

MIESIĘCZNIK
POŁOCKI.

Т о м I.
Р о к 1818.

*«Вестник Полоцкого государственного университета»
продолжает традиции первого в Беларуси литературно-
научного журнала «Месячник Полоцкий».*

ВЕСТНИК ПОЛОЦКОГО ГОСУДАРСТВЕННОГО УНИВЕРСИТЕТА
Серия F. Строительство. Прикладные науки

В серии F научно-теоретического журнала публикуются статьи, прошедшие рецензирование, содержащие новые научные результаты в области геодезии, геоэкологии, экологической безопасности строительства и городского хозяйства, строительства и архитектуры.

ВЕСНІК ПОЛАЦКАГА ДЗЯРЖАУНАГА УНІВЕРСІТЭТА
Серыя F. Будаўніцтва. Прыкладныя навукі

У серыі F навукова-тэарэтычнага часопіса друкуюцца артыкулы, якія прайшлі рэцэнзаваанне і змяшчаюць новыя навуковыя вынікі ў галіне геадэзіі, геаэкалогіі, экалагічнай бяспекі будаўніцтва і гарадской гаспадаркі, будаўніцтва і архітэктуры.

HERALD OF POLOTSK STATE UNIVERSITY
Series F. Civil engineering. Applied sciences

The F series of the scientific and theoretical journal publishes peer-reviewed articles containing new scientific results in the field of geodesy, geoecology, environmental safety of construction and urban economy, construction and architecture.

Журнал входит в Российский индекс научного цитирования.

Адрес редакции:
Полоцкий государственный университет, ул. Блохина, 29, г. Новополоцк, 211440, Беларусь
тел. + 375 (214) 59 95 41, e-mail: vestnik@psu.by

Отв. за выпуск: *А.М. Нияковский.*
Редактор *А.А. Прадидова.*

Подписано к печати 29.12.2021. Бумага офсетная 80 г/м². Формат 60×84¹/₈. Цифровая печать.
Усл. печ. л. 16,97. Уч.-изд. л. 20,46. Тираж 100 экз. Заказ 888.

**Памяти заслуженного деятеля науки Республики Беларусь,
лауреата премий Совета Министров БССР и Совета Министров Республики Беларусь,
доктора технических наук, профессора Тимофея Максимовича ПЕЦОЛЬДА**



7 октября 2021 года на восемьдесят седьмом году жизни скончался Тимофей Максимович Пецольд – крупнейший ученый Республики Беларусь в области теории и практики железобетона, доктор технических наук, профессор, заслуженный деятель науки Республики Беларусь, лауреат премий Совета Министров БССР и Совета Министров Республики Беларусь.

Тимофей Максимович родился в Минске 25 октября 1934 года в семье педагогов и медиков. В 1953 году он окончил среднюю школу № 4 города Минска и поступил на строительный факультет Белорусского политехнического института на специальность «Промышленное и гражданское строительство».

В 1958 году, после успешного окончания обучения, был направлен на работу в институт строительства и архитектуры АН БССР (ИСиА АН БССР), созданный в 1957 году и возглавляемый профессором С.С. Атаевым. Заместителем директора по научной работе в то время был доцент Н.П. Фролов. Эти талантливые ученые сыграли в жизни Тимофея Максимовича важную роль, стали для него примером высочайшей культуры, порядочности и человечности.

В 1968 году Тимофей Максимович Пецольд защитил кандидатскую диссертацию в области исследования работы гибких сжатых предварительно напряженных колонн (научные руководители – проф. Г.И. Бердичевский и канд. техн. наук А.А. Светов из НИИЖБ). В последующий период работы в ИСиА (уже Госстроя БССР) с уча-

стием и под руководством Т.М. Пецольда был проведен большой объем разработок и испытаний новых железобетонных конструкций (железобетонные конструкции из центрифугированного бетона, плиты типа «динакор», безраскосные предварительно напряженные фермы, блок-комнаты объемного домостроения, конструкции новых серий каркасов РИИ-20 и ИИИ-04 и др.).

За период деятельности Тимофея Максимовича под его руководством выполнен большой объем научных, проектных работ, разработаны нормативные документы в области строительства, в том числе впервые гармонизированные с европейскими нормами.

На базе проведенных многогранных исследований формировалась научная школа в области теории и практики железобетона, новых конструктивных систем зданий и сооружений, возглавляемая Тимофеем Максимовичем. Под его научным руководством защищены 25 кандидатских диссертаций, в том числе 6 – иностранными аспирантами; 6 докторских диссертаций.

Тимофей Максимович являлся научным руководителем проектирования и строительства Национальной библиотеки Республики Беларусь и торгово-общественного центра «Столица» на пл. Независимости в Минске; научным консультантом проектирования и строительства многофункционального культурно-спортивного комплекса «Минск-арена»; научным руководителем разработок новых конструктивных систем и технологий строительства жилых зданий индустриального домостроения с применением железобетонных конструкций безопалубочного формования. Также он возглавлял экспертный совет в области строительства и энергетики Государственного комитета по науке и технологиям Республики Беларусь.

Тимофей Максимович был высоким профессионалом своего дела. Его отличали исключительная порядочность, удивительные человеколюбие и интеллигентность, доброжелательность, отзывчивость, которые сочетались с твердостью, настойчивостью и принципиальностью в работе.

Для Полоцкого государственного университета Т.М. Пецольд подготовил 1 доктора наук и 4 кандидатов наук, возглавлял государственную аттестационную комиссию кадров высшей квалификации, выступал перед студентами и преподавателями с открытыми лекциями. За плодотворную работу в подготовке кадров Тимофей Максимович награжден нагрудными знаками нашего университета.

Редакционная коллегия и коллектив редакции журнала «Вестник Полоцкого государственного университета» выражают соболезнования родным и близким Тимофея Максимовича Пецольда и скорбят вместе с ними. Память об этом талантливом ученом, замечательном человеке трепетно хранят его ученики, друзья, соратники, специалисты в области бетона и железобетона.

ГЕОДЕЗИЯ

УДК 528.2/550.834

ТОПОГРАФО-ГЕОДЕЗИЧЕСКОЕ ОБЕСПЕЧЕНИЕ СЕЙСМОРАЗВЕДОЧНЫХ РАБОТ

Ю.Г. СЕНЬКО

*(Управление полевых сейсморазведочных работ РУП «Производственное объединение «Белоруснефть»,
Полоцкий государственный университет)*

М.В. ВОЛОШИНА

(Полоцкий государственный университет)

В работе описана общая последовательность выполнения топографо-геодезических работ при сейсмической разведке, их назначение, требования к точности выполнения, применяемые геодезические приборы, методы, программное обеспечение.

Ключевые слова: сейсморазведка, разбивочно-привязочные работы, сейсмические профили, ГНСС-оборудование, программные продукты.

Введение. Такие геофизические методы как электроразведка, сейсморазведка, магнитная и гравиметрическая разведки широко используются при выполнении инженерно-геологических изысканий [1; 2]. При этом сейсморазведка является основным геофизическим методом при изучении глубинного строения Земли, поисках и разведке полезных ископаемых, инженерных изысканиях. Она основана на изучении распространения возбуждаемых искусственно упругих волн в земной коре и верхней мантии [2; 3].

Организация сейсморазведочных работ осуществляется таким образом, чтобы при наименьших затратах времени и средств получить максимально достоверные геологические результаты. Типичная структура сейсморазведочной партии включает следующие отряды (бригады): топографические, собственно сейсмические, взрывные, буровые, камеральные, административно-хозяйственные [3; 4].

Основными задачами топографо-геодезического обеспечения сейсморазведочных работ являются:

- своевременное и качественное обеспечение топографическими картами (планами), аэрокосмическими материалами, топографическими основами специальных карт;
- подготовка на местности сети точек геологоразведочных наблюдений и соответствующее сопровождение этих наблюдений в процессе геологоразведочного производства;
- определение плано-высотного положения объектов сейсморазведочных наблюдений, геофизических и других пунктов и точек [5].

В соответствии с указанными задачами выполняются следующие виды работ при топографо-геодезическом обеспечении геологоразведочных работ [5]:

- создание геодезической основы для геологоразведочных работ;
- топографические съемки в масштабах 1:5000 и крупнее;
- разбивочно-привязочные работы;
- маркшейдерские работы;
- создание топографических основ;
- разные сопутствующие работы.

Эффективность сейсморазведки непосредственно зависит от качества его топографо-геодезического обеспечения, т.е. насколько точно определено в координатном пространстве положение точек взрыва и сейсмоприемников, настолько точно будет определено положение геоструктур (отражающих горизонтов, разломов, блочных структур и т.д.) [6; 7]. В связи с этим в последние годы нормативные требования к качеству геодезического обеспечения сейсморазведки ужесточены [7].

Целью данной статьи является изучение требований технических нормативно-правовых актов, анализ методов и технологии геодезического сопровождения сейсморазведочных работ с использованием современных геодезических приборов и программных продуктов для обработки данных.

Основная часть. Основными техническими нормативно-правовыми актами, регулирующими порядок выполнения сейсморазведочных работ, их топографо-геодезического обеспечения в Республике Беларусь являются ТКП 17.04-26-2011, ТКП 17.04-24-2010, ТКП 17.04-51-2013 и др.

Согласно ТКП 17.04-26-2011 [3], в зависимости от типа используемых волн различают метод отраженных волн и метод преломленных волн. В свою очередь эти методы подразделяются на моноволновые методы, т.е. основанные на регистрации волн одного типа, и многоволновые, т.е. предусматривающие совместное использование волн различных типов. В зависимости от условий проведения работ, характера решаемых задач, приемов регистрации, обработки и интерпретации волнового поля сейсморазведка бывает сухопутная и мор-

ская, наземная и скважинная, профильная и площадная, двумерная и трехмерная, многокомпонентная и поляризованная. По целевому назначению различают сейсморазведку нефтегазовую, рудную, угольную и инженерно-геологическую [2; 3]. Двумерная сейсморазведка (2D) предназначена для изучения строения земной коры по отдельным направлениям (профилям) или по сети профилей, трехмерная сейсморазведка (3D) проводится в основном на этапе детализационных исследований для получения непрерывных пространственных характеристик изучаемых объектов. Топографо-геодезические и картографические материалы применяются на всех стадиях сейсмогеологических работ: при проектировании сети профилей, выносе в натуру проектного положения, планово-высотной привязке в полевых условиях, построении геологических отчетных карт, обработке данных [7].

Топографо-геодезические работы в сейсмической партии заключаются в первую очередь в подготовке, разбивке на местности и привязке сети профилей с обозначением на них пунктов возбуждения (взрыва) (ПВ) и пунктов расположения сейсмоприемников – пунктов приема (ПП), определении координат и высот этих точек и составлении вертикального разреза по линии профиля, в составлении топографической основы для сейсмических карт и профилей, а также подготовке трасс и просек для передвижения сейсмической аппаратуры, бурового и взрывного оборудования [5].

Требования к точности, согласно [5], зависят от применяемого метода сейсморазведки, этапа и вида работ. При сейсморазведочных работах должны соблюдаться условия, приведенные в таблице.

Таблица. – Средняя квадратическая погрешность (СКП) определения планового и высотного положения пунктов наблюдений при сейсморазведочных работах [5]

Методы	СКП определения положения пунктов наблюдения	
	в плане (мм в м-бе отчетной карты)	по высоте, м
КМПВ, сейсмозондирование, МПЗ	0,8	5
МОВ, ОГТ, ВСП сейсмокаротаж	0,8	2
Объемная сейсморазведка	0,8	1,5

Примечание. Величины погрешностей взаимного положения сейсмоприемников обосновываются в проекте на сейсморазведочные работы. Для методов малоглубинной высокоразрешающей сейсморазведки СКП определения положения пунктов наблюдения обосновывается в проекте.

Однако, учитывая возможности современных геодезических приборов и методов, работы выполняются значительно точнее. Кроме того, заказчик может быть заинтересован в более высокой точности выполнения работ, тогда соответствующие дополнительные расчеты приводятся в проектно-сметной документации.

Рассмотрим последовательность топографо-геодезических работ при сейсморазведке современными методами. Сейсморазведочные работы осуществляются по проектам. Основанием для проектирования сейсморазведочных работ является геологическое и техническое задания на конкретный объект [3; 4]. Геологическое задание является основанием для выдачи технического задания [3]. Техническое задание на проектирование полевых сейсморазведочных работ включает основание выдачи задания, границы объекта геологического интереса, параметры методики полевых наблюдений и их величины, точность плановой привязки ПП и ПВ и т.п. Для проектирования необходимы сведения о наличии водоохраных зон, ареалов произрастания ценных пород деревьев, охранных зон технических объектов, объектов подземной и наземной инфраструктуры. Используя эти сведения, а также топокарты необходимого масштаба, выполняют подготовку, а затем в поле разбивку и привязку сети сейсмопрофилей и просек [1].

Для оптимального размещения проектных сейсмических профилей и обеспечения последующей точной привязки пунктов геофизических наблюдений производится сбор и анализ топогеодезических данных [3]:

- топографических карт масштаба не мельче М 1:50 000;
- топографо-геодезических материалов работ прошлых лет;
- современных аэро- и космических снимков;
- данных лесоустроительных организаций о местоположении квартальных лесных просек, характеристике лесного покрова и т.д.;
- данных природоохранных ведомств о расположении охранных зон;
- современных данных о техногенных эксклюзивных зонах;
- других сведений, позволяющих оптимизировать систему наблюдений и технологию работ.

Одновременно с составлением проекта проводят необходимые согласования с землепользователями и другими заинтересованными организациями, объекты которых расположены в районе работ (трубопроводы, электрические линии, кабели, мелиоративные системы, леса и т.д.).

На этапе подготовительных топографо-геодезических работ выполняется рекогносцировка местности участка предстоящих работ и определение параметров перехода систем координат. Рекогносцировка осуществляется для осмотра местности, поиска пунктов государственной геодезической сети. Результаты рекогносцировки местности используются при проектировании сети (систем) профилей и отдельных пунктов наблюдений. Рекогносцировка выполняется приблизительно за 2 недели до предстоящих разбивочных работ. Если по требо-

ванию заказчика топографо-геодезические работы проводятся в СК-42, то осуществляется определение параметров перехода в СК-42. Для этого на не менее чем четырех пунктах государственной геодезической сети производятся измерения для определения координат в ITRF-2005.

Обработку результатов измерений и определение параметров перехода систем координат возможно выполнять в ПО Trimble Business Center или аналогичных программных продуктах. Сначала производится свободное уравнивание сети без фиксирования исходных пунктов и применения модели геоида, затем уравнивание сети с исходным пунктом ПДП, настройка системы координат проекта, калибровка по наборам пар координат исходных пунктов в обеих системах координат, сохранение параметров перехода, импорт проекта с полученными параметрами связи в полевые контроллеры, импортирование модели геоида для обеспечения вычисления нормальных высот.

В состав собственно разбивочно-привязочных работ входят [5]:

- перенесение на местность проектного положения магистральных и профильных линий, а также объектов геологоразведочных наблюдений;
- проложение на местности магистральных и профильных линий с разбивкой пикетажа;
- определение плановых координат и высотных отметок пунктов геологоразведочных наблюдений.

На этапе выполнения разбивочно-привязочных работ осуществляется вынос на местность пунктов наблюдений и проведение разбивочно-привязочных работ сейсмических профилей. Основной задачей является подготовка сети наблюдений для съемки 3Д. При этом раздельно подготавливаются сети ПП и ПВ. Для их выноса на местность и определения планового положения в виде профиля используется, как правило, спутниковый метод, съемка в режиме РТК с точностью, указанной в техническом задании. На залесенных участках, где нестабилен прием спутникового сигнала, применяются электронные тахеометры. Выполнение сейсмических исследований в залесенных районах всегда сопровождается большим объемом работ по прорубке просек, что является наиболее слабым звеном во всем комплексе полевых работ. Прорубка просек ведется при инструментальном или глазомерном вешении. Ширина просеки должна соответствовать техническому проекту на выполнение работ [6; 8].

На местности ПГН закрепляются кольями, на которых указывается тип и номер линии, а также номер пикета. При разбивке профиля ведется пикетажный журнал.

Инструментальная привязка плано-высотного положения профилей – наиболее ответственный момент. Он производится после полевых сейсмических исследований и информирует об их фактическом положении [7]. При выполнении разбивочно-привязочных работ осуществляется контроль качества полевых и камеральных работ.

На сегодняшний день для выполнения привязочно-разбивочных работ в сейсморазведке чаще всего используются современные геодезические спутниковые приемники, например, ГНСС-приемники Trimble R7, R8, R10. Рассмотрим некоторые современные дополнительные возможности моделей ГНСС-приемников, способствующие повышению эффективности и производительности работ. Например, приемник Trimble R7 оснащен интерфейсом Bluetooth для беспроводной связи с контроллерами Trimble. Он разработан в соответствии с концепцией Trimble Integrated Surveying. В приемнике Trimble R8 используется технология R-Track, разработанная для точного и надежного позиционирования с ограниченной видимостью неба или под кронами деревьев, что весьма актуально для территорий, где производится сейсморазведка. Основным программным обеспечением в комплекте полевого оборудования Trimble R8 и Trimble R10 в контроллере TSC3 является ПО Trimble Access с модулем Сейсморазведка. Оно разработано специально для геодезического обеспечения наземной сейсморазведки. Основные его достоинства: мощные функции разбивки, включающие навигацию на базе сетки и выбор смещений без вычислений, просмотр запретных зон прямо в поле, уведомления и предупреждения при нахождении оператора в зонах отчуждения [9].

В случае невозможности (наличие препятствий, небезопасности) размещения ПВ и ПП в их проектном положении они могут быть смещены, руководствуясь специальными правилами. На рисунке представлен экран контроллера ГНСС-приемника при выносе точки на Северо-Надвинском участке. Зеленый цвет величин отклонения вдоль и поперек в верхнем правом углу экрана указывает на достижение заданной точности разбивки. Красный цвет сообщения говорит о нахождении точки в зоне отчуждения.



Рисунок. – Вынос проектной точки

С помощью программ Trimble Survey Controller и Trimble Access данные ГНСС и оптической съемки объединяются в едином проекте, а затем файл всего проекта передается в программу обработки, например, в ПО Trimble Business Center [10]. После разбивки данные из программных продуктов Trimble Access и Trimble Business Center можно импортировать непосредственно в GPSeismic.

Для обработки ГНСС-измерений существует достаточно много программных продуктов, среди которых коммерческие (Trimble Business Center, Justin, Leica Geo Office, Topcon/Magnet Tools, Spectrum Survey, Credo GNSS, Ashtech Solutions), научные (Bernese) и некоммерческие (RTK Lib, GPS TK), а также online-сервисы [11]. Однако, при обработке ГНСС-данных, полученных приемником определенного производителя, используют зачастую соответствующее коммерческое программное обеспечение, т.к. оно часто входит в комплект поставки с ГНСС-системой. Так, для обработки данных с приемника Trimble R8 использовалось программное обеспечение Trimble Business Center.

Если сейсморазведка проводится на покрытой лесом территории, то при разбивке профилей целесообразно использовать электронный тахеометр для выноса точек и определения координат, к примеру, Trimble M3 DR. Trimble M3 имеет программное обеспечение для топографии, выноса в натуру, приложения для решения задач координатной геометрии; дальномер может работать как в стандартном режиме при измерении на призму, так и в безотражательном режиме; при включении безотражательного режима работы включается видимый лазерный указатель. Для камеральной обработки полевых данных, полученных при работе с электронным тахеометром, используется программа КРЕДО ДАТ. Она осуществляет камеральную обработку геодезических измерений и результатов постобработки спутниковых измерений разных классов точности [12].

До появления современных геодезических методов и приборов, а именно спутниковых приемников, электронных тахеометров, работы выполнялись значительно более трудозатратными методами. В этом случае при сейсмических исследованиях вешение профилей и отложения на них линий определенной длины (разбивка пикетажа) осуществлялись глазомерно, с помощью бинокля, различных приборов, имеющих диоптры, или теодолита. Разбивка пикетажа выполнялась путем отложения расстояний вдоль профилей с помощью стальных мерных лент, рулеток и тросов. К используемым инструментальным способам относились и относятся засечки, проложения теодолитных и тахеометрических ходов, а также геометрическое и тригонометрическое нивелирование. Традиционные технологии выполнения большинства топографо-геодезических работ характеризовались сложностью их организации и меньшей точностью и производительностью труда. Следствием являлись высокая стоимость и большая продолжительность всего цикла традиционных геодезических работ [8].

