



ВЕСТНИК

ЮЖНО-УРАЛЬСКОГО № 35 (168)
ГОСУДАРСТВЕННОГО
УНИВЕРСИТЕТА 2009

ISSN 1991-9743

СЕРИЯ

«СТРОИТЕЛЬСТВО И АРХИТЕКТУРА»

Выпуск 9

Учредитель – ГОУ ВПО «Южно-Уральский государственный университет»

Редакционная коллегия серии:

д.т.н., профессор **В.М. Асташкин**

(*отв. редактор*);

Т.А. Кравченко (*отв. секретарь*);

д.т.н., профессор **С.Г. Головнев**;

д.т.н. **С.Е. Денисов**;

к.т.н., профессор **Ю.В. Максимов**;

д.т.н., профессор **В.И. Панферов**;

д.т.н., профессор **А.Н. Потапов**;

к.т.н., профессор **В.В. Спасибожко**;

д.т.н., профессор **Б.Я. Трофимов**.

Серия основана в 2001 году.

Свидетельство о регистрации ПИ № ФС77-26455
выдано 13 декабря 2006 г. Федеральной службой по
надзору законодательства в сфере массовых комму-
никаций и охране культурного наследия.

Журнал включен в Реферативный журнал и Базы
данных ВИНТИ. Сведения о журнале ежегодно
публикуются в международной справочной системе
по периодическим и продолжающимся изданиям
«Ulrich's Periodicals Directory».

Решением Высшей аттестационной комиссии
Министерства образования и науки Российской Фе-
дерации журнал включен в «Перечень ведущих ре-
цензируемых научных журналов и изданий, в кото-
рых должны быть опубликованы основные научные
результаты диссертации на соискание ученой степени
доктора и кандидата наук».

Подписной индекс Вестника ЮУрГУ, серия
«Строительство и архитектура» 29563, объединенный
каталог «Пресса России».

Периодичность выхода – 2 номера в год.

СОДЕРЖАНИЕ

Градостроительство и архитектура

ТЕРЕШИНА О.Б. Ротондальное культовое зодчество на Урале 4

Теория расчета строительных конструкций

ЕРМАКОВА А.В. Основы метода дополнительных конечных элементов для расчета железобетонных конструкций по предельным состояниям 8

СОЛОВЬЕВ Б.В., МАЛЯСОВА Е.Н. Особенности проектирования и эксплуатации железобетонных автодорожных мостов с учетом возросших нагрузок от транспорта 14

КАРЯКИН А.А., СОНИН С.А., ПОПП П.В., АЛИЛУЕВ М.В. Испытание натурального фрагмента сборно-монолитного каркаса системы АРКОС с плоскими перекрытиями 16

ТЕРЯНИК В.В., БИРЮКОВ А.Ю. Результаты экспериментальных исследований прочности и деформативности сжатых усиленных элементов реконструируемых зданий 21

Технология и организация строительного производства

БАЙБУРИН А.Х. Методика оценки качества возведения кирпичных зданий 24

НИКОНОРОВ С.В. Методика оценки качества возведенных монолитных конструкций по изменению индекса надежности и срока безопасной эксплуатации 28

Строительные материалы, изделия и конструкции

ЭМРАЛИЕВА С.А., ХОМИЧ В.А. Влияние морфологических особенностей пуццолановых добавок на эксплуатационные свойства строительных растворов 33

ОРЛОВ А.А., ЧЕРНЫХ Т.Н., КРАМАР Л.Я., ТРОФИМОВ Б.Я. Сульфатно-магнезиальная композиция и сухие штукатурные смеси на ее основе 39

Инженерное оборудование зданий и сооружений

КУРИЦЫН Б.Н., ОСИПОВА Н.Н., СМИРНОВА Л.В. Системы снабжения сжиженным углеводородным газом от индивидуальных резервуарных установок 43

ПАНФЕРОВ В.И., ДЕГТЯРЬ С.Л. О влиянии расположения теплоизоляционного материала в наружном ограждении на теплоинерционные свойства здания как объекта управления 48

Научно-методический раздел

МАКСИМОВ Ф.А., ТОЛМАЧЕВ Э.Л. Лабораторные исследования морозного пучения грунтов прибором конструкции Южно-Уральского государственного университета 52

Сведения об авторах 57

CONTENTS

Urban planning and architecture

TERESHINA O.B. Rotunda cultural architecture in Ural	4
------------------------------------------------------------	---

Theory of structural analysis

ERMAKOVA A.V. Basis of additional finite element method for limit state analysis of reinforced concrete structures	8
SOLOVYEV B.V., MALJASOVA E.N. The features of designing and operation of reinforced concrete highway bridges subject to increased loads from transport	14
KARYAKIN A.A., SONIN S.A., POPP P.V., ALILUEV M.V. Test of the full-scale fragment of composite structure of the ARCOS system with flat-slab decks	16
TERYANIK V.V., BIRYUKOV A.Y. Results of experimental investigations of the strength and deformability of reinforced compression elements of reconstructed buildings	21

Technology and organization of construction operations

BAYBURIN A.K. Method of quality evaluation of brick building erection	24
NIKONOROV S.V. Method of quality evaluation of erected monolith constructions by changes of reliability index and safe operation life	28

Building and constructional materials and items

EMRALIEVA S.A., KHOMICH V.A. Effect of morfological features of pozzolanic admixtures on operational properties of building mortars	33
ORLOV A.A., CHERNYH T.N., KRAMAR L.Y., Trofimov B.Y. Sulfate-magnesian composition and dry plaster on its basis	39

Plumbing and heating installations of buildings and constructions

KURITSIN B.N., OSIPOVA N.N., SMIRNOVA L.V. Systems of liquefied hydrocarbon gas supply from individual reservoirs	43
PANFEROV V.I., DEGTYAR S.L. About influence of heating isolation arrangement in outside protection upon heating inertial properties of a building as an object of management	48

Methodological section

MAXIMOV F.A., TOLMATCHEV E.L. Laboratory research of frost heaving of ground with authentic south ural state university device	52
--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	----

Information about the authors	57
--------------------------------------------	----

Градостроительство и архитектура

УДК 726.5
ББК Щ103(2Р-4ЧЕ) + ТЗ(2Р36)

РОТОНДАЛЬНОЕ КУЛЬТОВОЕ ЗОДЧЕСТВО НА УРАЛЕ

О.Б. Терешина

ROTUNDA CULTURAL ARCHITECTURE IN URAL

О.В. Tereshina

В статье прослеживается развитие ротондальных форм в мировой практике и на территории России до середины XIX в., рассматриваются объемно-планировочные и композиционные особенности уральских храмов-ротонд, их происхождение, столичные аналоги, атрибуция.

Ключевые слова: ротондальная церковь, культовое зодчество.

The article follows the development of rotundal forms in the world and in Russia up to XIX century, describes the space-and-planning and compositional peculiarities of ural temples-rotundas, their origin, capital equivalents, attribution.

Keywords: rotundal church, cultural architecture.

Среди уральских памятников культового зодчества особое внимание обращают на себя ряд ротондальных церквей, построенных в короткий период конца XVIII – первой трети XIX вв. Профессиональный почерк, уникальная объемно-планировочная композиция ярко выделяют их на фоне других уральских церквей. В связи с этим представляется интересным проследить развитие ротондальных форм в мировой и российской культовой архитектуре вплоть до середины XIX в., определить типологические характеристики и аналоги уральских ротонд, сделать попытку их атрибуции.

Следует отметить исключительность ротондальной формы в архитектурном творчестве. Как о сложившемся типе ротондального сооружения можно говорить о древнегреческом толосе и древнеримской фронтально-осевой ротонде, получившей дальнейшее развитие в эпоху Возрождения и барокко. Своеобразная типологическая группа храмов-ротонд сложилась в средние века в Закавказье – это центрические многолепестковые церкви. Большой научно-теоретический вклад в разработку решений центрических купольных зданий внесло итальянское Возрождение.

Строительство храмов-ротонд в России велось с конца XVII до середины XIX вв. Основная их масса расположена в Москве и Подмосковье, не более пяти – в Санкт-Петербурге и его окрестностях, семь – на Урале, одна из известных – в Сибири. На основе анализа особенностей их объемно-планировочного решения можно выявить основ-

ные типы российских ротонд: многолепестковая, крестообразная, «чистая», симметрично-осевая, трехчастно-осевая «кораблем», вписанная в треугольник, многоцентровая, «скрытая», фронтально-осевая. Нередко в одной ротондальной церкви сочетались различные типологические признаки, а позднейшие достройки изменяли их типологическую принадлежность. В российских храмах-ротондах центрическая композиция использовалась редко, преобладала трехчастно-осевая композиция «кораблем», включающая «нанизанные» на одну ось колокольню, трапезную и основной объем – ротонду. В России наиболее последовательную разработку ротонды получают в творчестве таких архитекторов, как В.И. Баженов, М.Ф. Казаков, Н.А. Львов и О.И. Бове.

Первые уральские храмы-ротонды строятся уже после Отечественной войны 1812 г. и по своей композиции относятся к трехчастно-осевым ротондам «кораблем». Это заводские церкви: Преображенская Верхне-Уфалейского завода М.П. Губина (1816–1819), Введенская Миньярского (1819) и повторяющая ее основные черты Сретенская Илецкого (1830-е гг.) заводов И.И. Бекетовой. По объемно-планировочному и композиционному решению эти три храма сходны между собой и относятся к так называемой «казаковской» группе церквей (рис. 1). Их купольные ротонды не имеют алтарной апсиды. Пониженные широкие двухпридельные трапезные соединяют ротонду храма с колокольней, создавая богатую многообъемную

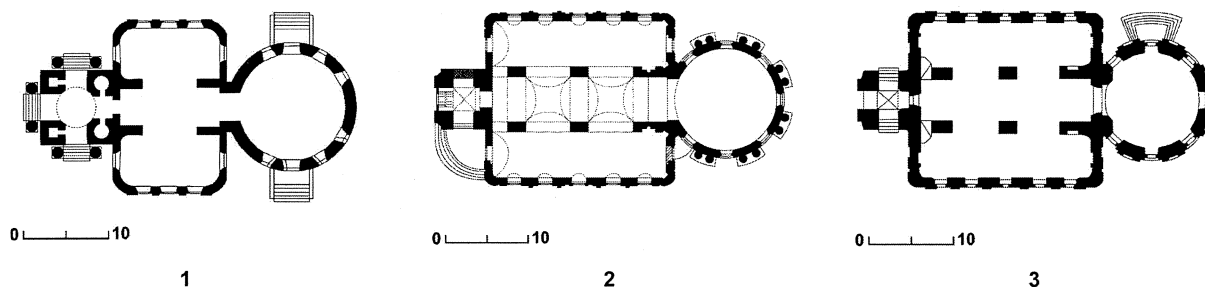


Рис. 1. Планы церквей: 1 – Спасо-Преображенский храм в В. Уфалее (1816–1819); 2 – Церковь в честь Введения во храм Пресвятой Богородицы в Миньяре (1797–1819); 3 – Церковь в честь Сретения господня в Илеке (1817–1820)

композицию. Абсолютная цельность цилиндрического внутреннего пространства главного храма – характерный прием московского зрелого классицизма. Скругленные стены приделов трапезной также близки лучшим памятникам той эпохи.

Спасо-Преображенский храм, взорванный в 1940 г., являлся прямым аналогом московского храма, построенного М.Ф. Казаковым для Демидовых на Гороховом поле в Москве. Сходная по своим размерам уфалейская церковь несколько скромнее московской: круглые колонны первого яруса двусветной ротонды здесь заменены трехчетвертными, вместо восьми люкарн на куполе ротонды – лишь четыре, много короче и шпиль, венчающий колокольню. Авторство Казакова не вызывает сомнений, учитывая что усадьбу Губина в Москве строили по его проекту. Можно найти похожие композиционные и объемно-планировочные решения и в Спасской церкви усадьбы Иславское, построенной предположительно по проекту Казакова. Миньярская и илекская ротонды аналогичны уфалейской и упоминавшейся московской. Особенно красива церковь в честь Введения во храм Пресвятой Богородицы в Миньяре. Ей уступает в высоте ротонды и колокольни и, тем не менее, повторяет ее основные черты церковь в честь Сретения господня в Илеке. Обе эти церкви были построены по проекту московского архитектора, помощника и ученика М.Ф. Казакова – Е.Г. Малютина [1, с. 95, 102], который, по всей видимости, использовал какой-то казаковский проект. Среди трех названных ротонд фасады миньярской церкви наиболее богато декорированы. Стройную двухъярусную ротонду главного храма венчает сферический купол, членение стен выполнено парными трехчетвертными колоннами тосканского ордера на прямоугольных пьедесталах. Два прямоугольных яруса колокольни повторяют по высоте ярусы ротонды. Характерной особенностью трапезной является завершение ее четырехскатного покрытия декоративным барабаном с круглыми проемами под сферическим куполом. Аналогичное, но гораздо более сложное сооружение завершает колокольню.

Илекская церковь отличается от миньярской высотой ротонды и отдельными деталями. В ее нижнем ярусе трехчетвертные колонны заменены

пилястрами. Такое решение упрощает фасад и делает его более плоским. Нижний ярус колокольни меньше по высоте нижнего яруса ротонды, что создает менее целостную композицию. А вот более простое, без фигурного барабана завершение колокольни Илекской церкви, пожалуй, гармоничнее для здания, выполненного в классическом стиле. Верхний ярус колокольни, завершенный сферическим куполом с главкой, напоминает Варваринскую церковь архитектора Р.Р. Казакова в Москве. Несмотря на то, что Сретенская церковь в Илеке несколько проще и суше в своем декоративном убранстве, это, несомненно, памятник архитектуры с высокими художественными достоинствами, отличающийся большей лапидарностью.

Несколько позднее первых трех строятся еще три ротондальных храма с симметрично-осевой композицией (рис. 2): Никольская церковь в Усолье (1820-е гг.), Никольская в Кленовском (1822–1842) и Всехсвятская в Перми (1832–1837). От аналогичных подмосковных церквей казаковской школы они отличаются наличием колокольни над равновеликим в плане алтарной апсиде западным притвором. Усольская и Кленовская церкви построены практически по одному плану, однако угловые помещения, окружающие ротонду Усольской церкви, дополнили ее в плане до квадрата и перевели в тип «скрытых» ротонд.

Никольская церковь в Усолье – прекрасный памятник прикамской архитектуры. В литературе авторство проекта церкви приписывают предположительно архитектору А.Н. Воронихину [2, 3]. Новые исследования делают более чем сомнительным его авторство. Никольская церковь в Усолье однозначно не может принадлежать и руке мастера московского или петербургского круга, не удастся найти сколько-нибудь близких аналогов среди столичных церквей. Все более убедительным представляется авторство ученика и помощника А.Н. Воронихина – И.М. Подъячева. Наиболее ярко свидетельствует об этом план и конструктивное решение самой ротонды, а также объемная композиция церкви. Внешний, вытянутый по продольной оси восток-запад, крест церкви образуется прямоугольной апсидой и колокольней, в поперечном направлении его образуют портики боковых входов. Внутреннее пространство ротонды в

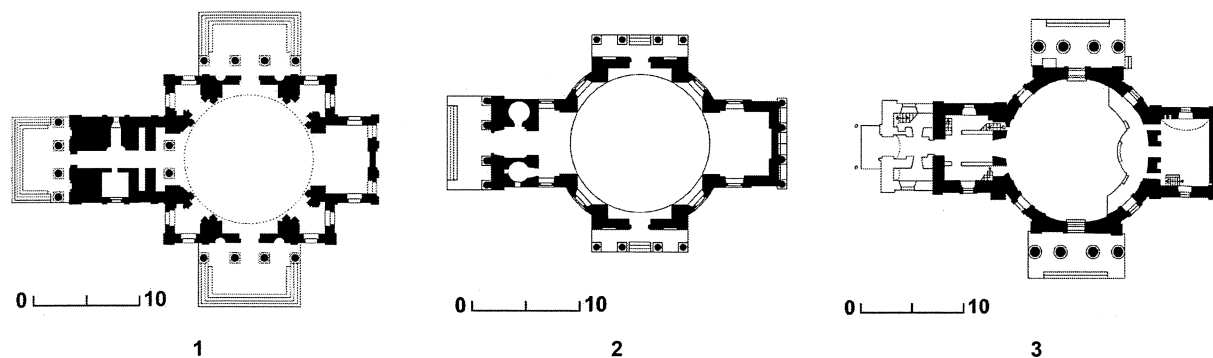


Рис. 2. Планы церквей: 1 – Никольская церковь в г. Усолье (1813–1820); 2 – Церковь во имя Николая Чудотворца в с. Кленовское (1822–1842); 3 – Церковь Всех Святых в г. Перми (1832–1837)

первом ярусе также имеет крестообразную форму со скошенными углами, к которым пристроены треугольные помещения-карманы. Именно они достраивают внутреннюю ротонду до внешнего кубического объема. Внутренние ветви креста образуются неглубокими боковыми ризалитами, ограниченными широкими полуциркульными арками. По диагональным осям скошенные углы креста также образованы арками, но меньшего чем основные арки пролета. Крестообразный план первого яруса ротонды переходит во втором ярусе над арками в восьмигранник и в верхнем ярусе в цилиндр.

Никольская церковь в Усолье – наиболее яркая среди многочисленных проектов и построек церквей, выполненных И.М. Подъячевым, подробнее о творчестве которого можно прочитать у А.М. Раскина [4]. Его церкви помогают обнаружить композиционные изменения, наметившиеся в культовой архитектуре Прикамья в начале XIX в. Речь идет о создании церкви, сохраняющей следы плана «кораблем» и вместе с тем весьма близкой, особенно в рисунке плана, к симметрично-осевой схеме. С именем Подъячева прежде всего связано создание такого типа церквей, в которых варьировались силуэт колоколен и завершение купола, но целиком сохранялись рисунок плана и соотношение масс. Являясь монументом в честь победы России над Наполеоном, Никольская церковь в Усолье получила наиболее впечатляющий образ и богатую художественную обработку.

Церковь во имя Николая Чудотворца построена в Кленовском в 1822–1842 гг. Присущие этой церкви особенности не позволяют решить проблему атрибуции, отнеся ее к одной из известных архитектурных школ. К основному, круглому в плане объему церкви, как и в подмосковных симметрично-осевых ротондах, примыкают с востока и запада равновеликие объемы алтаря и притвора. Однако ряд существенных деталей отличает ее от остальных церквей. Первым в этом ряду отличий является наличие трехъярусной колокольни, верхние ярусы которой покоятся на западном притворе церкви, что нарушает ее симметричную композицию и близко наиболее обширной типоло-

гической группе русских ротонд с трехчастно-осевой композицией «кораблем», от которых отличается отсутствием трапезной.

Церковь в Кленовском, как и церковь в Усолье, занимает промежуточное положение между этими двумя типами. Кленовская церковь не связана и с именем И.И. Свиязева, построившего на 10 лет позднее ротондальную церковь в Перми. Решающим для такого утверждения оказывается не только последовательность строительства церквей в Кленовском и Перми, а также их стилистические и конструктивные особенности, в которых отсутствует преемственность решений. Крестообразная композиция Никольской церкви образована примыкающими к ротонде с востока и запада равновеликими прямоугольными объемами алтаря и притвора, с севера и юга равными им по ширине ризалитами малого выноса, дополненными четырехколонными дорическими портиками с фронтонами. Циркульный, но пологий центральный купол снаружи повторяет лишь верхнюю половину внутреннего купола. Нижней части внутренней полусферы снаружи отвечает аттик. (Такой прием нехарактерен для казаковской школы). Своеобразие кленовской церкви заключается еще и в том, что ее ротонда решена в виде креста не только снаружи, но и внутри. Ветвями этого внутреннего креста являются несущие арки, расположенные у внутренней грани наружных стен по сторонам света и образующие ниши. Более узкие арки расположены по диагональным осям. Система пристенных пилонов с арками создает в интерьере форму креста со скошенными углами между его сторонами, вписанного в круг. Как это ни покажется странным, наиболее близкие аналогии кленовской церкви мы находим в архитектуре особого типа церквей, условно называемых «подъячевскими». Связь с ними Никольской церкви в Кленовском представляется очевидным, при том, что среди церквей такого типа нет другой ротондальной, кроме «скрытой» ротонды церкви в Усолье. Сопоставление планов этих двух церквей показывает, что они явно родственны. Являясь примером подъячевских церквей в прикамских землях Строгановых, Шуваловых, Бутеро и Лазаревых, эта

церковь стоит в ряду лучших ротондальных храмов России.

Церковь Всех Святых была построена позднее остальных уральских храмов-ротонд на «Новом» кладбище в Перми по проекту архитектора И.И. Свиезева. В Государственном архиве Пермской области хранится дело о постройке в Перми каменной кладбищенской церкви за 1823–1840 гг. [5], из которого можно узнать историю ее строительства. Всехсвятская церковь относится к группе симметрично-осевых ротонд и схожа по объемной композиции в первую очередь с Никольской церковью с. Кленовского: ротонда храма и симметричные в плане апсида и западный притвор, колокольня над притвором, нарушающая симметрию фасада, обработанные четырехколонными портиками боковые входы в храм. Однако явно видны и различия в конструкции самой ротонды (см. рис. 2). Ротонда Всехсвятской церкви идеально круглая в плане внутри, снаружи имеет неглубокие северный и южный ризалиты, отвечающие портикам входов. Эти портики вместе с апсидой и притвором образуют в плане наружный крест храма. Над крестобразным нижним ярусом возвышается массивная ротонда с полуциркульным куполом и колокольня. Ордер, используемый И. Свиезевым в Всехсвятской церкви, имеет ряд особенностей. Интерьер ротонды Всехсвятской церкви отличает большая цельность. Притвор и апсида соединяются с основным храмом-ротондой при помощи арочных проходов. Церковь Всех Святых в г. Перми является выдающимся образцом храма-ротонды в стиле классицизм.

Совершенно отдельно от предыдущих церквей стоит по своему объемно-планировочному решению церковь в честь Воздвижения Креста Господня с. Звериноголовское, построенная до 1826 г. (рис. 3). В качестве ее подмосковных аналогов можно указать Преображенскую церковь усадьбы Пехра-Яковлевское (1777–1782) и церковь Владимирской иконы Божией Матери усадьбы Баловнево (1799–1820), приписываемых В.И. Баженову. Крестовоздвиженскую церковь роднит с ними не только наличие двух колоколен, но и использование в архитектурно-художественном оформлении фасадов четырехколонных портиков.

По своему объемно-планировочному решению Крестовоздвиженская церковь относится к редкому типу храма «скрытая ротонда». Кроме того, это единственный ротондальный храм на Урале, обладающий двухбашенной композицией, и один из трех двухбашенных ротондальных храмов России. Главный храм решен в виде ротонды, заключенной в массивные стены четверика и «глубоко спрятанной» между прямоугольными помещениями апсиды, приделов и притвора. В наружном облике церкви ротонда прочитывается как низкий трехступенчатый барабан массивного ку-

пола. Храм с первого взгляда поражает своей богатой, пластически разработанной, многоступенчатой композицией. Восемь люкарн полусферического купола хорошо освещают естественным светом ротонду. Интерьер решен цельно и уравновешенно. Оригинальность замысла указывает на использование проекта выдающегося зодчего.

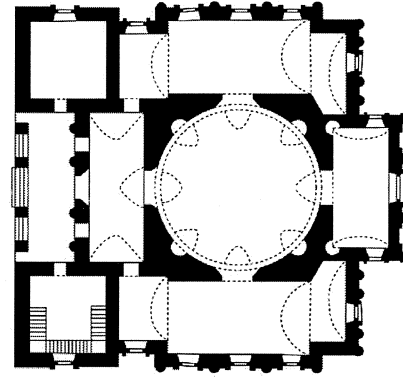


Рис. 3. План церкви в честь Воздвижения Креста Господня с. Звериноголовское (до 1826 г.)

Таким образом, обе столичные школы архитектуры переплелись на Урале, нашли свое отражение как в планах, так и объемно-композиционных построениях храмов-ротонд. Архитекторы, строившие на Урале, находились под влиянием московской школы М.Ф. Казакова, последователя В.И. Баженова, и академической школы Санкт-Петербурга, наиболее ярко отразившейся в пермской церкви. Однако Урал является самостоятельным очагом культового ротондального строительства, ставшим единственным, кроме столичных, на всей территории России. Уральские ротондальные церкви имеют интересные объемно-планировочные решения и обладают высокими художественными достоинствами.

Литература

1. Челябинская область: энцикл. / гл. ред. К.Н. Бочкарев. – Челябинск: Каменный пояс, 2006. – Т. 7. – X–Я. Приложения. – 736 с.
2. Косточкин, В.В. Чердынь. Соликамск. Усолье / В.В. Косточкин. – М.: Стройиздат, 1988. – 178 с.
3. Памятники истории и культуры Пермской области / сост. Л. Шатров. – 2-е изд., перераб. и доп. – Пермь: Пермское кн. изд-во, 1976. – 219 с.
4. Раскин, А.М. Архитектор Иван Подъячев / А.М. Раскин // Художественная культура Пермского края и ее связи. – Пермь, 1992. – С. 94–97.
5. ГАПО (Государственный архив Пермской области), ф. 512, оп. 1, д. 210, 210А.

Поступила в редакцию 4 августа 2009 г.

Теория расчета строительных конструкций

УДК 624.04 + 624.07

ОСНОВЫ МЕТОДА ДОПОЛНИТЕЛЬНЫХ КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ДЛЯ РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ

А.В. Ермакова

BASIS OF ADDITIONAL FINITE ELEMENT METHOD FOR LIMIT STATE ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES

A. V. Ermakova

В статье даны основные положения разрабатываемого метода дополнительных конечных элементов (МДКЭ), предназначенного для расчета железобетонных конструкций по предельным состояниям. Показано решение некоторых проблем их нелинейного расчета данным методом. Эти проблемы были изложены в докладе «Актуальные проблемы нелинейного расчета железобетонных конструкций», сделанного автором на заседании Научного совета Российской академии архитектуры и строительных наук «Программные средства в строительстве и архитектуре», которое состоялось 26 ноября 2008 г.

Ключевые слова: метод дополнительных конечных элементов, предельное состояние, идеальная модель разрушения, дополнительный конечный элемент, дополнительная расчетная схема.

The paper presents the main states of the developed Additional Finite Element Method (AFEM) destined for design of reinforced concrete structures at limit states. The paper shows the way of solving of some problems in nonlinear design. These problems were included in the report “Actual problems of nonlinear design of reinforced concrete structures” delivered by the author at the conference of scientific council of Russian Academy of Architecture and Civil Engineering “Software for Architecture and Civil Engineering”. 26 November 2008.

Keywords: additional finite element method, limit state, ideal failure model, additional finite element, additional design diagram.

Введение. Разрабатываемый метод дополнительных конечных элементов (МДКЭ) является логическим продолжением, развитием и обобщением проведенных в течение многих лет исследований по применению метода конечных элементов к расчету железобетонных конструкций с учетом реальных свойств железобетона, выполненных под руководством д-ра техн. наук, проф., заслуженного строителя РСФСР Оатула А.А. (1918–1996) [1]. К этим исследованиям относятся работы кандидатов технических наук Карякина А.А., Сониной С.А., Бессонова Б.Ф. и автора этой статьи. Поэтому Оатула А.А. следует считать инициатором работы по созданию и этого метода.

Основные проблемы нелинейного расчета. Нормы проектирования требуют проводить расчет конструкций по предельным состояниям с учетом их нелинейности [2] на основе использования метода предельного равновесия [3]. Реализация такого расчета возможна только при условии учета

всех физически нелинейных свойств, проявляемых этой конструкцией к моменту достижения ею предельного состояния, т.е. при учете степени влияния и времени появления каждого отдельного нелинейного свойства.

После анализа трудностей нелинейного расчета конструкций и оценки возможностей подключения метода предельного равновесия к операциям широко используемого метода конечных элементов (МКЭ) можно выделить три основные проблемы, решение которых должно быть осуществлено в первую очередь:

1) описание расчетной схемы представленной в конечных элементах рассматриваемой конструкции в соответствии с достигнутой степенью ее предельного состояния, т.е. необходимость обеспечения постепенного изменения ее жесткостных характеристик из-за проявления нелинейных свойств на каждой итерации каждого шага нагружения.

2) процедура введения в каждый КЭ постепенно меняющихся физически нелинейных свойств по мере достижения его предельного состояния, включая и следующие случаи:

а) учет работы конкретного конструктивного материала КЭ, например, для железобетонных конструкций – это бетон и арматура;

б) постепенное проявление различных нелинейных свойств по мере достижения предельного состояния отдельного конечного элемента;

в) переход от одного напряженно-деформированного состояния к другому, например, при образовании трещины или появлении остаточных деформаций после разгрузки;

г) включение механизма постепенного разрушения вплоть до полного исключения КЭ из работы всей конструкции.

3) построение и развитие итерационного процесса при решении системы линейных уравнений для всей конструкции и для отдельного КЭ на основе возможностей МКЭ для решения n -нелинейных задач при выполнении условий:

а) постепенное превращение матрицы жесткости конструкции с нелинейными свойствами в ее матрицу жесткости в состоянии предельного равновесия;

б) постепенный учет каждого из нелинейных свойств, проявляемых конечными элементами к моменту их разрушения, для их исключения из работы всей конструкции по одному при пошаговом расчете по методу предельного равновесия.

Эти три взаимосвязанные проблемы определяют ход решения задачи и требуют решения сопутствующих задач.

Общая характеристика МДКЭ. Разрабатываемый метод дополнительных конечных элементов (МДКЭ) представляет собой вариант МКЭ, предназначенный для расчета железобетонных конструкций по предельным состояниям [4, 5]. Для решения трех упомянутых проблем МДКЭ подключает элементы расчета по методу предельного равновесия и элементы метода упругих решений (дополнительных нагрузок) [6].

МДКЭ предлагает использовать дополнительные конечные элементы (ДКЭ) для постепенного превращения конечных элементов с линейными свойствами в такие же элементы, но с нелинейными свойствами, соответствующими достигнутой стадии предельного состояния конструкции. Введение таких элементов позволяет решить три основные проблемы расчета конструкций.

Идеальная модель разрушения. Для описания конструкции, работающей в стадии предельного состояния, используется понятие идеальной модели разрушения, которая представляет собой расчетную схему этой конструкции в предельном состоянии. Идеальная модель разрушения необходима для моделирования предельного состояния конструкции при использовании МКЭ.

От исходной расчетной схемы идеальная модель разрушения отличается наличием КЭ в пре-

дельном состоянии, нарушением определенных связей между некоторыми КЭ и другими изменениями, моделирующими предельное состояние рассчитываемой конструкции.

Дополнительная расчетная схема. Расчетная схема конструкции на каждом этапе формируется из двух: исходной расчетной схемы из основных КЭ с линейными свойствами и дополнительной. Дополнительная расчетная схема постепенно изменяет исходную, превращая ее в ту, что соответствует достигнутой стадии предельного состояния конструкции. Схема ее действия такова: идеальная модель разрушения (расчетная схема конструкции в предельном состоянии) = исходная расчетная схема из линейных конечных элементов + дополнительная расчетная схема для учета предельного состояния конструкции.

