осмотр конструкций;
- визуально-инструментальные наблюдения, измерения, натурные и лабораторные испытания конструкций;
- инспекционный контроль прочности бетона и прогибов главных и второстепенных балок, параметров трещин в бетоне, анализ динамики их изменения;
- поверочные расчеты конструкций с учетом натяжения стальных канатов на бетон без сцепления с ним;
- оценку фактического технического состояния конструкций по результатам мониторинга их напряженно-деформированного состояния.

При мониторинге использован комплекс приборов и средств измерений:

- нивелир оптический с компенсатором серии НА 324;
- бинокль OLYMPUS 8-16x40;
- электронные маяки – регистраторы «Автограф-1,2»;
- микроскоп МПБ-3;
- фотоаппараты NIKON 16MP;
- штангенциркуль ШЦ-1-250;
- габаритные размеры: толщины монолитной плиты – 180 мм, размеры главной балки – $b=600\text{мм}$, $h=900\text{мм}$ (с учетом толщины плиты), второстепенные балки – $b = 300\text{ мм}$, $h = 500\text{ мм}$ (с учетом толщины плиты).

Испытания образцов-кернов производилась по методике, описанной в ГОСТ [2], где максимальное усилие, достигнутое в процессе испытания, при-

нимают за разрушающую нагрузку. Шкалу силоизмерителя испытательной машины выбрано из условия, что ожидаемое значение разрушающей нагрузки должно быть в интервале от 20% до 80% максимальной нагрузки, допускаемой выбранной шкалой. Нагружения образцов проводят непрерывно с постоянной скоростью нарастания нагрузки до его разрушения. При этом время нагружения образца до его разрушения должно быть не менее 30 с.

При испытании на сжатие образцы-цилиндры (кернов) устанавливают одной из выбранных граней на нижнюю опорную плиту испытательной машины (пресса) центрально относительно его продольной оси, используя риски, нанесенные на плиту испытательной машины (пресса), или специальное центрирующее приспособление приложения Д [4].

Образец нагружают до разрушения при постоянной скорости нарастания нагрузки $(0,6 \pm 0,2)$ МПа/с.

Разрушенный образец подвергают визуальному осмотру.

В журнале испытаний отмечают:

- наличие крупных (объемом более 1 см) раковин и каверн внутри образца;
- наличие зерен заполнителя размером более 1,5, комков глины, следов расслоения.

Результаты испытаний образцов, имеющих перечисленные дефекты структуры и характер разрушения, не учитывают. В случае разрушения образца по одной из неудовлетворительных схем, приведенных в приложении Е [2], результат не учитывают, о чем делают запись в журнале испытаний.

Измерения толщины бетонной стяжки пола принята по результатам вскрытия слоев пола до поверхности плиты перекрытия, установки горизонтальной мерной линейки «на ребро», измерение производилось путем выдвижения щупа штангенциркуля ШЦ-1-250, полученный результат вносят в акты вскрытия и измерения.

Измерения прогибов, методика измерения приведены ниже. Измерения величины раскрытия трещин в главных и второстепенных балках монолитного перекрытия, производились металлическими щупами, далее при мониторинге электронными маяками – регистраторами «Автограф-1,2».

Поверочные расчеты выполнены проектировщиком (методом расчета заменяющих полос с выделением надколонных и межколонных полос с последующими расчетами каждой из них).

Результаты и обсуждение

Анализ проекта, разработанного ООО «ПСК-Строитель» (Москва, Российская Федерация), показал следующее. Несущий каркас здания оптово-распределительного центра принят и фактически исполнен пространственным монолитным железобетонным, состоящим из несущих колонн, перекрытий на отм. +5,900 с системой плит, главных и второстепенных балок. В проекте предусмотрено устройство предварительного напряжения главных и второстепенных балок перекрытий стальными канатами, которые натягиваются на бетон без сцепления с ним, которое фактически исполнено.