К преимуществам применения спутниковых технологий и электронных тахеометров для геодезического обеспечения сейсморазведки среди прочего можно отнести быстрое развитие сетей сгущения геодезической основы, вынос профилей с высокой точностью на местность, автоматизация измерений и обработки данных, возможности производства работ в сложных физико-географических и климатических условиях [8].

Заключение. В целом, к топографо-геодезическому обеспечению геологоразведочных работ устанавливаются все более высокие требования, точность планово-высотной привязки повышается, сроки получения готовых результатов сокращаются [7]. Использование спутниковых технологий позволяет повысить эффективность топографо-геодезических работ при выполнении сейсморазведки. Погрешности измерения параметров физических полей и их дальнейшую количественную интерпретацию необходимо рассматривать лишь в тесной взаимосвязи с точностью определения координат и высот. На всех этапах работ используется высокоэффективное программное обеспечение: для проектирования съемок в сейсморазведке широко используется программный продукт MESA Professional; при обработке ГНСС-данных – специализированное программное обеспечение, зачастую от производителя ГНСС-приемника, как, например, Trimble Business Center; для обработки полевых данных при работе с электронными тахеометрами – КРЕДО ДАТ и т.д. Говоря о современном уровне автоматизации выполнения полевых работ, обработки данных, системного подхода к представлению и анализу разносторонних данных, нельзя не упомянуть о возможностях географических информационных систем для интегрирования данных топографо-геодезической, геолого-геофизической изученности территории, представленных серией карт, геондикационных исследований геодезических данных посредством географических информационных систем. Как отмечается рядом авторов [7; 13], такое представление информации характеризуется комплексностью данных, удобством ее хранения, визуализации, анализа, построения прогнозных моделей.

Что касается технологии геодезического обеспечения сейсморазведочных работ в Республике Беларусь и за рубежом, то во всем мире она имеет схожую структуру, отличается системами координат, применяемыми для производства работ.

ЛИТЕРАТУРА

1. Геодезические работы при геофизической разведке [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://www.mobigeo.ru/geodezicheskie-raboty-pri-geofizicheskoi-razvedke.html>. – Дата доступа: 10.06.2021.
2. Третьяк, А.Я. Применение современных методов сейсморазведки с целью поиска месторождений углеводородного сырья / А.Я. Третьяк, Р.С. Новиков // Известия вузов. Северо-кавказский регион. Технические науки. – 2007. – № 3. – С. 93–96.
3. Охрана окружающей среды и природопользование. Недр. Правила проведения сейсморазведочных работ = Ахова навакольнага асяроддзя і прыродакарастанне. Нетры. Правілы выканання сейсмаразведачных работ : ТКП 17.04-26-2011 (02120). – Введ. 01.05.11. – Минск : Минприроды, 2011. – 71 с.

4. Бондарев, В.И. Сейсморазведка : учеб. для вузов / В.И. Бондарев. – Екатеринбург : Урал. гос. горн. ун-т, 2007. – 698 с.
5. Охрана окружающей среды и природопользование. Недр. Правила по топографо-геодезическому обеспечению геологоразведочных работ = Ахова навакольнага асяроддзя і прыродакарастанне. Нетры. Правілы па тапографо-геадэзічнаму забеспячэнню геалагаразведачных работ : ТКП 17.04-24-2010 (02120). – Введ. 01.03.11. – Минск : Минприроды, 2011. – 56 с.
6. Бударова, В.А. Технология автоматизированной обработки результатов геодезического обеспечения 3D сейсморазведки в Западной Сибири : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 25.00.32 / В.А. Бударова ; Сиб. гос. геодез. акад. – Новосибирск, 2010. – 23 с.
7. Архипова, Т.Д. Топографо-геодезическое обеспечение сейсморазведочных работ / Т.Д. Архипова // Первые междунар. Косыгинские чтения : сб. науч. тр. / Рос. гос. ун-т им. А.Н. Косыгина. – М., 2017. – С. 246–249.
8. Бунцев, И.А. Технология геодезического обеспечения сейсморазведочных работ в залесенной местности : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 25.00.32 / И.А. Бунцев ; Сиб. гос. геодез. акад. – Новосибирск, 2006. – 28 с.
9. TRIMBLE ACCESS – модуль Land Seismic (Сейсморазведка) [Электронный ресурс]. – Режим доступа: http://kmcgeo.com/Products/TrimbleAccess_LandSeismic.htm. – Дата доступа: 04.06.2021.
10. GNSS системы [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://www.trimblegnss.ru/catalog/gnss-sistemy/>. – Дата доступа: 04.06.2021.
11. Малютина, К.И. Сравнение бесплатной программы RTKLIB с коммерческим программным обеспечением для постобработки ГНСС-измерений / К.И. Малютина, С.О. Шевчук // Интерэкспо Гео-Сибирь. – 2017 [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://cyberleninka.ru/article/n/sravnienie-besplatnoy-programmy-rtklib-s-kommercheskim-programmnyim-obespecheniem-dlya-postobrabotki-gnss-izmereniy/viewer>. – Дата доступа: 10.06.2021.
12. КРЕДО ДАТ 5.3 [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://credo-dialogue.ru/produkty/korobochnye-produkty/239-credo-dat-professional-naznachenie.html>. – Дата доступа: 10.06.2021.
13. Martynova, N. Technology of processing of results of geodetic support of 3D seismic survey in the territories of oil and gas fields [Electronic resource] / N. Martynova [et al.] // Revista Espacios. – 2019. – Vol. 40, № 34. – Mode of access: <https://www.revistaespacios.com/a19v40n34/a19v40n34p30.pdf>. – Date of access: 10.06.2021.

Поступила 14.09.2021

TOPOGRAPHIC-GEODETTIC SUPPORT OF SEISMIC EXPLORATION WORKS

Y. SENKO, M. VALOSHYNA

The paper describes the general sequence of topographic and geodetic works in seismic exploration, their purpose, the requirements for accuracy of performance used geodetic instruments, methods, software.

Keywords: *seismic exploration, alignment works, seismic profiles, GNSS equipment, software products.*

ГЕОЭКОЛОГИЯ

УДК 628.2

УПРАВЛЕНИЕ ВОДНЫМИ РЕСУРСАМИ В АГРОГОРОДКЕ КАДИНО

канд. техн. наук, доц. О.К. НОВИКОВА
(Белорусский государственный университет транспорта, Гомель)
А.Ю. ШУБЕРТ
(УП «Минскводоканал»)

Работа посвящена оценке управления водными ресурсами в одном из населенных пунктов Республики Беларусь. На примере агрогородка Кадино Могилевского района приведены результаты оценки технического состояния и анализа эффективности работы систем водоснабжения и канализации. Разработаны рекомендации по реконструкции, базирующиеся на комплексной оценке качества воды в водопроводных сетях, количества проживающих и перспектив увеличения численности населения. Даны предложения по интенсификации работы систем канализации, обеспечивающие снижение отрицательного воздействия на окружающую среду.

Ключевые слова: управление водными ресурсами, обследование, качество воды, система водоснабжения, обезжелезивание, система канализации, сточные воды, очистные сооружения, поля фильтрации, грунтово-растительные площадки.

Введение. Уровень доступа к водоснабжению и канализации, а также управление водными ресурсами в отдельных районах и в целом в стране, обеспечивающее увеличение этого уровня, являются одними из факторов, определяющих качество жизни населения страны.

По данным, приведенным в Государственной программе «Комфортное жилье и благоприятная среда на 2016–2020 г.», обеспеченность централизованными системами водоснабжения городского населения составляет 97,7%, сельского населения – 68,9% (в том числе населения агрогородков (аг.) – 80,7%), обеспеченность централизованными и местными системами хозяйственно-бытовой канализации городского населения составляет 91,9%, сельского населения – 37,9% [1]. А с учетом неполного охвата системами канализации площади городской застройки, а также их отсутствия в ряде отдельно расположенных объектов, количество населения, не имеющего такого доступа, фактически намного больше.

Обеспечение населения питьевой водой соответствующего качества в требуемом количестве является одной из приоритетных задач ЖКХ. Для питьевого водоснабжения крупных городов и малых населенных пунктов используются подземные воды. Более 70% артезианских скважин имеют воду с содержанием железа, концентрация которого достигает более 5–6 мг/л. Станциями обезжелезивания оборудовано около 50% централизованных водозаборов, а в сельской местности – не более 1–2%. В связи с этим проблема высокого содержания железа остается одной из ключевых для водообеспечения населения страны.

Могилевский район занимает одно из последних мест в Республике Беларусь по качеству воды. В Гомельской и Могилевской областях 6% проб воды не соответствуют требованиям нормативов по содержанию железа. Это связано не только с природными свойствами земель, но и с отсутствием станций обезжелезивания в большинстве населенных пунктов, изношенностью сетей водоснабжения.

Еще одной из причин низкого качества питьевой воды в малых населенных пунктах является стихийное развитие систем водоснабжения. В результате этого образовалась весьма неконструктивная (с гидравлической точки зрения) система трубопроводов, как правило, диаметром 150–200 мм, к которой присоединены одиночные скважины, расположенные в различных точках населенного пункта. При этом организация централизованного водозабора со станцией обезжелезивания становится практически невозможной без реконструкции водопроводной сети [2].

В Республике Беларусь более 60% населения проживает в небольших городах, поселках городского типа, которые можно отнести к малым населенным пунктам. Отличительной особенностью процессов очистки сточных вод от таких населенных пунктов является весьма значительный коэффициент неравномерности расхода и концентраций загрязняющих веществ в составе сточных вод. Ряд обстоятельств накладывает особые ограничения и предопределяет концепцию создания очистных сооружений, предназначенных для очистки сточных вод малых населенных пунктов.

Актуальность рассмотренных выше вопросов предопределила необходимость в проведении мероприятий по реконструкции и оптимизации систем водоснабжения и канализации в ряде населенных пунктов страны.

Цель исследования – оценка управления водными ресурсами в малых населенных пунктах Республики Беларусь и разработка рекомендаций по реконструкции систем водоснабжения и канализации с учетом качества воды в водопроводных сетях, количества проживающих и перспектив увеличения численности населения.

Объектом исследования является агрогородок Кадино Могилевского района.

Предмет исследования – системы водоснабжения и канализации.

Анализ эффективности работы системы водоснабжения агрогородка Кадино.

Водоснабжение на нужды ОАО «Фирма «Кадино», населения аг. Кадино и д. Тараново осуществляется из подземного источника. Среднее за год водопотребление населенного пункта принято на основании данных ОАО «Фирма «Кадино» и составляет 114758 м³/год (314,4 м³/сут).

Сети водоснабжения проложены из чугунных труб. При возникновении аварий производилась замена участков чугунных труб на полиэтиленовые.

Трубопроводы системы водоснабжения агрогородка находятся в эксплуатации с 1972 года (6%). Свыше 20 лет в эксплуатации находится более 50% сетей агрогородка (рисунок 1).

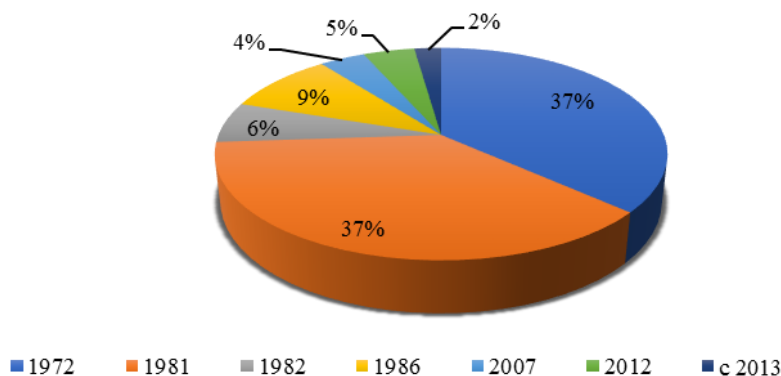


Рисунок 1. – Продолжительность эксплуатации сетей водоснабжения аг. Кадино

В настоящее время централизованное хозяйственно-питьевое водоснабжение аг. Кадино производится от двух водозаборных скважин глубиной 197 и 200 м, дебитом 60 м³/сут. Скважины оборудованы насосами ЭЦВ, работа которых осуществляется в автоматическом режиме.

Над каждой скважиной находится павильон наземного типа, выполненный из газосиликатных блоков. Конструкция павильона обеспечивает надежную защиту устья скважины от атмосферных осадков и грунтовых вод.

Скважина оборудована задвижкой, обратным клапаном, краном для отбора проб воды, водомерным устройством для измерения объема воды, манометром. Оборудование и трубопроводы скважины окрашены, но требуют обновления, места соединения арматуры водонепроницаемы, герметичны (протечек воды на момент проведения обследования не выявлено). Пол павильона земляной, без уклона от оголовка и без приямка для отведения воды. Стены павильона окрашены, но требуют обновления. Территория скважины находится в удовлетворительном состоянии, очищена, посторонних предметов не обнаружено. Рельеф участка спокойный, с абсолютными отметками 178,0–179,6 м, не спланирован, свободен от застройки. Высокоствольные деревья и подъездные дороги с твердым покрытием непосредственно к скважине отсутствуют.

Согласно протоколам исследования проб, вода из скважин соответствует требованиям СанПиН 10-124 РБ 99 [3] по всем показателям, кроме содержания железа (2,32–3,58 мг/л при допустимой концентрации не более 0,3 мг/л), мутности (3,42–16,99 мг/л при допустимой концентрации не более 1,5 мг/л) и марганца (0,15–0,22 мг/л при допустимой концентрации не более 0,1 мг/л).

Для очистки воды, подаваемой населению, от железа в эксплуатации находится станция обезжелезивания производительностью 75,0 м³/ч. Работа станции обезжелезивания ведется в автоматическом режиме без постоянного присутствия персонала. Оборудование водоподготовки располагается в закрытом контейнере и включает автоматический напорный фильтр (2 шт.), смеситель водовоздушный с безмасляным компрессором, лампы для обеззараживания воды с пультами управления. Промывка фильтров производится от резервуара чистой воды, установленного в контейнере.

Водоснабжение ОАО «Фирма «Кадино» осуществляется от двух артезианских скважин (1 рабочая и 1 резервная), оборудованных насосами ЭЦВ производительностью 75,0 м³/ч при напоре 99 м, без предварительной очистки, по чугунным трубопроводам диаметром 100 мм, которые находятся в эксплуатации более 40 лет.

Результаты анализа качества воды, подаваемой на нужды предприятия, представлены в таблице 1.

Таблица 1. – Анализ показателей качества воды, подаваемой на ОАО «Фирма «Кадино»

Наименование показателя	Фактическое значение показателя		По СанПиН [3]
	мехдвор	котельная № 3	
1	2	3	4
Запах, баллы	1/1	1/1	2
Привкус, баллы	1	1	2
Цветность, градусы	10,3	4,8	20
Мутность, мг/дм ³	3,42	16,99	1,5
pH	7,37	7,72	4–9

Окончание таблицы 1

1	2	3	4
Сухой остаток, мг/дм ³	280,0	212,0	1000
Хлориды, мг/дм ³	0,50	0,56	350
Нитраты, мг/дм ³	< 0,1	< 0,1	45
Жесткость общая	5,01	3,81	7
Железо общее, мг/дм ³	2,32	3,58	0,3
Марганец, мг/дм ³	0,22	0,15	0,1

За пределами населенного пункта располагается животноводческий комплекс ОАО «Агрокомбинат «Приднепровский» с поголовьем крупного рогатого скота 1030 единиц. Водоснабжение комплекса осуществляется из сети водоснабжения населенного пункта.

На животноводческом комплексе отсутствуют приборы учета, объем потребляемой воды определяется по нормативным данным и составляет 4000 м³/мес. Фактическое водопотребление составляет 6000 м³/мес, что значительно превышает расчетные данные. Вода, подаваемая на нужды животноводческого комплекса, проходит стадию очистки на станции обезжелезивания.

Анализ эффективности работы системы канализации агрогородка Кадино.

При проведении обследования и анализа работы системы канализации агрогородка Кадино установлено, что система канализации – неполная раздельная, предусматривающая совместное отведение хозяйственно-бытовых сточных вод от населения и производственных сточных вод ОАО «Фирма «Кадино» на очистные сооружения города Могилева. Отведение поверхностных сточных вод с территории агрогородка осуществляется открытыми лотками. В сеть производственной канализации предусматривается отведение сточных вод от промывки фильтров обезжелезивания после предварительного отстаивания.

Большая часть сетей канализации агрогородка (95%) находится в эксплуатации с 1983 года (рисунок 2).

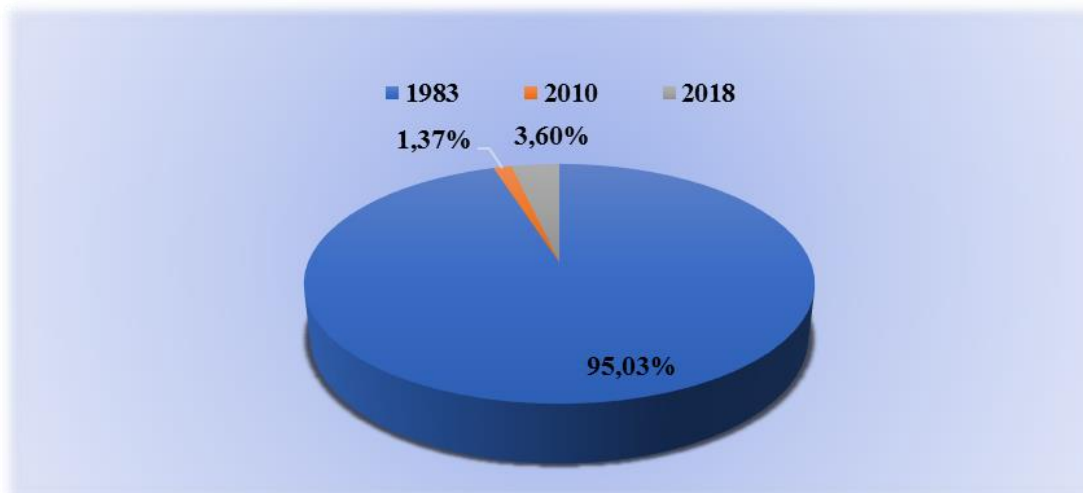


Рисунок 2. – Продолжительность эксплуатации сетей канализации аг. Кадино

Отведение сточных вод животноводческого комплекса осуществляется в септик-накопитель объемом 160 м³, откачиваемый с периодичностью один раз в трое суток на поля фильтрации.

В ходе проведенного анализа работы систем водоснабжения и канализации аг. Кадино установлено:

1) большая часть сетей водоснабжения и канализации находится в эксплуатации с 1972 года, 100%-ый износ имеет более 50% всех сетей. Локальная замена трубопроводов на месте прорыва не дает радикальных изменений;

2) станция обезжелезивания агрогородка Кадино не охватывает все скважины. Водоснабжение ОАО «Фирма «Кадино» осуществляется без предварительного обезжелезивания. Вода, подаваемая на хозяйственно-питьевые нужды предприятия, имеет повышенные значения показателей: мутность 3,42–16,99 мг/дм³, железо общее 2,32–3,58 мг/дм³ и марганец 0,15–0,22 мг/дм³;

3) на животноводческом комплексе отсутствуют приборы учета, что является одной из основных причин существенной величины неучтенных расходов, а также влечет за собой повышенные энергозатраты на работу станции обезжелезивания;

4) сточные воды после ОАО «Агрокомбинат «Приднепровский», сбрасываемые в городскую канализацию, повышают нагрузку на очистные сооружения, а при вводе в эксплуатацию убойного цеха эта нагрузка существенно возрастает.

Для эффективного функционирования водопроводно-канализационного хозяйства агрогородка Кадино, снижения эксплуатационных расходов и рационального использования водных ресурсов рекомендуется:

1. Произвести релейный ремонт изношенного участка водопроводной сети из чугунных труб протяженностью 3400 м, проложенного в 1972–1981 годах, путем введения труб, изготовленных из высокопрочного полиэтилена, способного сохранять память формы.

2. Устроить отдельную скважину и водонапорную башню для обеспечения водоснабжения животноводческого комплекса; отключить его от сети водоснабжения населенного пункта. Это позволит снизить нагрузку на станцию обезжелезивания, сеть населенного пункта, а также сократит неучтенные потери воды.