Такой принцип действия обусловлен требованиями метода упругих решений, согласно которому должно выполняться следующее соотношение:

$$K_{lim} = K + \Delta K_{lim}, \quad (1)$$

где K_{lim} – матрица жесткости конструкции в предельном состоянии (состоянии предельного равновесия), т.е. матрица жесткости идеальной модели разрушения этой конструкции; K – матрица жесткости конструкции, построенная на основе исходной расчетной схемы из КЭ с линейными свойствами; ΔK_{lim} – матрица жесткости дополнительной расчетной схемы этой конструкции, связанная с проявлением нелинейных свойств в конструкции в предельном состоянии.

Дополнительная расчетная схема формируется из нескольких дополнительных расчетных схем, каждая из которых превращает исходную расчетную схему с линейными свойствами в такую же схему, но с нелинейными свойствами, соответствующими достигнутой стадии предельного состояния данной конструкции.

Эти нелинейные свойства имеют различную природу и характер проявления, поэтому дополнительная матрица жесткости ΔK_{lim} также должна формироваться в зависимости от наблюдаемых в момент наступления предельного состояния физических нелинейностей:

$$\Delta K_{lim} = \sum_{i=1}^n \Delta K_{nonl,i}, \quad (2)$$

где n – число видов нелинейных свойств данной конструкции в предельном состоянии; $\Delta K_{nonl,i}$ – дополнительная матрица жесткости конструкции, учитывающая проявление ее i -го нелинейного свойства в момент наступления предельного состояния.

Дополнительные конечные элементы (ДКЭ). Дополнительная расчетная схема формируется из дополнительных конечных элементов (ДКЭ), каждый из которых превращает исходный КЭ с линейными свойствами в такой же элемент, но с нелинейными свойствами, соответствующими достигнутой стадии предельного состояния данного

Теория расчета строительных конструкций

КЭ. Схемы действия и формирования свойств каждого ДКЭ аналогичны тем, что используются для дополнительных расчетных схем, но касаются каждого КЭ, входящего в расчетную схему.

В том случае, если основные КЭ проходят несколько этапов на пути достижения ими предельных состояний, то дополнительная расчетная схема должна формироваться также из нескольких, каждая из которых объединяет ДКЭ, соответствующие каждому из этих этапов.

Каждый КЭ, входящий в расчетную схему, рассматривается как отдельная маленькая конструкция простой формы, имеющая свое предельное состояние, определенное заданными условиями нагружения. Для каждого типа КЭ таких предельных состояний может быть несколько. Это означает, что для реализации расчета по предельным состояниям предварительно необходимо проведение специального исследования каждого типа КЭ и определения числа предельных состояний, их вида и способа описания каждого из них.

Так, например, треугольный бетонный КЭ балки-стенки [7, 8] имеет два вида предельных состояний: на сжатие и растяжение. Причем работа данного КЭ по каждому из этих предельных состояний имеет свои особенности. При работе на сжатие такой элемент проходит два этапа: 1) пла-

стическая работа до достижения критерия работы бетона на сжатие; 2) полное исключение из нее, т.к. после разрушения от сжатия бетон перестает существовать как конструктивный материал. При работе на растяжение этот элемент имеет уже четыре стадии: 1) пластическая работа до образования трещины; 2) частичная разгрузка после образования трещины, т.е. превращение целого КЭ в КЭ с трещиной и переход от двухосного напряженного состояния к одноосному; 3) частичная пластическая работа при повторном нагружении в условиях одноосного напряженного состояния; 4) полное исключение из работы после достижения критерия разрушения в условиях повторного одноосного напряженного состояния.

В таблице дан пример формирования свойств соответствующего бетонного треугольного ДКЭ балки-стенки для учета каждого из двух видов его предельных состояний. Основной характеристикой ДКЭ является его матрица жесткости, процесс получения которой дан в [9].

Если исходная расчетная схема состоит из треугольных бетонных КЭ, то дополнительная схема формируется из четырех дополнительных расчетных схем, каждая из которых формируется из бетонных ДКЭ балки-стенки, отражающих соответствующую стадию работы основного КЭ (рис. 1).

Формирование свойств дополнительного бетонного треугольного конечного элемента балки-стенки для учета предельного состояния

№ п/п	Этап работы основного бетонного конечного элемента	Соответствующий дополнительный КЭ (ДКЭ)	Учет при работе на предельное состояние	
			на сжатие	на растяжение
1	Пластическая работа	ДКЭ для учета пластических свойств	+	+
2	Частичная разгрузка из-за образования трещины	ДКЭ для учета остаточных деформаций при разгрузке	-	+
3	Работа с трещиной при повторном нагружении	ДКЭ для учета работы с трещиной	-	+
4	Полное исключение из работы	ДКЭ для учета полного исключения из работы	+	+

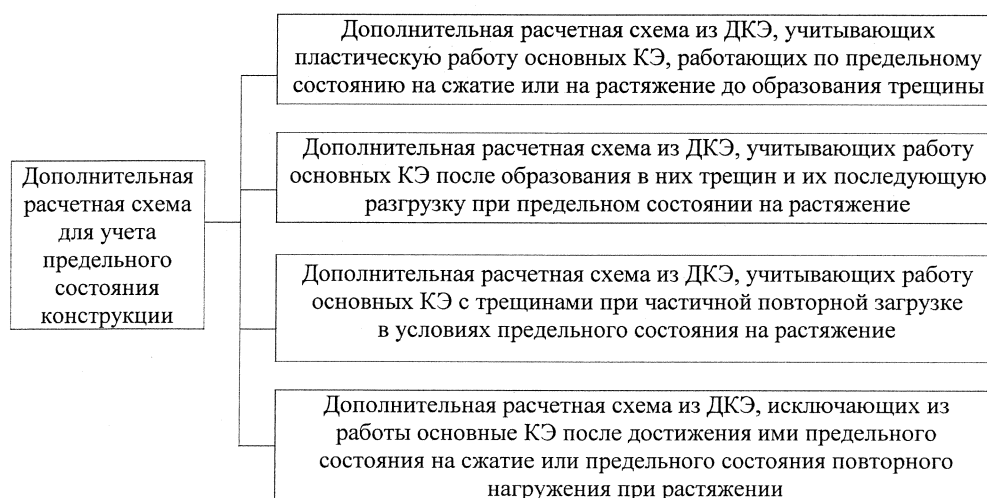


Рис. 1. Пример формирования дополнительной расчетной схемы из дополнительных конечных элементов

На рис. 2 дан пример постепенного превращения исходной расчетной схемы бетонной изгибаемой консоли в идеальную модель ее разрушения (расчетную схему в предельном состоянии) с помощью дополнительных расчетных схем из дополнительных конечных элементов (ДКЭ):

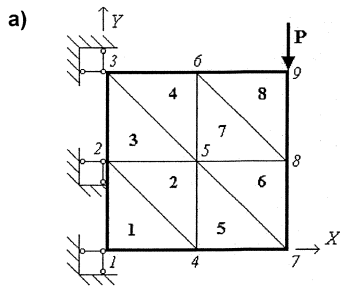
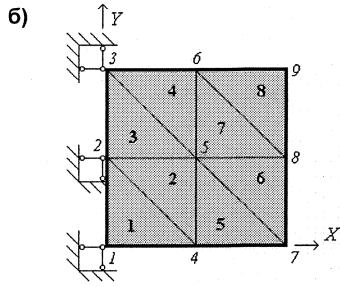
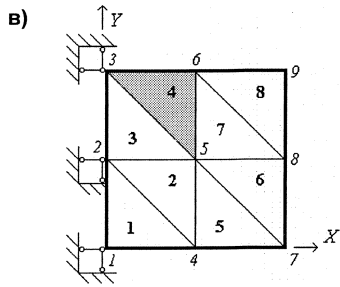


Рис. 2. Превращение исходной расчетной схемы бетонной изгибаемой консоли в идеальную модель ее разрушения (расчетную схему в предельном состоянии) с помощью дополнительных расчетных схем из дополнительных конечных элементов (ДКЭ):

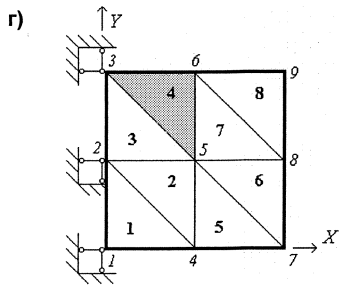
а) исходная расчетная схема из треугольных КЭ балки-стенки с линейными свойствами;



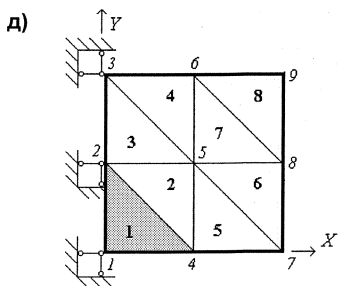
б) дополнительная расчетная схема из ДКЭ, учитывающих пластические свойства бетона (матрицы жесткости всех восьми ДКЭ не равны 0);



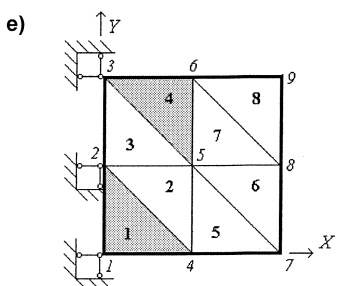
в) дополнительная расчетная схема из ДКЭ, учитывающих появление остаточных деформаций в КЭ № 4 после его частичной разгрузки вследствие образования трещины (матрица жесткости только ДКЭ № 4 не равна 0);



г) дополнительная расчетная схема из ДКЭ, учитывающих наличие трещины в КЭ № 4 (матрица жесткости только ДКЭ № 4 не равна 0);



д) дополнительная расчетная схема из ДКЭ, учитывающих исключение из работы КЭ № 1 после достижения в нем критерия предельного состояния по прочности на сжатие (матрица жесткости только ДКЭ № 1 не равна 0);



е) идеальная модель разрушения консоли (расчетная схема в предельном состоянии) после образования трещины в КЭ № 4 и достижения КЭ № 1 критерия предельного состояния по прочности на сжатие

помощью дополнительных расчетных схем из дополнительных конечных элементов (ДКЭ) [10].

В начале расчета, когда сила $P = 0$, дополнительных расчетных схем нет и используется только исходная расчетная схема, данная на рис. 2а. В нее входят восемь КЭ с линейными свойствами. С ростом нагрузки во всех элементах развиваются пластические свойства и к исходной добавляется первая дополнительная расчетная схема, представленная на рис. 2б. При $P = P_{cr}$, подключается вторая дополнительная расчетная схема (рис. 2в), обеспечивающая появление в КЭ № 4 остаточных деформаций после его частичной разгрузки в момент образования трещины. При дальнейшем увеличении силы P вводится третья дополнительная расчетная схема (рис. 2г), которая учитывает наличие трещины в этом КЭ. В предельной стадии при $P = P_{lim}$ присоединяется последняя, четвертая дополнительная расчетная схема (рис. 2д), которая исключает КЭ № 1 из работы после достижения в нем критерия предельного состояния по прочности на сжатие. В этот момент исходная расчетная схема консоли (рис. 2а) превращается в идеальную модель разрушения (рис. 2е). Как видно из этого примера, на каждом этапе работы рассчитываемой конструкции можно вводить различные модели поведения бетона, в том числе представленные в работе [11].

Решение системы уравнений. Введение ДКЭ позволяет не только объединить МКЭ и расчет конструкций по предельным состояниям, но и решить третью проблему, связанную с выбором способа решения основной системы линейных уравнений МКЭ, которая принимает следующий вид:

$$KV = P - \Delta K_{lim}V, \quad (3)$$

где V – матрица-столбец неизвестных перемещений узлов; P – матрица-столбец внешней нагрузки.

Второе слагаемое в правой части этого уравнения представляет собой ту дополнительную нагрузку F , которую нужно приложить к линейной системе вместе с основной нагрузкой P , чтобы достигнуть перемещения соответствующей нелинейной системы в предельном состоянии под действием только нагрузки P :

$$F = -\Delta K_{lim}V. \quad (4)$$

Эта дополнительная нагрузка F для всей конструкции формируется на основе дополнительной расчетной схемы из величин дополнительной нагрузки каждого из КЭ, входящего в расчетную схему. Каждая из этих величин противоположна по знаку, но равна по абсолютной величине узловым реакциям, возникающим в соответствующем ДКЭ. В этом случае итерационный процесс можно построить так, что он обеспечивает постепенное исключение каждого КЭ из работы конструкции и, как следствие, изменение свойств самой конструкции. При необходимости можно реализовать пошаговый расчет конструкции, постепенно определяя те элементы, которые нужно исключить из работы на данном шаге. Кроме того, можно опре-

делить те критические для данной конструкции конечные элементы, исключение которых из работы определяет предельное состояние данной конструкции.

Направления развития: разработка теоретических вопросов, связанных с использованием МДКЭ как численного метода для нелинейного расчета железобетонных конструкций по предельным состояниям; компьютерная реализация МДКЭ в алгоритмах и программах, предназначенных для нелинейного расчета железобетонных конструкций по предельным состояниям; проведение расчетов железобетонных конструкций и оценка полученных результатов.

Вывод. Разработанный МДКЭ позволяет решить ряд проблем, связанных с нелинейным расчетом железобетонных конструкций. Он носит обобщенный характер и не зависит от вида и природы проявляемого физически нелинейного свойства. Одновременно, он достаточно гибок и при всей своей обобщенности дает возможность отражать существенные особенности каждого из этих свойств. Учитывая изменения напряженно-деформированного состояния конструкции, он дает возможность реализовать пошаговый расчет железобетонной конструкции и определить ее предельное состояние.

Литература

1. Оатул, А.А. Расчет и проектирование элементов железобетонных конструкций на основе применения ЭВМ: конспект лекций / А.А. Оатул, А.А. Карякин, Ю.Ф. Кутин; под ред. А.А. Оатула. – Челябинск: ЧПИ, 1980. – Ч. 4. – 67 с.
2. СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции. – М.: ФГУПЦПП, 2004 – 26 с.
3. Гвоздев, А.А. Расчет несущей способности конструкций по методу предельного равновесия. Вып. 1: Сущность метода и его обоснование / А.А. Гвоздев. – М.: Госстройиздат, 1949. – 280 с.
4. Ермакова, А.В. Метод дополнительных конечных элементов для расчета железобетонных конструкций по предельным состояниям / А.В. Ермакова. – М.: АСВ, 2007. – 128 с.
5. Ermakova, A. Limit State Analysis of Reinforced Concrete Structures by Additional Finite Element Method / A. Ermakova // Role for Concrete in Global Development. Proceedings of the International Conference held at the University of Dundee, Scotland, UK on 8–9 July 2008. BrePress, Dundee, Scotland, UK. – P. 763–774.
6. Ильюшин, А.А. Пластичность / А.А. Ильюшин. – М.: Гостехиздат, 1948. – 376 с.
7. Карякин, А.А. Методика учета процесса трещинообразования при расчете железобетонных конструкций методом конечных элементов / А.А. Карякин, А.В. Ермакова // Исследования по строительной механике и строительным конструкциям. – Челябинск: ЧПИ, 1985. – С. 131–133.

8. Ермакова, А.В. Треугольный конечный элемент балки-стенки с условной трещиной / А.В. Ермакова // Вестник ЮУрГУ. Серия «Строительство и архитектура». – Вып. 2. – № 7(23). – 2003. – С. 37–40.

9. Ермакова, А.В. Матрица жесткости дополнительного треугольного бетонного конечного элемента балки-стенки / А.В. Ермакова // Строительная механика и расчет сооружений. – 2008. – № 1. – С. 23–28.

10. Ермакова, А.В. Дополнительные расчетные схемы при расчете железобетонных конструкций по предельным состояниям / А.В. Ермакова // Строительная механика и расчет сооружений. – 2009. – № 3. – С. 48–53.

11. Карпенко, Н.И. Общие модели механики железобетона / Н.И. Карпенко. – М.: Стройиздат, 1996 – 416 с.

Поступила в редакцию 29 июня 2009 г.

ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И ЭКСПЛУАТАЦИИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ АВТОДОРОЖНЫХ МОСТОВ С УЧЕТОМ ВОЗРОСШИХ НАГРУЗОК ОТ ТРАНСПОРТА

Б.В. Соловьев, Е.Н. Малясова

THE FEATURES OF DESIGNING AND OPERATION OF REINFORCED CONCRETE HIGHWAY BRIDGES SUBJECT TO INCREASED LOADS FROM TRANSPORT

B.V. Solovyev, E.N. Maljasova

Рассматриваются особенности проектирования и эксплуатация автодорожных мостов. В связи с увеличением нагрузок от автомобильного транспорта увеличиваются усилия в балках железобетонных мостов, возрастает необходимость корректировки типовых решений сборных балочных малых мостов.

Ключевые слова: мосты, эксплуатация, реконструкция, нагрузки и воздействия, надежность.

The special features of design and operation of highway bridges are examined. The loads of motor transport increased, because of that the strains increased in reinforced concrete beams of bridges, the necessity of correction of the standard solutions of small ready-built beam bridges grows.

Keywords: bridges, operation, reconstruction, loads and effects, reliability.

Существующая классификация мостов [1, п. 1.7] с разделением их на малые, средние и большие является условной. На практике в процессе проектирования, строительства и эксплуатации сооружений это разделение не учитывается. Технические решения из области большого мостостроения механически переносятся в малое. Малый мост становится по существу уменьшенной копией большого.

Опыт эксплуатации малых мостов свидетельствует о том, что равный подход к проектированию и строительству мостов разных классов нецелесообразен для малых сооружений. Отрицательным моментом является недостаточный срок службы малых мостов, который составляет от 17 до 25, реже – 35–40 лет [2]. Это в 2...2,5 раза меньше, чем срок службы больших мостов.

В последние 10–20 лет происходит интенсивное развитие автомобилестроения, растет масса и количество автотранспорта и интенсивность движения, во всех странах отмечается рост нагрузок от автотранспорта.

Поэтому ведутся работы по унификации возросших нагрузок. Так, в европейских странах в 1992 году были разработаны Еврокоды-92, которые позволили нагрузки разных стран привести к одному стандарту. Российские нагрузки от автотранспорта были близки к нагрузкам, принятым в Германии (см. рисунок), к американским по нормам AASHTO H20 – S16. Однако последние по

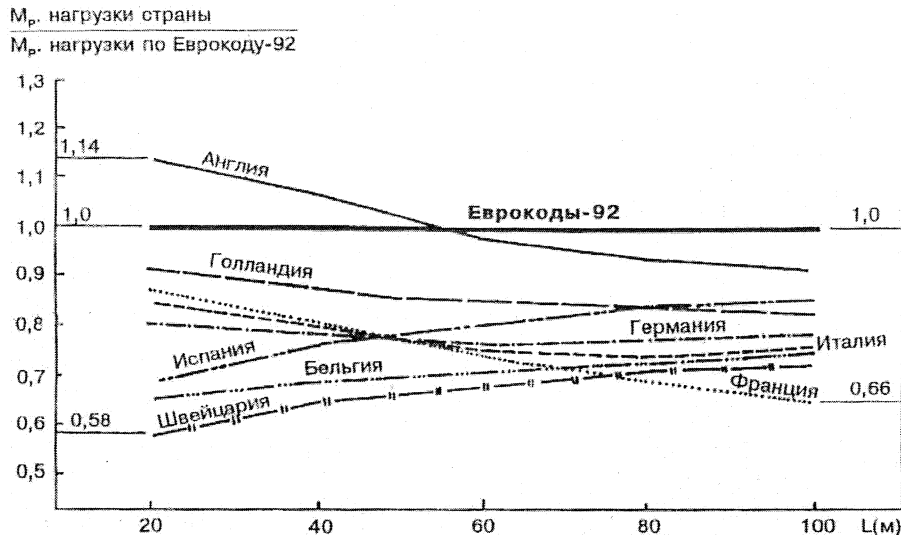
требованию заказчиков на ряде конкретных объектов увеличены до 50 % (нагрузка H30 – S24).

В 2007 году был разработан Национальный стандарт Российской Федерации ГОСТ Р 52748–2007. «Нормативные нагрузки, расчетные схемы нагружения и габариты приближения» (дата введения 01.01.2008 г.) Нормативные нагрузки от автотранспорта выросли на 26...27 %. Нормативная нагрузка от автомобилей АК стала А14 (вместо А11) и нормативная нагрузка от нестандартных транспортных средств, пропускаемых в специальном режиме, стала НК-100,8 (вместо НК-80).

В связи с увеличением нагрузок от транспортных средств, эксплуатирующим и проектным организациям необходимо более ответственно реагировать на техническое состояние построенных сооружений и при проектировании новых.

Существующие нормы не дают никаких указаний по назначению динамических коэффициентов для конструкций, которые реконструированы или усилены постановкой дополнительных несущих элементов. Нет также никаких указаний по определению динамических коэффициентов для конструкций, изменяющих статическую схему в результате усиления и реконструкции.

При проведении динамических расчетов усиливаемых или реконструируемых пролетных строений большинство параметров, используемых для этих целей, может быть получено экспериментальным путем. Практически же, единственный



Сравнение предлагаемых Еврокодами нагрузок с национальными по нормам европейских стран, где L – длина моста

параметр, требующий нормирования – это уровень надежности [3] для оценки результатов экспериментальных исследований и динамических расчетов пролетных строений.

В связи с увеличением нагрузок от автомобильного транспорта по ГОСТ Р 52748–2007 динамическое воздействие увеличивается на конструкции пролетного строения опасны не только для большепролетных мостов, но, по нашему мнению, и для малых, масса которых сопоставима с нормативной подвижной нагрузкой.

Если отечественными нормами допускаются вертикальные упругие прогибы автодорожных и городских мостов не более $\frac{1}{400}L$, то нормами

КНР соответственно $\frac{1}{800}L$ и $\frac{1}{600}L$, по нормам

США соответственно $\frac{1}{800}L$ и $\frac{1}{1000}L$.

Как отмечалось выше, необходимы исследования, особенно старых мостов, имеющих повреждения, запроектированных по типовой серии 3.503-12 «Балки пролетного строения длиной 12, 15, 18, 21, 24 и 33 м с натяжением высокопрочной арматуры класса ВП на упоры в виде пучков (серия введена в действие Минтрансстроем в 1976 г.). Балки двутаврового сечения объединяются по выпускам арматуры полок монолитными участками.

Типовая серия 3.503.1-81 (переработанная серия 3.503-12) утверждена корпорацией Трансстрой в 1994 году. Высота балок увеличилась на 3 см за счет увеличения высоты полки с 15 см до 18 см.

Мы остановились на указанных сериях, т.к. эти балки изготавливает и монтирует Мостоотряд № 16 города Челябинска.

Расчеты, выполненные нами для типового решения габарит Г-10 (6 балок длиной 24 м), дали следующие результаты:

1. При нагрузке НК-80 расчетный момент в наиболее нагруженной балке составил $M_{\max}=291,7$ тс·м (100 %).

2. Те же балки, но нагрузка НК-100,8. Расчетный момент в наиболее нагруженной балке $M_{\max}=327,7$ тс·м (112 %).

Нами предлагается два варианта конструктивного решения пролета моста:

– Уменьшение длины балки: Г-10, длина балки 21,5 м, нагрузка НК-100,8. Расчетный момент в наиболее нагруженной балке $M_{\max}=283,2$ тс·м (97 %).

– Увеличение количества балок в пролете (8 балок) за счет уменьшения свесов балок: Г-10, длина балки 24 м, нагрузка НК-100,8. Расчетный момент в наиболее нагруженной балке $M_{\max}=240,6$ тс·м (82 %).

В обоих случаях нужно переделать парк имеющихся металлических форм.

Вывод:

– в создавшейся ситуации, в связи с выходом нового стандарта на автотранспортные нагрузки ГОСТ Р 52748–2007, необходима корректировка типовых серий на сборные балочные разрезные мосты;

– необходимо исследовать и уточнить коэффициенты динамичности, а также влияние повторных нагружений на малые мосты.

Литература

1. СНиП 2.05.03–84*. Мосты и трубы / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985. – 200 с.

2. Дробышевский, Б.А. Проблемы малого мостостроения / Б.А. Дробышевский // Транспортное строительство. – 2005. – № 11. – С. 22–24.

3. Иосилевский, Л.Н. Практические методы управления надежностью железобетонных мостов / Л.Н. Иосилевский. – 3-е изд., перераб. и доп. – М.: Науч.-изд. центр «Инженер», 2001. – 324 с.

Поступила в редакцию 30 июня 2009 г.

ИСПЫТАНИЕ НАТУРНОГО ФРАГМЕНТА СБОРНО-МОНОЛИТНОГО КАРКАСА СИСТЕМЫ АРКОС С ПЛОСКИМИ ПЕРЕКРЫТИЯМИ*

А.А. Карякин, С.А. Сонин, П.В. Попп, М.В. Алилуев

TEST OF THE FULL-SCALE FRAGMENT OF COMPOSITE STRUCTURE OF THE ARCOS SYSTEM WITH FLAT-SLAB DECKS

A.A. Karyakin, S.A. Sonin, P.V. Popp, M.V. Aliluev

В статье представлены результаты испытания фрагмента сборно-монолитного каркаса системы АРКОС.

Ключевые слова: испытания, преднапряженные плиты, «ригели», прочность, жесткость, трещиностойкость.

In the article the results of the test of the full-scale of the composite structure of the ARCOS system are presented.

Keywords: tests, prestressed slabs, "crossbars", strength, stiffness, fracture strength.

Методика испытаний приведена в статье [5].

Фрагмент каркаса в натуральных размерах был возведен на территории завода ООО ПСК «Восток» г. Челябинск (рис. 1).

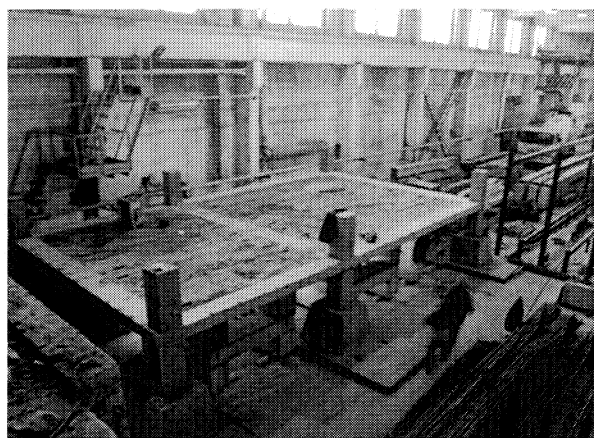


Рис. 1. Общий вид фрагмента каркаса до нагружения

Фрагмент каркаса состоял из двух ячеек с размерами в плане по осям колонн 7,2×6,4 м и 4,5×6,4 м с пролетом несущих монолитных участков («ригелей») – 6,4 м (рис. 2), между которыми в пределах их высоты располагаются многопустотные плиты перекрытия [1]. Плиты на стадии изготовления монтируются на временные опоры, а после бетонирования монолитных окаймляющих их участков, набора прочности и распалубки удерживаются в составе перекрытия за счет бетонных шпонок и сил трения. Размер шпонок с торцов

плит технологически ограничен величиной 100 мм. Межплитные швы содержали приопорные каркасы. Монолитные несущие и связевые «ригели» объединены в замкнутую раму (в плане), охватывающую группу плит в каждой ячейке и защемленную по углам в разрывах сборных колонн. Сборные колонны были заделаны в фундаменты. Для «ригелей», межплитных швов был принят бетон класса В25, для колонн – В30. Армирование многопустотных плит принято в соответствии с [1] под расчетную нагрузку 4,8 кПа. Армирование несущих «ригелей» выполнено пространственными каркасами и отдельными стержнями класса А500С.

Фактическую прочность бетона на сжатие определили испытаниями контрольных образцов (испытано 6 кубов), изготовленных из бетона монолитных участков в соответствии с [3]. В сборных конструкциях прочностные свойства бетона определяли неразрушающим методом согласно [4]. Фактическая кубиковая прочность бетона монолитных участков на момент испытаний составила в среднем $R=47,5$ МПа (класс В40), колонн – проектная. По данным проведенных испытаний арматуры, стержни диаметром 22 мм имели предел текучести $\sigma_y=594$ МПа, а диаметром 16 мм – $\sigma_y=556$ МПа.

Схема установки измерительных приборов представлена на рис. 3.

Расчет несущей способности элементов перекрытия с учетом фактических прочностных свойств арматуры и бетона, выполненный в ООО «БЭСТ-инжиниринг-Урал», определил величину контрольной нагрузки, равной – 8,0 кПа.

* В испытаниях принимал непосредственное участие автор системы АРКОС А.И. Мордич.