Габаритные размеры монолитной плиты перекрытия на отм. +5,900, в осях «4-8, А/0-Е», имеют следующие параметры: толщина монолитной плиты – 180мм, размеры главной балки – $b=600\text{мм}$, $h=900\text{мм}$ (с учетом толщины плиты), второстепенные балки – $b=300\text{мм}$, $h=500\text{мм}$ (с учетом толщины плиты). Материалы приняты проектом в конструкциях перекрытия – бетон тяжелый класса В30, напрягаемая рабочая арматура плиты класса А400 по ГОСТ 5781-82*, ненапрягаемая рабочая арматура балок класса А400 по ГОСТ 5781-82*, поперечная арматура балок класса А240, А400 по ГОСТ 5781-82*, конструктивная арматура плиты и балок класса А240, А400 по ГОСТ 5781-82*, напрягаемое армирование – канаты К7-15,7-1860 по СТО 71915393-ТУ100-2011, анкера напрягаемого армирования EV6701 по ТУ5264-003-85658014-2014.

Визуальный осмотр конструкций и визуально-инструментальные измерения подтвердили, что фактическое исполнение указанных конструкций по материалам и габаритам соответствуют проекту [14].



Рисунок 2 – Конструктивные решения монолитного перекрытия на момент мониторинга [Материал автора]

Анализ исходных данных по проекту установил следующее (табл. 1).

Таблица 1 – Результаты анализа исходных данных по проекту монолитного перекрытия

Автор проекта	ООО «ПСК-Строитель», г. Москва (Российская Федерация)
Год разработки проекта	2019
Конструктивная схема перекрытия	Монолитная железобетонная плитно-балочная
Сведения о примененных в проекте конструкциях	Несущий каркас из монолитных железобетонных колонн, балок и плит перекрытия и покрытия
Год устройства перекрытия	2019
Стадия возведения здания на момент мониторинга перекрытия	Завершены монолитные работы по несущему каркасу
Геометрические размеры здания (сооружения), элементов и конструкций	Соответствуют проекту
Расчетная схема	Пространственный каркас

Проектные нагрузки	Соответствуют проекту
Характеристики материалов (бетона, металла, камня и т.п.), из которых выполнены конструкции	Соответствуют проекту
Сертификаты и паспорта на применение в строительстве здания, изделий и материалов	Представлены в необходимом количестве
Проявившиеся при строительстве дефекты, повреждения и т. п.	Наблюдаются трещины в главных и второстепенных балках перекрытия на отметке +5.900

В результате испытаний образцов-кернов бетонной стяжки пола, отобранных из конструкции:

- Образец №1 в осях «7-8, В-Г»: 2232 кг/м³ тяжелый бетон;
- Образец №2 в осях «6-7, В-Г»: 2162 кг/м³ тяжелый бетон;
- Образец №3 в осях «5-6, В-Г»: 2183 кг/м³ тяжелый бетон.

В результате измерений толщины бетонной стяжки пола, были получены следующие соответствия:

- Участок №1 в осях «7-8, В-Г»: 128 мм;
- Участок №2 в осях «6-7, В-Г»: 122 мм;
- Участок №3 в осях «5-6, В-Г»: 118 мм.

В результате испытаний прочности бетона главных и второстепенных балок перекрытия на участке в осях «1/0-18, А/0-Е», было установлено следующее: фактический класс бетона главных балок перекрытия, соответствует проектному классу В30.

По результатам визуально-инструментального обследования при инспекционном контроле строительных конструкций, выявлены дефекты в конструкциях перекрытия, в частности, нормальные трещины в главных и второстепенных балках с шириной раскрытия $a_{срс}=0,1-0,2$ мм, и редкие отдельные трещины с шириной раскрытия $a_{срс}=0,3$ мм. На рисунках 3 и 4 проиллюстрированы трещины в балках перекрытия В30.



Рисунок 3 – Балка (главная) БПН-3.10 в осях «4, Г-Д» [Материал автора]



Рисунок 4 – Балка (главная) БПН-3.7 в осях «5, Г-Д» [Материал автора]

Произведена геодезическая съемка и определены величины прогибов балок в середине пролета.

Вычисление абсолютного прогиба при измерениях, выполняемых методами геометрического нивелирования, следует производить относительно условной прямой, проведенной через точки опоры балки перекрытия в измеряемом сечении (рисунок 5).