В соответствии с произведенными расчетами рекомендуется строительство водонапорной башни со сборным железобетонным стволом высотой 15 м и стальным баком цилиндрической формы объемом 50 м³, диаметром 5,0 м.

Для удовлетворения нужд водоснабжения животноводческого комплекса целесообразным является устройство одиночной скважины, оборудованной гравийным фильтром и погружным насосом *Wilo TWU 4.08–15–DM–C* [4].

3. Вывести из эксплуатации поля фильтрации на локальных очистных сооружениях животноводческого комплекса и произвести их замену на грунтово-растительные площадки, с последующим отведением сточных вод в пруд-испаритель.

Применение грунтово-растительных площадок для биологической очистки позволяет [5]:

- снизить уровень потребления электроэнергии;
- уменьшить стоимость эксплуатации;
- обеспечить анаэробное разложение органических соединений и осветление сточных вод;
- обеспечить санитарную безопасность при обращении с очищенными сточными водами.

Для очистки образующихся сточных вод достаточно строительства двух грунтово-растительных площадок в виде прямоугольных в плане земляных карт трапецеидального сечения с размерами 25 м в длину и 13 м в ширину каждая.

Заключение. На основании вышеизложенного можно сделать следующие выводы.

1. Разработка рекомендаций по реконструкции систем водоснабжения и канализации для населенных пунктов Республики Беларусь может быть выполнена только на основании комплексного анализа эффективности работы систем и оценки технического состояния сооружений и оборудования в каждом конкретном населенном пункте.

2. Выполнен комплексный анализ систем водоснабжения и канализации одного из населенных пунктов Могилевского района (аг. Кадино) и разработаны проектные предложения по модернизации и реконструкции водопроводно-канализационного хозяйства, включающие:

- замену изношенного участка водопроводной сети протяженностью 3400 м, что обеспечит повышение качества подаваемой населению воды;
- отключение животноводческого комплекса от системы водоснабжения агрогородка со строительством отдельной скважины, что обеспечит уменьшение эксплуатационных расходов за счет снижения нагрузки на станцию обезжелезивания агрогородка, а также позволит вести отдельный учет водопотребления животноводческого комплекса и сократить неучтенные расходы;
- замену полей фильтрации на грунтово-растительные площадки и пруд-испаритель.

3. Реализация разработанных проектных предложений позволит:

- обеспечить население агрогородка качественной питьевой водой;
- сократить неучтенные расходы воды в животноводческом комплексе;
- снизить отрицательное воздействие на окружающую среду.

ЛИТЕРАТУРА

1. Об утверждении Государственной программы «Комфортное жилье и благоприятная среда» на 2016–2020 годы [Электронный ресурс] : постановление Совета Министров Респ. Беларусь, 21 апр. 2016 г., № 326. // Национальный правовой Интернет-портал Республики Беларусь. – Режим доступа: https://pravo.by/upload/docs/op/C21600326_1463605200.pdf. – Дата доступа: 15.04.2021.
2. Проблемы водоснабжения и водоотведения малых населенных пунктов. Опыт Беларуси [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://polymercon.com/publications/survey/problemy-vodosnabzheniya-i-vodootvedeniya-malykh-neselennykh-punktov-opyt-belarusi/>. – Дата доступа: 15.07.2020.
3. Питьевая вода. Гигиенические требования к качеству воды централизованных систем питьевого водоснабжения. Контроль качества : СанПиН 10-124 РБ 99 : введ. 01.01.2000 : утв. постановлением Главного гос. санитарного врача Респ. Беларусь 19.10.99 № 46. – Минск, 2011. – 50 с.
4. Скважинные насосы Wilo [Электронный ресурс] // Официальный сайт концерна Wilo в Республике Беларусь. – Режим доступа: <http://www.wilo.by/>. – Дата доступа: 15.04.2021.
5. Ануфриев, В.Н. Рекомендации по организации водоотведения в сельской местности / В.Н. Ануфриев. – Минск : Позитив-центр, 2014. – 59 с.

Поступила 13.12.2021

WATER RESOURCES MANAGEMENT IN SETTLEMENT CADINO**O. NOVIKOVA, A. SCHUBERT**

The work is devoted to an assessment of water management in one of the settlements of the Republic of Belarus. On the example of the settlement of Cadino Mogilevsky district, the results of assessing the technical condition and analysis of the efficiency of water supply and sewage systems are given. Reconstruction recommendations are developed based on a comprehensive assessment of water quality in plumbing networks, the number of people living and the population increases. Suggestions are given to intensify the operation of sewage systems, which reduce the negative impact on the environment.

Keywords: *water management, examination, water quality, water supply system, leaching, sewage system, wastewater, sewage treatment facilities, filtering fields, soil and vegetable platforms.*

УДК 628.1/2.0.04.2

**ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКОЕ, ПРИРОДООХРАННОЕ И СОЦИАЛЬНОЕ ОБЕСПЕЧЕНИЕ
СТРОИТЕЛЬСТВА ОБЪЕКТОВ ВОДОСНАБЖЕНИЯ СО СТАНЦИЯМИ ОБЕЗЖЕЛЕЗИВАНИЯ
ВИТЕБСКОЙ ОБЛАСТИ****Е.И. РАШКЕВИЧ***(Витебское областное коммунальное унитарное предприятие
водопроводно-канализационного хозяйства «Витебскобводоканал»)
канд. техн. наук, доц. В.Д. ЮЩЕНКО
(Полоцкий государственный университет)*

В статье описываются основные направления развития коммунального водоснабжения и водоотведения Витебской области. Авторами проведена оценка экономической интеграции, экологического и социального воздействия, анализ и оценка финансовой модели строительства объектов водоснабжения со станциями обезжелезивания Витебской области.

Ключевые слова: *подземные воды, качество воды, методы обезжелезивания, социальное воздействие, оценка финансовой модели.*

Введение. Системы водоснабжения и водоотведения являются важными показателями жизнеобеспечения населения. От стабильного функционирования указанных систем зависит нормальная работа населенных пунктов, предприятий, здоровье и безопасность жителей.

Основным направлением развития коммунального водоснабжения и водоотведения Витебской области является повышение эффективности и надежности их функционирования наряду с поддержанием надлежащего качества и снижением затрат на оказание услуг. В последние годы динамика развития водопроводно-канализационного хозяйства (ВКХ) области направлена на решение вопросов улучшения качества подаваемой населению питьевой воды из централизованных систем водоснабжения.

Централизованным водоснабжением обеспечено 1574 сельских населенных пункта (в ведении различных субъектов хозяйствования), в оставшихся сельских населенных пунктах жители пользуются водой из нецентрализованных источников водоснабжения. В 2018 г. из 6249 сельских населенных пунктов области более 81,6% имели население до 50 человек, в том числе более 30% – до 10 человек.

Обеспеченность централизованными системами водоснабжения городского населения составляет 98%, сельского населения – 61%, в том числе населения агрогородков – 80%, причем 94,8% потребителей обеспечено качественной питьевой водой.

Решение проблемы осложняется наличием малонаселенных мест, вследствие чего неравная доступность современных благ и услуг является *актуальной и значимой* для части жителей области.

В городах, городских поселках и части сельских населенных пунктов Витебской области источниками хозяйственно-питьевого водоснабжения являются артезианские скважины, исходная вода из которых характеризуется в 90% повышенным содержанием железа, часто при наличии других типов загрязнителей.

Целью данной работы является изучение применения различных технологий очистки подземных вод в малых населенных пунктах Витебской области, проведение оценки экономической интеграции, экологического и социального воздействия, анализ и оценка финансовой модели строительства объектов водоснабжения со станциями обезжелезивания Витебской области.

Для достижения поставленной цели выделены и решены следующие задачи:

- а) разработка технологии очистки подземных вод в зависимости от дебита водозаборных скважин и концентрации железа, содержащейся в исходной воде, а также анализ полученных данных;
- б) изучение возможных альтернативных решений по удалению железа, оценка экономической внутренней нормы прибыли для каждого решения;
- в) качественное исследование и оценка инклюзивного экономического воздействия;
- г) финансовый анализ и прогноз привлечения инвестиций международных финансовых организаций на реализацию объектов, включая анализ доступности тарифов и оценку существующих схем социальной поддержки потребителей, уязвимых к ограничениям доступности.

По полученным данным планируется реализация разработанных мероприятий, в результате которых произойдет повышение надежности услуг водоснабжения и улучшение качества питьевой воды за счет приведения ее качества в соответствие со стандартом Республики Беларусь и требованиями ЕС.

Например, после осуществления таких мероприятий в 2019–2020 гг. порядка 30 000 жителей Витебской области, чьи домохозяйства получают доступ к услугам централизованного водоснабжения, уже воспользовались положительными эффектами.

Основная часть. В Беларуси ведется систематический контроль качества подземных вод и уровня водоносных горизонтов как в свободных водных горизонтах, так и в артезианских скважинах, расположенных в естественных и слабо нарушенных гидрогеологических условиях. Организацией, ответственной за проведение мониторинга качества, является Белорусский научно-исследовательский геологоразведочный институт.

Витебская область богата подземными водными ресурсами. Общий отбор подземных вод для целей водоснабжения не превышает 3% от разведанных запасов. В 2018–2021 гг. был проведен мониторинг 9 гидрогеологических районов (с помощью 26 наблюдательных скважин). В целом, средняя концентрация основных макрокомпонентов в безнапорных подземных водных горизонтах, как правило, низкая, за исключением повышенных значений нитратов и окисляемости в трех наблюдательных скважинах (представляющих три гидрогеологических района). Значения аммонийного и нитритного азота, превышающие максимально допустимые концентрации для питьевой воды, были обнаружены в четырех гидрогеологических районах (одном артезианском и трех безнапорных водоносных горизонтах). Анализ качества подземных вод (по микрокомпонентам) выявил два параметра (содержание загрязнений азотной группы и марганца), по которым максимально допустимые концентрации были превышены [1].

По состоянию на 2018–2019 гг., сеть мониторинга состояла из 342 наблюдательных скважин для мониторинга количества воды (на 97 гидрогеологических постах периодического мониторинга) и 278 наблюдательных скважин для проведения химического анализа качества воды (112 в свободных горизонтах, 166 – в артезианских) [2–4].

Качество подземных вод контролируется один раз в год, тогда как уровень грунтовых вод измеряется три раза в месяц. Лабораторные анализы проводятся аккредитованной Центральной лабораторией Министерства природных ресурсов и охраны окружающей среды.

Сеть мониторинга качества воды [3] далее подразделяется на следующие компоненты:

- фоновая сеть наблюдений предназначена для изучения естественного (фоновое) режима подземных вод, являющегося исходным при оценке антропогенной нагрузки (21 действующий гидрогеологический пост, 74 скважины);
- национальная сеть наблюдений служит для изучения особенностей формирования подземных вод, обусловленных природными условиями конкретного региона и своеобразием проявлений техногенных изменений в подземной гидросфере (58 гидрогеологических постов, 204 скважины);
- трансграничный гидрогеологический мониторинг: оценка трансграничного загрязнения грунтовых вод (18 гидрогеологических постов, 65 скважин).

Гидродинамический режим водоносных горизонтов (уровни подземных вод) в речном бассейне Западной Двины был измерен в 9 гидрогеологических районах (посредством 29 наблюдательных скважин). Сезонные изменения уровня подземных вод в безнапорных водоносных горизонтах имеют следующую закономерность: уровень воды повышается в весенний и осенне-зимний период, тогда как в летний сезон наблюдается снижение уровня. В 2016 году среднее повышение уровня воды составило 0,39 м, а средняя амплитуда колебаний уровня воды, наблюдаемая в безнапорных водоносных горизонтах, составила 0,11 м. Минимальная амплитуда колебаний уровня подземных вод – от 0,01 до 0,37 м [3; 5].

Сезонный режим в артезианских водоносных горизонтах несколько иной. Кривые изменения уровня воды более плоские (с менее экстремальными значениями), а весеннее повышение происходит в основном в мае, тогда как падение уровня воды – в ноябре. Среднее падение уровня воды в 2016 году составило 0,36 м, а средние амплитуды колебаний уровня артезианских вод – 0,13 м, в диапазоне от 0,02 до 0,7 м [3; 5].

Питьевое водоснабжение обычно основано на вскрытии соответствующих водоносных горизонтов путем устройства неглубоких (70–80 м) скважин.

К концу 2025 года обеспеченность бытовых потребителей водоснабжением питьевого качества должна составить 100%. Для реализации данной задачи намечено строительство в общей сложности около 500 станций обезжелезивания по всей республике. Общая потребность в Витебской области оценивается в 230 единиц [7; 8]. Средний состав артезианских подземных вод Витебской области приведен в таблице 1.

Таблица 1. – Состав артезианских подземных вод в Витебской области

Наименование показателей	Значения показателей
pH (ПДК в пределах 6–9)	7,1–7,7
Общ. минерализация, мг/дм ³ (ПДК = 1000 мг/дм ³)	180–360
Жесткость общая, мг-экв/дм ³ (ПДК = 7 мг-экв/дм ³)	3,5–8
Окисляемость перманганатная (ХПК) (ПДК = 5,0 мгО ₂ /дм ³)	2,5–5,5
Хлориды Cl ⁻ , мг/дм ³ (ПДК = 350 мг/дм ³)	6–25
Сульфаты SO ₄ ²⁻ , мг/дм ³ (ПДК = 500 мг/дм ³)	15–120
Железо Fe суммарно (ПДК = 0,3 мг/дм ³)	0,7–9,5
Марганец Mn суммарно (ПДК = 0,1 мг/дм ³)	0–0,7
Na (ПДК = 200 мг/дм ³)	65–180
K ⁺	2–5
Ca ²⁺	35–120
Mg ²⁺	12–60
NH ₄ ⁺ (ПДК = 2,0 мг/дм ³)	0,1–4,5
Нитриты NO ₂ ⁻ (ПДК = 3,0 мг/дм ³)	0,2
Нитраты NO ₃ ⁻ (ПДК = 45 мг/дм ³)	5–30
SiO ₂ (ПДК = 10 мг/дм ³)	5–7

Примечание. По данным аккредитованным лабораториям УП «Витебскоблводоканал» и Центров Гигиены и Санитарии Витебской области.

Основная проблема качества питьевой воды в Беларуси обусловлена двумя факторами:

- гидрогеохимические особенности формирования водоносных горизонтов;
- техногенное загрязнение.

Анализ состава подземных вод в скважинах Витебской области показывает, что основным элементом, превышающим ПДК, является концентрация суммарного (общего) железа [9]. Из-за чрезмерного применения удобрений, а также попадания продуктов выщелачивания сточных вод или других органических отходов в поверхностные и подземные воды, в артезианских водах могут обнаруживаться марганец, аммонийный азот, нитраты и растворенные газы (например, бикарбонаты, сероводород, метан и др.).

Таким образом, решение проблемы улучшения качества водоснабжения в населенных пунктах Витебской области, охваченных централизованной системой водоснабжения, было направлено на реконструкцию старых и строительство новых станций для удаления избыточного содержания железа и других загрязнителей, присутствующих в подземных водах. Ввиду того, что внедрение системы обезжелезивания повлечет за собой соответствующее увеличение удельной стоимости произведенной воды, необходимым является последовательное увеличение покрытия индивидуальными приборами учета (вплоть до 100%) потребителей.

При этом данные мероприятия были неразрывно связаны с проведением всего комплекса по строительству и реконструкции объектов водоснабжения населенных пунктов с анализом их работы и эксплуатации. Особое внимание было уделено следующим вопросам:

- неудовлетворительное техническое состояние наружных водопроводных сетей;
- отсутствие должного контроля и учета рабочих параметров работы систем водоснабжения;
- неудовлетворительный гидравлический режим работы системы (избыточные напоры, гидравлические удары, воздушные пробки и т.п.);
- несовершенное и устарелое оборудование насосных станций, водозаборных и водоочистных комплексов;
- несовершенное регулирование работы насосов;
- большие потери воды во внутренних водопроводных сетях и водоразборной арматуре, нерациональное ее использование;
- завышенные нормы водопотребления, связанные с устарелой водоразборной арматурой и отсутствием учета водопотребления;
- чрезмерное содержание железа в питьевой воде воспринимается потребителями как существенная проблема, приводящая к личному дискомфорту, например, в связи с сокращением сроков службы бытового оборудования, дополнительными расходами на энергию и дорогостоящие моющие средства и т.п.

Основным драйвером в выборе вариантов технологии водоподготовки является качество исходной подземной воды объектов водопотребления и разработка конечного количества типовых решений, которые могли бы быть применены для групп муниципальных образований с целью унификации конкурсных процедур. Требование обеспечить необходимую производительность не будет фактором, существенно влияющим на размер и стоимость сооружений ввиду того, что производительность станций легко увеличить путем добавления соответствующих емкостей (фильтров).

При проектировании станций следует предусмотреть возможность их подключения к автоматизированной системе диспетчерского управления (АСДУ) с целью удаленного мониторинга и контроля объектов. Для этого должна быть предусмотрена определенная унификация сигналов.

В зависимости от имеющихся условий было решено использовать водонапорные башни вместо железобетонных резервуаров чистой воды, где это будет признано целесообразным. Однако в этом случае следует обращать внимание на соотношение цены и качества, особенно на ожидаемую экономию на протяжении жизненного цикла ввиду того, что капитальные затраты на строительство резервуаров чистой воды существенно ниже. Кроме того, водонапорные башни должны иметь антикоррозийное внутреннее покрытие и надежную защиту от промерзания и переливов в зимний период.

В условиях финансового кризиса, дефицита бюджетных средств и собственных инвестиционных ресурсов была проведена оценка состояния систем водоснабжения и оптимального выбора проекта, экономической интеграции, экологического и социального воздействия проектов, построения финансовой модели по привлечению инвестиций на развитие ВКХ [3: 10; 11].

Существующие технологические подходы к очистке питьевой воды в населенных пунктах, включенных в зону исследования, можно разделить на следующие категории, в соответствии с проектными параметрами и в зависимости от дебета водозаборных скважин и концентрации железа и сопутствующих загрязнителей в исходной воде.

Категория «А»: расход воды 0–5,5 м³/ч, концентрация железа в сырой воде 0–5 мг/л, низкая концентрация других загрязняющих веществ;

Категория «В»: расход воды более 5,5 м³/ч, концентрация железа в сырой воде свыше 3 мг/л и высокая концентрация других загрязняющих веществ.

Основная задача – найти лучшее техническое решение, отвечающее условиям зоны исследования. Как показано выше, основные технологические параметры являются относительно очевидными. Поэтому мы сосредоточились на обратной промывке фильтров, где можно рассмотреть две основные *подкатегории промывки фильтров*, а именно:

- *подкатегория «а»:* обратная промывка только водой;
- *подкатегория «b»:* комбинированная водо-воздушная промывка.

Подкатегория «b» (комбинированная водо-воздушная промывка) подразумевает вывод фильтра из технологического процесса и понижение воды до уровня, который находится над поверхностью фильтрующего слоя. Затем через материал загрузки проталкивается сжатый воздух, в результате чего загрузка фильтра расширяется, и уплотненный слой загрузки разбивается, образуя взвесь из отложений осадка. После цикла продувки воздухом фильтрующий слой промывают чистой водой обратной промывки, подаваемой снизу, что усиливает расширение слоя загрузки и перенос частиц в суспензию, отводимую в трубопроводы обратной промывки. Промывка фильтра продолжается в течение фиксированного времени или до тех пор, пока мутность воды обратной промывки не будет ниже установленного значения. В конце цикла обратной промывки подача воды снизу прекращается, и фильтрующий слой оседает в исходное положение под действием силы тяжести. Затем фильтруемую воду опять подают на поверхность фильтра до тех пор, пока фильтр не засорится (или по фиксированному времени), после чего цикл обратной промывки повторяется снова [12].

Подкатегория «a» (обратная промывка только водой) не предполагает продувку воздухом. Вместо этого, чистая вода для обратной промывки подается снизу, проходя через фильтрующий слой. Обратная промывка – это операция, при которой вода проходит через фильтр с высокой скоростью вверх через фильтрующую загрузку, а затем удаляется из верхней части фильтра через клапан обратной промывки. Быстрый восходящий поток воды вымывает накопленные примеси и хлопья и перемешивает загрузку, подготавливая ее к следующему циклу фильтрации.