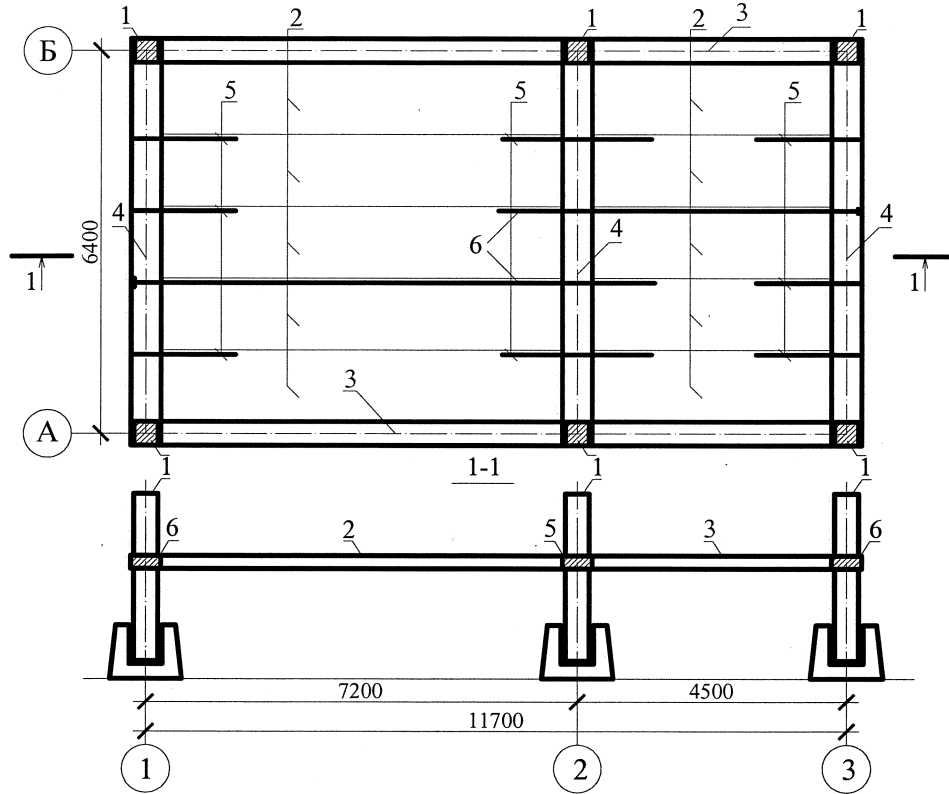


Рис. 2. Конструктивная схема испытываемого перекрытия: 1 – колонны; 2 – преднапряженные пустотные плиты; 3 – связевой ригель; 4 – несущий ригель; 5 – межплитные надпорные стержни; 6 – стержни, воспринимающие распор

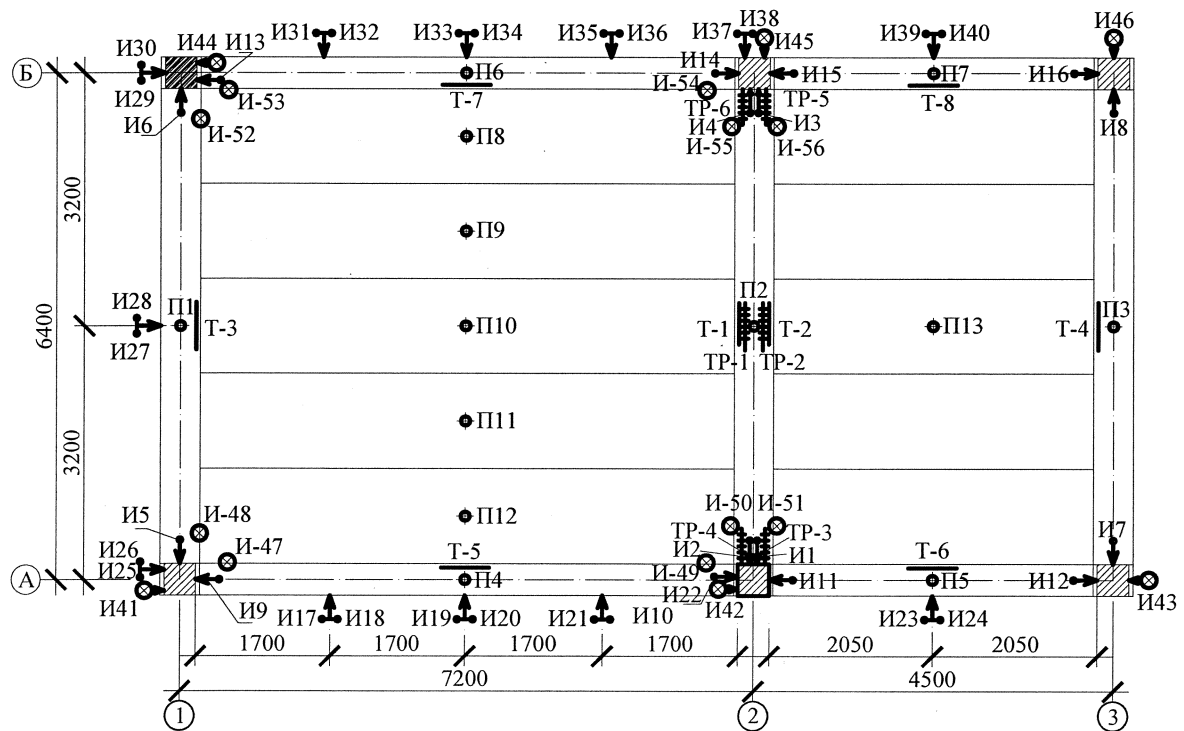


Рис. 3. Схема расстановки приборов по верхней (Т1-Т8 – тензومتر Аистова (бетон), ТР3-ТР5 – рычажный тензومتر (арматура), И17-И40 – индикаторы (x0.001) для замера перемещений «ригелей») и по нижней поверхности перекрытия (П1-П13 – прогибомер, И1-И16 – индикатор часового типа (x0.01) (бетон), ТР1-ТР2 – рычажный тензومتر (арматура), И41-И46 – индикаторы (x0.01) для замера осадок колонн; И47-И56 – индикаторы (x0.01) для замера взаимных вертикальных смещений плит и «ригелей»)

Теория расчета строительных конструкций

Испытание фрагмента каркаса осуществлялось в две стадии. На первой стадии перекрытие было нагружено вертикальной распределенной нагрузкой (монолитные участки не загружались) до уровня контрольной нагрузки по жесткости и трещиностойкости (при проектных характеристиках материалов), составляющей 4,3 кПа. Дальнейшее нагружение было прекращено и фрагмент каркаса был оставлен нагруженным в течение 18 часов. После выдержки (на второй стадии) испытание фрагмента каркаса было продолжено. Общее количество ступеней нагружения до момента разрушения составило 16, приращение нагрузки на каждом этапе составляло 60–70 кПа. Начиная от нагрузки, равной 12,4 кПа (14 этап), нагружение фрагмента производили без снятия отчетов по приборам. Испытаниями установлено, что исчерпание несущей способности фрагмента каркаса произошло при нагрузке $q=14,68$ кПа ($14,68$ кН/м²), без учета нагрузки от собственной массы перекрытия.

Разрушение несущего ригеля по оси I произошло от текучести рабочей арматуры в верхней зоне несущих «ригелей» в сечениях у колонн. В момент разрушения «ригеля» по оси I наблюдалось раздробление бетона сжатой зоны (стык с колонной Б/1). Согласно [2], разрушение фрагмента относится к I случаю разрушения. Фактический коэффициент безопасности C^{Φ} по результатам испытаний составил 1,52.

Схемы образования и распространения трещин в перекрытии показаны на рис. 4 и 5. При

этом, если в середине пролета ригелей понизу, трещины были расположены в основном по нормали к их продольной оси, то поверху у колонн трещины располагались как по диагонали (в крайних несущих ригелях), так и вдоль оси ригеля (в среднем несущем ригеле).

Первые продольные трещины по нижней плоскости плит появились в средней плите на 8 этапе (7,17 кПа), что свидетельствует о том, что в перекрытии возникает изгибающий момент в направлении цифровых осей, а плиты работают совместно. О совместности работы плит в составе перекрытия говорит то, что окончательная картина трещин по его нижней плоскости приближается к классической схеме «конверта», это говорит о том, что перекрытие работает не по балочной схеме, а по плитной. Наклонные трещины на концах плит по их нижней плоскости указывают на то, что эти участки вовлекаются в совместную работу с монолитными несущими «ригелями». Трещины (вдоль цифровых осей) по нижней плоскости плит образовались лишь на последних этапах нагружения, что говорит о низком уровне растягивающих напряжений в плитах.

Деформации «ригелей» по осям А и Б следуют за деформациями крайних плит, поэтому в них поперечные трещины появились на более поздних этапах нагружения – восьмом и выше. При этом как и в преднапряженных плитах, так и в связевых «ригелях» пролета 2–3 поперечные трещины по нижней плоскости отсутствовали.

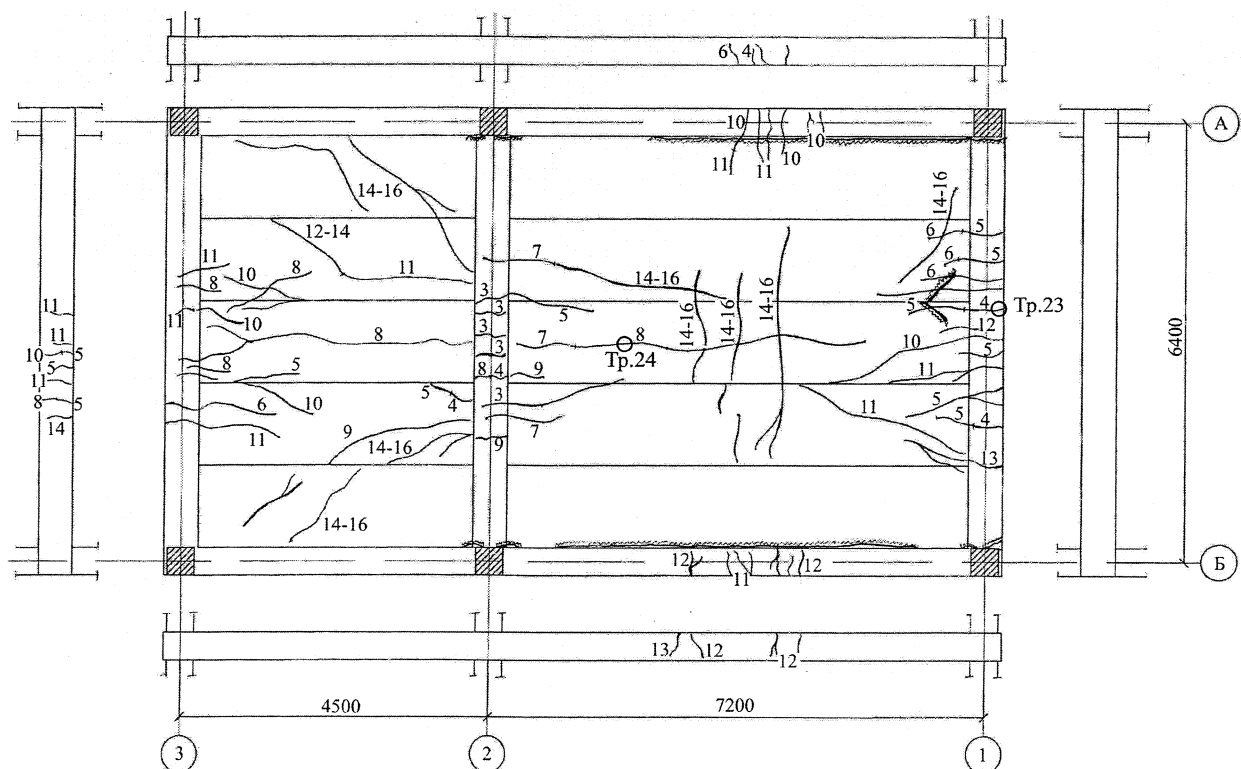


Рис. 4. Картина трещин по нижней поверхности фрагмента перекрытия после разрушения

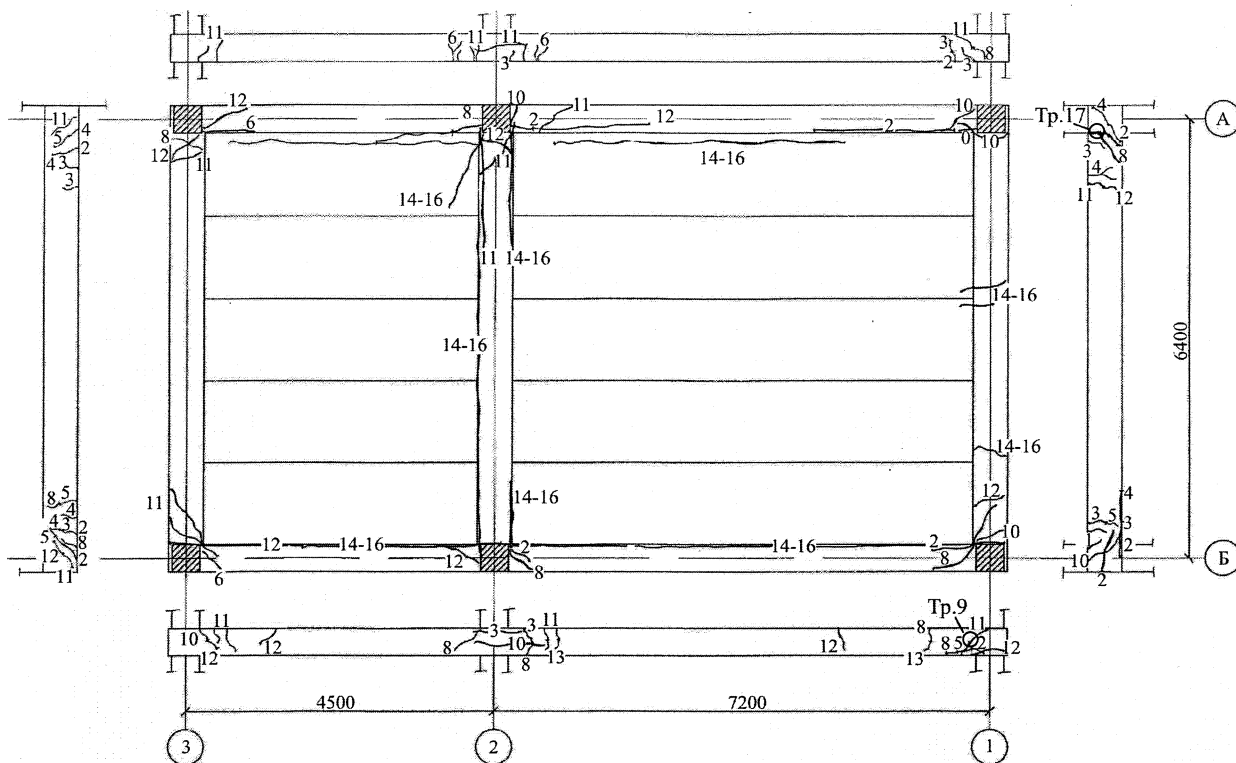


Рис. 5. Картина трещин по верхней поверхности фрагмента перекрытия после разрушения

Видно, что в местах опирания на колонны (по верхней поверхности перекрытия) в монолитных участках на 8–10 этапах образовались диагональные трещины, свидетельствующие о наличии изгибно-крутильных деформаций этих участков. Кроме того, на 14–16 этапах нагрузки стали образовываться и раскрываться трещины по контакту между несущим средним «ригелем» и плитами со стороны малого пролета, а также в швах между связевыми «ригелями» и крайними плитами.

Конструкции перекрытия (плиты и «ригели») в целом отвечают требованиям норм по трещиностойкости. Однако трещины, шириной превышающей предельно допустимую величину, образовались при испытании в местах стыков сборных элементов с монолитными участками (в верхней зоне перекрытия). При нормативной нагрузке 6,2 кПа ширина раскрытия контактных верхних трещин между торцами плит и монолитными несущими «ригелями» превысила предельно допустимую величину равную 0,28 мм, согласно [2], и составила 0,8 мм. Графики ширины раскрытия трещин с ростом испытательной нагрузки представлены на рис. 6. Максимальная ширина раскрытия трещин при проектной нормативной нагрузке 4,3 кПа составила 0,25 мм и $a_{cr}=0,4$ мм (тр. № 17 в несущем «ригеле» на опоре по оси 1/А) при фактической нормативной нагрузке 6,2 кПа.

Первая трещина образовалась при нагрузке $q=17,45$ кН/м² (этап № 2).

Трещиностойкость и жесткость (по прогибам) оценивалась при нормативных нагрузках 4,3 кПа и

6,2 кПа по проектным и фактическим характеристикам материалов.

Максимальная величина ширины раскрытия трещин составила:

- несущие ригели в пролете снизу – при нагрузке 4,3 кПа 0,2 мм и при нагрузке 6,2 кПа 0,2 мм, на опорах колонн соответственно – 0,25 и 0,4 мм;
- продольные по контакту между торцами плит и несущим ригелем (сверху) – 0,6 и 0,8 мм;
- связевые ригели: на опорах колонн – 0 и 0,3 мм;
- продольные по контакту между торцами плит и связевым ригелем (сверху) – 0,3 и 1,3 мм;
- плиты: поперечные снизу – 0,0 и 0,35 мм.

На рис. 7–9 представлены графики развития под нагрузкой прогибов ригелей и плит испытанного фрагмента каркаса.

Максимальные прогибы составили, для:

- несущих ригелей: 15,49 мм и 20,50 мм (ригель по оси 2);
- связующих ригелей: 5,60 мм и 8,70 мм (ригель по оси Б в пролете 1÷2);
- плит: 3,01 мм и 5,10 мм) (средняя плита в пролете 1÷2).

Эти значения меньше предельно допустимой величины прогиба, равной для плоских перекрытий 30 мм. Анализ показаний приборов, установленных для замера возможных осадков колонн, показал, что осадок колонн **не наблюдалось**.

Данные испытаний показали, что перекрытие отвечает требованиям действующих норм по жесткости.

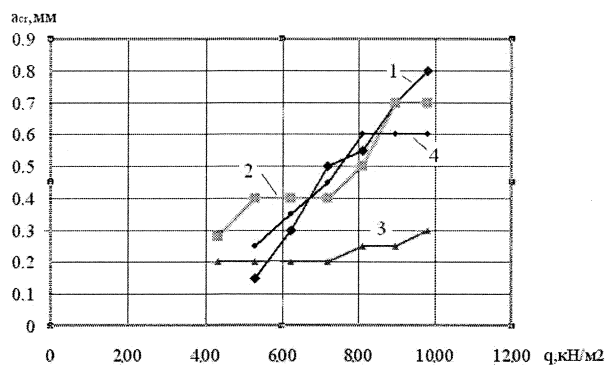


Рис. 6. Ширина раскрытия трещин: 1 – трещина № 9; 2 – трещина № 17; 3 – трещина № 23; 4 – трещина № 24

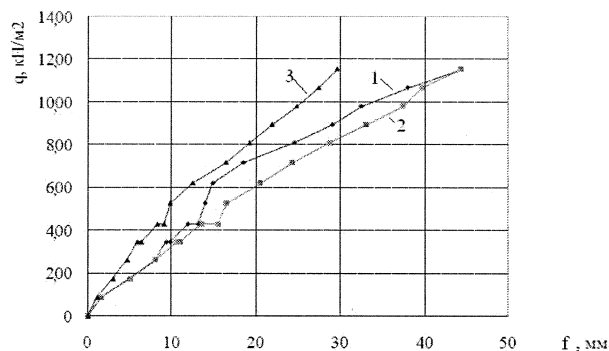


Рис. 7. Прогибы несущих ригелей: 1 – показания прогибомера П-1; 2 – то же П-2; 3 – то же П-3

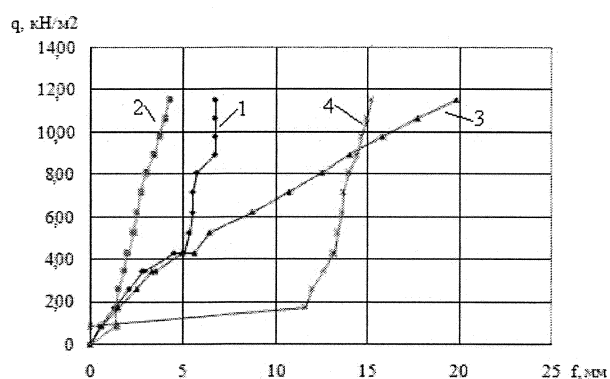


Рис. 8. Прогибы связевых ригелей: 1 – показания прогибомера П-4; 2 – то же П-5; 3 – то же П-6; 4 – то же П-7

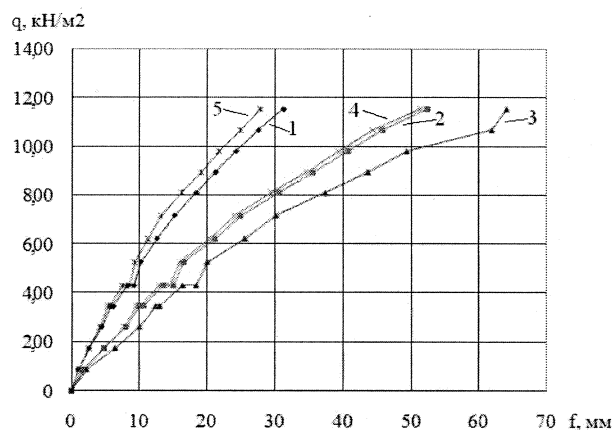


Рис. 9. Прогибы преднапряженных плит длиной 6700 мм: 1 – показания прогибомера П-8; 2 – то же П-9; 3 – то же П-10; 4 – то же П-11; 5 – то же П-12

Выводы

1. Результаты испытаний до разрушения фрагмента каркаса системы АРКОС показывают, что при принятом конструктивном решении каркас полностью удовлетворяет требованиям ГОСТа по прочности и жесткости.

2. Исчерпание несущей способности фрагмента каркаса произошло от текучести верхней арматуры несущего монолитного ригеля.

3. Разрушения стыков сборных конструкций и монолитных участков не наблюдалось.

4. Конструкции перекрытия в целом отвечают требованиям норм по трещиностойкости. Однако, трещины шириной превышающей предельно допустимую величину, образовались в местах стыков сборных элементов с монолитными участками (в верхней зоне перекрытия).

5. Результаты испытаний учтены при проектировании многоэтажных зданий системы АРКОС.

Литература

1. ИЖ 568–03. Плиты перекрытий железобетонные многоярусные предварительно на-

пряженные стенового безопалубочного формирования высотой 220 мм, шириной 1200 мм, армированные высокопрочной проволокой класса Вр-II. – М.: ГУП НКЦ, 2004. – 19 с.

2. ГОСТ 8829–94. Изделия строительные железобетонные и бетонные заводского изготовления. Методы испытаний на нагружением. Правила оценки прочности, жесткости и трещиностойкости. – М.: МНТКС, 1997. – 27 с.

3. ГОСТ 10180–90. Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам. – М.: Государственный строительный комитет СССР, 1990. – 45 с.

4. ГОСТ 22690–88 Бетоны. Определение прочности механическими методами неразрушающего контроля. – М.: Государственный строительный комитет СССР, 1991. – 15 с.

5. Попп, П.В. Разработка методики испытания фрагмента сборно-монолитного каркаса здания / П.В. Попп // Сборник I конференции аспирантов и докторантов. – Челябинск: Издательский центр ЮУрГУ, 2009.

Поступила в редакцию 13 июля 2009 г.

РЕЗУЛЬТАТЫ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ПРОЧНОСТИ И ДЕФОРМАТИВНОСТИ СЖАТЫХ УСИЛЕННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ РЕКОНСТРУИРУЕМЫХ ЗДАНИЙ

В.В. Теряник, А.Ю. Бирюков

RESULTS OF EXPERIMENTAL INVESTIGATIONS OF THE STRENGTH AND DEFORMABILITY OF REINFORCED COMPRESSION ELEMENTS OF RECONSTRUCTED BUILDINGS

V.V. Teryanik, A.Y. Biryukov

В настоящей статье представлены результаты экспериментальных исследований по изучению влияния на прочность и деформативность сжатых усиленных элементов эффекта обоймы и толщины обоймы.

Ключевые слова: усиление, железобетонная обойма, прочность, деформативность, статическое нагружение, эффект обоймы.

The article presents the results of experimental investigations on the study of the influence of the fixture effect and fixture thickness on the strength and deformability of reinforced compression elements.

Keywords: reinforcement, reinforced concrete fixture, strength, deformability, static loading, fixture effect.

Существуют различные способы усиления сжатых элементов при помощи железобетонных обойм, однако специфика их работы после усиления изучена не в полном объеме [5].

В продолжение исследований представленных в [1, 2], авторами статьи проведен комплекс экспериментальных исследований по изучению влияния на прочность и деформативность сжатых усиленных элементов ряда факторов: эффекта обоймы, толщины обоймы.

Были изготовлены образцы колонн сечением 80×120 мм, длиной 900 мм ($\lambda = 39$) из бетона В 20 состава 1:1,92:3,72 при водоцементном отношении 0,58 с использованием химической добавки С-3, осадка конуса 10–15 мм. Контроль прочностных характеристик бетона осуществлялся испытанием бетонных кубиков $150 \times 150 \times 150$ мм. По истечению 28 суток прочность составила: $R_{c1} = 292$ кг/см², $R_{c2} = 277$ кг/см², $R_{c3} = 301$ кг/см², $R_{c4} = 297$ кг/см², $R_{c5} = 276$ кг/см². Продольное армирование элементов – 4 стержня диаметром 6 мм А-III, предел текучести $\sigma_{т} = 440$ МПа, предел прочности $\sigma_{у} = 640$ МПа, относительное удлинение 27 %, поперечное армирование выполнено в виде замкнутых хомутов из арматуры диаметром 4 мм Вр-I с шагом 120 мм. Элементы для испытания изготовлены прямоугольного сечения с симметричным армированием на заводе ЖБИ г. Тольятти с использованием местных материалов: портландцемент М 400, щебень М600 фракции 5–10 мм.

Усиление фрагментов колонн осуществлялось железобетонной обоймой. Для исключения преждевременного разрушения, оголовки колонн были усилены металлическими башмаками [4].

Железобетонная обойма изготовлена из бетона В 20 состава 1:1,92:3,72 при водоцементном отношении 0,58. Толщина обоймы усиливаемых элементов 30 и 40 мм, длиной 600 мм. Продольное армирование обойм – 4 стержня диаметром 6 мм А-III, поперечное – выполнено в виде замкнутых хомутов из арматуры диаметром 4 мм Вр-I с шагом 30 и 60 мм. Для обеспечения надежного сцепления старого и нового бетона использовались традиционные методы обработки поверхности бетона (очистка стальными щетками, обеспыливание и промывание водой за 1–1,5 часа до бетонирования).

Для измерения деформаций, на продольную и поперечную арматуру каркасов испытываемых образцов перед бетонированием наклеивались на клей БФ-19 тензорезисторы 2ПКБ-20-200Б, после чего на них наносился защитный слой из эпоксидного клея, и производилась заливка бетона. Расположение тензорезисторов производилось по схеме: продольная арматура усиливаемых образцов, продольные и поперечные стержни железобетонной обоймы. Статические испытания проводились на прессе П-250 на осевое сжатие. Нагрузка прикладывалась ступенями, равными 10 % от разрушающей, и к концу испытаний ступени уменьшались вдвое. Каждая ступень нагружения выдерживалась

в течение 5–10 мин. Регистрация деформаций производилась на ИДЦ–1.

Проведенные испытания показали, что неусиленные элементы (ЭО) разрушались с образованием продольных трещин. При приложении максимальной разрушающей нагрузки, образец полностью терял свою несущую способность.

Экспериментальные образцы, усиленные железобетонными обоймами, разрушились по обойме с образованием продольных трещин, наблюдалось выпучивание поперечной арматуры обойм. Образование трещин происходило при нагрузке 70–80 % от разрушающей (рис. 1). Заметного отслоения железобетонной обоймы не обнаружено. Характер разрушения обойм показывает наличие в них деформаций в поперечном направлении. Показания тензорезисторов, расположенных на поперечных стержнях обоймы, так же подтверждают это (рис. 2).



Рис. 1. Характер разрушения железобетонных обойм

Образцы с железобетонной обоймой, толщиной 40 мм с шагом поперечной арматуры 30 мм (ЭО-I-2), показали наибольшую несущую способность по сравнению с другими усиленными элементами. Несущая способность элементов (ЭО-I-2) увеличилась в среднем на 71 % по сравнению с неусиленными элементами. Деформации в продольной арматуре колонны составили $212 \cdot 10^{-5}$, в поперечной арматуре обоймы $118 \cdot 10^{-5}$. Отмечено (см. рис. 2), что до определенного времени поперечные деформации в обойме развиваются медленно. Достигнув нагрузки 250 кН, наблюдается стремительное развитие поперечных деформаций.

Такая же картина наблюдается при испытании усиленных элементов с толщиной обоймы 30 мм и

шагом поперечной арматуры 30 мм (ЭО-I-1). Однако несущая способность образцов (ЭО-I-1) увеличилась в среднем на 57 % по сравнению с неусиленными элементами. Деформации в продольной арматуре колонны составили $209,5 \cdot 10^{-5}$, в поперечной арматуре обоймы $112,6 \cdot 10^{-5}$. В результате изменения толщины обоймы с 30 мм (ЭО-I-1) до 40 мм (ЭО-I-2), несущая способность усиленных элементов увеличилась на 14 %. Можно предположить, что увеличение толщины железобетонной обоймы повлияло на несущую способность усиленного элемента незначительно.

В образцах с обоймой толщиной 40 мм и шагом поперечной арматуры 60 мм (ЭО-II-2) прослеживается совершенно другой характер работы по сравнению с ЭО-I-2 и ЭО-I-1. Кривая зависимости « $N-\epsilon$ » в продольной арматуре (рис. 3) более пологая и деформации развиваются примерно одинаково. Увеличение несущей способности усиленных образцов составило 46 % по сравнению с неусиленными. Деформации в продольной арматуре колонны составили $206,3 \cdot 10^{-5}$, в поперечной арматуре обоймы $109 \cdot 10^{-5}$.

Наименьшую несущую способность показали образцы, толщина обоймы которых 30 мм и шаг поперечной арматуры 60 мм (ЭО-II-1). Она в среднем составила 230 кН, что на 15 кН меньше несущей способности образцов серии ЭО-II-2 и на 50 кН образцов серии ЭО-I-2. Увеличение несущей способности образцов (ЭО-II-1), по сравнению с неусиленными, составило 36 %. Характер развития деформаций в продольных и поперечных стержнях испытываемых образцов, аналогичен развитию деформаций в образцах ЭО-II-2 (см. рис. 2, 3). Деформации в продольной арматуре колонны составили $202,4 \cdot 10^{-5}$, в поперечной арматуре обоймы $106,8 \cdot 10^{-5}$.

Отмечено также, что у всех серий испытываемых образцов железобетонные обоймы включались в работу по истечении определенного времени, за счет незначительного проскальзывания по поверхности элемента.

Расчет усиленных элементов произведен с учетом работ [2, 3]. При этом используются формулы для косвенного армирования сетками:

$$N \leq \varphi \left\{ \left(R_{b1} + m_s^k K_1^* \sigma_0 \right) A_{b1} + R_{sc} A_{sc} + \gamma_{ob} \left[\left(R_{b2} + m_s^k K_2^* \sigma_0 \right) A_{ef} + R_{sc,ob} A_{sc,ob} \right] \right\}, \quad (1)$$

где R_{b1} , R_{b2} – расчетное сопротивление сжатию нового и старого бетона; A_{b1} – площадь поперечного сечения усиливаемого элемента; A_{ef} – площадь бетона внутри контура сеток; K_1^* , K_2^* – коэффициенты эффективности бокового обжатия; σ_0 – уровень бокового обжатия, определяемый как для элементов с косвенным армированием сетками; m_s^k – коэффициент, снижающий боковое дав-

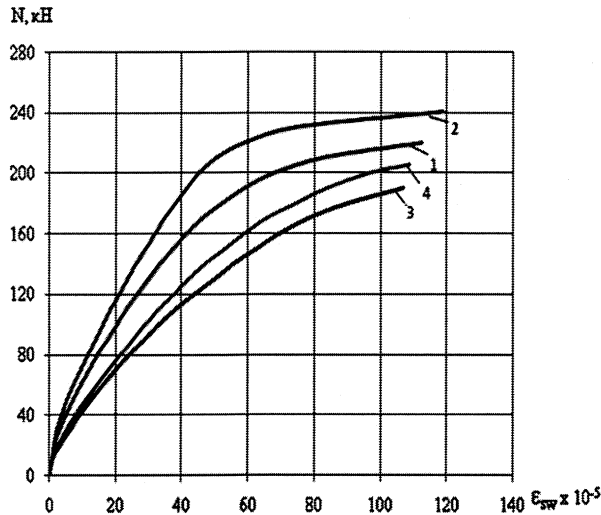


Рис. 2. Зависимость $N-\epsilon_{sw}$ для элементов: 1 – ЭО-I-1; 2 – ЭО-I-2; 3 – ЭО-II-1; 4 – ЭО-II-2

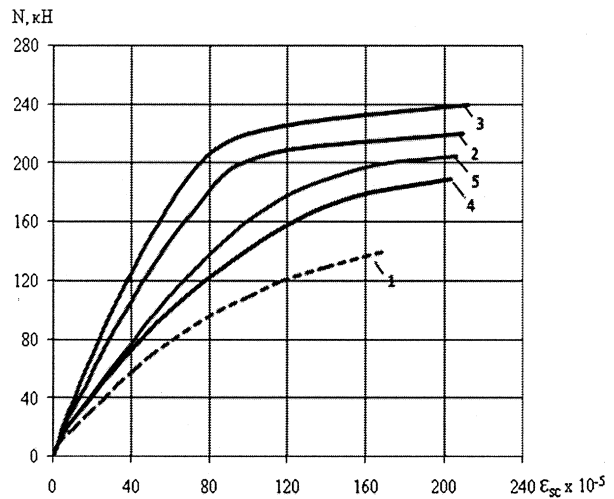


Рис. 3. Зависимость $N-\epsilon_{sc}$ для элементов: 1 – ЭО; 2 – ЭО-I-1; 3 – ЭО-I-2; 4 – ЭО-II-1; 5 – ЭО-II-2

ление из-за изгиба поперечных стержней; $\gamma_{об}$ – коэффициент условий работы обоймы; A_{sc} , $A_{sc,об}$ – площадь поперечного сечения продольной арматуры на сжатие соответственно усиливаемого элемента и обоймы; φ – коэффициент продольного изгиба усиленного элемента.