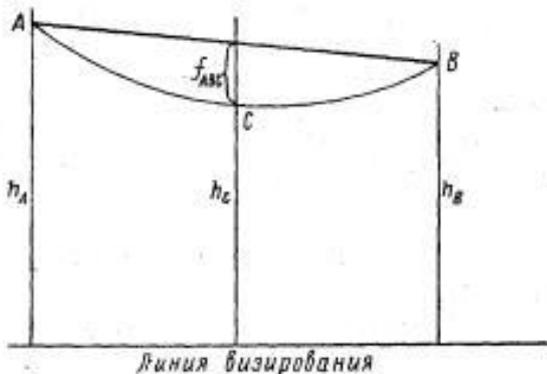


Рисунок 5 – Вычисление прогибов балок перекрытий с учетом разности отсчетов по крайним точкам балки

f_{ABC} - абсолютный прогиб балки перекрытия, h_a , h_B , h_C – отсчеты по рейке в точках A, B, C;

$$f_{ABC} = h_a + h_{B/2} - h_c$$

Вычисление прогиба балок перекрытия определялось относительно прямой, проведенной через точки опоры плиты в измеряемом сечении.

Предельно допустимый вертикальный прогиб балок перекрытия не должен превышать $L/250$ пролета конструкций, то есть 48 мм [5].

Прогибы главных балок составили до 12,5 мм, прогибы второстепенных балок составили до 6 мм.

Наблюдения проводились на главных и второстепенной балках перекрытия, на которые приложены максимальные постоянные и временные нагрузки (главная балка) БПН-1.3 в осях «Д-Г, 3»; (главная балка) БПН-8.13, участок в осях «К, 11-12»; (главная балка) БПН-3.13, участок в осях «В, 6-7»; (главная балка) БПН-1.9, участок в осях «Б, 3-4»; (главная балка) БПН-3.13, участок в осях «В, 7-8»)

Показания снимались с ранее установленных электронных маяков **М1**(Д-Г, 3), заводской №307; **М2**(К, 11-12), заводской №305; **М3**(В, 6-7), заводской №306; **М4**(Б, 3-4) заводской №308; **М5**(В, 7-8) заводской №309.

Установка электронных маяков показана на рисунках 6 и 7.

Поверочный расчет произведен по методике, разработанной федеральным автономным учреждением «Федеральный центр нормирования, стандартизации и оценки соответствия в строительстве» Российской Федерации. Данная методика разработана в связи с отсутствием практики применения методики расчета перекрытий, с использованием технологии предварительного натяжения канатной арматуры без сцепления с бетоном в г. Караганде. Поверочный расчет выполнен подрядной организацией ООО «ПСК-Строитель» для участка (главной) балки БПН -3.13 с наиболее характерными трещинами в осях «В/6-7» в расчетной программе АРБАТ (64-бит) версия 21.1.1.1. Расчет произведен по I и II группам предельных состояний, без учета канатной арматуры. Предельный внутренний момент сравнивался с пониженным внешним моментом. Пониженное принималось за счет усилий, создаваемых канатной арматурой (отпор и обжатие). По результатам расчетов, с учетом фактического армирования и при фактическом классе бетона, соответствующему проекту В30, несущая способность балок перекрытия достаточна для восприятия проектной нагрузки на плиту перекрытия.

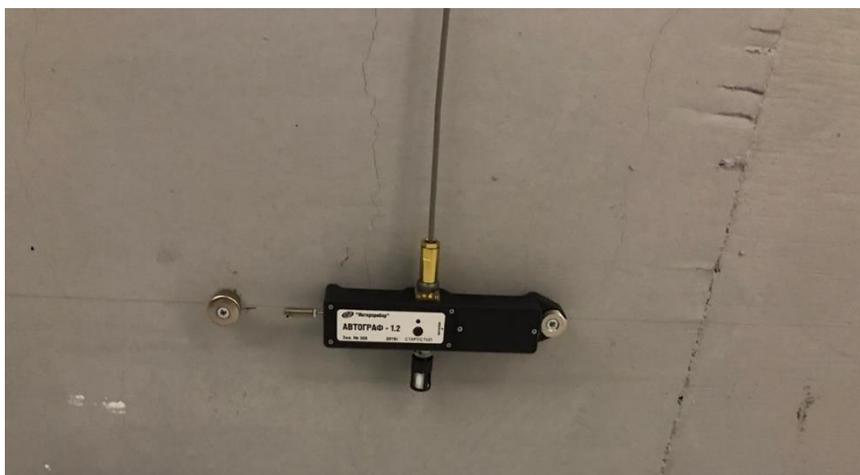


Рисунок 6 – Электронные маяки – регистраторы «Автограф-1,2» установленный на трещине балки (главная) БПН-8.13, участок в осях «К, 11-12» [Материал автора]