Все построенные к настоящему времени водопроводные очистные сооружения (ВОС) устанавливались в передвижных контейнерах с теплоизоляцией из сэндвич-панелей. Мобильные контейнеры обеспечат удобство транспортировки и сборки на объекте. Технологическая линия будет состоять из типовых компонентов, которые будут использоваться на всех типах ВОС, при этом технологическая линия будет адаптироваться к конкретным проектным параметрам каждого объекта.

На каждом водозаборе в зоне исследования производилось бурение новой скважины, а существующие скважины переведены в качестве резервных. Требование о наличии резервных скважин даже на небольших объектах по производству воды установлены новыми техническими стандартами, принятыми Министерством архитектуры и строительства Республики Беларусь [12].

Обсуждение и результаты. В результате выполненных мероприятий по устройству централизованных систем водоснабжения в малых населенных пунктах можно сделать следующие выводы:

- экономическая оценка и расчет внутренней нормы доходности выполнены в целях сравнения различных технологических решений;
- проделанная работа является комплексным экономическим анализом всех будущих выгод, связанных с улучшением качества питьевой воды в результате реализации мероприятий по строительству в 2019–2021 гг. объектов водоснабжения со станциями обезжелезивания в сельских населенных пунктах;
- основная методология, примененная для экономического анализа программы приоритетных инвестиций, в широком смысле соответствует требованиям международных финансовых организаций. Кроме того, экономический анализ, в отличие от финансового, осуществляется в реальном выражении, т.е. все издержки и эффекты должны быть выражены в одинаковых ценах.

Техническая оценка вариантов показала, что обратная промывка только водой является более эффективным методом для населенных пунктов, включенных в зону исследования. Обслуживание воздуходувок – технически сложная задача, особенно в зимних условиях. Потребление воды в случае обратной промывки только водой будет выше, по сравнению с водо-воздушной промывкой, но общее потребление электроэнергии почти одинаково для обоих методов. Капитальные затраты, очевидно, меньше для технологии обратной промывки только водой. В результате, обратная промывка только водой рекомендована УП «Витебскоблводоканал» для включения в программу приоритетных инвестиций в качестве предпочтительной технологии. Применение технологических решений будет отличаться от объекта к объекту в зависимости от местных условий, особенно от концентрации железа в исходной воде.

По результатам экономической оценки были получены аналогичные выводы о выборе предпочтительного комплексного варианта.

При выборе технологического решения и поставщика оборудования наиболее логичным представляется:

- применение однотипных технологических решений, что позволит упростить в дальнейшем эксплуатацию объектов;
- использование однотипного оборудования, что позволит в некоторой степени обеспечить взаимозаменяемость компонентов, а также сократить количество позиций, которое требуется постоянно поддерживать на складе запасных частей;
- обеспечение стандартизации систем и блоков удаленного мониторинга и контроля (SCADA) с применением стандартизированных схем и способа размещения элементов управления, что позволит эксплуатационному и ремонтному персоналу единожды ознакомиться с универсальной структурой.

Данные мероприятия по максимизации количества стандартизированных решений позволят, прежде всего:

- улучшить качество предоставления услуг потребителям;
- сократить время на выявление проблем и их последующее устранение/ремонт;
- сократить количество позиций, которое требуется постоянно поддерживать на складе запасных частей;
- снизить требования к обучению и квалификации персонала.

Ввиду малой общей протяженности систем централизованного водоснабжения в выбранных населенных пунктах, не представляется целесообразным разрабатывать гидравлическую модель сети для каждого населенного пункта. Однако своевременная паспортизация объектов и элементов инфраструктуры с постоянной актуализацией и обеспечением беспрепятственного доступа к технической информации аварийным и ремонтным бригадам, в том числе с помощью мобильных устройств, могло бы:

- существенным образом улучшить знания предприятия о текущем состоянии и функционировании активов;
- ускорить проведение ремонтных работ;
- сократить время перерывов в обслуживании, а также объемы потерь воды из-за утечек;
- улучшить качество планирования инвестиций.

Заключение. В результате выполненной работы сделаны следующие выводы:

- техническая оценка вариантов показала, что обратная промывка только водой является более эффективным методом для населенных пунктов, включенных в зону исследования.
- применение технологических решений будет отличаться от объекта к объекту в зависимости от местных условий, особенно от концентрации железа, марганца и растворенных газов в исходной воде.
- использование однотипного оборудования позволит в некоторой степени обеспечить взаимозаменяемость компонентов, а также сократить количество позиций, которое требуется постоянно поддерживать на складе запасных частей;
- обеспечение стандартизации систем и блоков удаленного мониторинга и контроля (SCADA) с применением стандартизированных мнемосхем и способа размещения элементов управления позволит эксплуатационному и ремонтному персоналу единожды ознакомиться с универсальной структурой.

Данные мероприятия по максимизации количества стандартизированных решений позволят, прежде всего:

- улучшить качество предоставления услуг потребителям;
- сократить время на выявление проблем и их последующее устранение/ремонт;
- сократить количество позиций, которое требуется постоянно поддерживать на складе запасных частей;
- снизить требования к обучению и квалификации персонала.

Ввиду малой общей протяженности систем централизованного водоснабжения в выбранных населенных пунктах, не представляется целесообразным разрабатывать гидравлическую модель сети для каждого населенного пункта.

Однако своевременная паспортизация объектов и элементов инфраструктуры с постоянной актуализацией и обеспечением беспрепятственного доступа к технической информации аварийным и ремонтным бригадам, в том числе с помощью мобильных устройств, могло бы:

- существенным образом улучшить знания предприятия о текущем состоянии и функционировании активов;
- ускорить проведение ремонтных работ;
- сократить время перерывов в обслуживании, а также объемы потерь воды из-за утечек;
- улучшить качество планирования инвестиций.

ЛИТЕРАТУРА

1. Питьевая вода. Гигиенические требования к качеству воды централизованных систем питьевого водоснабжения. Контроль качества : СанПиН 10-124 РБ 99 : введ. 01.01.2000. – Минск : М-во здравоохранения Респ. Беларусь, 1999. – 122 с.
2. Водная стратегия Республики Беларусь на период до 2020 года : утв. М-вом природных ресурсов и охраны окружающей среды Респ. Беларусь 11.08.11 № 72-Р. – 29 с.
3. Мониторинг подземных вод Республики Беларусь [Электронный ресурс] // Результаты наблюдений 2019 года. – Режим доступа: <http://www.nsmos.by/content/175.html>. – Дата доступа: 28.10.2020.
4. Программа социально-экономического развития Республики Беларусь на 2016–2020 годы : утв. Указом Президента Респ. Беларусь 15.12.16 № 466. – 82 с.
5. Войтов, И.В. Научные основы рационального управления и охраны водных ресурсов трансграничных рек для достижения устойчивого развития и эколого-безопасного водоснабжения Беларуси / И.В. Войтов. – Минск : Современное слово, 2000. – 476 с.
6. Гурский, В.Л. Анализ мировых тенденций и рисков, связанных с повышением роли транснациональных корпораций на глобальном рынке услуг водоснабжения и водоотведения / В.Л. Гурский // Современные проблемы социально-экономических систем в условиях глобализации : сб. науч. тр. XII Междунар. науч.-практ. конф., г. Белгород, 1 марта 2019 г. / под науч. ред. Е.Н. Камышанченко, Н.А. Саприкиной. – Белгород, 2019. – С. 224–229.
7. Государственная программа «Комфортное жилье и благоприятная среда» на 2016–2020 годы (подпрограмма «Чистая вода») : утв. постановлением Совета Министров Респ. Беларусь 21.04.16 № 326.
8. Гурский, В.Л. Организационно-экономические аспекты региональной централизации управления водопроводно-канализационным хозяйством (на примере Витебской области) / В.Л. Гурский, Е.И. Пуко (Рашкевич) // Экономическая наука сегодня : сб. науч. ст. / Белорус. нац. техн. ун-т ; редкол.: С.Ю. Солодовников [и др.]. – Минск, 2019. – С. 152–168.
9. Велюго, Е.С. Причины загрязнения подземных вод железом с учетом его гидрогеохимических особенностей на территории Республики Беларусь / Е.С. Велюго // Вестн. Полоц. гос. ун-та. Сер. Ф. Стр.-во. Прикладные науки. – 2021. – № 8. – с. 21–24.
10. Концепция совершенствования и развития жилищно-коммунального хозяйства до 2025 года : утв. постановлением Совета Министров Респ. Беларусь 29.12.17 № 1037. – 12 с.

11. Стратегия в области охраны окружающей среды Республики Беларусь на период до 2025 года : одобр. М-вом природных ресурсов и охраны окружающей среды Респ. Беларусь 28.01.11 № 8-Р. – 19 с.
12. Строительные нормы Республики Беларусь. Водоснабжение. Наружные сети и сооружения : СН 4.01.01-2019 : утв. постановлением М-ва архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь 31.10.19 № 59. – Минск : Минстройархитектуры, 2020. – 450 с.

Поступила 13.12.2021

**TECHNICAL AND ECONOMIC, ENVIRONMENTAL AND SOCIAL SUPPORT
FOR THE CONSTRUCTION OF WATER SUPPLY FACILITIES
WITH DE-IRONING STATIONS OF THE VITEBSK REGION**

E. RASHKEVICH, V. YUSHCHENKO

The article describes the main directions of development of municipal water supply and sanitation in the Vitebsk region. The authors carried out an assessment of economic integration, environmental and social impact, analysis and evaluation of the financial model of the construction of water supply facilities with de-ironing stations of the Vitebsk region.

Keywords: *groundwater, water quality, methods of de-ironing, social impact, assessment of the financial model.*

СТРОИТЕЛЬСТВО

УДК 666.973.2

ВЛИЯНИЕ МИКРОСТРУКТУРЫ ТРОСТНИКА И СОЛОМЫ
НА КОЭФФИЦИЕНТ ТЕПЛОПРОВОДНОСТИ СТРУКТУРООБРАЗУЮЩЕЙ КОМПОЗИЦИИ
ТЕПЛОИЗОЛЯЦИОННОГО МАТЕРИАЛА

канд. техн. наук, доц. А.А. БАКАТОВИЧ, канд. техн. наук, доц. Н.В. БАКАТОВИЧ
(Полоцкий государственный университет)
PhD, professor F. GASPAR
(Leria Polytechnical Institute, Portugal)

Выполнена электронная микроскопия структуры тростника гигантского и ржаной соломы. Выявлены и изучены параметры микроструктуры, влияющие на коэффициент теплопроводности измельченного тростника и соломы. Исследован фракционный состав, включая определение процентного содержания измельченного тростника гигантского по фракциям. Установлены оптимальные размеры частиц тростника с учетом минимального коэффициента теплопроводности сырьевой композиции. Для повышения эффективности изолирующей способности измельченного тростника гигантского в структурообразующую смесь вводили ржаную солому. Введение в композицию измельченной соломы дает возможность понизить коэффициент теплопроводности структурообразующей смеси на 21% до показателя, соответствующего 0,045 Вт/(м·°С).

Ключевые слова: тростник гигантский, солома, микроструктура, фракция, коэффициент теплопроводности, тепловая изоляция.

Введение. В последние десятилетия все большую роль в строительстве играет экологический аспект. Основные вопросы при строительстве связаны с обеспечением экологической чистоты изоляционных материалов. Применяемая в настоящее время тепловая изоляция на основе пенополиуретана, пенополистирола и минеральной ваты представляет серьезную опасность для здоровья человека и ухудшает экологическую обстановку в целом. Альтернативой выступают теплоизоляционные материалы на основе отходов растениеводства и на природном растительном сырье.

Результаты практических экспериментальных исследований указывают на высокую эффективность применения отходов растениеводства как сырья для получения теплоизоляционных материалов с высокими теплоизоляционными характеристиками. За рубежом научным исследованиям данного направления уделяется повышенное внимание. Значительных результатов удалось достичь группам зарубежных ученых под руководством R. Pennacchio, С. Buratti, М. Palumbo, X. Yin, С. Ingraio, F. Collet, занимающихся исследованиями волокон технической конопля, рисовой лузги, пшеничной и рисовой соломы в качестве заполнителей для изоляционных материалов [1–6].

Солома злаковых культур является наиболее распространенным структурообразующим сырьем, применяемым для получения теплоизоляционных материалов в виде соломенных блоков, панелей Ecososop, плит Stramit [7–9]. Наибольшего эффекта по теплоизоляционным свойствам удастся достичь при использовании структурообразующих композиций из смеси дробленой соломы и других сырьевых материалов разной фракции и микроструктуры. В качестве примера можно отметить теплоизоляционные плиты на основе смесей мха сфагнума и соломы, дробленой соломы и отходов искусственного меха, дробленой соломы и тростника, дробленой и измельченной гречишной соломы разной фракции [10–12].

Основываясь на международном опыте получения тепловой изоляции, в исследовательской работе изучено влияние микроструктуры тростника гигантского и ржаной соломы на теплопроводность с целью определения возможности использования данного растительного сырья и применения в качестве структурообразующих компонентов теплоизоляционного материала.

Материалы и методы. Частицы из измельченного стебля арундо тростникового (тростника гигантского) использовали в качестве основного структурообразующего компонента для тепловой изоляции. Арундо тростниковый произрастает в южных регионах Европы в т.ч. в Португалии. Полые стволы свежесрезанного тростника нарезали на цилиндры длиной 30–50 мм на ленточной пиле, а затем измельчали в шаровой мельнице, высушивали и фракционировали. Для изготовления образцов утеплителей использовали частицы тростника длиной 10–30 мм.

Дополнительным структурообразующим компонентом являлась солома ржи, получаемая в больших объемах в разных странах. Для переработки соломы использовали ножевой измельчитель типа Эликор-1 (Украина). На выходе из измельчителя получали солому в виде мелких пластинок длиной 5–10 мм и шириной 1–2 мм. Высота соломенной пластинки соответствовала толщине стенки стебля ржи равной менее 1 мм.

Микроскопический анализ частиц соломы ржи и тростника выполняли с использованием электронного микроскопа марки «JSM-5610 LV». При работе микроскопа в низковакуумном режиме исследуют непроводящие органические и неорганические объекты без подготовки пробы и нанесения проводящих покрытий, т.е. получают изображение с реальной поверхности. Наличие двух типов детекторов обеспечивает фиксацию изображения в режимах вторичных и обратно-отраженных электронов.

Коэффициент теплопроводности измеряли на образцах-плитах размером 250×250×30 мм в соответствии с требованиями СТБ 1618 «Методы определения теплопроводности при стационарном тепловом режиме». Измельченный структурообразующий материал засыпали и равномерно распределяли в приборе ИТП-МГ4 (Россия) для установления показателя теплопроводности.

Измельченные смеси тростника и соломы высушивали до постоянной массы в сушильном шкафу SNOL 60/300 LFN (Литва). Электронные весы ВНЭ-35 (УП «Завод Эталон» (Беларусь)) использовали для определения массы образцов и сырьевых материалов.

Экспериментальные исследования. Исследования микроструктуры соломы ржи и тростника гигантского с применением электронной микроскопии проводили для выявления особенностей растительного сырья, влияющих на физические характеристики теплоизоляционных материалов. Микроструктуру соломы и тростника исследовали по поперечным и продольным срезам стеблей. На рисунках 1–4 приведены фотоизображения поперечных срезов высушенных стеблей соломы и тростника, полученные на электронном микроскопе.

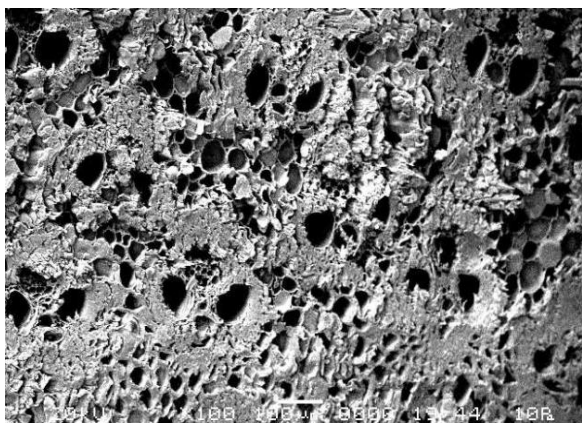


Рисунок 1. – Поперечный срез стебля тростника гигантского (100-кратное увеличение)

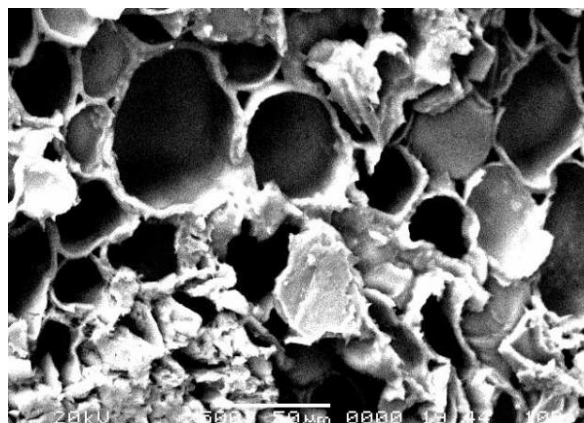


Рисунок 2. – Поперечный срез стебля тростника гигантского (500-кратное увеличение)

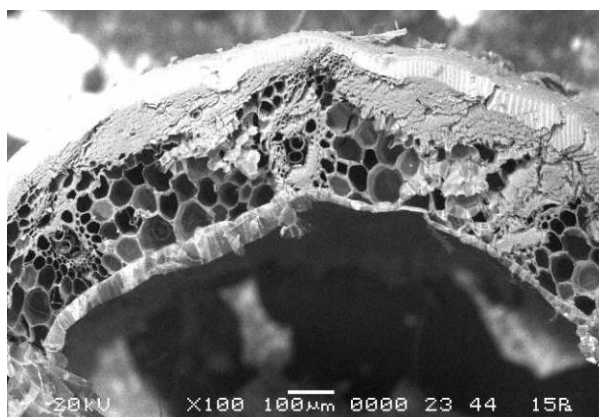


Рисунок 3. – Поперечный срез стебля ржаной соломы (100-кратное увеличение)

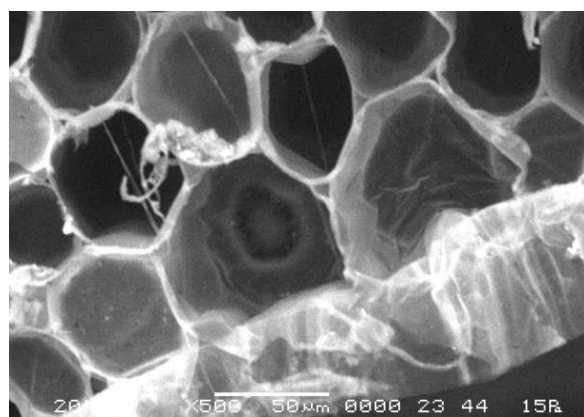


Рисунок 4. – Поперечный срез внутренней области стебля соломы (500-кратное увеличение)

При исследовании торцевого среза стебля тростника (см. рисунки 1, 2) установлено хаотичное расположение микрообластей из сосудистых пучков. На торцевом сечении пучки представлены в виде трех близко расположенных круглых отверстий диаметром 50–80 мкм. Одна полость относится к области флоэмы, а два сосуда – к области ксилемы. Вокруг пучков находится склеренхима в виде скоплений из плотных волокон. Остальное пространство в объеме 40–50% в строении стебля в виде сотовой структуры занимают паренхимные клетки диаметром 30–70 мкм. В поперечном сечении капилляры паренхимы имеют близкую к округлой форму. Толщина оболочек сосудов флоэмы, ксилемы и паренхимы составляет 2–4 мкм.

Описанная микроструктура находится в своеобразной оболочке толщиной 150–300 мкм, расположенной по внешнему контуру стебля. Обойма состоит из плотных волокон.

При 100-кратном увеличении строения структуры в поперечном сечении тростника видно, что сосуды флоэмы и ксилемы представляют собой сквозные трубки без поперечных перегородок. В паренхиме капилляры разделены через 150–200 мкм поперечными перегородками на ячейки вытянутой формы в виде цилиндров или коротких трубок.

После измельчения тростника в шаровой мельнице внешняя поверхность частиц имеет вид, аналогичный продольному срезу тростника. Такая поверхность частиц существенно улучшает адгезию с вяжущим компонентом при изготовлении теплоизоляционных плит.