Выводы

Экспериментальные исследования подтвердили ранее полученные данные об увеличении несущей способности сжатых усиленных элементов за счет эффекта обоймы. Железобетонные обоймы можно рекомендовать для усиления сжатых железобетонных колонн при увеличении эксплуатационных нагрузок в условиях реконструкции зданий и сооружений.

Литература

1. Гроздов, В.Т. О прочности и деформативности колонн, усиленных обоймами / В.Т. Гроздов,

В.В. Теряник // Изв. вузов. Строительство и архитектура. – 1989. – № 3. – С. 8 – 11.

2. Теряник, В.В. Сопротивление сжатых усиленных элементов железобетонных конструкций действию продольных сил / В.В. Теряник // Изв. вузов. Строительство. – 2003. – № 4. – С. 128–131.

3. Теряник, В.В. Прочность, устойчивость и деформативность железобетонных колонн, усиленных обоймами / В.В. Теряник. – Челябинск: ЮУКИ, 2004. – 188 с.: ил.

4. Патент 76944 Российская Федерация, Е04Г23/00. Конструкция усиления оголовка колонны / В.В. Теряник, А.Ю. Бирюков, А.О. Борисов. – № 2007122651/22; заявл. 15.06.07; опублик. 10.10.08, Бюл. № 28. – 1 с.

5. Теряник, В.В. Влияние поперечного армирования железобетонной обоймы на несущую способность усиленных элементов / В.В. Теряник, А.Ю. Бирюков, А.О. Борисов // Развитие вуза через развитие науки: сб. докл. II Междунар. науч.-практ. конф. – Тольятти: ТВТИ, 2008. – Ч. 1. – С. 7–9.

Поступила в редакцию 20 июля 2009 г.

Технология и организация строительного производства

УДК 69.05(07)

МЕТОДИКА ОЦЕНКИ КАЧЕСТВА ВОЗВЕДЕНИЯ КИРПИЧНЫХ ЗДАНИЙ

А.Х. Байбури

METHOD OF QUALITY EVALUATION OF BRICK BUILDING ERECTION

A.K. Bayburin

Предложена методика оценки качества возведения кирпичных зданий, основанная на количественных критериях с учетом требуемой обеспеченности прочностных характеристик каменной кладки.

Ключевые слова: несущая способность, оценка качества, показатели точности и стабильности технологического процесса.

This article presents a method of evaluating the quality of brick buildings erection, based on the quantitative criteria considering the required provision of stone masonry strength property.

Keywords: carrying capacity, quality evaluation, indexes of precision and stability of technological process.

Прочностные свойства материалов и качество кладки в значительной степени определяют несущую способность и надежность возводимых каменных конструкций. Традиционный контроль качества по соответствию всей совокупности нормативных требований по альтернативному признаку часто приводит к приемке дефектной строительной продукции и авариям. Поэтому разработка методов оценки качества, основанных на количественных критериях с учетом требуемой обеспеченности прочностных характеристик кладки, является актуальной задачей.

Согласно СНиП II-22-81 [1] среднее значение предельного сопротивления внецентренно сжатых неармированных каменных элементов определяется выражением

$$\bar{N} = m_g \varphi_1 \bar{A} \bar{R}_1 \left(1 - \frac{a}{b + R_2 / 2R_1} \right) \times \gamma \bar{b} \bar{h} \left(1 - \frac{2\bar{e}_0}{\bar{h}} \right) \left(1 + \frac{\bar{e}_0}{\bar{h}} \right). \quad (1)$$

Выражение (1) представляет собой обобщающую функцию (комплексный показатель) качества возведения несущих каменных стен и столбов, зависящую от свойств материалов, геометрических параметров кладки, эксцентриситета

приложения нагрузки, условий опирания элемента. Для исключения влияния конструктивных особенностей введем относительный показатель несущей способности

$$K_R = N^\Phi / N^{np}, \quad (2)$$

где N^Φ , N^{np} – значения фактической и проектной несущей способности элемента.

Натурные исследования качества каменных работ были проведены на десяти зданиях стеновой конструктивной системы [2]. Объем выборки для каждого здания принят равным 30. При этом относительная погрешность оценки составила 6 % при доверительной вероятности 0,95. По результатам статистического контроля была построена гистограмма распределения относительного показателя несущей способности в объединенной выборке (рис. 1а).

Проектное распределение несущей способности определялось методом статистических испытаний при нормативных значениях отклонений геометрических параметров, указанных в табл. 34 СНиП 3.03.01-87 [3]. При этом проектная вариация прочности кладки принималась по данным Пособия к СНиП II-22-81 [4] равной 0,15. Построенная гистограмма распределения приведена на рис. 1б.

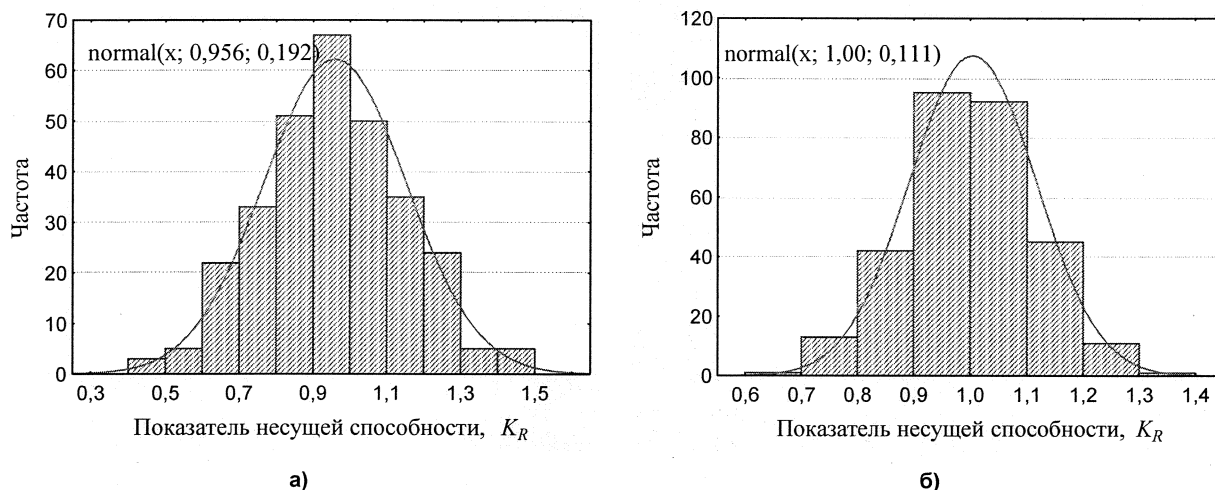


Рис. 1. Гистограммы фактического (а) и проектного (б) распределений относительного показателя несущей способности каменных элементов

Анализ полученных результатов показал:

1) аппроксимирующие распределения значений K_R , как и следовало ожидать, близки к нормальным;

2) среднее значение K_R с учетом наблюдаемых отклонений равно 0,956, что свидетельствует о нарушении условия обеспеченности несущей способности каменных конструкций по исследованной выборке зданий;

3) стандартное отклонение несущей способности составляет 0,192, что значительно превышает проектную изменчивость, равную 0,111.

Оценка нормальности распределения значений K_R производилась по асимметрии и эксцессу, характеризующим соответственно скошенность и острровершинность кривой распределения, а также их стандартным ошибкам. Наблюдаемая асимметрия близка к нулю, а величины эксцесса и асимметрии лежат в пределах своих двукратных стандартных ошибок, что является признаками нормальности изучаемых распределений. Результаты оценки аппроксимации нормальным законом распределения по критериям Колмогорова и Пирсона также подтверждают гипотезу о нормальности распределений на высоком уровне значимости.

Предельно-допустимая величина показателя качества каменной кладки K_R рассчитывалась при неблагоприятном сочетании предельных нормативных отклонений [3]. С учетом суммарных нормативных отклонений расчетное предельное значение показателя K_R^{lim} для несущих стен толщиной 380–640 мм равно 0,718. При наблюдаемом распределении (см. рис. 1а) вероятность того, что значения показателя качества не будут меньше предельного значения $K_R^{\text{lim}} = 0,718$, равна 0,8917. В случае если снижения прочности кладки не произойдет ($K_R = 1$), указанная вероятность при наблюдаемом разбросе составит 0,9286.

Найдем обеспеченность расчетного сопротивления кладки сжатию по требованиям нормативных документов [1, 4]. Для каменных конструкций в нормах [4] на основании статистических данных принят коэффициент вариации прочности на сжатие $V_R = 0,15$ и квантиль $u_{0,98} = 2$ при обеспеченности $1 - \alpha = 0,98$. Вероятное понижение прочности кладки по сравнению с уровнем, принятым в нормах, учитывается делением нормативного сопротивления $R_n = \bar{R}(1 - u_{1-\alpha}V_R)$ на коэффициент 1,2, а другие второстепенные факторы, не учитываемые расчетом, и дефекты (ослабление кладки «пустошовкой», гнездами, небольшие отклонения столбов и стен от вертикали и т.п.) – на коэффициент 1,15. Таким образом, коэффициент надежности по материалу $\gamma_m = 1,2 \cdot 1,15 = 1,4$.

Определим вероятность того, что величина средней прочности окажется больше расчетного значения

$$\Pr(\bar{R} \geq R) = 1 - \Phi\left(\frac{R - \bar{R}}{\bar{R} \cdot V_R}\right). \quad (3)$$

С учетом нормативных зависимостей искомая вероятность равна

$$\begin{aligned} \Pr &= 1 - \Phi\left(\frac{1 - u_{1-\alpha}V_R - \gamma_m}{\gamma_m \cdot V_R}\right) = \\ &= 1 - \Phi\left(\frac{1 - 2 \cdot 0,15 - 1,4}{1,4 \cdot 0,15}\right) = \\ &= 1 - \Phi(-3,333) = 0,9996. \end{aligned}$$

Найденную величину обеспеченности следует принять в качестве предельной, гарантирующей безаварийное состояние каменных конструкций. Сравнение полученной величины с ранее рассчитанными вероятностями обеспечения требуемого показателя качества показало, что фактические погрешности каменных работ обеспечивают выполнение условия $K_R \geq K_R^{\text{lim}}$ с вероятностью 0,892, что меньше требуемой обеспеченности 0,9996.

При наблюдаемой дисперсии несущей способности стыков, даже если снижения прочности стыков не произойдет ($K_R = 1$), указанная вероятность не достигает требуемой величины.

Следовательно, для обеспечения надежности каменных конструкций по показателю несущей способности необходимо повысить точность каменных работ как по условию снижения систематических отклонений от средних значений, так и по условию уменьшения влияния случайных разбросов.

Точность технологического процесса по критерию несущей способности каменной конструкции предлагается оценивать показателем:

$$K_T = \frac{\bar{K}_R^\Phi - 1}{t_{1-\alpha, \nu} S(K_R^\Phi)}, \quad (4)$$

где \bar{K}_R^Φ – среднее значение фактической относительной прочности конструкции; $t_{1-\alpha, \nu}$ – квантиль распределения Стьюдента степени свободы $\nu = n - 1$ уровня доверия $1 - \alpha$; $S(K_R^\Phi)$ – выборочное стандартное отклонение относительной прочности конструкции.

Введем также показатель стабильности уровня качества:

$$K_{\text{ст}} = S(K_R^\Phi) / S(K_R^{\text{пр}}), \quad (5)$$

где $S(K_R^\Phi)$, $S(K_R^{\text{пр}})$ – выборочные стандартные отклонения фактической и проектной относительной прочности конструкции.

Решим задачу назначения предельных значений показателей точности и стабильности, при которых наблюдаемая технологическая изменчивость не приводила бы к нарушению условия

$$\Pr\{K_R \geq K_R^{\text{лим}}\} \geq 0,9996. \quad (6)$$

При нормальном распределении значений K_R из условия (6) следует, что аргумент функции стандартного нормального распределения $\Phi(u)$ равен

$$u = \frac{\bar{K}_R^\Phi - K_R^{\text{лим}}}{S(K_R^\Phi)} = 3,33. \quad (7)$$

Из формул (5) и (4) выразим

$$S(K_R^\Phi) = K_{\text{ст}} S(K_R^{\text{пр}});$$

$$\bar{K}_R^\Phi = 1 + K_T t_{1-\alpha, \nu} S(K_R^\Phi),$$

и подстановкой в (7) получим

$$K_T = \frac{3,33 K_{\text{ст}} S(K_R^{\text{пр}}) + K_R^{\text{лим}} - 1}{t_{1-\alpha, \nu} S(K_R^\Phi)}. \quad (8)$$

Кроме того, имеем

$$K_{\text{ст}} = \frac{K_T t_{1-\alpha, \nu} S(K_R^\Phi) - K_R^{\text{лим}} + 1}{3,33 S(K_R^{\text{пр}})}. \quad (9)$$

Полученные соотношения между показателями точности и стабильности процессов и относительным показателем несущей способности могут

быть упрощены с учетом полученных статистик для исследованной выборки зданий:

$$S(K_R^\Phi) = 0,192, \quad S(K_R^{\text{пр}}) = 0,111, \quad K_R^{\text{лим}} = 0,718.$$

При доверительной вероятности расчетов 0,95, выборке $n > 120$ и $t_{0,95} = 1,645$ подстановкой в (8) получаем

$$K_T = 3,502 K_{\text{ст}} - 1,544, \quad (10)$$

а также находим

$$K_{\text{ст}} = 0,286 K_T + 0,441. \quad (11)$$

Выражения (10) и (11) справедливы для исследованной выборки заданий при $n > 120$ и доверительной вероятности оценок 0,95. В случае выборки малого объема при неизвестной изменчивости показателя несущей способности следует применять выражения:

$$K_T = \frac{0,37 K_{\text{ст}} - 0,282}{t_{1-\alpha, \nu} S(K_R^\Phi)}; \quad (12)$$

$$K_{\text{ст}} = 2,703 K_T t_{1-\alpha, \nu} S(K_R^\Phi) + 0,763. \quad (13)$$

Например, при статистическом контроле возведения здания на выборке $n = 30$ получены относительный показатель качества $\bar{K}_R^\Phi = 0,987$ и его стандартное отклонение $S(K_R^\Phi) = 0,188$ при проектном значении $S(K_R^{\text{пр}}) = 0,111$. Квантиль t -распределения степени свободы $\nu = 29$ уровня доверия $\alpha = 0,05$ равен $t_{0,95; 29} = 1,699$. Показатели точности и стабильности технологического процесса по критерию несущей способности конструкции найдем по формулам (4) и (5):

$$K_T = \frac{0,987 - 1}{1,699 \cdot 0,188} = -0,041;$$

$$K_{\text{ст}} = 0,188 / 0,111 = 1,694.$$

Предельные значения показателей точности и стабильности уровня качества из выражений (12) и (13):

$$K_T = \frac{0,37 \cdot 1,694 - 0,282}{1,699 \cdot 0,188} = 1,079 > -0,041;$$

$$K_{\text{ст}} = 2,703(-0,041)1,699 \cdot 0,188 + 0,763 = 0,724 < 1,694.$$

Таким образом, фактические значения показателей точности и стабильности значительно превышают критические значения, гарантирующие выполнение условия (6) обеспеченности несущей способности с вероятностью не менее 0,9996. Следовательно, необходимы мероприятия по повышению точности и стабильности технологических процессов каменных работ.

Заключение. В качестве комплексного показателя качества возведения кирпичных зданий предлагается принять несущую способность кладки. Относительное значение этого показателя выражает снижение несущей способности каменного элемента при допущенных дефектах, фиксируемых при статистическом контроле качества. Для оценки качества обоснованы предельное значение

указанного показателя и требуемая обеспеченность его случайных значений. Предложенные показатели точности и стабильности технологического процесса могут быть использованы для контроля и сравнительной оценки результатов работы бригад каменщиков, деятельности строительных подразделений как во времени, так и в пространстве. Назначение предельных величин показателей точности и стабильности предложено производить с учетом имеющихся взаимосвязей показателей, исходя из обоснованного условия обеспеченности предельного значения уровня качества.

Литература

1. СНиП II-22-81. Каменные и армокаменные конструкции. – М.: Стройиздат, 1983. – 40 с.
2. Байбурин, А.Х. Качество возведения кирпичных жилых домов / А.Х. Байбурин // Жилищное строительство. – 2001. – № 9. – С. 9–10.
3. СНиП 3.03.01-87. Несущие и ограждающие конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988. – 192 с.
4. Пособие по проектированию каменных и армокаменных конструкций (СНиП II-22-81). – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 152 с.

Поступила в редакцию 29 апреля 2009 г.

МЕТОДИКА ОЦЕНКИ КАЧЕСТВА ВОЗВЕДЕННЫХ МОНОЛИТНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ИЗМЕНЕНИЮ ИНДЕКСА НАДЕЖНОСТИ И СРОКА БЕЗОПАСНОЙ ЭКСПЛУАТАЦИИ

С.В. Никоноров

METHOD OF QUALITY EVALUATION OF ERECTED MONOLITH CONSTRUCTIONS BY CHANGES OF RELIABILITY INDEX AND SAFE OPERATION LIFE

S.V. Nikonorov

Представленная методика позволяет определить влияния отклонений параметров монолитных конструкций, полученных в результате статистического контроля качества, на их показатели надежности, такие как изменения индекса надежности и срока безопасной эксплуатации.

Ключевые слова: монолитные конструкции, несущая способность, надежность, срок безопасной эксплуатации, результаты оценки.

The suggested method allows identifying the effects of parameter divergence of monolith constructions, acquired as the result of statistical quality control, upon their reliability indices, such as the change of reliability index and safe operation life.

Keywords: monolith constructions, carrying capacity, reliability, safe operation life, evaluation results.

В инженерной практике наиболее часто используется модель расчета надежности строительных конструкций по несущей способности конструкции, нагрузке, воспринимаемой конструкцией, и их стандартным отклонениям. Среди многочисленных параметров, определяющих несущую способность по прочности монолитных бетонных и железобетонных конструкций, можно выделить группу параметров, которые одновременно контролируются при возведении монолитных зданий по СНиП 3.03.01–87 «Несущие и ограждающие конструкции» и входят в состав расчетных формул СНиП 2.03.01–84* «Бетонные и железобетонные конструкции». В число этих параметров входят: прочность бетона R_b ; размер поперечного сечения b и h ; площадь сечения арматуры A_s ; прочность рабочей арматуры R_s ; величина защитного слоя a . Перечисленные параметры, согласно результатам исследования качества возводимых монолитных конструкций, имеют нормальное распределение случайных значений.

Для оценки качества возведенной конструкции по надежности мною назначен коэффициент изменения индекса надежности K_Z :

$$K_Z = \frac{Z_\phi}{Z_{np}}, \quad (1)$$

где Z_ϕ – фактическое значение индекса надежности конструкции; Z_{np} – проектное значение индекса надежности конструкции.

Индекс надежности конструкции по методу «двух моментов» [1] равен

$$Z = \frac{\bar{R} - \bar{F}}{\sqrt{S_R^2 + S_F^2}}, \quad (2)$$

где \bar{R} – среднее значение несущей способности по прочности конструкции, для определения которой пользуются средними значениями сопротивления материалов; \bar{F} – нагрузка на конструкцию, в качестве которой можно рассматривать несущую способность конструкции, при расчетных значениях сопротивления материалов; S_R – стандартное отклонение прочности конструкции; S_F – стандартное отклонение нагрузки на конструкцию.

В предлагаемой методике нагрузка детерминируется, так как в гражданских зданиях она имеет небольшую вариацию, и значение нагрузки принимается с учетом коэффициентов надежности. Исходя из этого, допустим $S_F = 0$.

Следовательно, индекс надежности будет равен

$$Z = \frac{\bar{R} - F}{S_R}. \quad (3)$$

Для определения проектного индекса надежности используют проектные значения параметров и их проектные стандартные отклонения. Для определения фактического индекса надежности используют фактические значения параметров и их стандартные отклонения.

Для определения среднего значения несущей способности по прочности монолитной конструкции \bar{R} будем принимать средние значения параметров, определяющих прочность конструкции.

Стандартное отклонение несущей способности по прочности конструкции зависит от стандартных отклонений параметров:

$$S_R = \sqrt{\sum_{i=1}^n (k_i S_i)^2}, \quad (4)$$

где n – количество параметров; k_i – коэффициент влияния i -го параметра на прочность монолитной конструкции:

$$k_i = \frac{\partial R}{\partial x_i}, \quad (5)$$

где x_i – i -ый параметр, определяющий прочность конструкции.

Учитывая, что при небольших изменениях параметров, зависимости между ними и несущей способности по прочности конструкции можно считать линейными, коэффициент влияния будет равен

$$k_i = \frac{\Delta R}{\Delta x_i} = \frac{\bar{R} - R_i}{\bar{x}_i - (\bar{x}_i - S_i)} = \frac{\bar{R} - R_i}{S_i}, \quad (6)$$

где \bar{R} – средняя несущая способность по прочности монолитной конструкции, определяемая средними значениями параметром монолитной конструкции; R_i – несущей способности по прочности монолитной конструкции, определяемая с i -м параметром, уменьшенным на его стандартное отклонение ($\bar{x}_i - S_i$); \bar{x}_i – среднее значение i -го параметра; S_i – стандартное отклонение i -го параметра.

Подставляя выражение (6) в выражение (4), получаем стандартное отклонение несущей способности по прочности конструкции равно

$$S_R = \sqrt{\sum_{i=1}^n (\bar{R} - R_i)^2}. \quad (7)$$

Для определения несущей способности по прочности конструкции используются формулы из расчета по первому предельному состоянию в соответствии с требованиями СНиП 2.03.01–84*.

Алгоритм оценки возведенной монолитной конструкции по коэффициенту изменения индекса надежности

1. Определяется нагрузка на конструкцию F . Нагрузка принимается равной несущей способности по прочности конструкции, рассчитанной с нормативными значениями прочности материалов.

2. Определяется проектное значение несущей способности по прочности конструкции $R_{пр}$. Проектное значение несущей способности по прочности конструкции равна несущей способности по прочности конструкции, рассчитанной со средними значениями сопротивления материалов и с проектными значениями геометрических параметров.

3. Определяется стандартное проектное отклонение несущей способности по прочности конструкции по формуле (7).

4. Определяется проектное значение индекса надежности по формуле (3).

5. Определяется фактическое значение несущей способности по прочности конструкции $R_{ф}$. Фактическая прочность несущей способности по прочности конструкции равна несущей способности по прочности конструкции, рассчитанной с фактическими средними значениями параметров, определяющими несущей способности по прочности конструкции.

6. Определяется стандартное фактическое отклонение несущей способности по прочности конструкции по формуле (7).

7. Определяется фактическое значение индекса надежности по формуле (3).

8. Определяется коэффициент изменения индекса надежности по формуле (1).

В предложенной методике оценки надежности, основанной на методе «двух моментов», автором разработана формула (7) для определения стандартного отклонения несущей способности по прочности конструкции. Для проверки предложенной методики был использован метод Монте-Карло [2], основанный на генерации случайных, нормально распределенных чисел, которые определяют значения параметров в соответствии с их стандартным отклонением. На их основе вычислялись случайные значения прочности конструкции. Далее по полученным значениям находилось среднее значение прочности монолитной конструкции и его стандартное отклонение. Для выполнения численных экспериментов авторами была разработана программа на языке «BASIC».

По результатам статистических данных контроля качества возведения монолитных конструкций [3] проведена оценка надежности по изменению индекса надежности. Расчет проводился по изложенной выше методике и методике статистических испытаний (число испытаний 10 000). Результаты расчетов представлены в таблице.

Результаты расчетов по указанным методикам показывают высокую степень корреляции, поэтому можно сделать вывод о том, что методика, изложенная в статье, может быть применима для оценки надежности возведенных монолитных конструкций.

Оценка срока безопасной эксплуатации возведенных монолитных конструкций

Срок эксплуатации конструкции зависит от достигнутого уровня мгновенной безотказности возведенной конструкции, интенсивности износа конструкции и предельно допустимого уровня надежности конструкции.

В разрабатываемой методике под сроком безопасной эксплуатации конструкции подразумевается период времени между моментом возведения конструкции и моментом необходимости проведения капитального ремонта конструкции, то есть первый «жизненный цикл» конструкции.

Технология и организация строительного производства

Результаты оценки возведенных монолитных конструкций по изменению индекса надежности и сроку безопасной эксплуатации конструкций

Конструкция	№	F	R_{np}	S_{np}	Z_{np}	$R_{ф}$	$S_{ф}$	$Z_{ф}$	K_z	$T_{ф}$
Перекрытие	1	69,48	<u>114,6</u>	<u>8,75</u>	<u>5,159</u>	<u>121,0</u>	<u>9,64</u>	<u>5,350</u>	<u>1,037</u>	56
			114,5	8,62	5,223	121,0	9,51	5,426	1,039	
	2	60,40	<u>99,34</u>	<u>7,76</u>	<u>5,018</u>	<u>104,8</u>	<u>9,13</u>	<u>4,872</u>	<u>0,971</u>	45
			99,26	7,66	5,081	104,9	9,04	4,927	0,970	
	3	52,02	<u>85,33</u>	<u>6,57</u>	<u>5,071</u>	<u>86,16</u>	<u>7,00</u>	<u>4,878</u>	<u>0,962</u>	44
			85,30	6,49	5,132	86,21	6,92	4,940	0,963	
	4	69,48	<u>114,6</u>	<u>8,75</u>	<u>5,159</u>	<u>116,8</u>	<u>9,25</u>	<u>5,118</u>	<u>0,992</u>	49
114,5			8,62	5,223	116,9	9,15	5,182	0,992		
5	14,35	<u>23,50</u>	<u>2,26</u>	<u>4,050</u>	<u>24,29</u>	<u>2,49</u>	<u>3,993</u>	<u>0,986</u>	48	
		23,52	2,22	4,137	24,30	2,47	4,020	0,972		
6	24,59	<u>40,71</u>	<u>3,43</u>	<u>4,704</u>	<u>40,98</u>	<u>3,46</u>	<u>4,732</u>	<u>1,006</u>	51	
		40,71	3,36	4,803	40,99	3,40	4,831	1,006		
9	69,48	<u>114,6</u>	<u>8,75</u>	<u>5,159</u>	<u>116,2</u>	<u>8,76</u>	<u>5,326</u>	<u>1,032</u>	55	
		114,5	8,62	5,223	116,1	8,60	5,418	1,037		
Колонна	1	3,540	<u>7,673</u>	<u>0,947</u>	<u>4,361</u>	<u>8,881</u>	<u>1,220</u>	<u>4,377</u>	<u>1,004</u>	51
			7,684	0,937	4,423	8,895	1,203	4,452	1,007	
	2	3,254	<u>7,131</u>	<u>0,870</u>	<u>4,455</u>	<u>7,320</u>	<u>0,742</u>	<u>5,480</u>	<u>1,230</u>	88
			7,120	0,859	4,500	7,317	0,726	5,593	1,243	
4	3,326	<u>7,321</u>	<u>0,945</u>	<u>4,230</u>	<u>7,780</u>	<u>0,820</u>	<u>5,427</u>	<u>1,283</u>	97	
		7,321	0,939	4,279	7,798	0,829	5,390	1,254		
7	4,780	<u>10,19</u>	<u>1,135</u>	<u>4,764</u>	<u>10,41</u>	<u>1,061</u>	<u>5,307</u>	<u>1,114</u>	69	
		10,17	1,124	4,794	10,43	1,051	5,374	1,121		
Диафрагма	2	2,314	<u>4,983</u>	<u>0,650</u>	<u>4,108</u>	<u>5,743</u>	<u>0,726</u>	<u>4,721</u>	<u>1,149</u>	75
			4,976	0,653	4,076	5,744	0,740	4,637	1,138	
Стена	5	1,21	<u>2,517</u>	<u>0,451</u>	<u>2,896</u>	<u>2,713</u>	<u>0,418</u>	<u>3,591</u>	<u>1,240</u>	90
			2,502	0,446	2,896	2,732	0,440	3,456	1,193	
6	1,21	<u>2,517</u>	<u>0,451</u>	<u>2,896</u>	<u>2,930</u>	<u>0,608</u>	<u>2,825</u>	<u>0,975</u>	46	
		2,502	0,446	2,896	2,835	0,525	3,095	1,069		

Примечания:

1. № – номер здания; F – нагрузка на конструкцию; R_{np} и $R_{ф}$ – соответственно проектная и фактическая прочность конструкции; S_{np} и $S_{ф}$ – соответственно проектное и фактическое стандартное отклонение прочности конструкции (для перекрытий в кН·м, для колонн и стен в МН); Z_{np} и $Z_{ф}$ – соответственно проектный и фактический индекс надежности конструкции; K_z – коэффициент изменения индекса надежности; $T_{ф}$ – значение фактического срока безопасной эксплуатации конструкции, год (проектный срок эксплуатации конструкции равен 50 годам).

2. Данные в числителе – результаты расчета по разработанной автором методике, в знаменателе – результаты расчета по методике статистических испытаний.

3. 1-е, 2-е и 4-е здания – монолитные гражданские здания с каркасной несущей системой; 5-е и 6-е здания – монолитные гражданские здания со стеновой несущей системой; 3-е здание – гражданское здание на металлическом каркасе с монолитными перекрытиями; 7-е и 9-е – сборно-монолитные гражданские здания с каркасной несущей системой.

По различным источникам [4, 5] долговечность монолитных железобетонных конструкций равна 100–200 лет, но за этот период времени проводят 2–3 капитальных ремонта конструкций. Исходя из этого, периодичность капитальных ремонтов в среднем равна 40–60 лет. Поэтому проектный срок эксплуатации монолитных конструкций приемлем равным 50 лет.

Изменение прочности конструкции во времени подчиняется экспоненциальному закону [6] и значение прочности конструкции во времени равно

$$R(t) = R_0 \cdot \exp(-\lambda t), \quad (8)$$

где R_0 – прочность возведенной конструкции, λ – суммарный коэффициент, характеризующий относительную скорость потери прочности конструкции в результате коррозии, старения и т.п., t – момент времени, год.

В исследованиях А.Г. Тамаразяна [7] установлено, что для железобетонных конструкций суммарный коэффициент, характеризующий относительную скорость потери прочности конструкции λ равен 0,0053. Поэтому потеря несущей способности по прочности конструкции к 50 годам составляет 23 %, а наступление предельного состоя-

ния происходит за 130 лет, так как в нормах проектировании железобетонных конструкций заложенный запас прочности конструкции в среднем равен 2 (см. таблицу).