Рисунок 7 – Электронные маяки – регистраторы «Автограф-1,2» установленный на трещине балки (главная) БПН-3.13, участок в осях «В, 6-7» [Материал автора]

По результатам первичного инспекционного контроля (обследования) в 2019 году, ширина раскрытия трещин на уровне рабочей арматуры главных и второстепенных балок перекрытия не превысила допустимого значения 0,3 мм, при продолжительном действии нагрузок. Также не выявлены максимальный прогиб балок и максимальное раскрытие трещин одновременно.

По результатам анализа полученных значений ширины раскрытия трещин и прогибов, техническое состояние балок перекрытия на отм. +5,900, в осях «4-8, А/0-Е», при действии постоянной нагрузки оценено как работоспособное (категория II). Несущая способность конструкций перекрытия на основе анализа проектных данных и поверочных расчетов обеспечена при расчетной временной нагрузке не превышающем 400 кг/м^2 , принятых по действующим в Республике Казахстан нормам [1, 5, 6].

Заключение

1. В Казахстане отсутствуют нормативно-технические документы, регламентирующие мониторинг технического состояния монолитных конструкций без предварительного напряжения арматуры.

2. Аккредитованным инспекционным органом ТОО «Компания комплексной экспертизы» (г. Караганды) разработана и апробирована методика мониторинга напряженно-деформируемого состояния главных и второстепенных балок монолитного перекрытия (армирование без предварительного натяжения) при строительстве здания Оптово-распределительного центра (г. Караганды).

3. Измерения величины раскрытия трещин в главных и второстепенных балках монолитного перекрытия, производились металлическими щупами, далее при мониторинге электронными маяками – регистраторами «Автограф-1,2».

4. В результате испытаний прочности бетона главных и второстепенных балок перекрытия было установлено, что фактический класс бетона главных балок перекрытия, соответствует проектному классу В30.

5. По результатам первичного инспекционного контроля (обследования) в 2019 году, ширина раскрытия трещин монолитного перекрытия не превысила допустимого значения при продолжительном действии нагрузок, не выявлены максимальный прогиб балок и максимальное раскрытие трещин одновременно.

6. Несущая способность конструкций перекрытия на основе анализа проектных данных и поверочных расчетов обеспечена при расчетной временной нагрузке не превышающем 400 кг/м^2 , принятых по действующим в Республике Казахстан нормам.

Литература:

1. СП РК EN 1991-1-3:2004/2011. Воздействия на несущие конструкции. Часть -3. Общие воздействия. Снеговые нагрузки. Введ. 2015-07-01. РГП «КазНИИССА».
2. Рабинович Е.А. и др. Рекомендации по проектированию усиления железобетонных конструкций зданий и сооружений реконструируемых предприятий. Надземные конструкции и сооружения. М.: «Стройиздат». 1992, 191 с.
3. Конструкции железобетонные монолитные с напрягаемой арматурой без сцепления с бетоном. Правила проектирования: методическое пособие. Федеральное автономное учреждение «Федеральный центр нормирования, стандартизации и оценки соответствия в строительстве». М., 2017, 109 с.
4. ГОСТ 31937-2011 Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния. Введ. 2014-01-01. М.: Стандартинформ, 2014.
5. СП РК EN 1991-1-4:2005/2011 Воздействия на несущие конструкции Часть 1-4. Общие воздействия. Ветровые воздействия. Введ. 2015-07-01. РГП «КазНИИССА», 2015.
6. СП РК EN 1991-1-5:2003/2011 Воздействия на несущие конструкции Часть 1-5. Общие воздействия. Температурные воздействия. Введ. 2015-07-01. РГП «КазНИИССА», 2015.