Установленные параметры микроструктуры стебля тростника ставят под сомнение высокую эффективность измельченного тростника в качестве структурообразующего материала для тепловой изоляции. Для окончательного подтверждения выдвинутого предположения требуется определение коэффициента теплопроводности измельченного тростника.

Стебель ржаной соломы представляет собой трубку, зауженную в верхней части. В основной части стебля диаметр внутренней полости в 5–10 раз превышает толщину стенки. Ближе к колосу постепенное сужение трубки в верхней части приводит к уменьшению диаметра полости до размеров толщины стенки стебля.

Стенка стебля соломы представляет собой плотную структуру из продольных капилляров с округлой, гексагональной и неопределенной формой поперечного сечения. Пустотное пространство в поперечном и продольном сечении стебля соломы значительно превышает площадь, занимаемую структурным материалом капилляров.

Анализ полученных фотоизображений (см. рисунки 3, 4) позволяет определить две четко различимые структурные области в стебле соломы. Внутренняя область представлена капиллярами с размером 40–90 мкм в поперечном сечении. Оболочки капилляров очень тонкие, толщиной менее 0,5 мкм. Соседние оболочки капилляров плотно соединены между собой и формируют структуру из прозрачных перегородок (см. рисунок 4). На внутреннюю область приходится 50–60% от всего объема структуры стебля. По своему строению в поперечном сечении капиллярная структура соломы имеет сходство с пчелиными сотами.

Во внутренней области стебля каждый капилляр по длине делится поперечными перегородками с шагом 50–100 мкм на отдельные ячейки, схожие по форме с цилиндром или многоугольной призмой.

Во внешней области расположены капилляры с размером 5–40 мкм в поперечном сечении. Диаметр капилляров постепенно уменьшается к верхушке стебля. Оболочки капилляров более толстые, размером 1–2 мкм, с поперечными перегородками шириной около 1–3 мкм через 150–500 мкм. На внешнюю область приходится 40–50% от общего объема структуры стебля соломы.

Ранее проведенные исследования на атомно-силовом микроскопе [13] подтверждают, что стебель соломы с внешней стороны защищен плотной оболочкой, имеющей бороздчатый рельеф. При измельчении соломы происходит разрыв и деформация капиллярной структуры в продольном и поперечном направлениях по боковым граням получаемых соломенных пластинок. В то же время рваная рельефная поверхность боковых граней пластинок соломы способствует хорошему сцеплению с вяжущим материалом.

Ячеистое строение капилляров во внутренней области стеблей соломы по своей форме, размерам ячеек и толщине перегородок имеет показатели, аналогичные структуре пенополистирола. Таким образом, установлено, что солома может проявлять высокие теплотехнические свойства в качестве теплоизоляции благодаря эффективной микроструктуре внутренней области стебля.

Для исследования теплоизоляционных материалов на основе тростника проведен комплекс экспериментов по подбору составов, включая получение заполнителей различных фракций, определение теплопроводности заполнителей и вяжущих материалов, разработку технологии получения утеплителей.

На первом этапе в экспериментальных исследованиях использовали заполнитель, представляющий собой смесь из частиц измельченного тростника. Предположение о возможности использования тростника в качестве заполнителя для теплоизоляционных материалов основано на результатах электронной микроскопии.

Подготовленный стебель тростника сначала измельчали в шаровой мельнице на протяжении 90 мин. После измельчения в шаровой мельнице из стебля тростника получали полифракционную смесь. Для определения фракционного состава использовали сита с размером ячеек 5; 2; 1; 0,5 и 0,25 мм. Фракционный состав приведен в таблице 1.

Таблица 1. – Фракционный состав измельченного тростника

№ фракции	Частный остаток на сите с диаметром ячейки, мм	Содержание по массе, %
1	5	9
2	2	25
3	1	36
4	0,5	15
5	0,25	11
6	менее 0,25	4

Основная масса измельченного тростника (61%) приходится на фракции 2 и 3. Фракции 4, 5 составляют 26% от общей массы частиц тростника. Мелкие частицы и пыль проходят через сито с размером ячеек 0,25 мм

и имеют незначительный объем по массе. Крупные частицы тростника фракции 1 представляют собой недоизмельченную часть сырья и могут добавляться в новую сырьевую массу нарезанных на цилиндры стеблей тростника перед измельчением в шаровой мельнице.

Как показали исследования, полного измельчения сырья до фракций 2–5 достичь невозможно. Снижение процентного содержания частиц фракции 1 примерно на 50% требует увеличения времени работы шаровой мельницы на 30–35 минут, что в 1,3 раза увеличивает технологический цикл измельчения и экономически нецелесообразно.

Далее проводили исследования по определению теплопроводности измельченного тростника по фракциям. Внешний вид образца из смеси тростника (фракции 3–5) в измерительном устройстве прибора ИТП-4МГ после определения коэффициента теплопроводности приведен на рисунке 5. Результаты испытаний представлены в таблице 2.

Таблица 2. – Плотность и коэффициент теплопроводности частиц тростника по фракциям

№ фракции	Частный остаток на сите с диаметром ячейки, мм	Масса, г	Плотность, кг/м ³	Коэффициент теплопроводности, Вт/(м·°С)
2	2	250	136	0,066
3	1	265	139	0,059
4	0,5	270	141	0,057
5	0,25	300	144	0,057

В диапазоне плотностей 139–144 кг/м³ для фракций 3–5 показатели теплопроводности имеют близкие значения и находятся в пределах 0,057–0,059 Вт/(м·°С). Коэффициент теплопроводности для фракции 2 превышает указанные значения фракций 3–5 в среднем на 14%, поэтому в последующих исследованиях эта фракция не использовалась. Так как значения коэффициентов теплопроводности фракций 3–5 практически совпадают, то решено использовать в качестве структурообразующего сырья для дальнейших экспериментов частицы тростника на ситах с диаметром ячеек 0,25–1 мм. В общем объеме измельченного материала на частицы тростника фракций 3–5 приходится 62%. Частицы фракции 2 рационально использовать для повторного измельчения в шаровой мельнице.

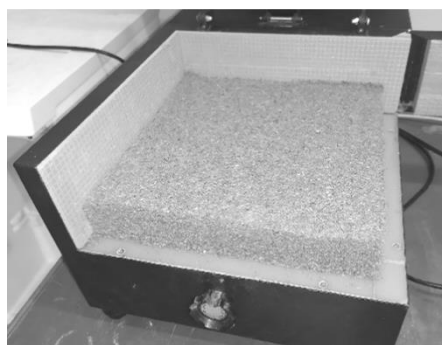


Рисунок 5. – Образец из смеси тростника (фракции 3–5) в приборе ИТП-4МГ

Теплопроводность измельченного тростника имеет достаточно высокие показатели (см. таблицу 2). С учетом имеющегося опыта [10; 14] решено ввести второй компонент заполнителя в виде измельченной соломы. Коэффициент теплопроводности измельченной ржаной соломы равен 0,045 Вт/(м·°С). Первоначально заменили 20 и 30% тростника по массе измельченной соломой. Влияние расхода соломы на теплопроводность смеси заполнителя изучали при изменении плотности от 120 до 180 кг/м³. Результаты измерений представлены в таблице 3.

Таблица 3. – Коэффициент теплопроводности смеси тростника и соломы

Соотношение тростника к соломе, %	Коэффициент теплопроводности, Вт/(м·°С), при плотности, кг/м ³			
	120 (225)*	140 (260)*	160 (300)*	180 (340)*
80:20	0,055	0,05	0,049	0,052
70:30	0,055	0,047	0,048	0,05
50:50	0,052	0,045	0,046	0,049

Примечание. * – расход смеси заполнителя по массе, г, на образец-плиту размером 250×250×30 мм.

При соотношении компонентов 80:20 коэффициент теплопроводности изменяется в пределах 0,049–0,055 Вт/(м·°С). Минимальное значение теплопроводности смеси заполнителя при плотности 160 кг/м³ на 11% ниже максимального показателя, соответствующего плотности 120 кг/м³. Относительно составов 3 и 4 (см. таблицу 2) коэффициент теплопроводности смеси заполнителя при плотности 160 кг/м³ уменьшился на 14%.

Увеличение расхода соломы до 30% в смеси заполнителя подтвердило дальнейшее снижение коэффициента теплопроводности до 0,047 Вт/(м·°С), что меньше наибольшего значения на 15%. Наименьшие коэффициенты теплопроводности 0,045 и 0,046 Вт/(м·°С) по результатам испытаний получены на смесях с соотношением массы тростника к соломе 50:50 при плотности 140–160 кг/м³.

Замещение 50% тростника измельченной соломой привело к снижению коэффициента теплопроводности в среднем на 26% относительно показателей измельченного тростника (см. таблицу 2). При равном соотношении по массе в объеме композиции преобладает измельченная солома, обладающая более низкой плотностью. Полученная двухкомпонентная смесь представляет собой структурную систему из двух взаимопроникающих пространственных структур из измельченного тростника и соломы, обладающую низким коэффициентом теплопроводности.

Заключение. На основании вышеизложенного можно сделать следующие выводы.

1. По результатам электронной микроскопии установлено, что в строении стебля тростника на область паренхимы приходится 40–50% от всего объема. Клетки паренхимы формируют ячеистую структуру. Ячейки диаметром 30–70 мкм и длиной 150–200 мкм имеют толщину стенок 2–4 мкм. Стебель тростника с указанными параметрами микроструктуры не может обладать высокими теплотехническими показателями и рассматриваться как самостоятельное сырье для получения тепловой изоляции.

2. Для измельченного тростника минимальный коэффициент теплопроводности равный 0,057–0,059 Вт/(м·°С) достигается на фракциях 3–5 (сита с размером ячеек 0,25–1 мм) при плотности смеси 139–144 кг/м³. Полученные результаты не позволяют определить измельченный тростник как высокоэффективный структурообразующий материал для тепловой изоляции.

3. Высокие теплоизоляционные свойства ржаной соломе обеспечивает микроструктура внутренней области стебля, по своему строению сопоставимая с микроструктурой пенополистирола. На внутреннюю область приходится 50–60% от общего объема структуры стебля соломы. Внутренняя область представлена капиллярами с размером 40–90 мкм в поперечном сечении. Оболочки капилляров очень тонкие и прозрачные, толщиной менее 0,5 мкм. Во внутренней области стебля каждый капилляр по длине делится поперечными перегородками с шагом 50–100 мкм на отдельные ячейки, схожие по форме с цилиндром или многоугольной призмой.

4. Замещение части тростника измельченной соломой обеспечивает снижение коэффициента теплопроводности на 21%. Наименьший коэффициент теплопроводности 0,045 Вт/(м·°С) по результатам испытаний получен на смесях с соотношением массы тростника к соломе 50:50 при плотности 140 кг/м³. В результате подобранных фракций и соотношения формируется оптимальная теплоизоляционная структурная матрица, обеспечивающая низкий коэффициент теплопроводности композиции, что позволяет использовать измельченный тростник в качестве компонента смеси для получения эффективного структурообразующего материала.

ЛИТЕРАТУРА

1. R. Pennacchio, L. Savio, D. Bosia, F. Thiebat, G. Piccablotto, A. Patrucco, S. Fantucci, Fitness: Sheep-wool and Hemp Sustainable Insulation Panels, *Energy Procedia*. 111 (2017) 287–297. DOI: [10.1016/j.egypro.2017.03.030](https://doi.org/10.1016/j.egypro.2017.03.030).
2. C. Buratti, E. Belloni, E. Lascaro, F. Merli, P. Ricciardi, Rice husk panels for building applications: thermal, acoustic and environmental characterization and comparison with other innovative recycled waste materials, *Constr. Build. Mater.* 171 (2018) 338–349. DOI: [10.1016/j.conbuildmat.2018.03.089](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.03.089).
3. M. Palumbo, A.M. Lacasta, N. Holcroft, A. Shea, P. Walker, Determination of hygrothermal parameters of experimental and commercial bio-based insulation materials, *Constr. Build. Mater.* 124 (2016). DOI: [10.1016/j.conbuildmat.2016.07.106](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.07.106).
4. X. Yin, M. Lawrence, D. Maskell, M. Ansell, Comparative micro-structure and sorption isotherms of rice straw and wheat straw, *Energy Build.* 173 (2018) 11–18. DOI: [10.1016/j.enbuild.2018.04.033](https://doi.org/10.1016/j.enbuild.2018.04.033).
5. C. Ingrao, A. Lo Giudice, J. Vacenetti, C. Tricase, G. Dotelli, M. Fiala, V. Siracusa, C. Mbohwa, Energy and environmental assessment of industrial hemp for building applications: A review, *Renew. Sustain. Energy Rev.* 51 (2015) 29–42. DOI: [10.1016/j.rser.2015.06.002](https://doi.org/10.1016/j.rser.2015.06.002).
6. F. Collet, S. Pretol, C. Lanos, Hemp-straw composites: Thermal and hygric performances, *Energy Procedia* 139 (2017) 294–300. DOI: [10.1016/j.egypro.2017.11.211](https://doi.org/10.1016/j.egypro.2017.11.211).
7. Широков, Е.И. Экотехнология биопозитивных ограждающих конструкций из соломенных блоков в Беларуси : в 2 ч. / Е.И. Широков. – Минск : Адукацыя і выхаванне, 2007. – Ч. 1 : Экодома из соломы: технология строительства. – 40 с.
8. Environmental product declaration (EPD). EcoCocon Straw Modules (Panels). Owner: UAB/Ltd EcoCocon, Lithuania. Assessment made by VTT Technical Research Center of Finland Ltd. Project reference no: VTT-CRM-158424-18. Validity: 5 year period from assessment date. Reference year 2016–2017.
9. Грибанова, С. Урожай обернется домом / С. Грибанова // Эксперт Казахстан. – 2006. – № 32 (88). – С. 57–62.
10. A. Bakatovich, F. Gaspar, Composite material for thermal insulation based on moss raw material, *Constr. Build. Mater.* 228 (2019). DOI: [10.1016/j.conbuildmat.2019.116699](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.116699).
11. Petrov, A. Thermal insulation materials based on straw and inorganic binders : Dissertation of the Candidate of Technical Sciences : 05.23.05 / A. Petrov. – Kazan, 1998. – 178 p.
12. Крутов, П.И. Строительные материалы из местного сырья в сельском строительстве / П.И. Крутов, Н.И. Склизов, А.Д. Терновский. – 2-е изд., перераб. и доп. – М. : Стройиздат, 1978. – 284 с. – (Серия «Сельскому строителю»).

13. Долгонок, А.В. Отличительные особенности микроструктуры и рельефа поверхности растительных заполнителей, обуславливающие показатели коэффициента теплопроводности и прочности на сжатие стеновых блоков / А.В. Долгонок, А.А. Бакатович // Вестн. гражданских инженеров. Сер. Строит. материалы и изделия. – 2019. – № 6. – С. 200–209.
14. Bakatovich, A. Ensuring a sustainable structure and efficiency of thermal insulation straw-bone slabs in full-scale conditions / A. Bakatovich, N. Davydenko // Construction Science. – 2017. – Vol. 20. – P. 4–9.

Поступила 08.10.2021

**THE INFLUENCE OF THE MICROSTRUCTURE OF REEDS AND STRAW
ON THE COEFFICIENT OF THERMAL CONDUCTIVITY OF THE STRUCTURE-FORMING
COMPOSITION OF THE THERMAL INSULATION MATERIAL**

A. BAKATOVICH, N. BAKATOVICH, F. GASPAR

Electron microscopy of the structure of giant reed and rye straw was performed. The microstructure parameters affecting the thermal conductivity coefficient of crushed reed and straw have been identified and studied. The fractional composition was investigated, including the determination of the percentage of crushed giant reed by fractions. The optimal sizes of reed particles have been determined taking into account the minimum thermal conductivity coefficient of the raw composition. To increase the effectiveness of the insulating ability of crushed giant reed, rye straw was introduced into the structure-forming mixture. The introduction of crushed straw into the composition makes it possible to reduce the thermal conductivity coefficient of the structure-forming mixture by 21% to an indicator corresponding to 0.045 W/(m×°C).

Keywords: reed, straw, microstructure, fraction, thermal conductivity coefficient, thermal insulation.

УДК 728.45

СТУДЕНЧЕСКОЕ ОБЩЕЖИТИЕ – МНОГОФУНКЦИОНАЛЬНОЕ ПРОСТРАНСТВО ДЛЯ ЖИЗНИ

А.А. БОРОВКОВА

(Полоцкий государственный университет)

ORCID <https://orcid.org/0000-0003-2228-2718>

В статье рассмотрена функционально-планировочная структура типовых общежитий 50–70-ых годов XX века. Определена потребность в преобразовании внутренних пространств в общежитиях для студентов на уровне как жилой ячейки, так и общественных пространств. Предложена типологическая структура универсальной модели общежития для студентов: варианты жилых и общественных пространств, структурированные с учетом потребностей респондентов.

Ключевые слова: студенческое общежитие, многофункциональное пространство, жилая ячейка, универсальный дизайн, инклюзивное образование.

Введение. Период студенчества – важный этап становления личности и формирования эстетического мировоззрения, ценностных ориентаций и культуры. Где бы мы ни находились: на учебе, дома, в различных учреждениях, местах отдыха, мы ежедневно взаимодействуем со средой, которая влияет на наши мысли и действия. Изменение подходов и методов в проектировании студенческих общежитий на сегодняшний день является актуальной задачей во многих странах мира. Планировочная структура жилых и общественных пространств часто не отвечает потребностям современной молодежи. В нашей стране такая проблематика обусловлена сохранившимися и функционирующими общежитиями периода социализма и является типичной для всех республик бывшего Советского Союза. Некоторые здания устарели не только морально, но и физически. Наиболее распространенной объемно-планировочной структурой студенческого общежития в Беларуси являются здания коридорного типа с комнатами, имеющими выход непосредственно в коридор. Здание представляет пятиэтажный объем с обслуживающими помещениями на первом этаже [1]. Согласно опросам через сеть Интернет, студенты предпочли бы жить в более комфортных условиях: с увеличенными площадями жилого пространства; с санузлами и кухнями-нишами в собственной комнате; с развитым общественным пространством. Функциональная структура типовых общежитий 50–70-ых годов XX века представлена на рисунке 1.

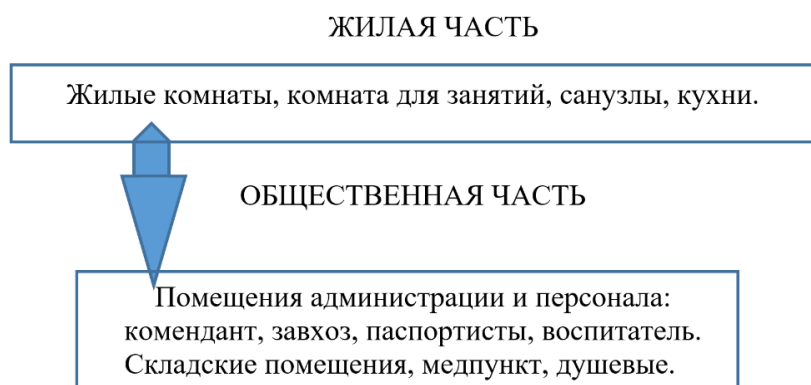


Рисунок 1. – Функциональная структура типовых общежитий

Типология студенческих общежитий является достаточно вариативной: по половой принадлежности, категории инвалидности, количеству проживающих в комнате, брачности, планировочной структуре, уровню обслуживания. Также стоит включить в эту типологическую структуру иностранных студентов, численность которых на период 2020/2021 учебного года в нашей стране составила 7,4%. Учитывая такую многовариантную типологическую структуру общежитий для студентов, необходимо рассмотреть варианты альтернативного проектирования, которые будут включать в себя многофункциональные трансформируемые структуры, с разнообразными функционально-планировочными решениями на уровне как общего плана, так и отдельной жилой единицы.

На рисунке 2 представлена полноценная функциональная структура общежития для студентов вузов.



Рисунок 2. – Многофункциональная структура студенческого общежития

Жилые пространства студенческого общежития. На 2020/2021 учебный год в 50 УВО страны обучалось 254,4 тыс. студентов (121,3 тыс. студентов мужского пола; 133,1 тыс. – женского пола), в том числе 18,9 тыс. иностранных граждан (7,4% от общей численности студентов). По данным Национального статистического комитета, на дневной форме обучалось 59,8% от общей численности студентов [2].