Индекс надежности конструкции зависит от ее несущей способности по прочности, в соответствии с этим индекс надежности во времени тоже будет снижаться. В связи с этим подставляем выражение (8) в формулу (3) и, учитывая, что $S_R = V_R R$, где V_R – вариация прочности конструкции, получаем следующее выражение:

$$Z(t) = \frac{R_0 \cdot \exp(-\lambda t) - F}{V_R R_0 \cdot \exp(-\lambda t)}, \quad (9)$$

где $Z(t)$ – индекс надежности конструкции в момент времени t .

Исходя из того, что средняя вариация несущей способности по прочности монолитных железобетонных конструкций гражданских зданий равна 12 % (из анализа данных таблицы), а запас прочности конструкции равен 2 (из анализа данных табл.), при $\lambda = 0,0053$ (из исследований А.Г. Тама-разяна [7]), формула (9) примет следующий вид:

$$Z(t) = 8,333 - 4,167 \cdot \exp(-0,0053t). \quad (10)$$

Данная зависимость практически линейна, поэтому рост вероятности отказа во времени подчиняется функции нормального закона, так как индекс надежности конструкции является аргументом функции нормального распределения. Также Г. Шпете отмечает, что вероятность отказа во времени распределена по нормальному закону [2].

Изменение индекса надежности за первые 50 лет эксплуатации составляет 0,70.

На рисунке представлены графики роста вероятности отказа и плотности распределения отказа конструкции во времени и показаны временные отрезки проектной и фактической продолжительности эксплуатации конструкции.

Согласно рисунку через индексы надежности конструкции Z и стандартное отклонение долговечности конструкции S_t выразим фактическую и нормативную продолжительность эксплуатации конструкции:

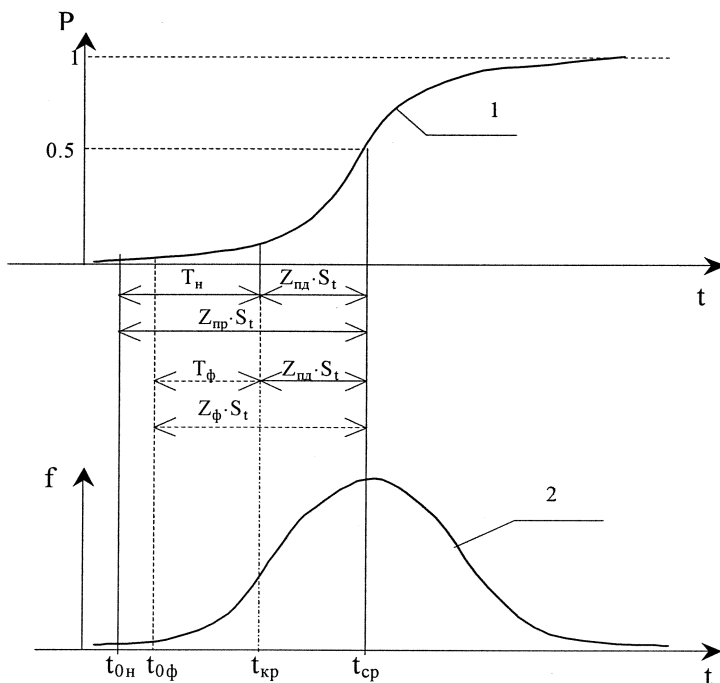
$$T_n = Z_{np} S_t - Z_{нд} S_t, \quad (11)$$

$$T_\phi = Z_\phi S_t - Z_{нд} S_t, \quad (12)$$

где T_n – нормативная продолжительность эксплуатации конструкции, год; T_ϕ – фактическая продолжительность эксплуатации конструкции, год; Z_{np} – проектный индекс надежности конструкции; Z_ϕ – фактический индекс надежности конструкции; $Z_{нд}$ – предельно допустимый индекс надежности конструкции, то есть когда вероятность отказа конструкции становится неприемлемой.

Введем коэффициент изменения продолжительности эксплуатации конструкции K_t , который равен

$$K_t = \frac{T_\phi}{T_n} = \frac{Z_\phi S_t - Z_{нд} S_t}{Z_{np} S_t - Z_{нд} S_t} = \frac{Z_\phi - Z_{нд}}{Z_{np} - Z_{нд}} = \frac{\frac{Z_\phi}{Z_{np}} - \frac{Z_{нд}}{Z_{np}}}{1 - \frac{Z_{нд}}{Z_{np}}}. \quad (13)$$



Зависимость вероятности отказа от времени:

1 – функция нормального распределения отказов конструкции во времени; 2 – плотность нормального распределения отказов конструкции во времени. $t_{0н}$ – начальный момент эксплуатации конструкции при проектном индексе надежности; $t_{0ф}$ – начальный момент эксплуатации конструкции при фактическом индексе надежности; $t_{кр}$ – момент эксплуатации конструкции при предельно допустимом индексе надежности; $t_{ср}$ – момент эксплуатации конструкции равный средней долговечности конструкции

Введем коэффициент предельно допустимого снижения индекса надежности конструкции $K_z^{пл}$, который равен

$$K_z^{пл} = \frac{Z_{пл}}{Z_n}. \quad (14)$$

Подставляя (1) и (14) в формулу (13) получаем:

$$K_t = \frac{K_z - K_z^{пл}}{1 - K_z^{пл}}. \quad (15)$$

Фактическая продолжительность эксплуатации конструкции $T_{ф}$ будет равна:

$$T_{ф} = T_n \frac{K_z - K_z^{пл}}{1 - K_z^{пл}}. \quad (16)$$

Учитывая, что проектный срок эксплуатации конструкции равен 50 годам, а предельно допустимое значение изменения индекса надежности равно 0,70, выражение (16) примет следующий вид:

$$T_{ф} = 166,7K_z - 116,7. \quad (17)$$

На основании полученной формулы (17) можно определить фактический срок безопасной эксплуатации для массовых монолитных конструкций гражданских зданий на основании изменения индекса надежности.

По результатам оценки надежности по изменению индекса надежности проведена оценка срока безопасной эксплуатации монолитных конструкций. Результаты расчетов представлены в таблице.

Оценку срока безопасной эксплуатации монолитного здания в целом необходимо проводить по

конструкции с минимальным сроком безопасной эксплуатации.

Литература

1. Ржаницын, А.Р. Теория расчета строительных конструкций на надежность / А.Р. Ржаницын. – М.: Стройиздат, 1978. – 239 с.
2. Шпете, Г. Надежность несущих строительных конструкций / Г. Шпете; пер. с нем. О.О. Андреева. – М.: Стройиздат, 1994. – 288 с.
3. Байбурин, А.Х. Оценка качества строительства монолитных зданий / А.Х. Байбурин, С.В. Никоноров // Известия вузов. Строительство. – 2002. – № 9. – С. 129–132.
4. Мельчаков, А.П. Квалиметрия при оценке технического состояния объектов строительства / А.П. Мельчаков // Предотвращение аварий зданий и сооружений: межвуз. сб. тр. – Магнитогорск, МГТУ, 2002. – Вып. 2. – С. 96–100.
5. Руководство по определению экономической эффективности повышения качества и долговечности строительных конструкций / НИИЖБ Госстроя СССР. – М.: Стройиздат, 1981. – 56 с.
6. Рахимо, Р.З. Долговечность строительных материалов / Р.З. Рахимо. – Казань: КХТИ, 1988. – 82 с.
7. Тамразян, А.Г. Определение рационального уровня усиления железобетонных конструкций / А.Г. Тамразян // Предотвращение аварий зданий и сооружений: межвуз. сб. тр. – Магнитогорск, МГТУ, 2002. – Вып. 2. – С. 123–129.

Поступила в редакцию 10 июня 2009 г.

Строительные материалы, изделия и конструкции

УДК. 691.53

ВЛИЯНИЕ МОРФОЛОГИЧЕСКИХ ОСОБЕННОСТЕЙ ПУЦЦОЛАНОВЫХ ДОБАВОК НА ЭКСПЛУАТАЦИОННЫЕ СВОЙСТВА СТРОИТЕЛЬНЫХ РАСТВОРОВ

С.А. Эмралиева, В.А. Хомич

EFFECT OF MORFOLOGICAL FEATURES OF POZZOLANIC ADMIXTURES ON OPERATIONAL PROPERTIES OF BUILDING MORTARS

S.A. Emralieva, V.A. Khomich

Представлены результаты исследования морфологических и физико-химических характеристик ультрадисперсных пуццолановых добавок. Показано влияние пуццолановых добавок с различными морфологическими характеристиками на эксплуатационные свойства строительных растворов.

Ключевые слова: ультрадисперсная пуццолановая добавка, аморфный диоксид кремния, микрокремнезем, строительные растворы.

The article presents the research results of morphological and physicochemical features of the superdispersed pozzolonic admixtures. It represents the effect of pozzolonic admixtures with different morphological features upon operational properties of building mortars.

Keywords: superdispersed pozzolonic admixture, amorphous silica, earth silicon, building mortars, carbon white.

Для улучшения эксплуатационных свойств строительных растворов и бетонов на основе портландцемента широко используется ультрадисперсная пуццолановая добавка – микрокремнезем – отход производства ферросилиция [1, 2]. Кроме МК известны ультрадисперсные кремнеземистые техногенные продукты: белая сажа (БС) и аморфный диоксид кремния (АДК). Изучение влияния этих добавок на эксплуатационные свойства строительных растворов на основе портландцемента является перспективным. Кроме того, использование добавки АДК, являющейся продуктом от сжигания рисовой шелухи, решает вопрос утилизации сельскохозяйственного отхода.

Для выяснения структурных различий белой сажи БС120 (БС) и аморфного диоксида кремния (АДК) от микрокремнезема МК 85 (МК) были изучены их морфологические и физико-химические особенности. Результаты электронно-микроскопических исследований добавок помещены на рис. 1.

На снимках видно, что агрегаты и частицы БС и МК имеют сферическую форму, а частицы АДК – чешуйчатую. Наиболее мелкие размеры первич-

ных частиц – 0,02 мкм имеет БС, размер частиц МК в основном составляет 0,1 мкм и наибольший размер имеют частицы АДК (см. таблицу). Гистограммы распределения частиц по размерам в водной суспензии и после 1 минуты диспергирования водной суспензии ультразвуком приведены на рис. 2. Анализ гистограмм распределения частиц по размерам показывает, что первичные частицы БС объединены в агрегаты, в которых они довольно прочно связаны. Частицы АДК практически не агрегированны.

По данным порометрии (см. таблицу) частицы добавки АДК пористые и имеют наименьшие радиусы пор. Исходя из значений величины удельной поверхности, объема и радиуса пор, добавки АДК и БС имеют наибольшую поверхностную активность, а, следовательно, и наибольшую реакционную способность по сравнению с МК.

Пуццолановая активность МК составляет 71 %, БС и АДК – 84 %. Она определяется содержанием диоксида кремния в добавках (см. таблицу) и степенью их аморфизации. Это подтверждает ИК-спектроскопия (рис. 3) широкой областью по-

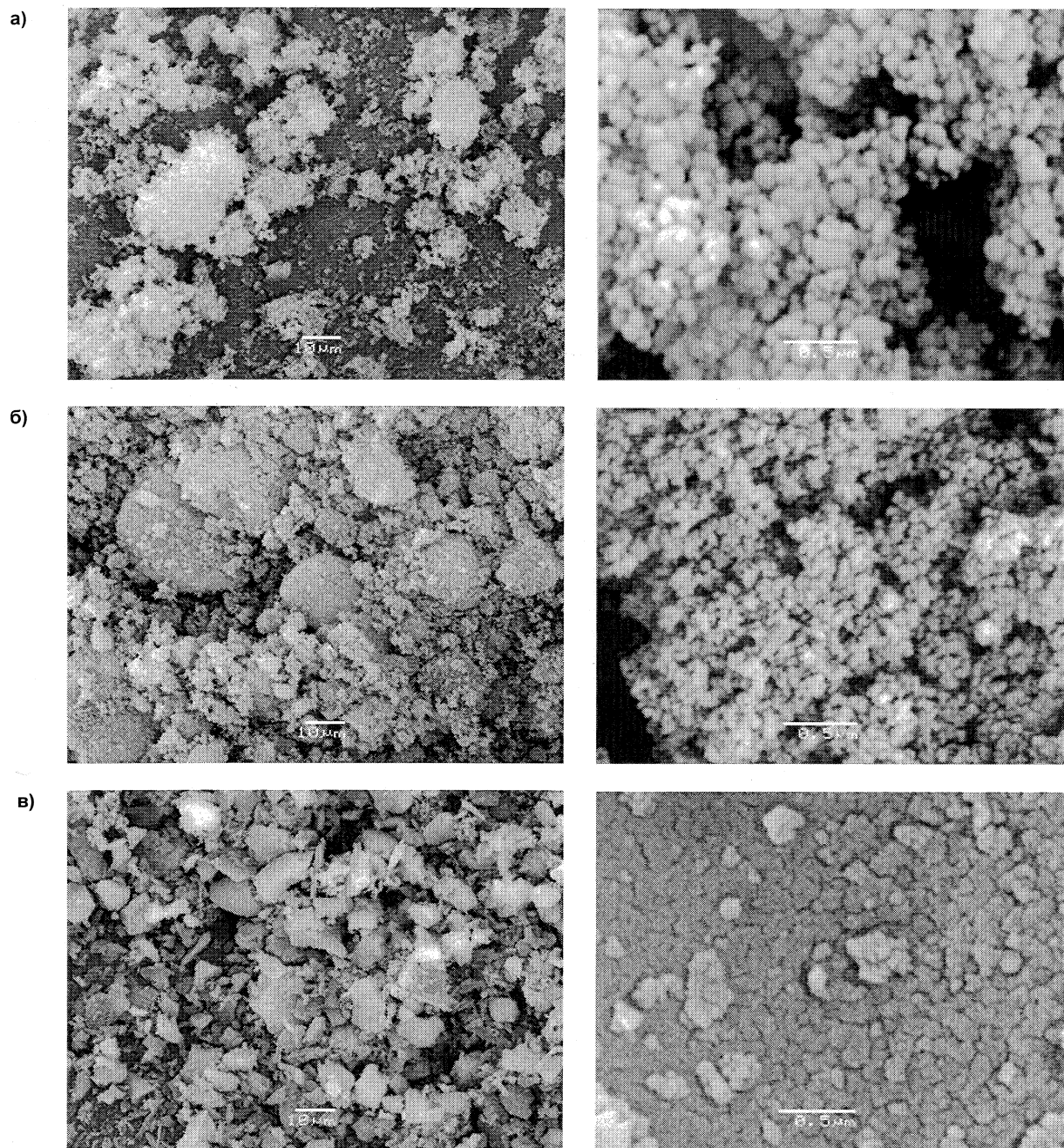


Рис. 1. Электронно-микроскопические снимки: а) МК; б) БС; в) АДК

Характеристики ультрадисперсных пуццолановых добавок

Добавка	Содержание SiO ₂ , %	S _{удл} , м ² /г	Размер первичных частиц, мкм	V _{адс.} , см ³ /г	R пор, нм
БС	95	111	0,02 (диаметр)	0,3494	5,4
АДК	96	182	7,0 (длина) 0,1 (толщина)	0,3234	2,7
МК	91	28	0,1 (диаметр)	0,1235	7,0

глошения при 1000...1250 см⁻¹ добавок АДК и БС, по сравнению с узкой полосой при 1100 см⁻¹ в спектрах МК.

Все ультрадисперсные пуццоланы гидрофильны и склонны к гидратации. Уменьшение интенсивно-

сти полосы поглощения в области 3500...3600 см⁻¹, отвечающей за валентные колебания О-Н групп, и полосы при 1620 см⁻¹ (деформационные колебания Н-О-Н) в ИК-спектрах МК, по сравнению со спектрами БС и АДК, объясняется пониженным коли-

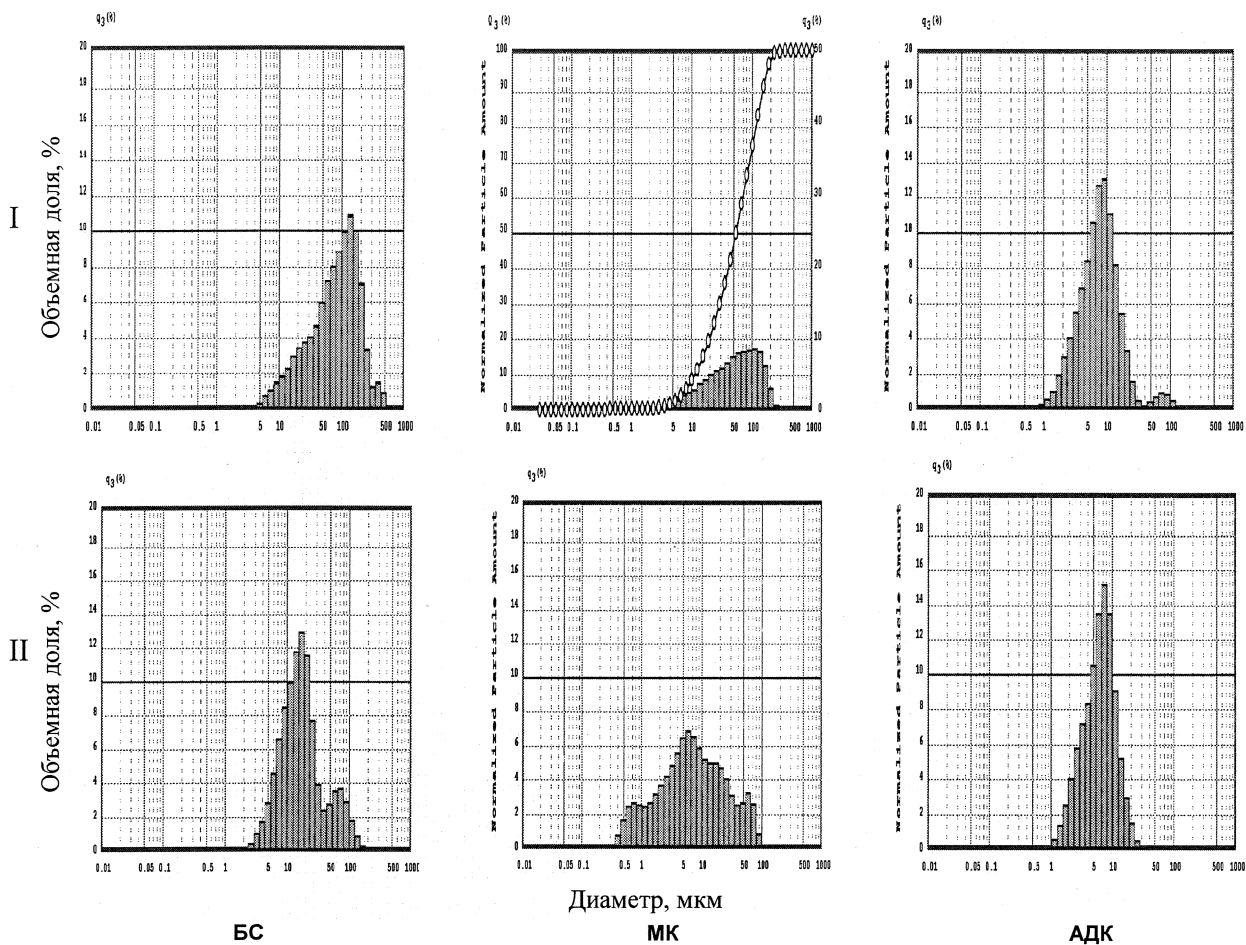


Рис. 2. Гистограммы распределения частиц по размерам: I – в водной суспензии; II – после диспергирования ультразвуком

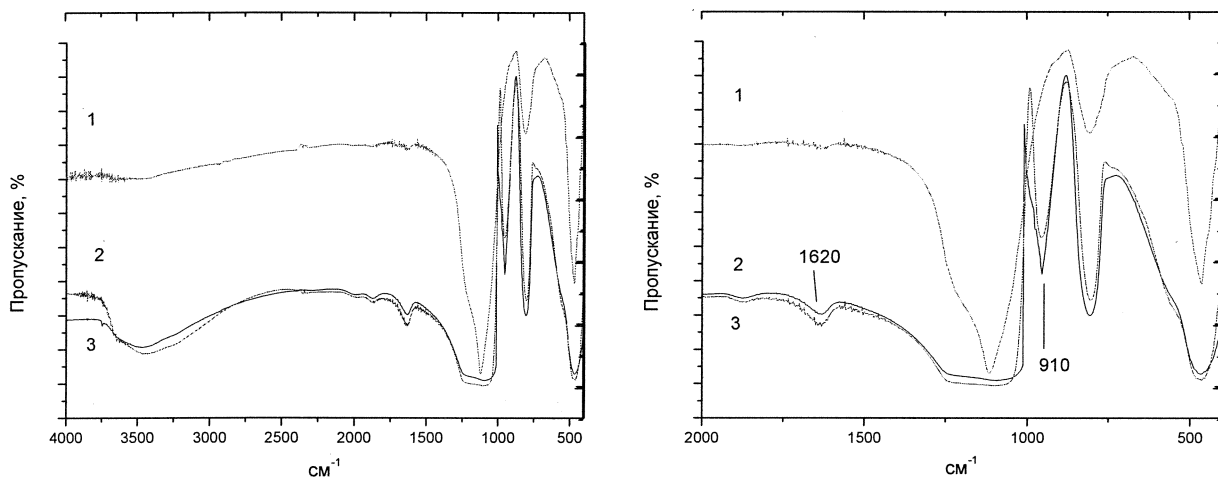


Рис. 3. ИК-спектры пуццолановых добавок: 1 – МК; 2 – БС; 3 – АДК

чеством молекулярно связанной воды в МК. По данным термического анализа химически несвязанная вода из добавки АДК выделяется при более высоких температурах (150...180 °С) по сравнению с температурами выделения воды из МК (40...60 °С), что также указывает на повышенную аморфизацию этих добавок. На ИК-спектрах ультрадисперсных БС и АДК в области 950...900 см⁻¹

присутствуют широкие полосы поглощения, свидетельствующие об аморфном состоянии. В ИК-спектрах МК в сравнении с БС и АДК наблюдается вырождение широкой полосы в узкую с максимумом при 960 см⁻¹, что говорит о большей степени закристаллизованности его частиц.

Таким образом, добавки БС и АДК имеют более развитую поверхность, в большей степени гид-

Строительные материалы, изделия и конструкции

ратированы и обладают повышенной пуццолановой активностью по сравнению с МК.

Влияние пуццолановых добавок на состав и структуру цементного камня изучали на ПЦ500-Д0. Количество вводимых добавок составляло: 1 % для суперпластификатора С-3, БС, АДК и 10 % для МК (% от массы цемента).

ИК-спектры цементного камня без добавок и с добавкой МК (рис. 4) отличались проявлением интенсивной полосы поглощения 857 см^{-1} , указывающей на присутствие в камне высокоосновных гидросиликатов кальция. В образцах с добавкой БС и АДК эта форма высокоосновных гидросиликатов кальция отсутствовала.

По данным термического анализа в цементном камне с добавками отмечено снижение содержания $\text{Ca}(\text{OH})_2$, рис. 5. Потери массы бездобавочного цементного камня при температурах 693 и 738 °С указывает на присутствие в его структуре нескольких разновидностей гидросиликатов каль-

ция. В этой температурной области потеря массы цементного камня с добавкой АДК фиксируется при одной температуре – 712 °С, что свидетельствует о большей однородности состава гидросиликатов этого камня.

По данным рентгенофазового анализа состав гидратных фаз бездобавочного цементного камня представлен портландитом, высокоосновными, отчасти низкоосновными гидросиликатами кальция и не гидратированными клинкерными минералами. В цементном камне с пуццолановыми добавками на рентгенограммах отмечены отражения портландита и гидросиликатных фаз, преимущественно низкоосновных. В цементном камне с добавкой АДК наряду с низкоосновными тоберморитоподобными гидросиликатами кальция присутствуют отражения, соответствующие новому продукту – ксонотлитоподобному гидросиликату кальция, вероятного состава $6\text{CaO}\cdot 6\text{SiO}_2\cdot \text{H}_2\text{O}$ ($d/n = 7,352^\circ; 2,695^\circ; 1,429^\circ; 1,389^\circ$) [3]. Схему его

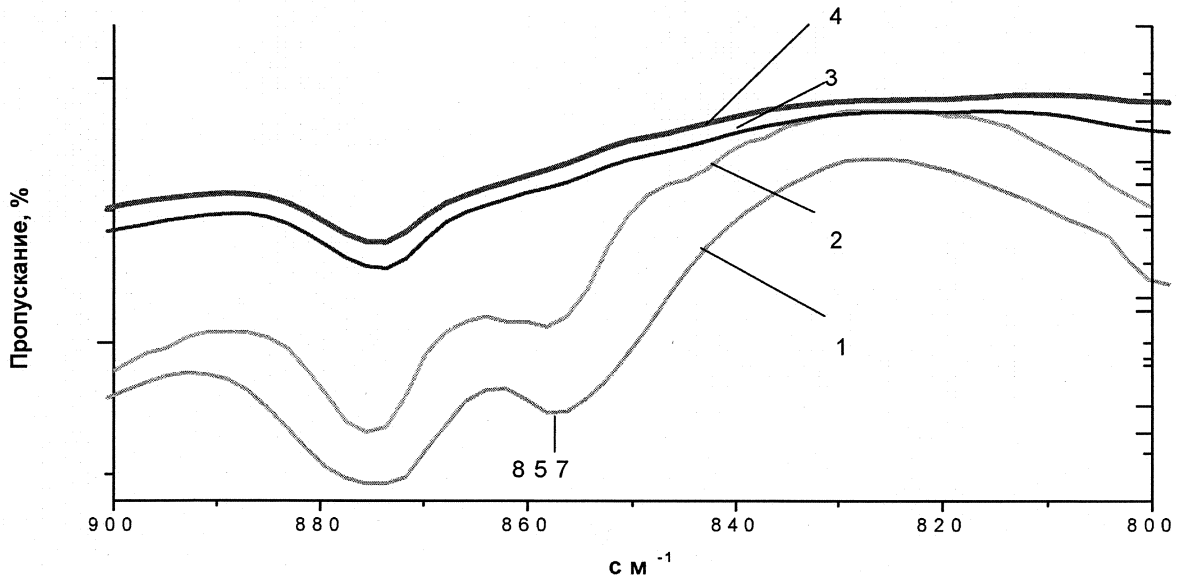


Рис. 4. ИК-спектры: 1 – цементного камня без добавок; цементного камня с добавками: 2 – МК; 3 – АДК; 4 – БС

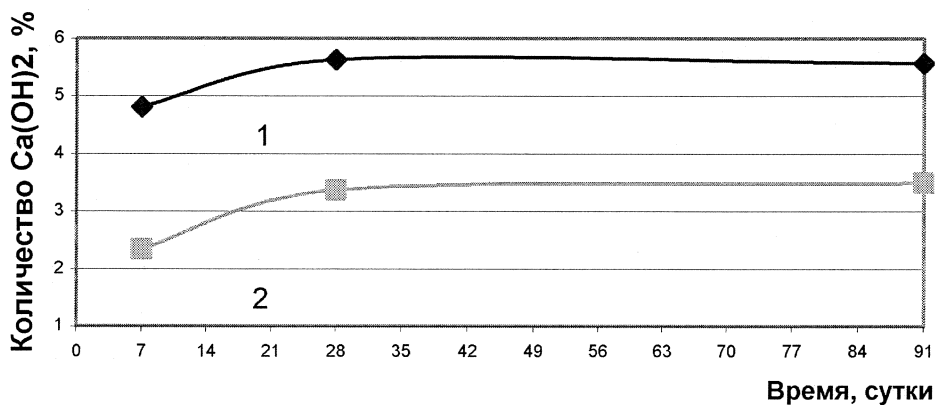
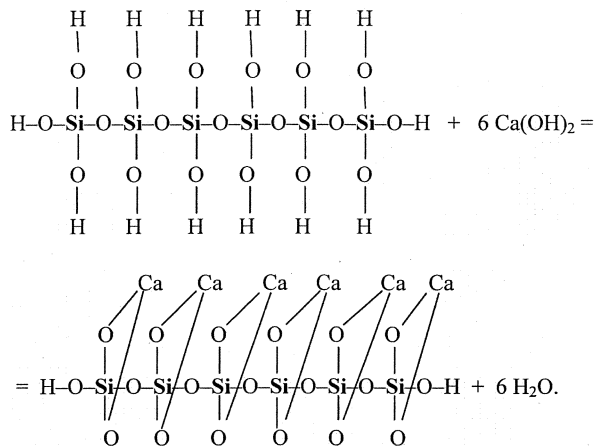


Рис. 5. Изменение содержания портландита в образцах: 1 – цементный камень; 2 – с добавкой АДК

образования можно представить следующим образом. Чешуйчатая частица АДК содержит на своей поверхности гидратированные поликонденсированные тетраэдры $[\text{SiO}_4]^{4-}$. Они способны вступать во взаимодействие с гидроксидом кальция и образовывать ксонотлитоподобный гидросиликат кальция:



Исследования показывают, что структура строительных растворов (рис. 6) с добавкой АДК более однородная по сравнению со структурой раствора с добавкой МК. Строительный раствор состоит из пластинчатых образований, которые плотно прилегают друг к другу (средний радиус пор 19,7 нм).

Строительный раствор с добавкой МК имеет менее однородную структуру, состоящую из гидратов разной формы (пластинчатых и игольчатых). По данным ртутной порометрии его поры значительно крупнее и имеют средний радиус 95,7 нм.

Исследованы эксплуатационные характеристики строительных растворов с цементно-песчаным отношением 1:2 с добавками суперпластификатора С-3 в количестве 1 % от массы цемента и с ультрадисперсными пуццолановыми

добавки БС и АДК в количестве 1 %, МК в количестве 10 % от массы цемента [4].

Результаты исследований водопоглощения и прочности при сжатии (рис. 7, 8) показывают, что бездобавочный раствор по водонепроницаемости соответствовал марке W2, его адгезионная прочность к бетонной поверхности составляла 0,2 МПа, деформации усадки – 0,6 мм/м. Введение в раствор суперпластификатора совместно с АДК повышает водонепроницаемость до W16, адгезионную прочность до 0,9...1 МПа, усадки при твердении снижаются до 0,45 мм/м.

Использование комплекса суперпластификатор – пуццолановая добавка, изменяя состав гидратных фаз цементного камня и его структуру, значительно повышает прочность растворов. Наибольший эффект наблюдается при использовании ультрадисперсных добавок БС и АДК.

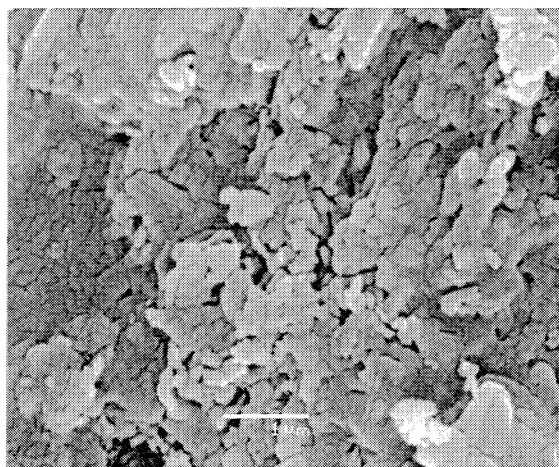
Проведенные исследования морфологических характеристик ультрадисперсных добавок и физико-химических характеристик цементного камня и раствора позволили сделать следующие выводы.