References:

1. SP RK EN 1991-1-3:2004/2011 Impacts on load-bearing structures Part -3. General impacts. Snow loads. Introduction. 2015-07-01. RSE "KazNISSA". [SP RK EN 1991-1-3:2004/2011. Vozdeystviya na nesushchie konstruksii Chast -3. Obschie vozdeystviya. Snegovyie nagruzki. Vved]. 2015. (in Russ.)
2. Rabinovich EA, etc. Rekomendatsii po proektirovaniyu usileniya zhelezobetonnyih konstruksiy zdaniy i sooruzheniy rekonstruiруemyih predpriyatiy. Nadzemnyie konstruksii i sooruzheniya [Recommendations for the design of reinforcement of reinforced concrete structures of buildings and structures of reconstructed enterprises. Aboveground structures and structures]. Stroyizdat = Stroyizdat. 1992, 191. (in Russ.)
3. Federal Autonomous Institution "Federal Center for Standardization, Standardization and Conformity Assessment in Construction" Konstruksii zhelezobetonnyie monolitnyie s napryagaemoy armaturoy bez stsepleniya s betonom: pravila proektirovaniya: metodicheskoe posobie [Monolithic reinforced concrete structures with tensioned reinforcement without adhesion to concrete: design rules: methodological guide]. 2017, 109. (in Russ.)
4. GOST 31937-2011 Zdaniya i sooruzheniya. Pravila obsledovaniya i monitoringa tehnikeskogo sostoyaniya. Vved. 2014-01-01 [GOST 31937-2011 Buildings and structures. Rules of inspection and monitoring of technical condition. Introduction]. Moscow: Standartinform, Russia. 2014. (in Russ.)

5. SP RK EN 1991-1-3:2005/2011. *Vozdeystviya na nesuschie konstruksii Chast -1-4. Obschie vozdeystviya. Snegovyye nagruzki. Vved [SP RK EN 1991-1-4:2005/2011 Impacts on load-bearing structures Part 1-4. General impacts. Wind impacts. Introduction. 2015-07-01. RSE "KazNISSA"]*, Almaty, Kazakhstan. 2015. (in Russ.)
6. SP RK EN 1991-1-3:2003/2011. *Vozdeystviya na nesuschie konstruksii Chast -1-5. Obschie vozdeystviya. Snegovyye nagruzki. Vved [SP RK EN 1991-1-5:2003/2011 Impacts on load-bearing structures Part 1-5. General impacts. Wind impacts. Introduction. 2015-07-01. RSE "KazNISSA"]*. Almaty, Kazakhstan. 2015. (in Russ.)

**Т.А. Толкынбаев¹, А.Д. Мехтиев², А.К. Қожас³,
Ш.Б. Толеубаева^{1*}, Б.Б. Аубакирова⁴**

¹Л.Н. Гумилев атындағы Еуразия ұлттық университеті, Нұр-Сұлтан, Қазақстан

²С. Сейфуллин атындағы Қазақ агротехникалық университеті, Нұр-Сұлтан, Қазақстан

³Е.А. Букетов атындағы Қарағанды университеті, Қарағанды, Қазақстан

⁴М. Қозыбаев атындағы Солтүстік-Қазақстан университеті, Петропавловск, Қазақстан

Авторлар жайлы ақпарат:

Толкынбаев Темирхан Анапияевич – техника ғылымдарының докторы, профессор, Л.Н.Гумилев атындағы Еуразия ұлттық университеті, Нұр-Сұлтан, Қазақстан

<https://orcid.org/0000-0002-8549-3064>, email: temtol1961@mail.ru

Мехтиев Али Джаванширович – техника ғылымдарының кандидаты, қауымдастырылған профессор, С.Сейфуллин атындағы Қазақ агротехникалық университеті, Нұр-Сұлтан, Қазақстан

<https://orcid.org/0000-0002-2633-3976>, e-mail: barton.kz@mail.ru

Қожас Айгүл Кенжебекқызы - техника ғылымдарының кандидаты, қауымдастырылған профессор Е.А. Букетов атындағы Қарағанды университеті, Қарағанды, Қазақстан