Согласно «Концепции Национальной стратегии устойчивого развития Республики Беларусь на период до 2035 г.», предусмотрен ряд мероприятий по усовершенствованию и обновлению системы образования с учетом мировых тенденций развития образовательного пространства. Предполагается формирование открытой информационно-образовательной среды и внедрение моделей смешанного обучения; создание благоприятных условий для развития личности человека в соответствии с его возрастными и индивидуальными потребностями. Рассматривается организация образовательного процесса как непрерывная познавательная, исследовательская, учебно-профессиональная, практическая деятельность. Предлагается обеспечить равный доступ к образованию для уязвимых групп населения и развивать инклюзивную среду [3].

В 2015/2016 учебном году с целью выявления жилищных условий современной студенческой молодежи, а также предпочтений молодых людей были проведены очные опросы и анкетирование. Респондентами являлись студенты 1–5 курсов специальности «Архитектура» учреждения образования «Полоцкий государственный университет». В исследовании рассматривались студенческие общежития № 1, 3, 5 Полоцкого государственного университета. Предложена реконструкция типовых жилых комнат и разработана экспериментальная модель жилой ячейки. В результате исследования, проведенного автором в период с 2014/2015 по 2020/2021 учебные годы, подтверждена потребность молодежи в преобразовании жилых и общественных пространств в структуре студенческого общежития. В опросе, проведенном в 2020/2021 учебном году, приняли участие 428 студентов разных специальностей: дизайн, архитектура, ПГС, геодезия, физическая культура, лечебное дело [4; 5].

Согласно результатам исследования, предложена универсальная экспериментальная модель, структурированная по вертикали и горизонтали (рисунок 3).

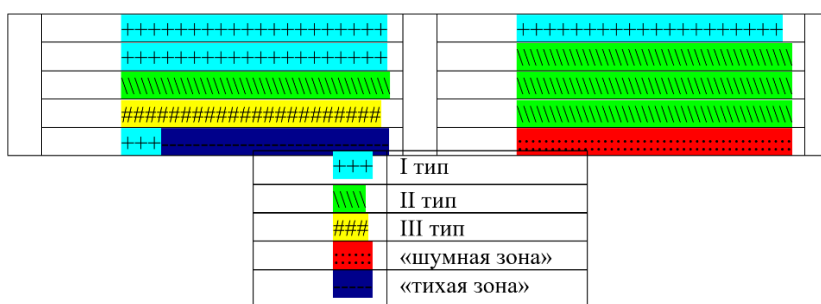


Рисунок 3. – Жилые ячейки в разрезе по вертикали в структуре общежития

В структуре жилого пространства были предложены 3 типа жилых ячеек:

I тип – универсальная жилая ячейка: жилая комната с увеличением жилой площади на человека до 9 м^2 + уборная. Предназначена для проживания 1–2 человек: холостые студенты старших курсов, магистранты, аспиранты. В результате опросов и анкетирования выяснено, что размещение предпочтительно на верхних этажах. Жилые пространства в качестве гостевых и комнат для людей с инвалидностью необходимо разместить в структуре первого этажа, в «тихой» общественной зоне «ТЗ» (рисунок 4).



Рисунок 4. – План-схема жилой ячейки I типа

II тип – жилая ячейка – блок: 2 жилые комнаты + уборная. Предназначена для проживания 5–6 человек: холостые студенты младших курсов. Проживание такого количества студентов в ячейке обусловлено резкой сменой жилищных условий: родительский дом – общежитие. Во избежание психологического дискомфорта, чувства «одиночества» и «оторванности от родителей», необходимо создать условия для обретения навыков коммуникации в виде материальной, архитектурно-планировочной единицы. Размещение предпочтительно над «шумной» общественной зоной («ШЗ»), в структуре 2–4 этажей (при рассмотрении 5-этажной модели общежития). Согласно «методу разбросанных писем», разработанному С. Милгрэмом, исследования подтверждают, что студенты, проживающие на нижних этажах общежитий, более социализированы, так как чаще бывают в местах общего пользования, скорее узнают соседей, больше доверяют им и в большей степени удовлетворены жилищными условиями (рисунок 5) [6, с. 161].



Рисунок 5. – План-схема жилой ячейки II типа

III тип – жилая ячейка – блок: жилая комната + кухня + уборная. Предназначена для проживания студентов в браке, в том числе с ребенком. Размещение предпочтительно над «тихой» общественной зоной, в структуре 2 этажа (рисунок 6).



Рисунок 6. – План-схема жилой ячейки III типа

В 2020/2021 учебном году в высших учебных заведениях нашей страны обучалось 54,4 тысячи студентов мужского пола в возрасте от 20 до 24 лет, в том числе 13,3 тысячи находилось в браке. Согласно статистическим данным, 24,5% обучающихся в браке – студенты дневного отделения УВО [2].

Невозможность предвидеть заранее индивидуальные особенности каждого жильца-студента, его типологическую принадлежность, предопределяет основную тенденцию к отказу от проектирования типового жилья в общежитии, с предложением функциональной структуры здания на основе жилых ячеек, каждая из которых представляет собой самостоятельную в планировочном отношении группу комнат с помещениями общего пользования, отвечает многообразной деятельности студента и создает наиболее благоприятные условия для жизни [7].

Общественные пространства в студенческом общежитии. При проведении натурного обследования общежитий № 1, 3 учреждения образования «Полоцкий государственный университет» были выполнены планы этажей с общественной функционально-планировочной структурой (рисунок 7).

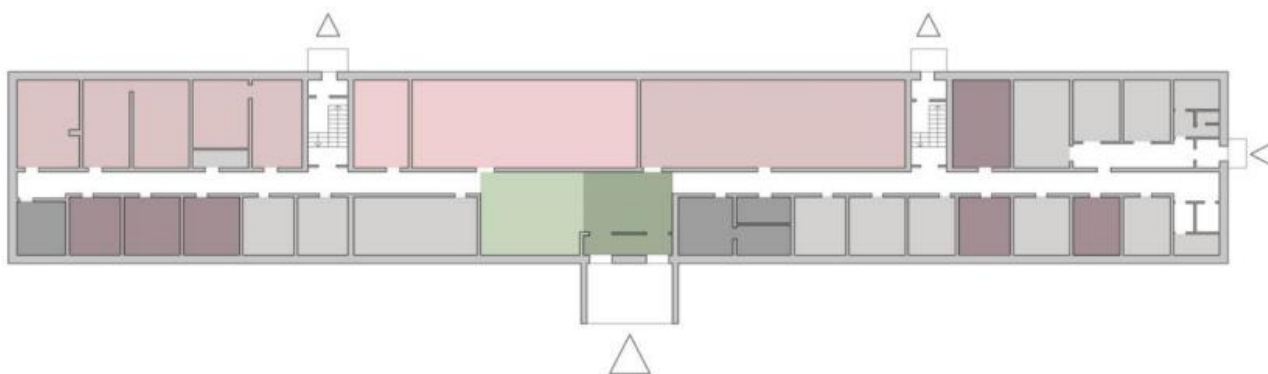


Рисунок 7. – План-схема студенческого общежития № 3 Полоцкого государственного университета

Согласно исследованию, общественная зона размещена на первом этаже. Ее функциональная структура разобщенная, зонирование помещений отсутствует, ориентация в пространстве затруднена ввиду отсутствия информационных указателей. Среда не является доступной в связи с присутствием барьеров на пути передвижения. По результатам опросов в сети Интернет методом онлайн-анкетирования, 82% респондентов считают условия времяпрепровождения в общественном пространстве общежития неудовлетворительными [2].

В структуре универсальной модели студенческого общежития, с учетом проведенного анализа существующей ситуации, предлагается разделять общественное пространство на тихую и шумную зону, также обусловленную размещением жилых пространств. Реализация общественной зоны целесообразна в структуре первого и цокольного этажа. В зависимости от разделения функций, в том числе возможно размещение на верхнем этаже

как при новом строительстве, так и при реконструкции здания. При разработке общественных пространств необходимо выделять зоны свободного времяпрепровождения в открытые, полуоткрытые и закрытые. Они, в свою очередь, удовлетворяют потребностям различных психотипов и типам модальности проживающих. Важную роль при организации внутреннего пространства сыграет предметное наполнение, композиция и конфигурация мебели, цвет и освещение, отделочные материалы [5].

В ходе экспериментального проектирования для общежития № 3 разработано проектное предложение по решению входной группы. Зону вестибюля предлагается трансформировать в полифункциональное пространство: зона рецепции, зона транзита потоков, зона ожидания и отдыха, зона приема пищи (рисунок 8).



Рисунок 8. – План-схема с интерьерным предложением зоны рецепции

Проектное решение входной группы в общежитии № 3 Полоцкого государственного университета предполагает реконструкцию вахты, зоны турникетов, дверных проемов, решая проблему препятствий на пути передвижения. Обозначение вахты (зоны рецепции) решается за счет выделения цветом, контрастирующим с основными цветами в интерьере. Вся визуальная информация отображается на доступных для понимания пиктограммах и информационном табло, которые дублируются по направлению движения, формируя визуально-информационное сопровождение в общежитии.

Зона ожидания, отдыха и приема пищи решена с учетом вариантного предметного наполнения, возможности различных комбинаций композиций мебели, трансформации пространства в открытые и полуоткрытые зоны. Турникеты размещены непосредственно перед входом в общежитие. Также они могут быть заменены на автоматическую пропускную систему дверей (рисунок 9).



Рисунок 9. – Интерьер входной группы, проектное предложение

Заключение. Универсальная модель общежития для студентов формируется на основе комплексного подхода, с учетом рекомендаций по проектированию внутренних пространств, многочисленных факторов и универсальных приемов в дизайне архитектурной среды. Наличие в интерьере различных зон, полифункциональность и возможность трансформации в зависимости от ситуации обеспечивает респондентам свободный выбор в жилом и общественном пространстве. В свою очередь, вне зависимости от пола, антропометрических характеристик человека, национальности, его специальности они формируют инклюзивное пространство для жизни.

ЛИТЕРАТУРА

1. Долотказина, Н.С. Принципы проектирования студенческих кампусов / Н.С. Долотказина, Ю.П. Прыткова // Инженерно-строительный вестн. Прикаспия. – 2016. – № 1–2 (15–16). – С. 9–15.
2. Официальный сайт Национального статистического комитета [Электронный ресурс]. – Режим доступа: https://www.belstat.gov.by/o-belstate_2/novosti-i-meroprivatiya/novosti/obrazovaniev_respublike_belarus-2021/. – Дата доступа: 30.10.2021.
3. Концепция Национальной стратегии устойчивого развития Республики Беларусь на период до 2035 г. [Электронный ресурс] // М-во экономики Респ. Беларусь. – Режим доступа: <https://www.economy.gov.by/uploads/files/bsugdaemNPA/Kontseptsiya-na-sajt.pdf>. – Дата доступа: 30.12.2020.
4. Боровкова, А.А. Основная проблематика и тенденции формирования студенческого жилья. Объемно-планировочное решение студенческих общежитий Полоцкого государственного университета / А.А. Боровкова // Вестн. Полоц. гос. ун-та. Сер. Ф. Стр-во. Прикладные науки. – 2016. – № 8. – С. 18–23.
5. Боровкова, А.А. Проблематика и тенденции формирования внутренних пространств студенческих общежитий / А.А. Боровкова // Архитектура : сб. науч. тр. / Белорус. нац. техн. ун-т ; редкол.: А.С. Сардаров (гл. ред.) [и др.]. – Минск, 2021. – С. 207–212.
6. Эллард, К. Среда обитания: как архитектура влияет на наше поведение и самочувствие / К. Эллард. – 2-е изд. – М. : Альпина Паблишер, 2017. – 288 с.
7. Дом для студента. Архитектурное проектирование жилой комнаты общежития / Е.С. Агранович-Пономарева [и др.]. – Белосток : Политехника Белостокская, 2017. – 317 с.

Поступила 22.11.2021

STUDENT HOSTEL – MULTI-FUNCTIONAL SPACE FOR LIFE

A. BARAUKOVA

The article examines the functional planning structure of typical hostels of the 50-70s of the XX century. The need for the transformation of internal spaces in hostels for students, both at the level of a residential unit and public spaces, has been determined. The typological structure of a universal model of a hostel for students is proposed: variants of residential and public spaces, structured taking into account the needs of the respondents.

Keywords: *student dormitory, multifunctional space, living cell, universal design, inclusive education.*

УДК 624.072

ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ЗАВИСИМОСТИ «МОМЕНТ – КРИВИЗНА» ПРИ НЕЛИНЕЙНОМ РАСЧЕТЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК

д-р техн. наук, проф. С.В. БОСАКОВ

(Белорусский национальный технический университет, Минск; РУП «Институт БелНИИС»)

канд. техн. наук, доц. О.В. КОЗУНОВА

(Белорусский государственный университет транспорта, Гомель;

Белорусский национальный технический университет, Минск)

Н.С. ЩЕТЬКО

(ООО «Могилевский центр строительной диагностики»)

В работе рассматриваются и решаются вопросы статического расчета железобетонных балок с использованием зависимости «момент – кривизна». Поставленная задача отдельно решается для статически определимых и статически неопределимых балок. Зависимость «момент – кривизна» принимается в виде гиперболического тангенса, ее успешно использовала один из авторов при решении нелинейных задач для балок на упругом основании. При расчете статически определимых балок задача сводится к решению обыкновенного нелинейного дифференциального уравнения второго порядка относительно прогибов балки с известными граничными условиями. При расчете статически неопределимых балок решение находится из условия минимума функционала Кастилиано дополнительной энергии. Для получения численных результатов используется пакет «Mathematica». Приводятся три примера расчетов шарнирно опертой балки, консольной и один раз статически неопределимой.

Ключевые слова: *зависимость «момент – кривизна», железобетонная балка, гиперболический тангенс, функционал Кастилиано.*

Введение. Последние годы проектные организации РБ, работая по отечественным нормативным документам, используют нелинейные зависимости между напряжениями и деформациями при расчетах железобетонных и бетонных конструкций [1]. Строительные нормы также рекомендуют для расчета изгибаемых элементов использовать зависимость «момент – кривизна», которая в общем случае носит нелинейный характер.

Зависимость «момент – кривизна» при нелинейном расчете железобетонных балок, работающих в условиях плоского изгиба, комплексно учитывает нелинейные свойства бетона и арматуры, анизотропность и неоднородность, трещинообразование материала балки. Впервые использовать эту зависимость в теории железобетона предложил В.Н. Мурашов [2]. В работах В.И. Соломина и его учеников [3] эта зависимость успешно применена для расчета железобетонных конструкций на упругом основании. Авторы в работах ранее [4] показали, что эта зависимость является энергетической характеристикой сечения балки. К.В. Дмитриева (Юркова) впервые близко аппроксимировала зависимость «момент – кривизна» с помощью экспоненциально-степенных функций [5], что позволило решить задачу об изгибе стенки в упругой полуплоскости с ломаным контуром. Ниже эта зависимость применяется для нелинейного расчета железобетонных балок.

В предлагаемой работе зависимость «момент – кривизна» аппроксимируется в виде гиперболического тангенса (1), условно показанного на рисунке 1. Будем считать материал балки нелинейно упругим

$$M \left(\frac{1}{\rho} \right) = M_{\text{lim}} \operatorname{Tanh} \left(\frac{B_0}{M_{\text{lim}}} \frac{1}{\rho} \right), \quad (1)$$

где M_{lim} – предельный изгибающий момент, воспринимаемый сечением балки;

B_0 – начальная жесткость балки;

$\frac{1}{\rho}$ – кривизна в данном сечении балки.

Такую зависимость широко использовала один из авторов в своих работах для учета физической нелинейности упругой среды при исследовании напряженно-деформированного состояния неоднородных оснований фундаментных конструкций [6], а также шарнирно соединенных балок на упругом основании [7].

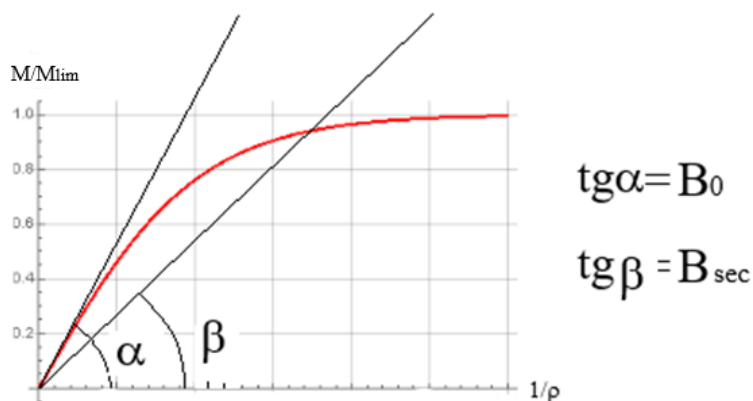


Рисунок 1. – Принятая зависимость «момент – кривизна»

В дальнейшем будем использовать секущую изгибную жесткость (см. рисунок 1) балки. Нелинейное дифференциальное уравнение плоского изгиба железобетонной балки на основании (1) можно записать теперь в следующем виде:

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{M_{\text{lim}}}{B_0} \text{ArcTanh} \left(\frac{M}{M_{\text{lim}}} \right), \quad (2)$$

где $M = M(x)$ – уравнение изгибающего момента в сечении балки с абсциссой x .

Указанный выше подход можно использовать для статически определимых железобетонных балок, где из уравнений равновесия известно выражение для распределения изгибающих моментов в балке, которое входит в (2). Нелинейное дифференциальное уравнение второго порядка (2) численно решается с помощью пакета «Mathematica» [8] с учетом геометрических граничных условий, так как статические граничные условия учитываются заданием выражения для изгибающего момента $M(x)$. Рассмотрим два примера.

Пример 1.

Шарнирно опертая однопролетная балка под действием равномерно распределенной нагрузки q (рисунок 2) со следующими характеристиками: $B = 20000 \text{ кНм}^2$; $M_{\text{lim}} = 200 \text{ кНм}$; $\ell = 6 \text{ м}$.

Уравнение изгибающих моментов по длине балки

$$M(x) = \frac{q\ell^2}{2} \left(\frac{x}{\ell} - \frac{x^2}{\ell^2} \right) \quad (3)$$

Подставим (3) в (2) и численно решим полученное нелинейное дифференциальное уравнение второго порядка на пакете «Mathematica» с граничными условиями для шарнирно опертой балки.

На рисунке 2 приведены расчетная модель и эпюры прогибов (y) в однопролетной статически определенной балке при двух значениях распределенной нагрузки. Из-за учета нелинейности железобетона при увеличении нагрузки вдвое максимальный прогиб в середине пролета балки увеличился приблизительно в 2.67 раза.

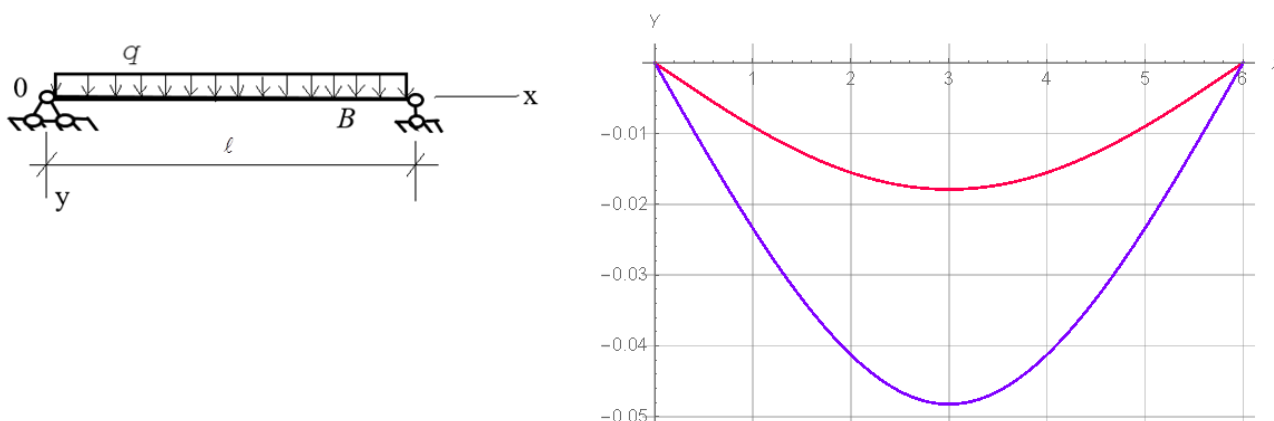


Рисунок 2. – Эпюры прогибов при двух загрузениях шарнирно опертой балки под действием равномерно распределенной нагрузки (красный цвет – $q = 20 \text{ кН/м}$; синий – $q = 40 \text{ кН/м}$)

Пример 2.