– С добавками МК, БС и АДК формируется структура цементного камня с повышенным содержанием гелеобразных фаз.

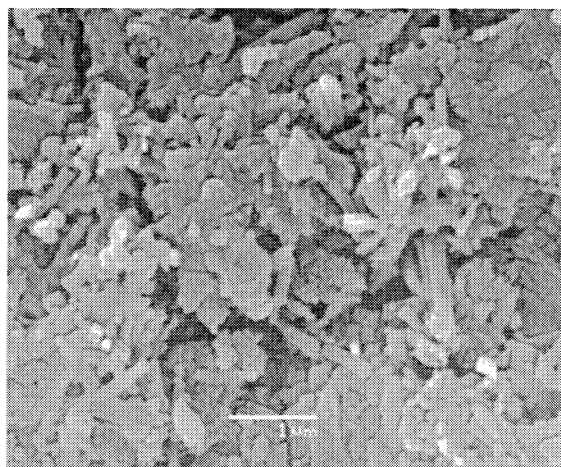
– Гель, представленный низкоосновными гидросиликатами кальция, имеет повышенную клеящую способность, что увеличивает адгезионную прочность строительного раствора на разных поверхностях.

– Присутствие в структуре камня с добавкой АДК ксонотлитоподобных гидросиликатов кальция способствует армированию структуры цементного камня, что приведет к уменьшению деформаций усадки при твердении.

– Благодаря особой морфологии, высокой дисперсности и активности, добавки АДК и БС вводят в количестве 1 % при этом их действие на прочность, водонепроницаемость и др. свойства цементного камня более эффективно в сравнении с используемым микрокремнеземом.



а)



б)

Рис. 6. Снимки строительного раствора с добавками: а) АДК 1 %; б) МК 10 %

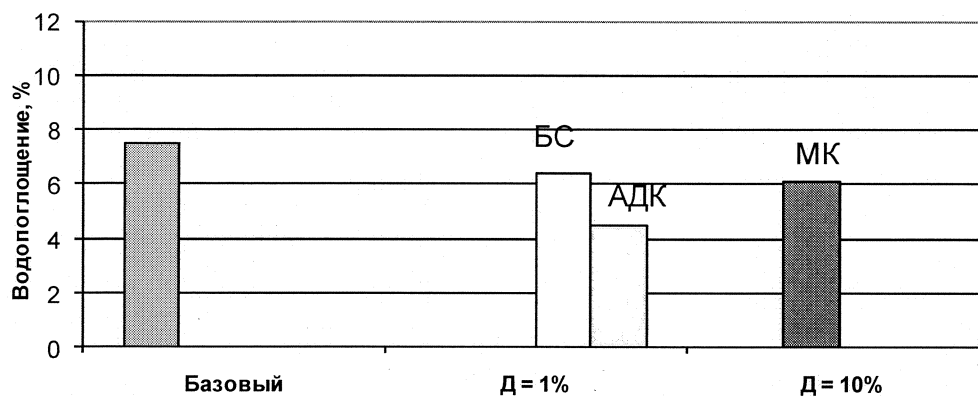


Рис. 7. Водопоглощение строительных растворов

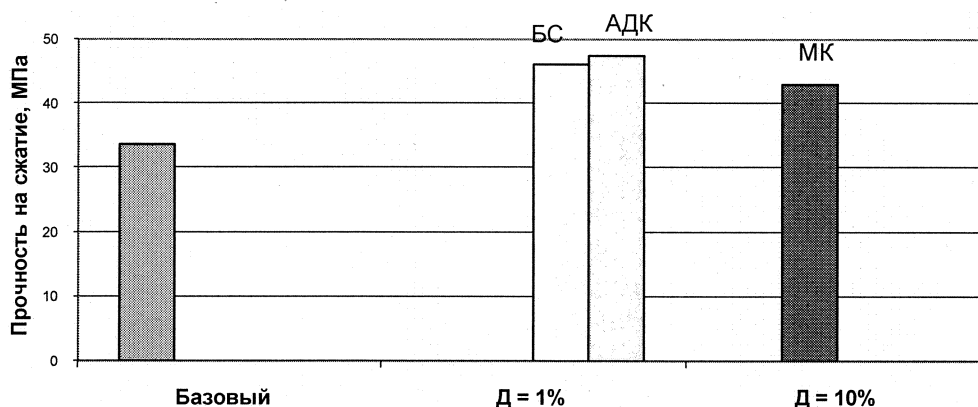


Рис. 8. Прочность на сжатие строительных растворов

Литература

1. Влияние добавки микрокремнезема на гидратацию алита и сульфатостойкость цементного камня / Л.Я. Крамар, Б.Я. Трофимов, Л.С. Талисман и др. // Цемент. – 1989. – № 6. – С. 14–17.

2. Ghafoori, N. Strength and wear resistance of sand-replaced silica fume concrete / N. Ghafoori, H. Diavara // *ACI Materials Journal*. – 2007. – V. 104, № 2. – P. 206–214.

3. Горшков, В.С. Методы физико-химического анализа вяжущих веществ / В.С. Горшков, В.В. Тимашев, В.Г. Савельев. – М.: Высшая школа, 1981. – 335 с.

4. Эмралиева, С.А. Улучшение эксплуатационных свойств строительных растворов высокоактивными пуццолановыми добавками / С.А. Эмралиева, В.А. Хомич // *Наука ЮУрГУ: материалы 60-й юбил. науч. конф.* – Челябинск: Изд-во ЮУрГУ, 2008. – Т. 1. – С. 63–65.

Поступила в редакцию 16 июня 2009 г.

СУЛЬФАТНО-МАГНЕЗИАЛЬНАЯ КОМПОЗИЦИЯ И СУХИЕ ШТУКАТУРНЫЕ СМЕСИ НА ЕЕ ОСНОВЕ

А.А. Орлов, Т.Н. Черных, Л.Я. Крамар, Б.Я. Трофимов

SULFATE-MAGNESIAN COMPOSITION AND DRY PLASTER ON ITS BASIS

A.A. Orlov, T.N. Chernyh, L.Y. Kramar, B.Y. Trofimov

Представлены результаты исследования вяжущих свойств обожженных отходов добычи хризотил-асбеста. Показана целесообразность замены жидкого затворителя сухим сульфатным компонентом – фторангидритом. Представлены результаты разработки сухой строительной штукатурной смеси на основе сульфатно-магнезиальной композиции.

Ключевые слова: серпентиновое сырье, магнезиальное вяжущее, сульфатный затворитель, сухие строительные смеси.

The article presents the research results of cementing properties of burnt waste products of chrysotile asbestos extraction. The advisability of substitution of liquid sealer with dry sulfate component is shown. The results of development of dry plaster on the basis of sulfate-magnesian composition are presented.

Keywords: serpentine raw material, magnesia cement, sulfate sealer, dry construction mix.

В настоящее время при проведении внутренних отделочных работ используются в основном гипсовые и цементные штукатурные смеси, также эффективно применяются смеси на основе магнезиального вяжущего. Для производства сухих строительных смесей (ССС) традиционно используется природное сырье, в то же время в России накоплены большие запасы побочных продуктов промышленности, представляющих собой потенциальный источник сырья для стройиндустрии. Недостатком существующих ССС является их высокая себестоимость, главным образом за счет высокой цены исходных компонентов. Использование техногенных продуктов в качестве сырья позволит снизить себестоимость ССС и решить комплекс актуальных экологических и экономических проблем.

Перспективными побочными продуктами для использования в производстве ССС являются отходы обогащения хризотил-асбеста Киембаевского месторождения, которые можно использовать как основу для магнезиального вяжущего и как заполнитель в ССС, а также фторангидрит, образую-

щийся при получении плавиковой кислоты на ООО «Галоген», в качестве сульфатного компонента в смеси.

Отходы обогащения хризотил-асбеста Киембаевского месторождения представляют собой горную породу в виде рыхлой смеси фракции от 0 до 10 мм, преимущественно состоящую из силикатов магния.

В настоящее время сложилось определенное мнение о вяжущих свойствах природных магнийсодержащих минералов. В работах М.Ф. Медведева, В.Н. Юнга, О.П. Мчедлова-Петросяна, П.И. Боженова, В.С. Сальниковой [1, 2] приводятся результаты исследований, констатирующие способность силикатов магния к гидравлическому твердению. По их мнению, при нагревании серпентина в интервале 600–750 °С в материале появляются активные промежуточные фазы, которые в присутствии воды неустойчивы и стремятся «восстановить» структуру, т.е. проявляют вяжущие свойства.

В ходе предварительных исследований выявлено, что исследуемый материал имеет химический состав, указанный в табл. 1 и состоит в ос-

Таблица 1

Химический состав отходов обогащения хризотил-асбеста

Содержание оксидов, %						Процент потерь при прокаливании (ППП), %
SiO ₂	FeO	Fe ₂ O ₃	Al ₂ O ₃	MgO	CaO	
35,0–36,0	3–3,5	4,5–5,0	0,4–0,45	40,0–45,0	0,4–0,6	14,0–14,5

Строительные материалы, изделия и конструкции

новом из серпентинита (33–37 %), сепиолита (37–40 %) и брусита (5–7 %), остальное составляют другие серпентиновые минералы и магнезиоферрит.

Обязательным условием получения качественного магнезиального вяжущего для строительства является обжиг сырья до состояния, когда в готовом продукте содержится минимальное количество пережога и недожога MgO, так как их наличие приводит к растрескиванию затвердевших материалов [4].

Обжиг породы проводили при температурах от 450 °С до 800 °С в течение 2 часов, после чего материал измельчали до остатка на сите 008 не более 15 %. Полученное вяжущее затворяли водным раствором хлорида магния (бишофитом) с плотностью 1,2 г/см³. Для определения прочности камня вяжущего испытывали серию образцов-кубов 2×2×2 см из теста нормальной густоты, твердевших на воздухе, коэффициент вариации (V_n) составлял от 2,1 до 4,5 %. Результаты испытаний представлены на рисунке.

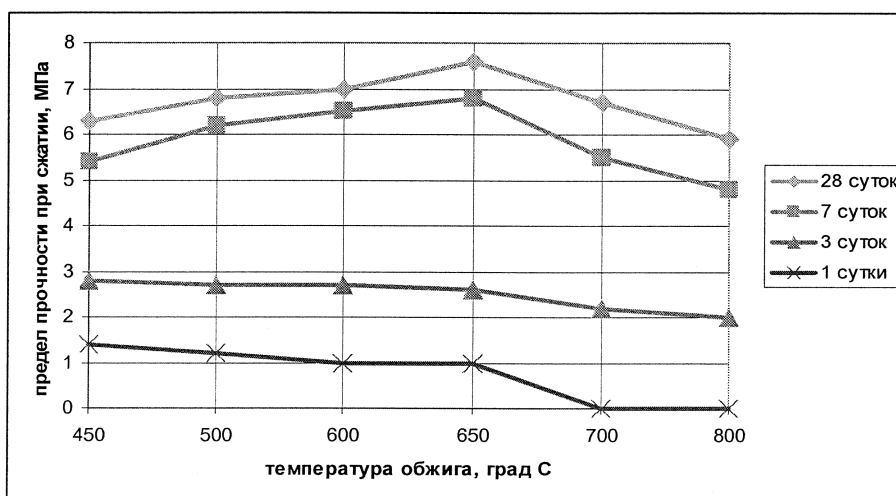
Исходя из полученных результатов, можно сделать вывод, что для достижения максимальной прочности образцов необходимо обжигать материал при температуре около 650 °С. При этой температуре получили магнезиальное вяжущее вещество с пределом прочности при сжатии в марочном возрасте около 7,5 МПа.

По мнению авторов статьи, вяжущие свойства полученного продукта в большей степени зависят от присутствия в обожженном материале активного MgO. Невысокая прочность камня вяжущего является следствием низкого содержания в исходной породе брусита, являющегося источником оксида магния. Температурное воздействие на остальные минералы, вопреки литературным данным, приводит к их обезвоживанию с образованием неактивных соединений, таких как форстерит и клиноэнстатит, что подтверждается проведенным рентгенофазовым анализом. Продукты разложения

в составе обожженного материала при твердении играют роль инертного наполнителя, «разбавляя» вяжущее.

Определение склонности к трещинообразованию показало, что при низкой температуре обжига (450–500 °С) на образцах при помещении в воду образуется сеть мелких трещин. Это свидетельствует об образовании вяжущего высокой активности, трещинообразование в нем происходит из-за формирования в ранние сроки значительного количества гидроксида магния, который характеризуется высокой усадкой при высыхании. При оптимальной температуре обжига трещины на образцах не наблюдаются.

Важным фактором, оказывающим влияние на прочность и некоторые другие физико-химические свойства материалов из магнезиального вяжущего, является вид затворителя. Традиционным затворителем для магнезиальных вяжущих является водный раствор хлорида магния – бишофит, обеспечивающий наиболее высокую прочность магнезиального камня. Однако хлорид магния повышает гигроскопичность магнезиальных материалов, что затрудняет его использование [3]. Другой распространенный затворитель – водный раствор сульфата магния позволяет в значительной степени снизить гигроскопичность получаемого материала [4]. При этом применение в качестве затворителя растворов хлоридных или сульфатных солей усложняет технологию строительных материалов на магнезиальном вяжущем из-за необходимости приготовления раствора, постоянного контроля его плотности и высокой гигроскопичности исходной соли, что требует особых условий ее хранения. В ходе работы было высказано предположение, что для связывания оксида магния при твердении возможно использование безводного сульфата кальция, т. е. ангидрита, который лишен данных недостатков, так как вводится в сухом виде и его дозировка контролируется по массе. Ан-



Зависимость предела прочности при сжатии камня вяжущего от температуры обжига

гидрит по природе является сульфатом и, следовательно, не приводит к повышению гигроскопичности магнезиального камня.

Фторангидрит производства ООО «Галоген», г. Пермь (санитарно-эпидемиологическое заключение № 59.55.20.241.П.000947.05.06 от 26.05.2006) представляет собой рыхлый материал с размерами частиц от 1 до 20 мм и после помола до остатка на сите 0,2 мм менее 15 % представляет собой белый порошок, состоящий преимущественно из нерастворимого ангидрита и инертного флюорита. При затворении водой до достижения стандартной консистенции образует тесто с нормальной плотностью 42 %. Сроки схватывания составляют: начало 14 ч – 14 ч 30 мин, конец 16–17 ч.

Для проведения эксперимента из смесей разных составов были изготовлены образцы-кубы 2×2×2 см из теста нормальной плотности. Плотность затворителей – растворов сульфата и хлорида магния приняты равными 1,2 г/см³. Фторангидрит вводился в диапазоне 20–50 % от массы вяжущего. Результаты испытания прочности при сжатии образцов магнезиального камня представлены в табл. 2.

Максимальную прочность в возрасте 28 суток набирают образцы смешанного состава с соотношением «магнезиальное серпентиновое вяжущее: фторангидрит» равным 50:50. Повышение прочности при введении в состав композиции фторангидрита объясняется эффективной совместной работой оксида магния и нерастворимого ангидрита при затворении водой. Оксид магния выступает в роли активизатора растворения ангидрита, при этом образуются сульфат-ионы, которые связывают оксид магния в достаточно прочные гидроок-

сисульфаты магния, оставшаяся часть ангидрита образует двуводный сульфат кальция, дополнительно упрочняя структуру.

Синергетический эффект взаимодействия магнезиального серпентинового вяжущего и фторангидрита заключается не только в значительном повышении прочности, но и в сокращении сроков схватывания этой композиции: в комплексе с магнезиальным компонентом они ускоряются до 3–4 ч.

Результаты определения гигроскопичности приведены в табл. 3.

Магнезиальное серпентиновое вяжущее, «затворенное» фторангидритом, обладает низкой гигроскопичностью, значительно превосходя по этому показателю то же вяжущее, затворенное бишофитом.

Таким образом, полученная сульфатно-магнезиальная композиция затворяется водой, прочность камня вяжущего в марочном возрасте составляет не менее 15 МПа, начало схватывания 3–4 ч., затвердевший материал имеет низкую гигроскопичность, вяжущее не склонно к трещинообразованию. Однако полученная композиция имеет низкую водостойкость, поэтому может быть рекомендована для применения в сухих помещениях.

Учитывая свойства разработанного материала и большое количество отходов от дробления серпентина фракции 0–2,5 мм, который можно использовать в качестве заполнителя в растворах, эффективным является разработка на их основе штукатурной смеси для внутренних помещений.

Предел прочности при сжатии можно регулировать снижением воды затворения за счет введения пластификатора. В ходе подбора состава ССС выявлено, что в марочном возрасте поликарбок-

Изменение прочности образцов в зависимости от вида «затворителя»

Таблица 2

Вид «затворителя»	Прочность в различные сроки твердения*, МПа			
	1 сутки	3 сутки	7 сутки	28 сутки
Вода	0	2,75	3,5	4
Водный раствор MgSO ₄ , ρ = 1,2 г/см ³	0	5,5	5,7	6,7
Водный раствор MgCl ₂ , ρ = 1,2 г/см ³	0	3,8	5,7	7,5
фторангидрит 20 %	0	1,5	6	8,1
фторангидрит 40 %	4,3	4,9	7,4	15,2
фторангидрит 50 %	4	5,2	9	16,6

* V_n не более 2,3 %.

Изменение гигроскопичности в зависимости от вида «затворителя»

Таблица 3

Вид «затворителя»	Гигроскопичность*, %
Вода	1
Водный раствор MgSO ₄ , ρ = 1,2 г/см ³	1
Водный раствор MgCl ₂ , ρ = 1,2 г/см ³	8
Фторангидрит 50 %	1

* V_n не более 4,1 %, испытывали образцы в возрасте 28 суток.

латный пластификатор MELFLUX 1641 F оказывает значительное влияние на прочность. Кроме того, серпентиновый наполнитель, имея высокую водопотребность, отдает поглощенную ранее влагу, способствуя более полной гидратации вяжущего. Необходимо отметить, что повышение соотношения «сульфатно-магнезиальная композиция/заполнитель» свыше 1/1,5 приводит к образованию усадочных трещин в покрытии, что недопустимо.

Увеличение дозировки пластификатора закономерно приводит к повышению адгезии раствора к основанию, благодаря снижению пористости в зоне контакта. Снижение соотношения «сульфатно-магнезиальная композиция/заполнитель» понижает адгезионную прочность, так как увеличение количества наполнителя в составе смеси снижает площадь зоны контакта «вяжущее-основание».

Учитывая полученные результаты, оптимальное соотношение «сульфатно-магнезиальная композиция/заполнитель» в составе штукатурной смеси составляет 1/1,5, дозировка пластификатора MELFLUX 1641 F 1 % от массы вяжущего. Сухая штукатурная смесь рекомендована для отделочных работ внутри помещений с нормально-влажностным режимом и обладает следующими свойствами:

- марка по подвижности $P_{к3}$;
- водоудерживающая способность не менее 98,5 %;
- гигроскопичность раствора не более 3,2 % (негигроскопична);
- предел прочности при сжатии в 28 суток не менее 5 МПа (М 50);
- прочность сцепления с бетонным основанием не менее 0,24 МПа;
- линейная усадка не более 1,2 мм/м.

Выводы:

1. Установлено, что прочность камня магнезиального вяжущего, полученного обжигом серпентиновых отходов обогащения хризотил-асбеста Кiemбаевского месторождения, определяется наличием в исходной породе брусита, который при температурном воздействии разлагается с образованием свободного оксида магния. Остальные минералы обезвоживаются с образованием неактивных соединений, таких как форстерит и клиноэнстатит, которые при твердении играют роль инертного наполнителя, «разбавляя» вяжущее.

2. Выявлена возможность замены жидких затворителей вяжущего на сухой сульфатный компонент – фторангидрит. Полученная сульфатно-магнезиальная композиция затворяется водой и имеет более высокую прочность по сравнению с вяжущим, затворенным водными растворами солей. Это объясняется эффективной совместной работой компонентов композиции: оксид магния выступает в роли активизатора растворения ангидрита, при этом образуются сульфат-ионы, которые связывают оксид магния в прочные гидроксисульфаты магния, оставшаяся часть ангидрита образует двухводный сульфат кальция, дополнительно упрочняя структуру.

3. Разработанная сухая штукатурная смесь вследствие низкой водостойкости рекомендуется для отделки внутренних помещений и имеет марку по прочности М50 при высокой водоудерживающей способности растворной смеси и достаточной прочности сцепления раствора с основанием.

4. Применение разработанной сухой штукатурной смеси решает ряд экологических и экономических вопросов. Использование побочных отходов промышленности, таких как отходы обогащения хризотил-асбеста Кiemбаевского месторождения и фторангидрит ООО «Галоген», позволяет улучшить экологическую обстановку в районах их накопления, а низкая цена указанных продуктов позволяет снизить себестоимость сухой штукатурной смеси на их основе.

Литература

1. Бабушкин, В.И. Термодинамика силикатов / В.И. Бабушкин, Г.М. Матвеев, О.П. Мчедлов-Петросян. – М.: Стройиздат, 1986. – 409 с.
2. Боженов, П.И. Комплексное использование минерального сырья и экология / П.И. Боженов. – М.: Изд-во Ассоциации строительных вузов, 1994. – 263 с.
3. Физико-химические особенности твердения магнезиального цемента / Е.С. Соловьева, Б.И. Смирнов, Е.Е. Сегалова, П.А. Ребиндер // ЖПХ. – 1968. – Т. 30–33. – С. 754–759.
4. Шелягин, В.В. Магнезиальный цемент / В.В. Шелягин. – М.: Госстройиздат, 1933. – 107 с.
5. Черных, Т.Н. Особенности твердения магнезиального вяжущего / Т.Н. Черных, Л.Я. Крамар, Б.Я. Трофимов // Цемент и его применение. – 2006. – № 5. – С. 58–61.

Поступила в редакцию 16 июля 2009 г.

Инженерное оборудование зданий и сооружений

УДК 696.2

СИСТЕМЫ СНАБЖЕНИЯ СЖИЖЕННЫМ УГЛЕВОДОРОДНЫМ ГАЗОМ ОТ ИНДИВИДУАЛЬНЫХ РЕЗЕРВУАРНЫХ УСТАНОВОК

Б.Н. Курицын, Н.Н. Осипова, Л.В. Смирнова

SYSTEMS OF LIQUEFIED HYDROCARBON GAS SUPPLY FROM INDIVIDUAL RESERVOIRS

B.N. Kuritsin, N.N. Osipova, L.V. Smirnova

В статье приводятся результаты технико-экономических исследований снабжения потребителей сжиженным углеводородным газом от индивидуальных резервуарных установок на базе подземных вертикальных резервуаров. Предлагаются к применению новая технология строительно-монтажных работ, оптимальный типоряд подземных вертикальных резервуаров и рекомендации по выбору технических характеристик подземных вертикальных резервуаров сжиженного углеводородного газа в зависимости от характеристики объекта газоснабжения.

Ключевые слова: резервуарная установка, новая технология монтажа, оптимальный типоряд, годовое газопотребление, остаточный уровень заполнения сжиженным газом.

The article introduces the results of technical and economic researches on supplying consumers with liquefied hydrocarbon gas from individual reservoirs plants based on the vertical underground reservoirs. Also the article discusses the application of a new technology of assembly and construction works, optimum number of the vertical underground reservoirs of liquefied hydrocarbon gas and recommendations on choice of their technical characteristics depending on the characteristic of the gas supply object.

Keywords: reservoir plant, new assembly technology, optimum range number, annual gas consumption, residual level of filling with liquefied gas.

В настоящее время на территории Российской Федерации имеется значительное количество регионов и областей, не имеющих природного сетевого газа: Алтайский и Красноярский края, Читинская, Амурская и Омская области, республики Карелия и Бурятия и т.д. В значительной степени сложившаяся ситуация обусловлена удаленностью этих регионов от газовых месторождений и магистральных газопроводов, отсутствием крупных промышленных центров и малой плотностью населения. Аналогичная ситуация сохраняется и на обозримую перспективу. Отсутствие сетевого газа и невозможность прокладки магистральных газопроводов в перспективе, предопределяют широкое развитие в этих регионах альтернативных сервисных источников топливно-энергетических ресурсов на базе сжиженного углеводородного газа (СУГ). Применение сжиженного углеводородного газа в качестве энергоносителя для технологических установок, а также бытовых и хозяйственных нужд, в полной мере отвечает социальным, эко-

логическим и санитарно-гигиеническим требованиям потребителей.

В существующей практике снабжения потребителей сжиженным газом широкое распространение получили индивидуальные газобаллонные установки.

Низкая производительность указанных установок в сочетании с небольшим запасом газа у потребителя покрывает потребление газа только на пищеприготовление [1]. В то время как более энергоемкие процессы (горячее водоснабжение и отопление зданий) обеспечиваются за счет использования жидкого и твердого топлива.

Повышение благосостояния населения и комфорта квартир требует дальнейшего совершенствования инженерной инфраструктуры поселков, более полного обеспечения населения прогрессивными энергоносителями и, в первую очередь, газовым топливом.

В этой связи актуальным направлением развития поселковых систем газоснабжения на базе

СУГ является использование индивидуальных резервуарных установок сжиженного газа [2].

Эффективность и надежность систем снабжения сжиженным газом от индивидуальных резервуарных установок в значительной степени определяется правильным выбором способа установки резервуаров (наземная или подземная). Наземная установка резервуаров по сравнению с подземной имеет следующие основные преимущества:

- меньшие капитальные вложения;
- отсутствие антикоррозийной изоляции и электрохимической защиты;
- удобство обслуживания и ремонта;
- большой срок службы резервуаров.

Однако наземное расположение резервуаров имеет и ряд существенных недостатков, главными из которых являются:

- повышенная пожаро- и взрывоопасность;
- необходимость в дополнительных площадях за счет увеличения противопожарных разрывов между резервуарами и зданиями (сооружениями);
- сложность эксплуатации в зимних условиях, особенно при наличии газа с высоким содержанием бутановых фракций. Надежная работа резервуарных установок в этот период требует применения специального оборудования и теплоносителя для регазификации СУГ, сложной автоматики регулирования и безопасности. Это обстоятельство повышает стоимость сооружения и эксплуатации источников снабжения сжиженным газом и экономически оправдано только в крупных системах централизованного газоснабжения.

Наземные резервуары сжиженного газа с естественной регазификацией СУГ за счет теплоты атмосферного воздуха широко используются в США, Англии, Франции, Германии, Японии и других странах. Это в значительной степени объясняется благоприятными климатическими условиями эксплуатации резервуарных установок [3, 4]. В то же время, в большинстве климатических районов России температура холодных суток составляет $-30...-35\text{ }^{\circ}\text{C}$ и ниже. При этих температурах наземные резервуарные установки не гарантируют надежное газоснабжение даже при минимальной обеспеченности газопотребления [5]. Поэтому наземные резервуарные установки с естественной регазификацией СУГ могут использоваться только в качестве источника газоснабжения потребителей сезонного характера – объектов сельскохозяйственного производства, летних туристических баз и оздоровительных лагерей, дачных поселков и др.

Применение резервуарных установок с подземным расположением емкостей обеспечивает надежное газоснабжение потребителей во всех климатических зонах страны. Даже при минимальных температурах окружающего грунта ($-5-10\text{ }^{\circ}\text{C}$) резервуары обеспечивают устойчивую подачу газа потребителям при остаточном уровне заполнения 25–50 % [5].

В современной практике снабжения городских и сельских населенных пунктов сжиженным газом используются горизонтальные цилиндрические резервуары объемом 2,5 и 5,0 м³. Сооружение подземных резервуарных установок с горизонтальным размещением емкостей требует выполнения комплекса трудоемких работ и больших капиталовложений. Характерной особенностью традиционной технологии монтажа резервуарных установок является необходимость полной обратной засыпки котлована песчаным грунтом и вывоза в отвал грунта, вынутого из котлована. Наличие песчаного слоя исключает повреждение антикоррозийной изоляции резервуаров в процессе обратной засыпки котлована и предупреждает пучинистые явления при промерзании грунта. Вместе с тем, высокая стоимость доставки песка в сочетании с большими объемами обратной песчаной засыпки обуславливает значительный перерасход материальных и денежных средств.

Существенное снижение трудовых, материальных и денежных затрат обеспечивает вертикальная установка резервуаров в грунте. Кафедрой ТГС СГТУ разработаны технические решения вертикальных подземных резервуаров сжиженного газа с применением специальной технологии земляных работ с использованием подвижной металлической опалубки [6].

Конструкция опалубки гарантирует необходимый защитный слой вокруг резервуаров толщиной не менее 0,2 м (типовой песчаный слой, применяемый в отечественной и зарубежной практике сооружения свай, сосудов и труб в пучинистых сезоннопромерзающих грунтах). Разработанная технология снижает потребность в песке и исключает вывоз грунта в отвал (см. рисунок).

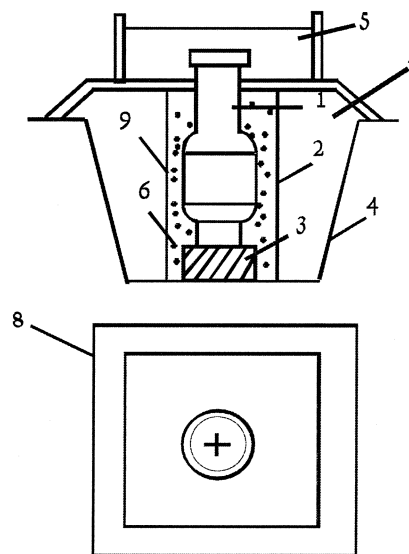


Схема резервуарной установки сжиженного углеводородного газа с подземным вертикальным резервуаром: 1 – резервуар; 2 – изоляция; 3 – фундамент; 4 – котлован; 5 – ограждение резервуарной установки; 6 – песок; 7 – отсыпка грунта; 8 – отчуждаемая территория; 9 – опалубка

Для оценки сравнительной эффективности применения резервуарных установок с новой технологией строительно-монтажных работ было проведено сравнение двух конкурирующих вариантов. В качестве базового варианта для сравнения принят подземный горизонтальный резервуар РПГ–2,5 (объемом 2,5 м³) с выполнением строительно-монтажных работ по традиционной технологии. В качестве альтернативного варианта – подземный вертикальный резервуар РПВ–2,3 (объемом 2,3 м³) с выполнением строительно-монтажных работ по новой технологии (табл.1).

Анализ табл. 1 показывает, что применение вертикальных подземных резервуаров с учетом новой технологии строительно-монтажных работ обуславливает высокий экономический эффект по сравнению с горизонтальными. При этом обеспечивается:

- сокращение объема земляных работ на 12,3 %;
- экономия отчуждаемой площади на 21,3 %;
- снижение капложений в резервуар с защитным покрытием на 34,7 %;

– снижение капложений в засыпку котлована песком на 87,8 % и т. д.