<https://orcid.org/0000-0002-5039-9529>, email:kozhas@bk.ru

Толеубаева Шамшығайын Болатқызы – техника ғылымдарының магистрі, аға оқытушы, Л.Н. Гумилев атындағы Еуразия ұлттық университеті, Нұр-Сұлтан, Қазақстан

<https://orcid.org/0000-0002-8044-5346>, email: shamshygaiyn@mail.ru

Аубакирова Бахыткул Бохаевна - – техника ғылымдарының магистрі, аға оқытушы, М. Қозыбаев атындағы Солтүстік-Қазақстан университеті, Петропавловск, Қазақстан

<https://orcid.org/0000-0002-7205-6455>, email: aubakirova_68@mail.ru

АЛДЫН АЛА КЕРНЕЛГЕН АРҚАЛЫҚТЫ ҚҰЙМА ЖАБЫННЫҢ МОНИТОРИНГІ

Аңдатпа. Құрылыс конструкцияларының кернеулі-деформацияланған күйін бақылау әдісі әзірленді. Жарықтарды бақылау үшін электронды маяктарды пайдалана отырып, құйма жабынның конструкцияларына техникалық тексеру жүргізілді. Құйма темірбетон конструкцияларын бақылау жүйесінің негізі жарық толқыны параметрлерінің өзгеруін бақылауға негізделген талшықты-оптикалық технология болып табылады. Эксперименттік бөлікті жүргізу үшін талшықты-оптикалық сенсорларды сынау үшін схема жасалды.

Түйін сөздер: құйма жабын, негізгі және екінші арқалықтар, бетонның сығылу беріктігі бойынша сынағы, геодезиялық бақылау, кернеулі-деформацияланған жағдайдағы мониторинг, тексеру есебі, оптикалық талшық, инспекциялық бақылау.

**T.A. Tolkynbayev¹, A.D. Mekhtiev², A.K. Kozhas³,
Sh.B. Toleubayeva^{1*}, B.B. Aubakirova⁴**

¹L.N. Gumilyov Eurasian National University, Nursultan, Kazakhstan

²Kazakh Agrotechnical University named after S.Seifullin, Nursultan, Kazakhstan

³E.A. Buketov Karaganda University, Karaganda, Kazakhstan

⁴M. Kozybayev North Kazakhstan University, Petropavlovsk, Kazakhstan

Information about authors:

Tolkynbayev Temirkhan - Doctor of Technical Sciences, Professor, L.N. Gumilyov Eurasian National University, Nur-Sultan, Kazakhstan

<https://orcid.org/0000-0002-8549-3064>, email: temtol1961@mail.ru

Mehdiyev Ali Javanshirovich - Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, S.Seifullin Kazakh Agrotechnical University, Nur-Sultan, Kazakhstan

<https://orcid.org/0000-0002-2633-3976>, e-mail: barton.kz@mail.ru

Kozhas Aigul - Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, E.A. Buketov Karaganda University, Karaganda, Kazakhstan

<https://orcid.org/0000-0002-5039-9529>, email: kozhas@bk.ru

Toleubayeva Shamshygaiyn - Master of Technical Sciences, Senior Lecturer, L.N. Gumilyov Eurasian National University, Nur-Sultan, Kazakhstan

<https://orcid.org/0000-0002-8044-5346>, email: shamshygaiyn@mail.ru

Aubakirova Bakhytkul - Master of Technical Sciences, Senior Lecturer, M. Kozybayev North Kazakhstan University, Petropavlovsk, Kazakhstan

<https://orcid.org/0000-0002-7205-6455>, email: aubakirova_68@mail.ru

MONITORING OF MONOLITHIC OVERLAP WITH PRESTRESSED BEAMS

Annotation. *A method for monitoring the stress-strain state of building structures has been developed. A technical inspection of monolithic slab structures using electronic beacons for crack control was carried out. The basis of the monitoring system of monolithic reinforced concrete structures is a fiber-optic technology based on the control of changes in the parameters of the light wave. For the experimental part, a scheme for testing fiber-optic sensors has been developed.*

Keywords: *monolithic overlap, main and secondary beams, concrete compressive strength testing, geodetic observations, stress-strain state monitoring, calibration calculation, optical fiber, inspection control.*