Консольная балка под действием равномерно распределенной нагрузки и сосредоточенной силы на краю (рисунок 3). Примем

$$B = 3000 \text{ кНм}^2; M_{\text{lim}} = 22 \text{ кНм};$$

$$\ell = 1.5 \text{ м}; q = 2 \text{ кН/м}; P = 7 \text{ кН}.$$

Уравнение изгибающего момента в сечении консольной балки с абсциссой x

$$M(x) = P(L-x) + q \frac{(L-x)^2}{2} \tag{4}$$

Подставим (4) в (2) и численно решим полученное нелинейное дифференциальное уравнение второго порядка на пакете «Mathematica» с граничными условиями для консольной балки.

На рисунке 3 показаны эпюры прогибов в консольной балке для линейного и нелинейного решений.

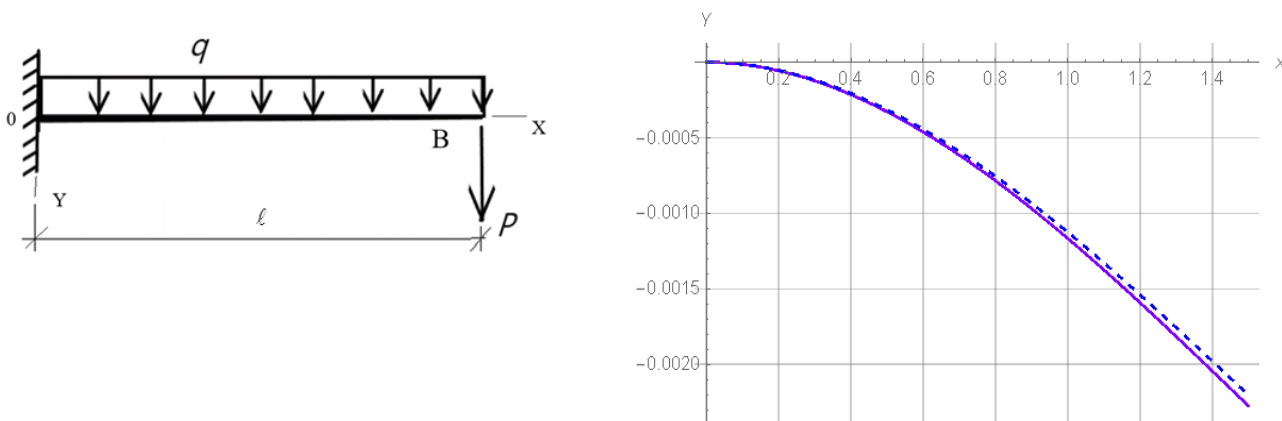


Рисунок 3. – Эпюры прогибов (м) в консольной балке. Пунктиром показано линейное решение

Для статически неопределимых балок авторы используют принцип наименьшей работы [9; 10]. Рассмотрим один раз статически неопределимую балку (рисунок 4).

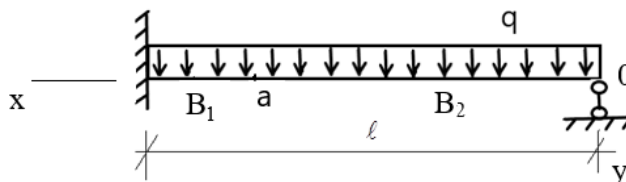


Рисунок 4. – Статически неопределимая балка

За основное неизвестное авторами принимается расстояние до нулевой точки эпюры моментов (точку a на рисунке 4). Зависимости «момент – кривизна» будут различными для участков балки слева и справа от точки a ввиду различного расположения рабочей арматуры в сечении балки и ее площади, и отражены в формулах (5)

$$M_1 \left(\frac{1}{\rho} \right) = M_{1,\text{lim}} \text{Tanh} \left(\frac{B_{1,0}}{B_{1,\text{sec}}} \frac{1}{\rho} \right), \quad \ell > x > a;$$

$$M_2 \left(\frac{1}{\rho} \right) = M_{2,\text{lim}} \text{Tanh} \left(\frac{B_{2,0}}{B_{2,\text{sec}}} \frac{1}{\rho} \right), \quad a > x > 0. \tag{5}$$

где $B_{1,0}, B_{2,0}, B_{1,\text{sec}}, B_{2,\text{sec}}$ – начальные и секущие жесткости на участках балки длиной $\ell - a$ и a соответственно; $M_{1,\text{lim}}, M_{2,\text{lim}}$ – предельные моменты на участках балки длиной $\ell - a$ и a соответственно.

Запишем функционал Кастилиано [9; 10] дополнительной энергии балки и действующей на нее нагрузки с учетом введенных обозначений

$$\int_0^a \left(\frac{qa}{2} x - \frac{qx^2}{2} \right) \frac{M_{1,\text{lim}}}{B_1} \text{arc Tanh} \left(\frac{\frac{qa}{2} x - \frac{qx^2}{2}}{M_{1,\text{lim}}} \right) dx + \int_a^\ell \left(-\frac{qa}{2} x + \frac{qx^2}{2} \right) \frac{M_{2,\text{lim}}}{B_2} \text{arc Tanh} \left(\frac{-\frac{qa}{2} x + \frac{qx^2}{2}}{M_{2,\text{im}}} \right) dx. \tag{6}$$

В интегралах (6) неизвестным является величина a , входящая в пределы интегралов и подынтегральное выражение. Вычислить (6) аналитически точно довольно сложно, поэтому для поиска решения графически будем находить минимум (6) по графической зависимости функционала Кастилиано от положения точки a при заданных внешней нагрузке, жесткостях и размерах балки.

Пример 3.

В расчет принимаем $q = 40$ кН/м.; $L = 6$ м; $M_{lim} = 200$ кНм; $B_1 = 20000$ кНм²; $M_{2lim} = 150$ кНм; $B_2 = 15000$ кНм².

На рисунке 5 приведены графики изменения величины функционала Кастилиано (6). Синим цветом показано нелинейное решение. Данные расчетов сведены в таблицу 1.

Таблица 1. – Данные расчетов

	Положение a , м	Пролетный M_{max} , кНм	Правая опорная реакция, кН
Линейное решение	4.36	95.05	87.2
Нелинейное решение	4.48	100.6	89.6

Анализ данных таблицы 1 свидетельствует о влиянии учета нелинейности на величины опорных реакций и максимальных пролетных изгибающих моментов для рассматриваемой статически неопределимой балки.

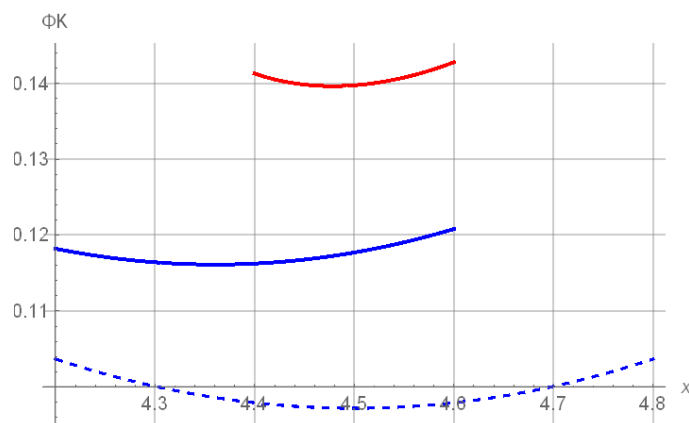


Рисунок 5. – График изменения величины функционала Кастилиано (6) при изменении положения точки a нулевого значения изгибающего момента на балке (красный цвет – линейно-упругое решение)

Прогибы в балке можно также определить по формуле Максвелла – Мора [9], рассматривая статически неопределимую балку как балку кусочно-постоянного сечения [6].

Заключение. В работе предложен несложный подход, позволяющий на основании известной зависимости «момент – кривизна» для статически определимых балок из решения нелинейного дифференциального уравнения находить прогибы. Для статически неопределимых балок решение получается из условия минимума функционала Кастилиано дополнительной энергии деформаций балки и действующей на нее нагрузки. Приводятся три примера для наиболее применяемых балок и нагрузок, показывающих эффективность предлагаемого подхода для различно-опираемых балок.

ЛИТЕРАТУРА

1. Бетонные и железобетонные конструкции : СНБ 5.03.01-02. – Введ. 01.07.2003. – Минск : Стройтехнорм, 2003. – 139 с.
2. Мурашев, В.Н. Трещиностойкость, жесткость и прочность железобетона / В.Н. Мурашев. – М. : Изд-во М-ва стр-ва предприятий машиностроения, 1950. – 268 с.
3. Соломин, В.И. Методы расчета и оптимальное проектирование железобетонных фундаментных конструкций / В.И. Соломин, С.Б. Шматков. – М. : Стройиздат, 1986. – 206 с.
4. Босаков, С.В. Об одном свойстве зависимости «момент – кривизна» для балок и его использовании в инженерных расчетах / С.В. Босаков, Н.С. Щетько // Строит. наука и техника. – 2006. – № 1. – С. 58–61.
5. Дмитриева, К.В. Расчет нелинейно-упругой гибкой стенки в упругом основании : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.17 / К.В. Дмитриева ; Белорус. нац. техн. ун-т. – Минск, 2017. – 23 с.
6. Козунова, О.В. Применение МКР в нелинейных расчетах балок на однородном упругом слое / О.В. Козунова // Ресурсо-економні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : сб. науч. ст. – Ровно, 2008. – С. 373–381.
7. Босаков, С.В. Развитие теории расчета шарнирно-соединенных балок на упругом основании с учетом их физической нелинейности / С.В. Босаков, О.В. Козунова // Проблемы современного бетона и железобетона : сб. науч. тр. / Ин-т БелНИИС ; редкол.: О.Н. Лешкевич [и др.]. – Минск, 2019. – С. 11–24.
8. Дьяконов, В.П. Mathematica 5/6/7. Полное руководство / В.П. Дьяконов. – М. : ДМК Пресс, 2009. – 624 с.

9. Рабинович, И.М. Курс строительной механики стержневых систем : в 2 ч. / И.М. Рабинович. – М. : Госстройиздат, 1954. – Ч. 2 : Статически неопределимые системы. – 544 с.
10. Александров, А.В. Основы теории упругости и пластичности / А.В. Александров, В.Д. Потапов. – М. : Высш. шк., 1990. – 400 с.

Поступила 15.10.2021

USING THE MOMENT-CURVATURE CONSTRAINT FOR NONLINEAR ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE BEAMS

S. BOSAKOV, O. KOZUNOVA, N. SHCHETKO

The paper discusses and solves the issues of static calculation of reinforced concrete beams using the "Moment-curvature" dependence. The problem posed is solved separately for statically determinate and statically indeterminate beams. The "Moment-curvature" dependence is taken in the form of a hyperbolic tangent, which was successfully used by one of the authors when solving nonlinear problems for beams on an elastic foundation. When calculating statically definable beams, the problem is reduced to solving an ordinary nonlinear second-order differential equation for the deflections of a beam with known boundary conditions. When calculating statically indeterminate beams, the solution is found from the condition of the minimum Castiliano functional of the additional energy. To obtain numerical results, the Matemathika package is used. Three examples of calculations of a hingedly supported beam, cantilever and once statically indeterminate, are given.

Keywords: *dependence "moment – curvature", reinforced concrete beam, hyperbolic tangent, Castiliano functional.*

УДК 624.131

ИССЛЕДОВАНИЕ ОЧЕРТАНИЯ ПОВЕРХНОСТИ СКОЛЬЖЕНИЯ ПРИ ПОТЕРЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ГРУНТОВОГО АНИЗОТРОПНОГО ОСНОВАНИЯ РАСПОРНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Н.Н. ВИШНЯКОВ

(Полоцкий государственный университет)

Представлены результаты лабораторных экспериментов по изучению очертания поверхности скольжения в лабораторном лотке при моделировании работы грунтового основания распорных сооружений. Проведены исследования для различных вариантов напластования грунтов: однородное и анизотропное сложение. Однородное основание моделировалось песком средним, уложенным с уплотнением в лабораторный лоток. Моделирование анизотропного напластования проводилось с помощью чередования слоев песка среднего и прослоек бентонитовой глины. Испытания проводились до полной потери несущей способности грунтового основания. Сделаны выводы об очертании поверхности скольжения при всех вариантах моделирования основания.

Ключевые слова: распорные сооружения, анизотропное основание, несущая способность.

Введение. Архитектурно-планировочные решения современных зданий и сооружений общественного и производственного назначения основываются, как правило, на применении большепролетных конструкций перекрытия в виде арочных систем, оболочек и т.п. В этом случае на фундаментах и на грунтах основания помимо вертикальных нагрузок могут действовать горизонтальные нагрузки (распор), которые могут привести к потере устойчивости основания, даже если вертикальное давление меньше расчетного сопротивления грунта. Еще одна большая область применения фундаментов, работающих на совместное действие вертикальной и горизонтальной нагрузок – это сооружения животноводческого комплекса с применением железобетонных или стальных полурам, работающих по схеме трехшарнирных арок. В таких конструкциях величина горизонтального распора составляет практически 70% от значения вертикальной нагрузки [1].

Согласно действующим нормативным документам, расчет оснований фундаментов, на которые передаются значительные горизонтальные усилия, обязательно проводится по первой группе предельных состояний. Существуют различные методы расчета, как аналитические, так и основанные на теории предельного напряженно-деформируемого состояния грунтов. Однако самым широко используемым методом, сочетающим в себе относительно небольшую трудоемкость расчетов и достаточную точность, является метод круглоцилиндрических поверхностей скольжения. Как показано в [2; 3], данный метод позволяет учесть как неоднородность основания, так и анизотропию прочностных свойств грунтов.

Ярким примером анизотропных грунтов являются ленточные глины, широко распространенные на севере Беларуси [4; 5]. А в целом, многочисленными исследованиями доказано, что большинство грунтов обладает анизотропией прочностных свойств грунтов [1; 6].

Возможность учета такой особенности грунтов, как анизотропия прочностных свойств, позволяет повысить точность расчета несущей способности основания фундаментов. С учетом анизотропии несущая способность, как правило, становится выше [7; 8], что позволяет при новом строительстве принять меньшими размеры или глубину заложения фундамента, тем самым уменьшить стоимость работ как нулевого цикла, так и сметную стоимость здания или сооружения в целом. На этапе, например, обследования фундаментов здания в случае, когда планируется увеличение на них нагрузки, расчет с учетом анизотропии прочностных свойств может обосновать достаточную несущую способность и позволить отказаться от усиления фундаментов здания, что также может дать возможность сэкономить значительные денежные средства.

Если при использовании метода круглоцилиндрических поверхностей скольжения для однородных оснований круглоцилиндрическое очертание поверхности скольжения было подтверждено многочисленными исследованиями и практическими наблюдениями, то для анизотропного основания такие работы не выполнялись. Исследованию этой проблемы и посвящена данная статья.

Цель работы состоит в получении опытного очертания поверхностей скольжения при потере несущей способности грунтового однородного и анизотропного оснований распорных сооружений при моделировании в лабораторном лотке.

Основная часть. *Методика проводимых испытаний, с описанием конструкции лотка.*

Испытания проводились в лотке размером 1,5×1,0×0,35 м, сваренного из металлических уголков и труб, фронтальная сторона которого оснащена оргстеклом толщиной 12 мм, позволяющим наблюдать характер деформирования и образования поверхности скольжения в моделируемом грунтовом основании.

В качестве модели фундамента была взята металлическая пластина размером 30×30 см. Для приложения нагрузки под углом использовался треугольный клин. На клин устанавливался гидравлический домкрат в сборе с маслостанцией. Маслостанция оборудована манометром, служащим для измерения давления. Фиксация величины горизонтальных и вертикальных перемещений осуществлялась при помощи прогибомеров 6ПАО. Схема испытательной установки показана на рисунке 1.

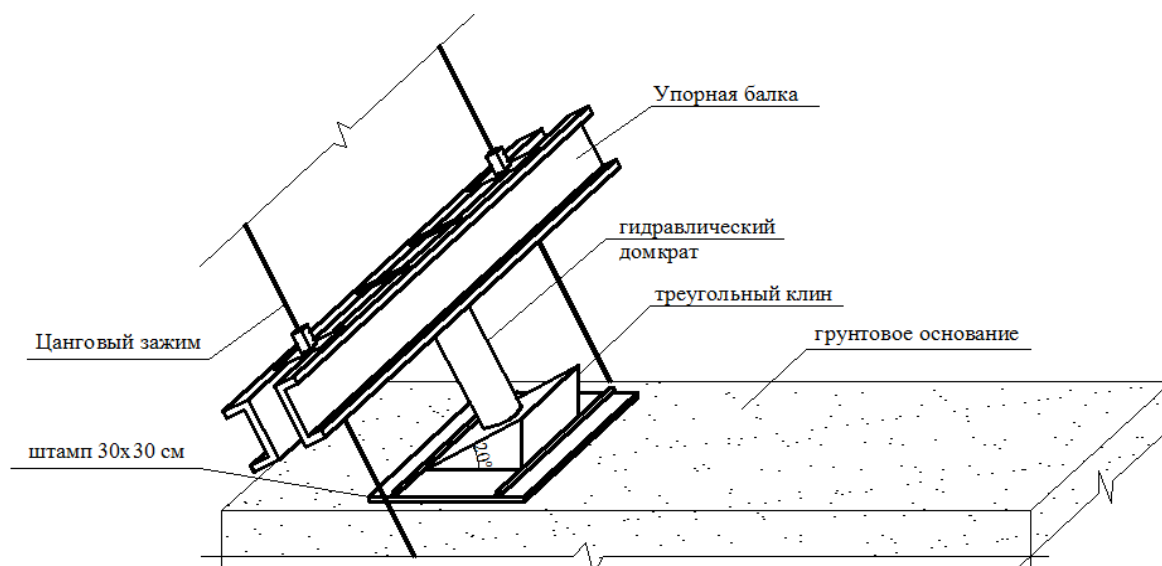


Рисунок 1. – Схема испытательной установки

Нагрузка на штамп прикладывалась как равнодействующая из вертикальных и горизонтальных усилий. На первом этапе были проведены испытания для нагрузок, приложенных под следующими углами: 30°, 25°, 20°, 15°. При этом фиксировался только объем грунта, задействованный в образовании призмы выпора. Было установлено, что наиболее оптимальный угол приложения нагрузки составляет 20°. При принятых размерах лотка и размере штампа данный угол позволяет наблюдать наиболее полную картину потери устойчивости основания.

На втором этапе, при фиксированном угле приложения нагрузки 20°, были проведены испытания для однородного и анизотропного грунтовых оснований.

Нагрузка на штамп передавалась ступенями с шагом 2,5 кН. Каждая ступень нагружения выдерживалась до наступления условной стабилизации. При этом фиксировались вертикальные и горизонтальные перемещения штампа.

Испытание продолжалось до полной потери устойчивости модели фундамента с образованием поверхности сдвига грунта и поверхностного выпора.

Испытания с однородным песчаным основанием. Отсыпка однородного песчаного основания осуществлялась песком средним. Для визуализации процесса деформирования грунтового основания были сделаны индикаторные полоски с применением доломитовой муки. Полоски создавались только возле оргстекла, толщина отсыпки 0,5 см, с шагом 3 см по вертикали. Для обеспечения однородности основания грунт уплотнялся вручную, при помощи трамбовки послойно.

В ходе эксперимента на 5 и 7,5 кН наблюдалось образование ярко выраженной фигуры в форме клина под подошвой штампа, после чего были видны значительные горизонтальные перемещения, и на 12,5 кН произошла потеря устойчивости основания (рисунок 2).



Рисунок 2. – Потеря устойчивости однородного песчаного основания

Обобщенные результаты испытания приведены в таблице 1.

Таблица 1. – Результаты испытаний однородного песчаного основания

Нагрузка на штамп, кН	Горизонтальное перемещение штампа, мм	Вертикальное перемещение штампа, мм	Примечания
2,5	6,58	12,30	Уплотнение грунта под подошвой штампа
5,0	21,55	30,92	Формирование уплотненным грунтом клина
7,5	33,18	46,31	Ярко выраженная фигура в форме клина под подошвой штампа
10,0	52,72	67,49	Значительные перемещения штампа
12,5	108,16	141,43	Потеря устойчивости основания

В результате испытаний, проведенных с однородным песчаным основанием, потеря устойчивости произошла при нагрузке на штамп 12,5 кН. Очертание поверхности скольжения оказалось близким к круглоцилиндрическому.