В целях максимальной адаптации предложенных технических решений к конкретным условиям газовой практики сотрудниками кафедры ТГС СГТУ разработан оптимальный типоряд подземных вертикальных резервуаров сжиженного газа, включающий в себя 6 типоразмеров объемом от 1,3 до 4,7 м³ (табл. 2) [7].

Выбор оптимального объема подземного резервуара сжиженного газа V_p и остаточного уровня заполнения резервуара газом перед очередной заправкой ϕ для конкретного потребителя следует проводить в зависимости от объема его годового и часового газопотребления [5].

Объем годового (часового) потребления газа жилыми домами зависит от многочисленных факторов, среди которых к определяющим относятся:

- направления использования газа в квартирных условиях (пищеприготовление, горячее водоснабжение, отопление зданий);
- газовое оборудование зданий и режимы его эксплуатации;

Таблица 1

Сравнительная эффективность подземных резервуарных установок сжиженного газа

Технические характеристики и параметры	Резервуар РПГ–2,5	Резервуар РПВ–2,3
Геометрические размеры резервуара, м:		
– длина	3,3	2,1
– диаметр	1,0	1,2
Геометрический объем установки, м ³	2,5	2,3
Общая металлоемкость резервуара, кг	910	758
Снижение металлоемкости резервуара, %	–	16,7
Расход защитного покрытия, м ³	0,32	0,28
Экономия защитного покрытия, %	–	12,5
Объем земляных работ по отрывке котлована, м ³	32,5	28,5
Уменьшение объема земляных работ, %	–	12,3
Объем грунта, вывозимого в отвал, м ³	30,5	–
Расход песка средней зернистости для обратной засыпки котлована, м ³	32,5	4,0
Снижение расхода песка, %	–	87,7
Площадь территории, отчуждаемой под размещение резервуара, м ²	16,0	12,6
Экономия отчуждаемой площади, %	–	21,3
Протяженность ограждения резервуарной установки, м	11,3	10,4
Снижение длины ограждения, %	–	8,0
Капложения в резервуар с защитным покрытием и фундаментом, тыс. руб.	40,47	35,9
Снижение капложений в резервуар с защитным покрытием и фундаментом, %	–	11,3
Капложения в засыпку котлована песком, тыс. руб.	56,5	6,84
Снижение капложений в засыпку песком, %	–	87,8
Стоимость отчуждаемой территории, тыс. руб.	3,4	2,68
Снижение стоимости отчуждаемой территории, %	–	21,1
Капложения в ограждение, тыс. руб.	1,81	1,51
Снижение капложений в ограждение, %	–	16,4
Общие капложения в резервуарную установку, тыс. руб.	51,9	33,9
Снижение капложений в резервуарную установку, %	–	34,7

Примечание. Стоимостные характеристики приведены в ценах на 1.01.09.

Конструктивные параметры подземных вертикальных резервуаров сжиженного газа

Наименование параметра	Обозначение (марка) резервуара					
	РПВ-1,3	РПВ-1,7	РПВ-2,3	РПВ-3,0	РПВ-3,8	РПВ-4,7
Геометрический объем резервуара $V_p, \text{ м}^3$	1,3	1,7	2,3	3,0	3,8	4,7
Полезный объем резервуара V_0 при 85 % заполнении, м^3	1,1	1,45	1,96	2,55	3,23	4,0
Внутренний диаметр корпуса d , мм	900	1000	1200	1400	1600	1800
Толщина стенки δ :						
а) корпуса (обечайки), мм	6	6	6	6	8	8
б) днищ, мм	6	6	8	8	10	10
Длина резервуара (по эллиптическим днищам) l , мм	2100	2100	2100	2100	2100	2100
Формфактор резервуара $\Phi=l/d$	2,33	2,10	1,75	1,50	1,31	1,17

– наличие или отсутствие нагрузки на отопительные нужды, которую определяют: жилая площадь здания; характеристики ограждающих конструкций здания и степень их теплозащиты; климатические условия эксплуатации зданий и пр.

В целях учета влияния указанных факторов на величину годового (часового) газопотребления были проведены соответствующие исследования. В качестве объектов газоснабжения приняты два типа жилых зданий:

- усадебные с жилой площадью $F=81 \text{ м}^2$;
- коттеджные с жилой площадью $F=162 \text{ м}^2$.

Ограждающие конструкции здания приняты с

повышенным уровнем теплозащиты в соответствии с рекомендациями [8]. В качестве газоиспользующих установок приняты: газовые плиты, газовые проточные водонагреватели, газовые отопительные котлы и газовые отопительные печи.

Эксплуатация газовых отопительных печей предусмотрена в двух вариантах: в условиях периодического натопа; в условиях непрерывного горения.

Влияние климатических условий учитывалось варьированием расчетов по двум климатическим зонам эксплуатации зданий: умеренно-теплая зона (г. Краснодар) и холодная зона (г. Екатеринбург).

Таблица 3

К выбору технических характеристик подземных резервуаров сжиженного газа

Характеристика объекта газоснабжения	Максимальный часовой расход газа $g_{\text{max, час}}$, кг/ч	В том числе на отопление, $g_{\text{max, от, час}}$, кг/ч	Годовой расход газа, $g_{\text{год}}$, кг/год	Рекомендуемый объем резервуара, $V_p, \text{ м}^3$	Рекомендуемый остаточный уровень газа в резервуаре перед очередной заправкой, φ , %
Усадебные здания: газовые плиты	0,7	–	240	1,3	24
Усадебные здания: плиты и водонагреватели	2,24	–	626	1,3	55
Усадебные здания: газовые плиты и печи (котлы) непрерывного действия	$\frac{1,31}{1,17}$	$\frac{0,61}{0,47}$	$\frac{1525}{726}$	$\frac{2,3}{1,3}$	$\frac{55}{28}$
Усадебные здания: газовые плиты, газовые печи периодического действия	$\frac{5,53}{4,48}$	$\frac{4,83}{3,78}$	$\frac{2013}{974}$	$\frac{2,3}{1,3}$	$\frac{54}{46}$
Коттеджные здания: газовые плиты, водонагреватели и газовые отопительные котлы	$\frac{3,29}{3,04}$	$\frac{1,05}{0,8}$	$\frac{2625}{1237}$	$\frac{3,0}{1,7}$	$\frac{57}{32}$

Примечание. В числителе холодная климатическая зона; в знаменателе – умеренно-теплая климатическая зона.

Результаты соответствующих расчетов приводятся в табл. 3.

Как видно из табл. 3, оптимальный геометрический объем индивидуальной резервуарной установки изменяется в широких пределах: от 1,3 м³ для усадебных зданий, оборудованных газовыми плитами и водонагревателями (при эксплуатации в любой климатической зоне), до 3,0 м³ для коттеджных зданий, оборудованных газовыми плитами, водонагревателями и отопительными котлами (при эксплуатации в холодной климатической зоне), а также для усадебных зданий, оборудованных газовыми плитами и отопительными печами периодического действия (при эксплуатации в холодной климатической зоне).

В равной степени указанное обстоятельство относится и к остаточному уровню заполнения резервуара сжиженным газом, который меняется в указанных условиях от 24 до 57 %.

Внедрение рекомендаций по выбору оптимального типоразмера резервуарной установки и ее эксплуатационных параметров повышает экономичность источников децентрализованного газоснабжения, способствует совершенствованию проектной и эксплуатационной практики газификации потребителей сжиженным газом.

Литература

1. Осипова, Н.Н. Децентрализованные системы снабжения сжиженным газом от индивидуальных баллонных установок / Н.Н. Осипова, Б.Н. Курицын, Е.В. Иванова // *Строительная инженерия*. – 2006. – № 6.

2. Сорокина, Н.И. Опыт проектирования резервуарных установок сжиженного углеводородного газа (СУГ) / Н.И. Сорокина // *Газ России*. – 2008. – С. 46–47.

3. Курицын, Б.Н. Системы снабжения сжиженным газом / Б.Н. Курицын. – Саратов: Изд-во СПИ, 1988. – 196 с.

4. Логинов, В.С. Сооружения и объекты снабжения сжиженным газом / В.С. Логинов. – М.: Стройиздат, 1979. – 157 с.

5. Осипова, Н.Н. Децентрализованные системы снабжения сжиженным газом от индивидуальных резервуарных установок / Н.Н. Осипова, Б.Н. Курицын, Е.В. Иванова // *Строительная инженерия*. – 2006. – № 7–8.

6. Курицын, Б.Н. Разработка технологии обратного засыпки резервуаров сжиженного газа песком в скользящую опалубку / Б.Н. Курицын, А.П. Усачев, О.Б. Шамин // *Совершенствование строительных конструкций, архитектурных решений, технологий и организации строительства: межвуз. науч. сб.* – Саратов: Саратов гос. техн. ун-т, 1997. – С. 87–91.

7. Курицын, Б.Н. Обоснование оптимального типа ряда вертикальных подземных резервуаров сжиженного газа / Б.Н. Курицын, А.П. Усачев, О.Б. Шамин // *Актуальные проблемы развития систем теплогазоснабжения и вентиляции: межвуз. науч. сб.* – Саратов: Саратов гос. техн. ун-т, 1998. – С. 19–24.

8. СНиП 23-02-2003. Тепловая защита зданий. – М.: ФГУП ЦПП, 2004. – 47 с.

Поступила в редакцию 2 февраля 2009 г.

О ВЛИЯНИИ РАСПОЛОЖЕНИЯ ТЕПЛОИЗОЛЯЦИОННОГО МАТЕРИАЛА В НАРУЖНОМ ОГРАЖДЕНИИ НА ТЕПЛОИНЕРЦИОННЫЕ СВОЙСТВА ЗДАНИЯ КАК ОБЪЕКТА УПРАВЛЕНИЯ

В.И. Панферов, С.Л. Дегтярь

ABOUT INFLUENCE OF HEATING ISOLATION ARRANGEMENT IN OUTSIDE PROTECTION UPON HEATING INERTIAL PROPERTIES OF A BUILDING AS AN OBJECT OF MANAGEMENT

V.I. Panferov, S.L. Degtyar

Исследовано влияние расположения теплоизоляционного материала в наружном ограждении на теплоинерционные свойства здания. Определены постоянные времени при различных компоновках теплоизоляционного слоя в конструкции наружной стены.

Ключевые слова: тепловая изоляция; конструктивный слой; теплоизоляционный слой; постоянная времени; теплоинерционные свойства помещения.

The influence of heating isolation arrangement in outside protection upon heating inertial properties of a building is investigated. Time constants at various arrangement of heat-insulating layer in an outside wall design are determined.

Keywords: heating isolation, construction layer, heat-insulating layer, time constant, heating inertial properties of a building.

Известно [1], что конструкции современных многослойных ограждений характеризуются разделением функций между отдельными материальными слоями. В общем случае ограждение состоит из конструктивного (несущего слоя), теплоизоляционного слоя, а также паро- или гидроизоляционного слоя, внутреннего и внешнего фактурных слоев. В отношении режима теплопередачи основными являются конструктивный и теплоизоляционный слои. Конструктивным обычно является слой из плотного, а следовательно, обладающего значительной теплопроводностью и плохопроницаемого для водяного пара и воздуха, материала. Материал теплоизоляционного слоя обычно пористый, рыхлый, а значит малотеплопроводный и хорошо пропускающий водяной пар и воздух.

Теплоизоляционный материал может быть расположен с внутренней и наружной стороны конструктивного слоя [1, 2]. При этом известно, что термическое сопротивление теплопередаче, являющееся характеристикой стационарного процесса, от этого не меняется и остается одним и тем же. Однако инерционные (динамические) свойства ограждающих конструкций, естественно, будут различаться. Теория теплоустойчивости позволяет предположить, что 1-й вариант компоновки приведет к уменьшению постоянной времени, однако интересно было бы знать, насколько заметным

будет это уменьшение, как сильно будут различаться соотношения, позволяющие оценивать постоянные времени для различных вариантов компоновки слоев. Приведенные здесь вопросы имеют существенное значение как для определения времени охлаждения зданий при аварийных и иных ситуациях, так и для решения вопросов, связанных с построением высококачественных систем управления тепловым режимом зданий.

Для выяснения данного вопроса рассмотрим плоскую однородную стенку, состоящую из двух слоев: конструктивного и теплоизоляционного. Для оценки влияния расположения слоев на теплоинерционные свойства ограждения рассмотрим 2 варианта компоновки: а) теплоизоляционный материал расположен с внутренней стороны ограждения; б) теплоизоляционный материал расположен с наружной стороны ограждения.

Постановка задачи следующая: пусть известны температуры внутренней t_v и наружной t_n сред, их коэффициенты теплоотдачи α_v и α_n , коэффициенты теплопроводности конструктивного λ и теплоизоляционного λ_n слоев, а также теплоемкости этих слоев c и c_n . Причем считается, что величины t_v , t_n , α_v , α_n постоянны и не меняются вдоль поверхности. Через стену переносится некоторый тепловой поток q .

В результате, для решения задачи требуется определить постоянную времени T для двух вариантов компоновки ограждения, т.е. ответить на вопрос: как порядок размещения слоев влияет на качество регулирования температуры воздуха внутри здания.

Рассмотрим первый вариант конструкции ограждения (рис. 1).

Известно, что плотность теплового потока находится по известному уравнению

$$q = \frac{t_B - t_H}{R}, \tag{1}$$

где t_B , t_H – соответственно температуры внутреннего и наружного воздуха; R – сопротивление теплопередаче ограждающей конструкции.

Эту же величину можно представить следующим образом:

$$q = \frac{t_{пов.н} - t_H}{1/\alpha_H}, \tag{2}$$

где $t_{пов.н}$ – температура наружной поверхности стены.

Приравнявая два последних уравнения, получаем, что

$$t_{пов.н} = t_H + \frac{t_B - t_H}{\alpha_H R} \text{ или } t_{пов.н} = t_H + \frac{q}{\alpha_H}.$$

Аналогично определяем температуры на стыке слоев и внутренней поверхности ограждения

$$t_2 = t_{пов.н} + \frac{q\delta}{\lambda} = t_H + q\left(\frac{1}{\alpha_H} + \frac{\delta}{\lambda}\right);$$

$$t_{пов.в} = t_2 + \frac{q\delta_{и}}{\lambda_{и}} = t_H + q\left(\frac{1}{\alpha_H} + \frac{\delta}{\lambda} + \frac{\delta_{и}}{\lambda_{и}}\right).$$

Так как при $\lambda = \text{const}$ и $\lambda_{и} = \text{const}$ температуры в слоях ограждения изменяются по линейному закону, то среднemasовые температуры конструктивного (основного) и теплоизоляционного слоя можно записать следующим образом

$$\bar{t}_{осн} = \frac{t_{пов.н} + t_2}{2} = t_H + q\left(\frac{1}{\alpha_H} + \frac{\delta}{2\lambda}\right); \tag{3}$$

$$\bar{t}_и = \frac{t_2 + t_{пов.в}}{2} = t_H + q\left(\frac{1}{\alpha_H} + \frac{\delta}{\lambda} + \frac{\delta_{и}}{2\lambda_{и}}\right). \tag{4}$$

Уравнение теплового баланса здания за бесконечно малый период времени имеет вид

$$\begin{aligned} [W_0 - q_0 V (t_B - t_H)] d\tau = \\ = F_u \delta_{и} \rho_{и} c_{и} d(\bar{t}_и - t_H) + F \delta \rho c d(\bar{t}_{осн} - t_H), \end{aligned} \tag{5}$$

где q_0 – удельные теплотери здания за единицу времени при разности температур $(t_B - t_H) = 1^\circ\text{C}$; V – объем помещения; W_0 – количество теплоты, приводимой извне на отопление в единицу времени; F – площадь поверхности конструктивного слоя; ρ – плотность материала конструктивного слоя, $F_{и}, \rho_{и}$ – то же для теплоизоляционного слоя.

С учетом выражений (1), (3), (4) и того, что

$$d(\bar{t}_{осн} - t_H) = \left(\frac{1}{\alpha_H R} + \frac{\delta}{2\lambda R}\right) (dt_B - dt_H),$$

$$d(\bar{t}_и - t_H) = \left(\frac{1}{\alpha_H R} + \frac{\delta}{\lambda R} + \frac{\delta_{и}}{2\lambda_{и} R}\right) (dt_B - dt_H),$$

уравнение (5) можно представить в виде:

$$\begin{aligned} \left[\frac{c_{и} \rho_{и} F_{и} \delta_{и}}{q_0 V} \left(\frac{1}{\alpha_H R} + \frac{\delta}{R\lambda} + \frac{\delta_{и}}{2R\lambda_{и}} \right) + \right. \\ \left. + \frac{c \rho F \delta}{q_0 V} \left(\frac{1}{\alpha_H R} + \frac{\delta}{2R\lambda} \right) \right] \frac{dt_B}{d\tau} + t_B = \\ = \frac{W_0}{q_0 V} + \left[\frac{c_{и} \rho_{и} F_{и} \delta_{и}}{q_0 V} \left(\frac{1}{\alpha_H R} + \frac{\delta}{R\lambda} + \frac{\delta_{и}}{2R\lambda_{и}} \right) + \right. \\ \left. + \frac{c \rho F \delta}{q_0 V} \left(\frac{1}{\alpha_H R} + \frac{\delta}{2R\lambda} \right) \right] \frac{dt_H}{d\tau} + t_H, \end{aligned} \tag{6}$$

где

$$\begin{aligned} T_H = T_B = \frac{c_{и} \rho_{и} F_{и} \delta_{и}}{q_0 V} \left(\frac{1}{\alpha_H R} + \frac{\delta}{R\lambda} + \frac{\delta_{и}}{2R\lambda_{и}} \right) + \\ + \frac{c \rho F \delta}{q_0 V} \left(\frac{1}{\alpha_H R} + \frac{\delta}{2R\lambda} \right). \end{aligned} \tag{7}$$

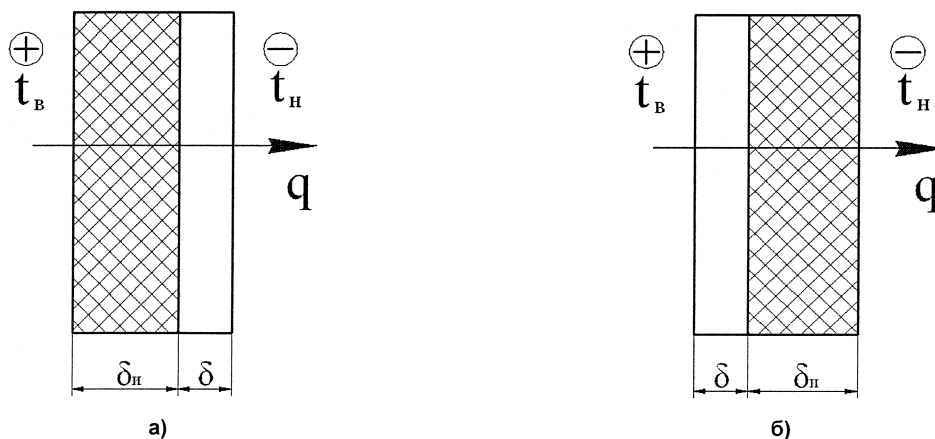


Рис. 1. Конструкция ограждения: а – теплоизоляция внутри; б – теплоизоляция снаружи

Инженерное оборудование зданий и сооружений

Далее рассмотрим 2-й вариант компоновки слоев конструкции (см. рис. 1). Аналогично первому варианту, найдя температуры на поверхностях ограждения, на стыке слоев, а также учитывая линейное изменение среднemasсовой температуры конструктивного и теплоизоляционного слоев, в итоге получаем следующую математическую модель теплового режима помещения

$$\left[\frac{c_n \rho_n F_n \delta_n}{q_0 V} \left(\frac{1}{\alpha_n R} + \frac{\delta_n}{2R\lambda_n} \right) + \frac{c\rho F\delta}{q_0 V} \left(\frac{1}{\alpha_n R} + \frac{\delta_n}{R\lambda_n} + \frac{\delta}{2R\lambda} \right) \right] \frac{dt_n}{d\tau} + t_n = \frac{W_0}{q_0 V} + \left[\frac{c_n \rho_n F_n \delta_n}{q_0 V} \left(\frac{1}{\alpha_n R} + \frac{\delta_n}{2R\lambda_n} \right) + \frac{c\rho F\delta}{q_0 V} \left(\frac{1}{\alpha_n R} + \frac{\delta_n}{R\lambda_n} + \frac{\delta}{2R\lambda} \right) \right] t_n$$

$$+ \frac{c\rho F\delta}{q_0 V} \left(\frac{1}{\alpha_n R} + \frac{\delta_n}{R\lambda_n} + \frac{\delta}{2R\lambda} \right) \frac{dt_n}{d\tau} + t_n, \quad (8)$$

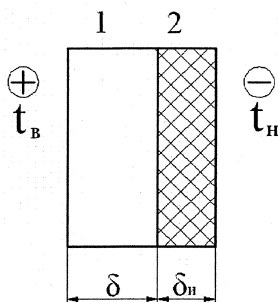
где

$$T_n = T_b = \frac{c_n \rho_n F_n \delta_n}{q_0 V} \left(\frac{1}{\alpha_n R} + \frac{\delta_n}{2R\lambda_n} \right) + \frac{c\rho F\delta}{q_0 V} \left(\frac{1}{\alpha_n R} + \frac{\delta_n}{R\lambda_n} + \frac{\delta}{2R\lambda} \right). \quad (9)$$

Таким образом, уравнения (7) и (9) наглядно демонстрируют различия в структуре постоянных времени при различных компоновках слоев в наружном ограждении.

Для определения численных значений постоянных времени рассмотрим температурный режим жилого здания. Исходные данные для расчета следующие:

1 вариант конструкции:



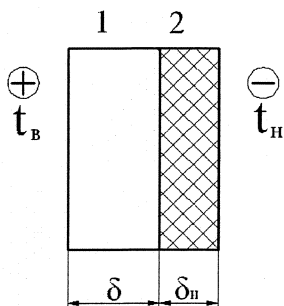
Характеристики слоев стены

Таблица 1

	Материал	δ, мм	с, Дж/(кг·°С)	λ, Вт/(м·°С)	ρ, кг/м ³
1	Железобетон	160	840	1,92	2500
2	Пенополистирол	100	1340	0,041	100

Согласно уравнению (10): $T^{2\text{вар}} - T^{1\text{вар}} = 818395 \text{ с} > 0$.

2 вариант конструкции:



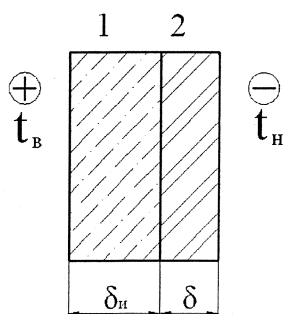
Характеристики слоев стены

Таблица 2

	Материал	δ, мм	с, Дж/(кг·°С)	λ, Вт/(м·°С)	ρ, кг/м ³
1	Ячеистый бетон	400	840	0,2	600
2	Пенополистирол	60	1340	0,041	100

Согласно уравнению (10): $T^{2\text{вар}} - T^{1\text{вар}} = 278944 \text{ с} > 0$.

3 вариант конструкции:



Характеристики слоев стены

Таблица 3

	Материал	δ, мм	с, Дж/(кг·°С)	λ, Вт/(м·°С)	ρ, кг/м ³
1	Ячеистый бетон	400	840	0,2	600
2	Красный кирпич	125	880	0,7	1800

Согласно уравнению (10): $T^{2\text{вар}} - T^{1\text{вар}} = 360000 \text{ с} > 0$.

Рис. 2. Варианты конструкции двухслойных наружных ограждений

щие: наружная стена состоит из двух слоев: железобетона ($\delta = 0,2$ м; $F = 54$ м²; $c = 840$ Дж/(кг·°С); $\rho = 2500$ кг/м³; $\lambda = 1,92$ Вт/(м·°С)) и минеральной ваты URSA ($\delta_n = 0,13$ м; $F_n = 54$ м²; $c_n = 840$ Дж/(кг·°С); $\rho_n = 60$ кг/м³; $\lambda_n = 0,041$ Вт/(м·°С)). Объем помещения $V = 300$ м³, удельные теплотери здания в единицу времени $q_0 = 0,13$ Вт/(м³·°С), сопротивление теплопередаче стены $R = 3,43$ (°С·м²)/Вт, коэффициенты теплоотдачи внутренней и наружной поверхностей ограждения $\alpha_n = 23$ Вт/(м²·°С), $\alpha_b = 8,7$ Вт/(м²·°С), температура внутреннего воздуха $t_b = 20$ °С.

Тогда, в соответствии с исходными данными, при 1-м варианте компоновки конструкции стены, постоянная времени T вычисляется согласно уравнению (7) и составляет $T = 20\,809$ с = 5,78 ч. При 2-м варианте компоновки, согласно уравнению (9), $T = 558\,107$ с = 155 ч.

Найденные значения постоянных времени наглядно демонстрируют значительную теплоаккумулирующую способность ограждения при втором варианте компоновки, хотя сопротивление теплопередаче конструкции не зависит от последовательности расположения ее слоев. Следовательно, температура внутреннего воздуха реагирует на возмущения наружной среды с большой инерционностью, а это обстоятельство пагубно сказывается на качестве управления тепловым режимом рассматриваемого помещения и здания в целом.

Таким образом, можно предположить, что с точки зрения теории управления расположение теплоизоляционного материала у внутренней поверхности наружного ограждения более целесообразно. Для подтверждения данного предположения проведем качественный анализ полученных данных. Для этого вычтем выражение (7) из выражения (9), т.е. найдем $T^{2\text{вар}} - T^{1\text{вар}}$.

$$T^{2\text{вар}} - T^{1\text{вар}} = \frac{\delta_n}{\lambda_n} c \rho \delta - \frac{\delta}{\lambda} c_n \rho_n \delta_n. \quad (10)$$

Уравнение (10) справедливо в том случае, когда $F = F_n$. Рассмотрим несколько современных вариантов конструкции двухслойных наружных ограждений, применяющихся для массового строительства зданий в г. Челябинске, и определим знак выражения (10) для того, чтобы определить степень тепловой инерции наружных ограждений (рис. 2).

Таким образом, проведенное исследование показало, что распространенные в настоящее время варианты компоновки ограждающих конструкций, когда теплоизоляционный слой размещается на наружной поверхности конструктивного слоя, приводят к заметному увеличению инерционных свойств зданий по сравнению с противоположным вариантом. Полученные формулы позволяют производить количественную оценку постоянных времени. В частности, расчеты показали, что постоянная времени может быть уменьшена в 20 и более раз за счет расположения теплоизоляционного слоя на внутренней поверхности. Данное обстоятельство позволяет заметно облегчить решение задачи управления тепловым режимом здания. Однако при этом следует учитывать, что на такую же величину уменьшается и время, отведенное для устранения аварийных ситуаций в системе теплоснабжения, что, конечно, нежелательно. Данные обстоятельства необходимо учитывать при решении вопросов проектирования наружных ограждающих конструкций зданий.

Литература

1. Богословский, В.Н. *Строительная теплофизика* / В.Н. Богословский. – М.: Высшая школа, 1982. – 415 с.
2. Фокин, К.Ф. *Строительная теплотехника ограждающих частей зданий* / под ред. Ю.А. Табуникова, В.Г. Гагарина. – 5-е изд., пересмотр. – М.: АВОК-ПРЕСС, 2006. – 256 с.

Поступила в редакцию 5 октября 2009 г.

Научно-методический раздел

УДК 624.139.2

ЛАБОРАТОРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ МОРОЗНОГО ПУЧЕНИЯ ГРУНТОВ ПРИБОРОМ КОНСТРУКЦИИ ЮЖНО-УРАЛЬСКОГО ГОСУДАРСТВЕННОГО УНИВЕРСИТЕТА

Ф.А. Максимов, Э.Л. Толмачев

LABORATORY RESEARCH OF FROST HEAVING OF GROUND WITH AUTHENTIC SOUTH URAL STATE UNIVERSITY DEVICE

F.A. Maximov, E.L. Tolmatchev

Работа посвящена исследованию зависимости деформаций морозного пучения глинистых грунтов в приборе конструкции Южно-Уральского Государственного Университета, поведению промороженного грунта при компрессионных испытаниях.

Ключевые слова: глинистый грунт, морозное пучение, деформации.

The article is dedicated to studying the dependence of deformations of frost heaving of clayey ground in the authentic South Ural State University device and the behavior of frozen ground at compressor tests.

Keywords: clayey ground, frost heaving, deformations.

Широкое распространение явления морозного пучения на территории Челябинской области, его воздействия на основания и фундаменты зданий и сооружений, обуславливают актуальность достоверной оценки пучинистых свойств различных видов грунтов с установлением критериев их морозоопасности, используемых при проектировании зданий и сооружений.

Рассматривая данное направление, отметим, что в соответствии с решением технического комитета по морозным грунтам Международного общества по механике грунтов и фундаментостроению (ISSMGE) существуют три уровня оценки степени пучинистости грунтов.

I – грубая по гранулометрическому составу, позволяет выделить лишь заведомо непучинистые грунты;

II – средней точности по формуле, предложенной В.О. Орловым [1];

III – точная по результатам промораживания образцов в специальных приборах или по данным стационарных наблюдений в полевых условиях.

Первый и второй уровни оценки точности используются для определения степени морозного пучения грунтов и отражены в нормативных документах и рекомендациях [3–6].

Однако эти методы следует считать приближенными, так как при определении степени деформации морозного пучения не учитываются такие факторы, как минералогический состав гли-

нистых фракций, состав обменных катионов, структура грунтов.

Метод лабораторных исследований позволяет учесть большую часть природных факторов, влияющих на деформации испытываемых образцов. В связи с этим этот метод более предпочтителен на всех стадиях проектирования и строительства сооружений.

Испытания на морозное пучение регламентируются ГОСТ 28622–90 [9]. В настоящее время приборы, рекомендуемые для проведения этих испытаний, серийно не производятся.

В целях совершенствования ранее созданного оборудования и методики испытаний грунтов на морозное пучение на кафедре «Строительные конструкции и инженерные сооружения» совместно с НПО «Электромеханика» г. Миасс разработана установка для определения относительной деформации морозного пучения [7].

Ниже приводится информация о новой конструкции данного прибора.

Установка позволяет моделировать естественный процесс промораживания грунтов. Фронт промерзания движется сверху вниз. Промерзание осуществляется с заданным режимом согласно ГОСТ 28622–90.

Обойма под образцы выполнена из металла, высота обоймы – 150 мм, внутренний диаметр – 100 мм.

Обойма устанавливается на металлический поддон с отверстием, который соединяется через патру-

бок резиновым шлангом для подачи воды. Уровень воды поддерживается на уровне низа обоймы для свободного подтока к фронту промерзания.

Конструкция прибора позволяет осуществлять испытания под нагрузкой на образцы за счет установки динамометра ДОСМ 0.2, так и без нее [7].

Новая установка отличается от ранее выпускаемых НИИОСП тем, что в качестве охлаждения используется проточная вода, которая через гибкие шланги подводится к термостатированным плитам, что позволило отказаться от холодильных камер, повысить точность поддержания отрицательной температуры у верхней поверхности и положительной температуры у нижней поверхности испытуемого образца, а также позволило автоматизировать заданный режим промерзания в процессе исследований.

Считаем целесообразным внесение изменений в методику, рекомендуемую ГОСТ, а именно, учитывая высокое термическое сопротивление теплоизоляционного кожуха ($1,2 \text{ м}^2 \cdot \text{КДж}$), перед проведением испытаний не помещать образцы грунта в холодильную камеру и выдерживать в течение суток, что позволяет существенно сократить время экспериментальных исследований.

Авторами были проведены лабораторные исследования грунтов на морозное пучение без нагрузки на образцы в лаборатории кафедры «Строительные конструкции и инженерные сооружения» с целью апробации нового прибора, выявления возможных недостатков конструкции.

Ниже приведены некоторые экспериментальные данные, полученные при испытании глинистых грунтов Челябинской области.

Испытания велись без нагрузки на образцы,

по открытой схеме, т.е. в процессе испытаний обеспечивался свободный приток воды к границе промерзания.

Перед заполнением грунтом металлическая форма размерами $100 \times 150(h)$ обмазывалась фторопластовым лаком для исключения влияния сил трения и смерзания грунта со стенками.

Перемещения, вследствие морозного пучения, измерялись индикаторами часового типа с точностью $0,01 \text{ мм}$.

Результаты определения физико-механических характеристик испытываемых грунтов приведены в табл. 1.

Классификация и оценка пучинистых свойств грунтов выполнялась по величине ε_{fh} – относительной деформации морозного пучения согласно ГОСТ 28622–90.

$$\varepsilon_{fh} = \frac{h_f}{d_i}, \text{ где } d_i \text{ – фактическая толщина про-$$

мерзшего образца, h_f – вертикальная деформация образца грунта в конце испытания (с точностью до $0,01 \text{ мм}$).

Результаты обработки лабораторных исследований морозного пучения делювиальной глины от консистенции (величине I_l) приведены на рис. 1.

Наибольшая величина пучения ($\varepsilon_{fh} = 0,73$) наблюдалась у глины мягкопластичной консистенции. По степени пучинистости данный образец глины относится к сильнопучинистым грунтам.

На рис. 2 отображены кривые пучения суглинка элювиального.

Исследовалось два образца, первый – монолит, второй – нарушенной структуры.

Таблица 1

Грунты (по ГОСТ 25100–95)	Влажность, %	Число пластичности	Показатель текучести	Плотность грунта, г/см ³			Пористость, %	Коэффициент пористости
				природная	сухого	частиц		
Суглинок элювиальный (монолит)	0,30	9,3	0,64	1,82	1,7	2,71	37	0,59
Суглинок элювиальный (нарушенной структуры)	0,28	9,3	0,64	1,95	1,7	2,70	37	0,58
Глина делювиальная (твердая)	0,2	19,8	–0,30	1,78	1,47	2,60	43	0,77
Глина делювиальная (полутвердая)	0,27	18,1	0,149	1,87	1,48	2,50	40	0,69
Глина делювиальная (мягкопластичная)	0,31	21,1	0,67	1,9	1,5	2,74	45	0,82

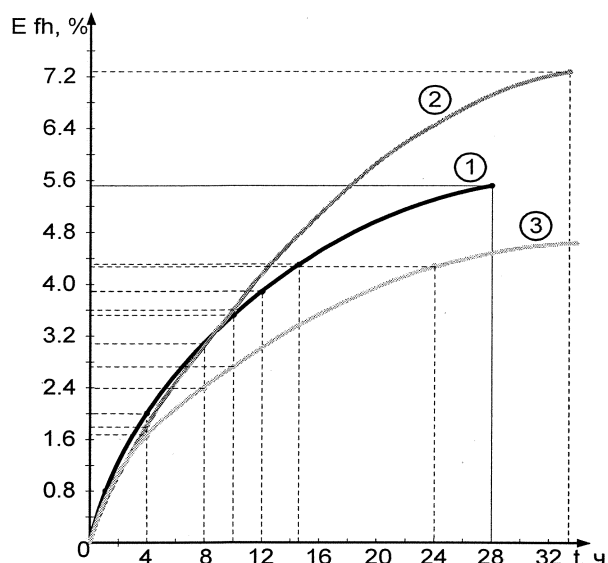


Рис. 1. Кривые относительной деформации пучения: 1 – глины полутвердой, 2 – глины мягкопластичной, 3 – глины твердой консистенции

По кривым пучения образцов видно, что наибольшая величина пучения достигается в образце монолитной структуры $\epsilon_{fh} = 0,72$, грунт сильнопучинистый, относительная деформация морозного пучения второго образца $\epsilon_{fh} = 0,52$, грунт среднепучинистый.

По степени пучинистости данные образцы суглинка – сильнопучинистые.

Также в процессе лабораторных исследований определяли миграционное водонакопление для этих грунтов. Результаты изменения влажности ($W_{пр}$) образцов приведены в табл. 2.

Так, для мягкопластичной глины природная влажность до промораживания составила $W = 31\%$, после промерзания влажность составила $W = 38\%$, т.е. его влажность увеличилась на $22,5\%$, а для твердой глины влажность возросла на 15% .

В дальнейшем предполагается исследование зависимостей миграционного водонакопления и деформации пучения от давления на грунт.

Для образцов суглинка мороженой структуры были проведены компрессионные испытания

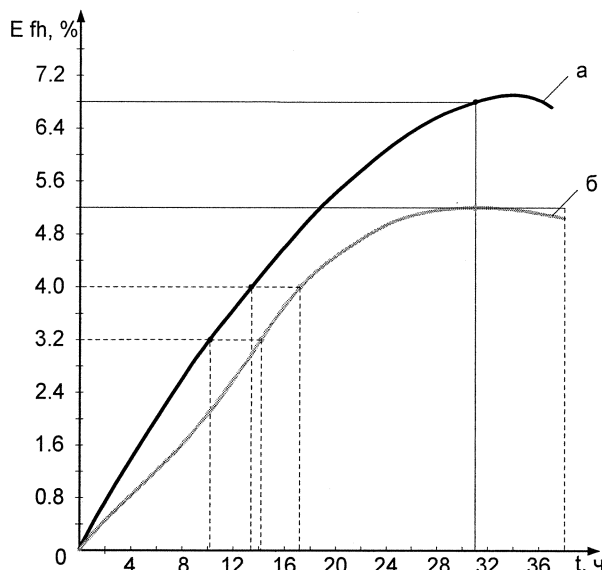


Рис. 2. Экспериментальная зависимость деформаций морозного пучения от структуры грунта: а – монолитная, б – нарушенная структура

при оттаивании, в сравнении с испытаниями образцов, суглинка в естественных условиях.

Результаты, полученные в ходе испытаний образцов суглинка, приведены в табл. 3.

Графическая интерпретация полученных результатов испытания грунтов на сжатие приведена на рис. 3.

По графику изменения относительной осадки во времени видно, что при промораживании суглинка его осадка при оттаивании значительно превышает величину морозного пучения, а время оттаивания в несколько раз меньше, чем длительность морозного пучения. Это приводит к неравномерным деформациям системы «основание – здание» и повреждению сооружения.

Подобные исследования приведены в работах [8, 10, 11] и хорошо согласуются с нашими исследованиями в этой области.

Лабораторные исследования выявили отдельные недостатки нового прибора ЮУрГУ. Так, из-за недостаточной герметичности установки, возникали трудности, связанные с эксплуатацией прибора, перебои в работе блока автоматического

Таблица 2

Образцы грунта	Суглинок (монолит)	Суглинок (нарушен.)	Глина твердая	Глина полутвердая	Глина мягкопластичная
до испытаний	0,28	0,30	0,20	0,27	0,31
после испытаний	0,34	0,35	0,23	0,44	0,38

Таблица 3

Характеристики	Мороженная структура	Естественная структура
Влажность по кольцу	0,35	0,23
Коэффициент пористости e	0,790	0,831
Коэффициент пористости e (после компрессии)	0,674	0,694
Компрессионный модуль деформации E , МПа	5,2	2,8

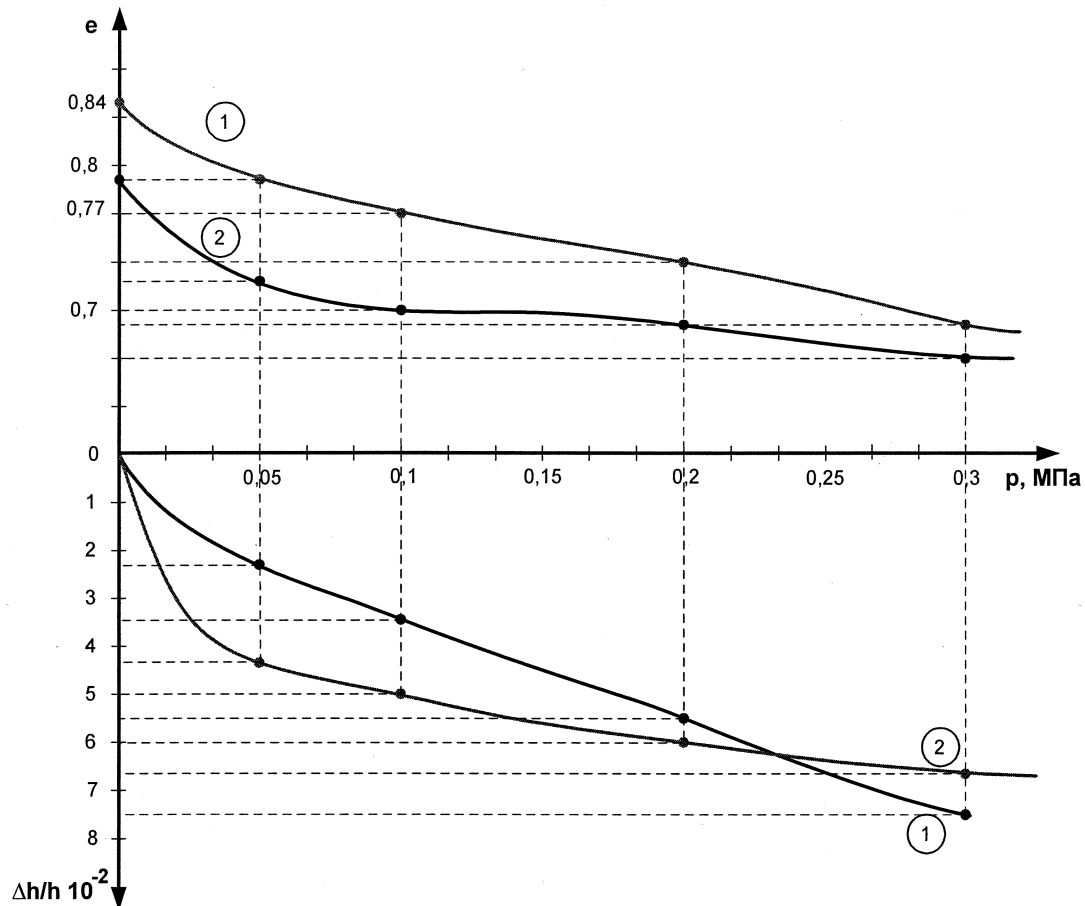


Рис. 3. Графическая интерпретация результатов испытаний образцов суглинка элювиального на сжатие: 1 – образец естественной структуры, 2 – образец после промораживания, e – коэффициент пористости, $\Delta h/h$ – относительная осадка образца

терморегулирования приводили к неравномерному промерзанию образцов, образованию ледяных прослоек до 10 мм. Также конструкцией не предусмотрено удобное извлечение образца с целью изучения его криогенной структуры.

С учетом выявленных недостатков и внесенных авторами предложений по усовершенствованию конструкции, установка была доработана.

Внесенные предложения:

1. Выполнить обойму под образцы в форме, состоящей из шести пластиковых колец, высотой по 25 мм с пазами для соединения колец между собой. Кольца обеспечивают свободу деформаций и исключают влияние сил трения и смерзания грунта со стенками.

2. Для удобного извлечения образцов сделать кожух из двух раскрывающихся частей.

3. В кожухе прибора сделать направляющие для удобной установки колец.

4. Заменить индикаторы часового типа на датчики линейных перемещений для полной автоматизации контроля процесса испытаний.

5. Сделать возможным изменение скорости промерзания, что позволит изучать зависимости относительной деформации от скорости перемещения фронта промерзания.

Выводы

Разработанный прибор конструкции ЮУрГУ для нахождения величины морозного пучения грунта от давления и способ ее определения позволяют:

- определять характеристики морозного пучения по ГОСТу;
- обеспечить III уровень точности в соответствии с рекомендациями ISSMGE, необходимый для проектирования сооружений на морозоопасных основаниях.

Данный прибор прошел испытания в лаборатории кафедры «СКИИС» и может быть рекомендован к использованию в учебном процессе для проведения лабораторных работ по курсу «Механика грунтов».

Литература

1. Орлов, В.О. Принципы расчета фундаментов на пучинистых грунтах / В.О. Орлов // Проблемы механики грунтов и инженерного мерзлотоведения. – М., 1990. – С. 187–198.
2. Невзоров, А.Л. Фундаменты на сезонно-промерзающих грунтах / А.Л. Невзоров. – М.: Изд-во АСВ, 2000. – 151 с.
3. ГОСТ 25100–95. Грунты. Классификация.

Научно-методический раздел

4. ТСН 50–303–99. Проектирование и устройство мелкозаглубленных фундаментов малоэтажных жилых зданий в Московской области.

5. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений. – М.: Стройиздат, 1986.

6. Рекомендации по проектированию и расчету мелкозаглубленных фундаментов на пучинистых грунтах. – М.: Стройиздат, 1985. – 60 с.

7. Казанцев, В.С. Определение относительной деформации морозного пучения грунтов в лабораторных условиях прибором ЮУрГУ / В.С. Казанцев // Достижения, проблемы и перспективные направления развития и практики механики грунтов и фундаментостроения. Академические чтения по геотехнике. – Казань: Изд-во Казанского государственного архитектурно-строительного университета, 2006. – С. 174.

8. Абжалимов, Р.Ш. Лабораторные исследования морозного пучения / Р.Ш. Абжалимов // ОФМГ. – 1982. – № 5. – С. 20–22.

9. ГОСТ 28622–90. Грунты. Метод лабораторного определения степени пучинистости.

10. Голли, О.О. Интегральные закономерности морозного пучения грунтов и их использование при решении инженерных задач в строительстве / О.О. Голли. – СПб.: ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева, 2000. – 46 с.

11. Малышев, М.А. Влияние сезонного промерзания и оттаивания глинистых грунтов на работу оснований и фундаментов / М.А. Малышев, В.В. Фурсов // ОФМГ. – 1982. – № 3. – С. 16–18.

12. ГОСТ 12248–96. Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости.

Поступила в редакцию 29 июня 2009 г.

Сведения об авторах

Алилуев Максим Владимирович. Инженер, начальник проектного отдела ООО «СК – Проект».

Область научных интересов: сборно-монолитные железобетонные здания.

Aliluev Maksim Vladimirovich. Engineer, Chief of the planning department of ООО “SK – Project”.

Professional interests: the composite ferroconcrete buildings.

Байбурин Альберт Халитович. Канд. техн. наук, профессор кафедры «Технология строительного производства» Южно-Уральского государственного университета.

Область научных интересов: контроль и оценка качества в строительстве; повышение эффективности технологических процессов.

Контактный телефон: 8(351)2679183.

Bayburin Albert Khalitovitch. Candidate of technical sciences, Professor at the Building Technology department of South Ural State University.

Professional interests: control and evaluation of building quality; improving the efficiency of technological processes.

Contact phone: 007(351)2679183.

Бирюков Александр Юрьевич. Инженер, адъюнкт кафедры «Строительные конструкции, механика твердого тела» Тольяттинского военного технического института.

Область научных интересов: разработка и совершенствование способов усиления железобетонных конструкций и методов их расчета.

Контактный телефон: 89270248026.

Alexander U. Biryukov. Engineer, junior scientific assistant of the Building Structures, Mechanics of Rigid Body department of the Tolyatti Military Technical University.

Professional interests: design and development of methods of reinforcing of reinforced concrete construction and methods of its calculation.

Contact phone: 0079270248026.

Дегтярь Светлана Леонидовна. Ассистент, аспирант кафедры «Теплогазоснабжение и вентиляция» Южно-Уральского государственного университета, г. Челябинск.

Область научных интересов: моделирование теплового режима здания.

Контактный телефон: 8(351)2679144.

Degtyar Svetlana Leonidovna. Assistant, postgraduate of the Heat and Gas Supply and Ventilation department of South Ural State University, Chelyabinsk.

Professional interests: modelling of heating processes in buildings.

Contact phone: 007(351)2679144.

Ермакова Анна Витальевна. Канд. техн. наук, доцент кафедры «Строительные конструкции и инженерные сооружения» ЮУрГУ.

Область научных интересов: нелинейный расчет железобетонных конструкций методом конечных элементов (МКЭ) и разрабатываемым методом дополнительных конечных элементов (МДКЭ).

Anna Vitalievna Ermakova. Candidate of technical sciences, associated professor of the Building and Engineering Structures department of the South Ural State University.

Professional interests: the nonlinear design of reinforced concrete structures by means of Finite Element Method (FEM) and the being developed Additional Finite Element Method (AFEM).

Карякин Анатолий Андреевич. Профессор кафедры «Строительные конструкции и инженерные сооружения», канд. техн. наук.

Область научных интересов: метод конечных элементов, численный анализ конструкций, многоэтажные железобетонные здания, сцепление арматуры с бетоном.

Место работы: 454080, г. Челябинск, Южно-Уральский государственный университет, пр. Ленина, 76-616. Рабочий телефон: 8 (351) 2679373.

Karyakin Anatoly Andreevich. Professor at the Building and Engineering Structures department, candidate of technical sciences.

Professional interests: final element method, numerical analysis of constructions, multistorey ferroconcrete buildings, bond of the reinforcement with the concrete.

Place of employment: 454080, Chelyabinsk, SUSU, 76 Lenina prospect, office 616. Office phone: 007(351)2679373.

Крамар Людмила Яковлевна. Д-р техн. наук, профессор кафедры «Строительные материалы» ЮУрГУ.

Область научных интересов: исследование долговечности строительных материалов, физхимия процессов гидратации и структурообразования вяжущих веществ, материалы на основе магнезиальных вяжущих.

E-mail: kramar-l@mail.ru

Kramar Liudmila Yakovlevna. Doctor of Engineering, Professor at the Construction Materials department of SUSU.

Professional interests: research of construction materials life duration, physical chemistry of aqutation and structure formation processes of binding materials, materials on the basis of magnesia cement.

E-mail: kramar-l@mail.ru

Курицын Борис Николаевич. Д-р техн. наук, профессор, зав. кафедрой «Теплогазоснабже-

Сведения об авторах

ние и вентиляция» Саратовского государственного технического университета.

Контактный телефон: 8 845 2 525797.

E-mail: tgs@sstu.ru

Kuritsin Boris Nikolaevich. Doctor of technical science, Professor, Head of the Heat and Gas Supply and Ventilation department of Saratov State Technical University.

Contact phone: 007 845 2 525797.

E-mail: tgs@sstu.ru

Максимов Федор Александрович. Ассистент кафедры «Строительные конструкции и инженерные сооружения» ЮУрГУ.

Область научных интересов: исследования механизма морозного пучения в глинистых грунтах, методы расчета несущей способности и осадки инъекционных свай в глинистых грунтах.

Maximov Fyodor Alexandrovitch. Assistant at the Building and Engineering Structure department of SUSU.

Professional interests: studying the mechanism of frost heaving in clayey grounds, methods of calculating the carrying capacity and upset of injection piling in clayey grounds.

Малясова Елена Николаевна. Старший преподаватель кафедры «Строительные конструкции и инженерные сооружения» Южно-Уральского государственного университета.

Область научных интересов: проектирование, строительство и эксплуатация автомобильных дорог и искусственных сооружений на них.

Контактный телефон: 8(351)2679373.

Elena N. Maljasova. Senior lecturer of the Building and Engineering Structures department of South Ural State University.

Professional interests: design, construction and operation of roads and structures.

Contact phone: 007(351)2679373.

Никоноров Станислав Валерьевич. Канд. техн. наук, доцент кафедры «Технология строительного производства» ЮУрГУ.

Область научных интересов: контроль и оценка качества строительно-монтажных работ, вероятностно-статистические методы в проектировании строительных технологий.

Контактный телефон: 8 9193383916.

E-mail: nikonorov-sv@mail.ru

Nikonorov Stanislav Valerjevitch. Candidate of technical sciences, associate professor of the Building Technology department of SUSU.

Professional interests: control and estimation of quality of civil and erection works, probable-statistic methods in designing the building technologies.

Contact phone: 007 9193383916.

E-mail: nikonorov-sv@mail.ru

Орлов Александр Анатольевич. Аспирант кафедры «Строительные материалы» ЮУрГУ.

Область научных интересов: модифицирование магнезиального вяжущего различными добавками, использование техногенного сырья в производстве строительных материалов.

E-mail: kosheen_s@mail.ru

Orlov Alexander Anatolievich. Post-graduate student at the Construction Materials department of SUSU.

Professional interests: retrofitting of magnesia cement with various admixtures, application of anthropogenic raw materials to production of construction materials.

E-mail: kosheen_s@mail.ru

Осипова Наталия Николаевна. Канд. техн. наук, доцент. Доцент кафедры «Теплогасоснабжение и вентиляция» Саратовского государственного технического университета.

Контактные телефоны: раб. 8 845 2 525797, сот. 89172178751.

E-mail: tgs@sstu.ru ; osnat75@mail.ru

Osipova Nataliya Nikolaevna. Candidate of technical sciences, associate professor. Associate professor at the Heat and Gas Supply and Ventilation department of Saratov State Technical University

Contact phone: 007 845 2 525797, Mobile: 8 9172178751.

E-mail: tgs@sstu.ru ; osnat75@mail.ru

Панферов Владимир Иванович. Д-р техн. наук, профессор, заведующий кафедрой «Теплогасоснабжение и вентиляция» Южно-Уральского государственного университета, г. Челябинск.

Область научных интересов: моделирование теплового режима здания, тепловые и гидравлические режимы теплоснабжающих систем зданий.

Контактный телефон: 8(351)2679144.

Panferov Vladimir Ivanovich. Doctor of technical sciences, Professor. Head of the Heat and Gas Supply and Ventilation department of South Ural State University, Chelyabinsk.

Professional interests: modelling of heating processes in buildings, heating and hydraulic processes in engineering systems of buildings.

Contact phone: 007(351)2679144.

Попп Павел Валерьевич. Аспирант кафедры СКИИС.

Область научных интересов: метод конечных элементов, сборно-монолитные железобетонные и крупнопанельные многоэтажные здания.

Место работы: 454080, г. Челябинск, ЮУрГУ, пр. Ленина, 76-609. Рабочий телефон: 8(351)2679294.

Popp Pavel Valeryevich. Postgraduate student of the Building and Engineering Structures department. Professional interests: final element method, composite ferroconcrete and large-penal multistorey buildings.

Place of employment: 454080, Chelyabinsk, SUSU, 76 Lenina prospect, office 609. Office phone: 007(351)2679294.

Смирнова Людмила Владимировна. Аспирант кафедры «Теплогасоснабжение и вентиляция» Саратовского государственного технического университета.

Контактный телефон: раб. 8 845 2 525797.

E-mail: tgs@sstu.ru

Smirnova Liudmila Vladimirovna. Post-graduate student at the Heat and Gas Supply and Ventilation department of Saratov State Technical University.

Contact phone: 007 845 2 525797.

E-mail: tgs@sstu.ru

Соловьев Борис Васильевич. Канд. техн. наук, доцент Южно-Уральского государственного университета.

Область научных интересов: проектирование и эксплуатация инженерных сооружений в транспортном строительстве.

Boris V. Soloviev. Candidate of technical sciences, associate professor of South Ural State University.

Professional interests: design and operation of engineering structures in the transport construction.

Сонин Сергей Анатольевич. Доцент кафедры СКИИС, канд. техн. наук.

Область научных интересов: метод конечных элементов, сборно-монолитные железобетонные конструкции.

Место работы: 454080, г. Челябинск, ЮУрГУ, пр. Ленина, 76-616. Рабочий телефон: 8(351)2679373.

Sonin Sergey Anatolyevich. Associate professor of the Building and Engineering Structures department, candidate of technical sciences.

Professional interests: final element method, composite ferroconcrete constructions.

Place of employment: 454080, Chelyabinsk, SUSU, 76 Lenina prospect, office 616. Office phone: 007(351)2679373.

Терешина Ольга Борисовна. Ассистент кафедры архитектуры ЮУрГУ.

Область научных интересов: история и теория архитектуры, реставрация и сохранение памятников архитектуры, ротондальное культовое зодчество.

Контактный телефон: 8 9085732829.

E-mail: tob@susu.ac.ru

Tereshina Olga Borisovna. Assistant at the Architecture department of SUSU.

Professional interests: history and theory of architecture, restoration and preservation of architectural monuments, rotundal cultural architecture.

Contact phone: 007 9085732829.

E-mail: tob@susu.ac.ru

Теряник Владимир Васильевич. Канд. техн. наук, профессор кафедры «Строительные конструкции, механика твердого тела» Тольяттинского военного технического института.

Область научных интересов: разработка и совершенствование способов усиления железобетонных конструкций и методов их расчета.

Контактный телефон: 8 9608368971.

Vladimir V. Teryanik. Candidate of technical science, Professor of the Building Structures, Mechanics of Rigid Body department of the Tolyatti Military Technical University.

Professional interests: design and development of methods of reinforcing of reinforced concrete construction and methods of its calculation.

Contact phone: 007 9608368971.

Толмачев Эдуард Львович. Канд. техн. наук, доцент кафедры «Строительные конструкции и инженерные сооружения» ЮУрГУ.

Область научных интересов: исследование свойств грунтов, проектирование оснований и фундаментов, обследование и усиление фундаментов реконструируемых зданий.

Tolmatchev Eduard Lvovitch. Candidate of technical sciences, associate professor at the Building and Engineering Structure department of SUSU.

Professional interests: studying ground properties, design of foundations, surveying and reinforcement of foundations of the buildings under reconstruction.

Трофимов Борис Яковлевич. Д-р техн. наук, профессор, советник РАН, заведующий кафедрой «Строительные материалы» ЮУрГУ.

Область научных интересов: повышение стойкости железобетонных конструкций путем регулирования структуры бетонов за счет модифицирования продуктов гидратации минерального вяжущего для увеличения их дисперсности и стабильности в условиях агрессивного воздействия внешней среды.

E-mail: tbya@mail.ru

Trofimov Boris Yakovlevich. Doctor of Engineering, Professor, councillor of the Russian Academy of Sciences, Head of the Construction Materials department of SUSU.

Professional interests: enhancement of reinforced concrete structures endurance with regulation of concrete structures due to retrofitting of magnesia cement aqutation products to increase their dispersity and stability in conditions of environment attack.

E-mail: tbya@mail.ru

Хомич Вера Алексеевна. Доцент кафедры «Инженерная экология и химия» Сибирской государственной автомобильно-дорожной академии.

Область научных интересов: структуроформирующие и пуццолановые ультрадисперсные добавки к строительным материалам; структурообразование на наноуровне.

Контактный телефон: 8(3812)650688.

Khomich Vera Aleecseevna. Associate professor of the Engineering Ecology and Chemistry department of Siberian State Automobile and Highway Academy.

Professional interests: gel-forming and poz-zolanic admixtures for building materials and structure formation at nano-level.

Contact phone: 007(3812)650688.

Сведения об авторах

Черных Тамара Николаевна. Доцент кафедры «Строительные материалы» ЮУрГУ.

Область научных интересов: магнезиальные и сульфатные вяжущие и материалы, использование техногенного сырья в производстве строительных материалов.

E-mail: chernyh_tn@mail.ru

Chernyh Tamara Nikolaevna. Associate professor at the Construction Materials department of SUSU.

Professional interests: magnesia and sulfate cement and materials, application of anthropogenic raw materials to production of construction materials.

E-mail: chernyh_tn@mail.ru

Эмралиева Светлана Анатольевна. Старший преподаватель кафедры «Инженерная эко-

логия и химия» Сибирской государственной автомобильно-дорожной академии.

Область научных интересов: изучение особенностей ультрадисперсных пуццолановых добавок, их влияния на эксплуатационные характеристики строительных растворов на основе портландцемента.

Контактный телефон: 8(3812)650688.

Emralieva Svetlana Anatolievna. Senior assistant of the Engineering Ecology and Chemistry department of Siberian State Automobile and Highway Academy.

Professional interests: research of properties of superdispersed pozzolanic admixtures and their effect on operational properties of building mortars on the base of Portland cement.

Contact phone: 007(3812)650688.

ТРЕБОВАНИЯ К ПУБЛИКАЦИИ МАТЕРИАЛОВ

1. В редакцию предоставляется печатный вариант статьи и ее электронная версия (документ Microsoft Word), экспертное заключение о возможности опубликования работы в открытой печати, сведения об авторах (Ф.И.О., место работы, ученая степень, звание и должность, контактная информация (телефон, e-mail)).

2. Один автор может опубликовать в одном сборнике не более двух статей.

3. Структура статьи: УДК, название, список авторов, аннотация (не более 500 знаков), список ключевых слов, текст работы, литература (ГОСТ 7.1–2003). На отдельной странице приводятся название, аннотация, список ключевых слов и сведения об авторах на английском языке.

4. Параметры набора. Поля: зеркальные, верхнее – 23, нижнее – 23, левое – 22, правое – 25 мм. Шрифт – Times New Roman, кегль – 14. Отступ красной строки 0,7 см, интервал между абзацами 0 пт, межстрочный интервал – полуторный. Рисунки и схемы должны быть сгруппированы и иметь названия.

5. Адрес редакции научного журнала «Вестник ЮУрГУ» серии «Строительство и архитектура»: Россия, 454080, г. Челябинск, пр. им. В.И. Ленина, 76, Южно-Уральский государственный университет, ауд. 612. Тел./факс (351) 267-91-71, ответственному редактору профессору Асташкину Владимиру Михайловичу, ответственному секретарю Кравченко Татьяне Александровне.

6. Полную версию правил подготовки рукописей и пример оформления можно загрузить с сайта ЮУрГУ (<http://www.susu.ac.ru>), следуя ссылкам: «Научные исследования», «Издательская деятельность», «Вестник ЮУрГУ», «Серии».

7. Плата с аспирантов за публикацию рукописей не взимается.

**ВЕСТНИК
ЮЖНО-УРАЛЬСКОГО
ГОСУДАРСТВЕННОГО УНИВЕРСИТЕТА**

№ 35(168) 2009

**Серия
«СТРОИТЕЛЬСТВО И АРХИТЕКТУРА»
Выпуск 9**

Редактор Е.П. Павлухина
Компьютерная верстка С.В. Буновой

Издательский центр Южно-Уральского государственного университета

Подписано в печать 10.10.2009. Формат 60×84 1/8. Печать цифровая.

Усл. печ. л. 7,44. Уч.-изд. л. 7,5. Тираж 500 экз. Заказ 437/474.

Отпечатано в типографии Издательского центра ЮУрГУ. 454080, г. Челябинск, пр. им. В.И. Ленина, 76.