Испытания с анизотропным песчано-глинистым основанием. Модель анизотропного грунтового основания создавалась из двух материалов: средний песок и прослойки бентонитовой глины.

Используемая в работе бентонитовая глина представляет собой материал природного происхождения, основной составляющей которого является монтмориллонит, благодаря которому она приобретает свойства гидрофильности и разбухания.

Прочность на сдвиг прослоек из бентонитовой глины во много раз меньше прочности прослоек из песка среднего, что позволяет моделировать анизотропию прочностных свойств, например, таких грунтов как ленточные глины, где прослойки песка пылеватого имеют меньшую прочность, чем прослойки глины.

Проведено 2 варианта моделирования анизотропного основания:

- в первом случае утаивались прослойки бентонитовой глины толщиной 2,5 см через каждые 8 см песка;
- во втором случае – 0,5 см бентонитовой глины через 4 см песка.

Грунт, как и в случае с однородным основанием, уплотнялся вручную при помощи трамбовки.

Характер деформирования анизотропного основания отличался от изотропного. Потеря устойчивости основания произошла при существенно меньшей нагрузке на штамп – всего 2,5 кН – и сопровождалась сдвигом уплотненного грунтового ядра под штампом по четко видимой поверхности скольжения, близкой к круглоцилиндрической, и поверхностным выпором грунта. При этом сдвиг произошел по прослойке бентонитовой глины, как только нижняя граница уплотненного ядра дошла до прослойки (рисунок 3).

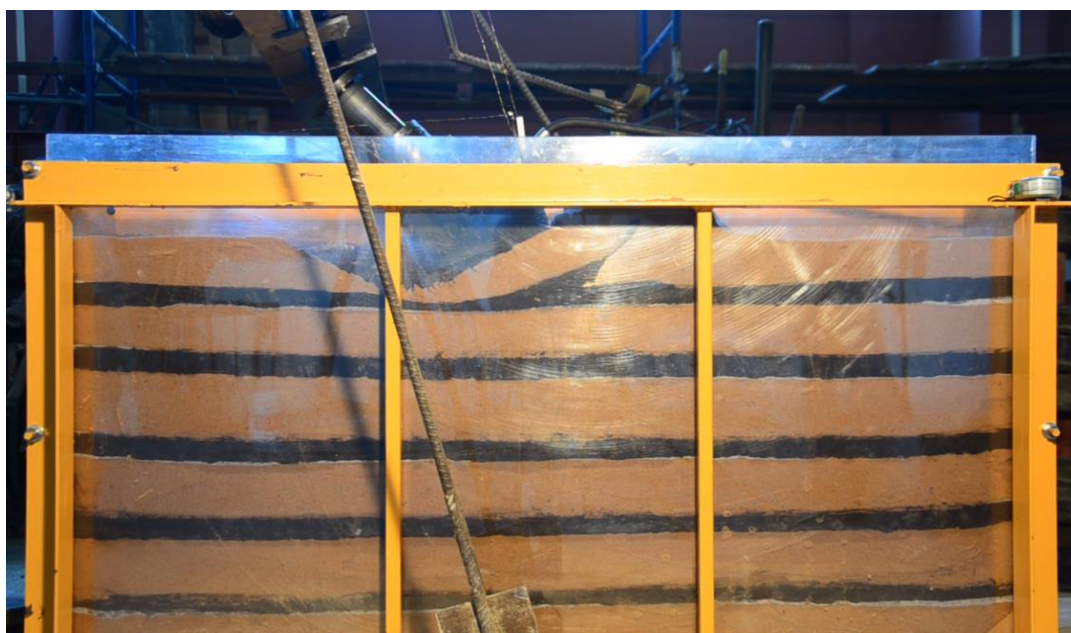


Рисунок 3. – Потеря устойчивости песчано-глинистого основания с прослойками глины по 2,5 см

Повторив эксперимент с более тонкими прослойками глины, толщиной 0,5 см, наглядно видно, что характер потери устойчивости основания аналогичен сдвигу основания с более толстыми прослойками, только сдвиг произошел на большей глубине (рисунок 4). Результаты эксперимента с прослойками глины толщиной 0,5 см представлены в таблице 2.

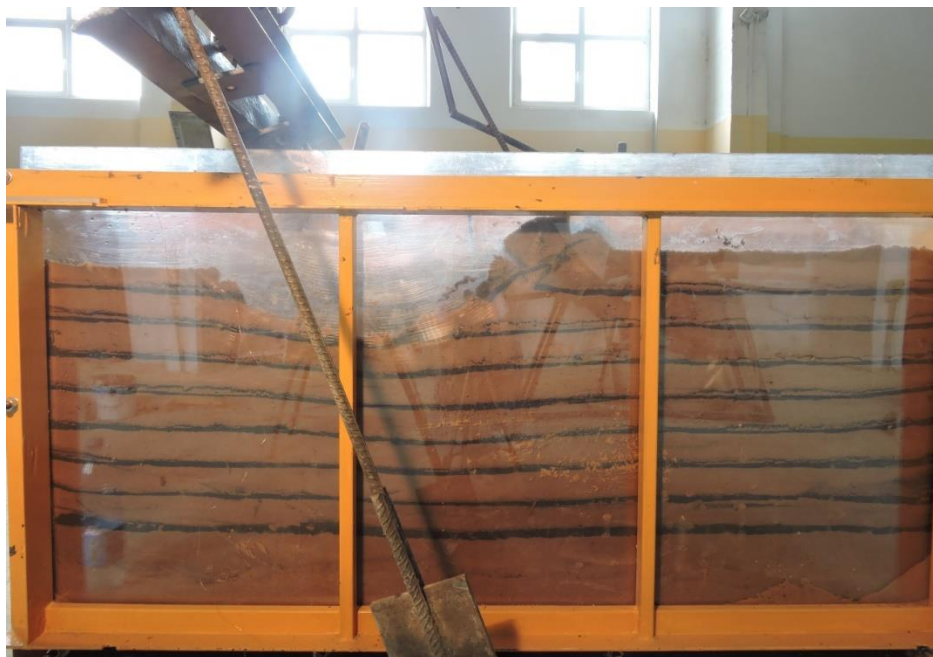


Рисунок 4. - Потеря устойчивости песчано-глинистого основания с прослойками глины по 0,5 см

Таблица 2. – Результаты испытаний песчано-глинистого основания с прослойками глины по 0,5 см

Нагрузка на штамп, кН	Горизонтальное перемещение, мм	Вертикальное перемещение, мм	Примечания
2,5	4,68	0,54	Уплотнение грунта под подошвой штампа
3,0	54,47	0,92	Значительные горизонтальные перемещения штампа
3,5	79,85	3,58	Потеря устойчивости грунтового основания

В ходе анализа очертания поверхностей скольжения установлено, что в целом сдвиг одной части грунта относительно другой произошел по поверхности, близкой к круглоцилиндрической (рисунок 5).

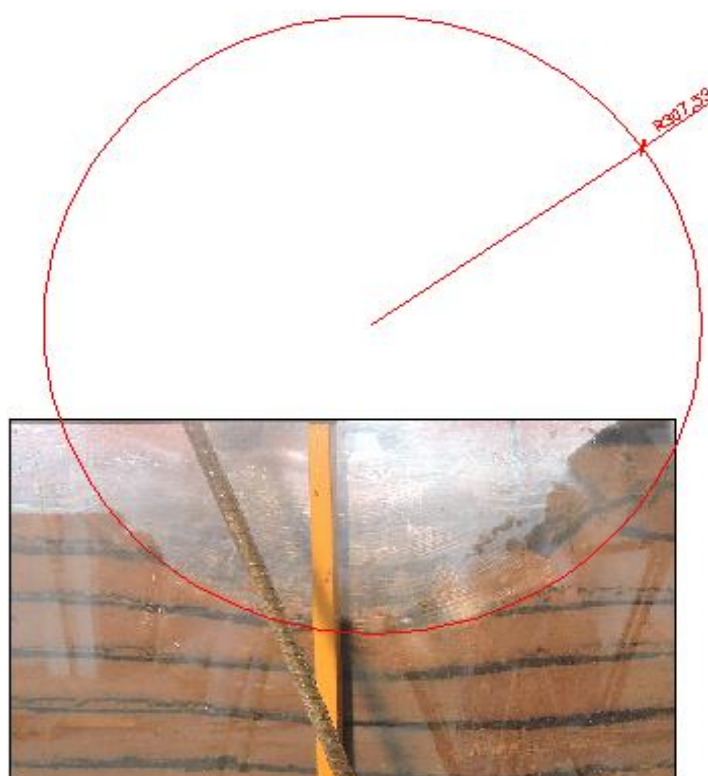


Рисунок 5. – Аппроксимация поверхности скольжения круглоцилиндрической поверхностью

Заключение. Лабораторные исследования моделей грунтового основания в лотковых условиях показали, что потеря устойчивости массива грунта с выраженной горизонтальной анизотропией при совместном действии вертикальных и горизонтальных нагрузок происходит по поверхности, близкой к круглоцилиндрической. При этом необходимо отметить, что поверхность скольжения в основании с выраженной анизотропией первоначально формируется по слабой прослойке. В первом случае поверхность скольжения сформировалась в верхнем слабом слое, во втором случае – во втором. По отношению к слабым прослойкам круглоцилиндрическая поверхность скольжения и в первом, и во втором случае проходила по касательной.

Результаты проведенных исследований подтверждают возможность использования при оценке несущей способности фундаментов распорных сооружений метода круглоцилиндрических поверхностей скольжения, в том числе для анизотропных оснований.

ЛИТЕРАТУРА

1. Бугров, А.К. Анизотропные грунты и основания сооружений / А.К. Бугров, А.И. Голубев. – СПб. : Недра, 1993. – 245 с.
2. Кремнев, А.П. Определение наиболее опасной поверхности скольжения при расчете устойчивости откосов методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения / А.П. Кремнев, Д.О. Глухов, Н.Н. Вишняков // Вестн. Полоц. гос. ун-та. Сер. Ф. Стр-во. Прикладные науки. – 2011. – № 8. – С. 37–41.
3. Кремнёв, А.П. Учет влияния анизотропии прочностных свойств грунтов на несущую способность фундаментов распорных сооружений / А.П. Кремнёв, Н.Н. Вишняков // Инженерно-геотехнические изыскания, проектирование и строительство оснований, фундаментов и подземных сооружений : сб. тр. Всерос. науч.-практ. конф. / СПбГАСУ ; редкол.: Р.А. Мангушев (отв. ред.) [и др.]. – СПб., 2017. – С. 130–134.
4. Kremniou, A. Anisotropy of the Strength Properties of Clays of the North of Belarus / A. Kremniou, N. Vishniakov // Historical experience and challenges of geotechnical problems in Baltic Sea region : 13th Baltic Sea Region Geotechnical Conference, Vilnius, 22–24 September 2016. – Vilnius, 2016. – P. 114–117.
5. Павловская, И.Э. Полоцкий ледниково-озерный бассейн: строение, рельеф, история развития / И.Э. Павловская. – Минск : Наука і тэхніка, 1994. – 128 с.
6. Zhao, J. The interplay between anisotropy and strain localisation in granular soils: a multiscale insight / J. Zhao, N. Guo // Geotechnique. – 2015. – Vol. 65, iss. 8. – P. 642–656.
7. Wang, B. Influence of the anisotropy of a transversely isotropic foundation on additional stress fields, Sichuan Daxue Xuebao (Gongcheng Kexue Ban) / B. Wang, H. Xiao, Y. Dang, L. Sun // J. of Sichuan University (Engineering Science Edition). – 2015.
8. Коробова, О.А. Анализ результатов теоретических и экспериментальных исследований напряженно-деформированного состояния анизотропных грунтов и грунтовых оснований / О.А. Коробова // Ползуновский альманах. – 2001. – № 1–2. – С. 52–60.

Поступила 06.12.2021

INVESTIGATION OF THE OUTLINE OF A SLIDING SURFACE WITH A LOSS OF BEARING CAPACITY OF AN ANISOTROPIC SOIL FOUNDATION OF SPACER STRUCTURES

N. VISHNYAKOV

Presented are the results of laboratory experiments on the study of the outlines of the sliding surface in the laboratory chute when simulating the operation of the soil foundation of the spacer structures. Research has been carried out for various variants of soil strata: homogeneous and anisotropic composition. A homogeneous base was modeled with medium sand placed with compaction in a laboratory tray. Modeling of anisotropic bedding was carried out using alternating layers of middle sand and interlayers of bentonite clay. The tests were carried out until the complete loss of the bearing capacity of the subgrade. Conclusions are drawn about the outline of the sliding surface for all variants of modeling the base.

Keywords: spacer structures, anisotropic base, bearing capacity.

УДК 624.012.45:539.415

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ СОПРОТИВЛЕНИЯ СРЕЗУ САМОНАПРЯЖЕННЫХ БЕТОННЫХ БАЛОК, АРМИРОВАННЫХ FRP ПРИ РАЗЛИЧНЫХ УСЛОВИЯХ НАГРУЖЕНИЯ

*А.П. ВОРОБЕЙ, д-р техн. наук, проф. В.В. ТУР
(Брестский государственный технический университет)*

В данной статье представлены результаты экспериментальных исследований сопротивления срезу самонапряженных бетонных балочных элементов, армированных как FRP стержнями, так и традиционным способом (стальной арматурой). Выявлены отличительные особенности, оказывающие влияние на траекторию развития наклонных трещин, их ширину раскрытия, а также на напряженно-деформированное состояние при различных типах армирования (FRP и стальное армирование), уровнях самонапряжения бетона и условий нагружения (при действии равномерно распределенной нагрузки и сосредоточенных сил).

Ключевые слова: *сопротивление срезу, балочные элементы, самонапряженный бетон, FRP стержни, равномерно распределенная нагрузка, сосредоточенные силы, трещинообразование, наклонные трещины.*

Введение. На настоящее время в Республике Беларусь, как и во многих странах мира, в нормативных документах по проектированию железобетонных конструкций и элементов не представлены разделы, связанные с применением неметаллической арматуры. В связи с этим возникает вопрос о возможности использования расчетных моделей (в том числе и моделей сопротивления срезу), разработанных для элементов со стальным армированием, к элементам, армированным стержнями из полимерных композитов (FRP).

В научной литературе представлено довольно большое число публикаций, содержащих описание результатов экспериментальных исследований сопротивления срезу элементов с неметаллической продольной арматурой, нагруженных сосредоточенными силами. Однако отсутствуют работы, в которых исследовалось бы влияние равномерно-распределенного нагружения на балочные элементы с таким армированием. Данное допущение нельзя игнорировать, так как при действии равномерно-распределенной нагрузки существенно меняется поведение плоско-напряженных элементов. Расчетная модель сопротивления срезу, представленная в нормативных документах, должна соответствовать (что будет методически правильно) всем возможным расчетным схемам нагружения, независимо от вида армирования.

Особенности основных деформационных и прочностных характеристик полимерных композитов (главным образом, низкий модуль упругости и отсутствие пластической ветви диаграммы деформирования) оказывают существенное влияние при проверках предельных состояний как эксплуатационной пригодности, так и несущей способности. Для повышения эксплуатационных характеристик элементов, армированных стержнями из полимерных композитов, было предложено в работах [1–3] выполнять их предварительное натяжение физико-химическим способом при использовании напрягающего бетона. Предварительное натяжение стержней из полимерных композитов позволяет повысить трещиностойкость и жесткостные характеристики элемента, тем самым повысив эффективность работы армирующих стержней. Однако до сих пор не исследовано влияние самонапряжения бетона в элементах, армированных FRP стержнями, на сопротивление срезу при совместном действии изгибающих моментов и поперечных сил.

Принимая во внимание все названные факторы, были проведены экспериментальные исследования балочных элементов на напрягающем и обычном бетоне для различных типов армирования и условий нагружения. Данные исследования позволяют выявить отличительные особенности, оказывающие влияние на сопротивление срезу балочных элементов, при различных типах армирования, уровнях самонапряжения бетона и условиях нагружения.

Экспериментальные исследования. Опытные образцы. Для исследования влияния величины самонапряжения бетонных элементов с несимметричным расположением ограничивающих связей на сопротивление срезу были использованы бетонные балки с размерами поперечного сечения 120×300 мм и длиной 3000 мм. В качестве ограничивающих связей были приняты стержни из полимерных композитов Ø10 (стеклопластиковые (GFRP) и углепластиковые (CFRP) стержни) и стальная арматура Ø12 (S500), которые были расположены несимметрично по длине балки. Геометрические размеры и конструкция каркасов представлены на рисунке 1. В ходе экспериментального исследования были применены напрягающие бетоны с различной энергоактивностью и бетон на портландцементе (серии VI и VIII).

Всего было изготовлено 8 серий опытных балок (по 2 балки в каждой серии). Программа экспериментальных исследований представлена в таблице 1.

Опытные балки распалубливали при средней прочности при сжатии 11 МПа, после чего погружали в бассейн с водой (кроме балок серии VI и VIII), где они хранились 28 суток либо до момента стабилизации процесса расширения напрягающего бетона.

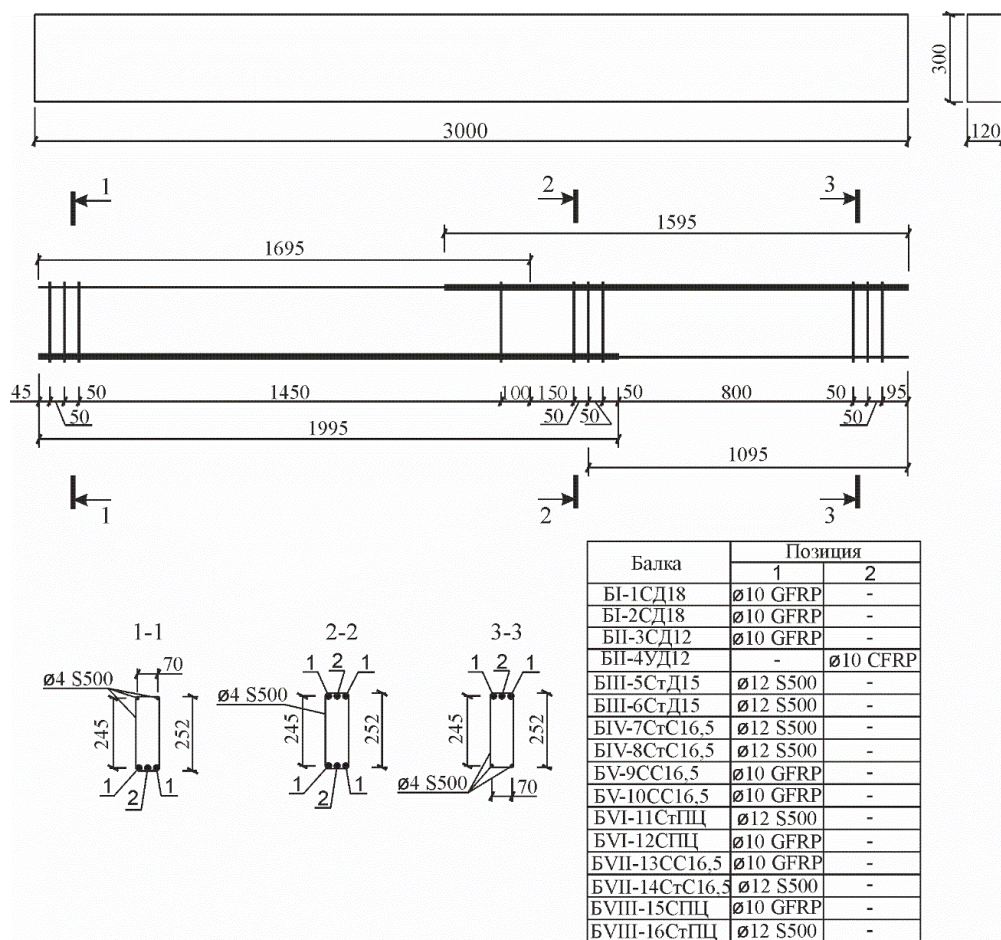


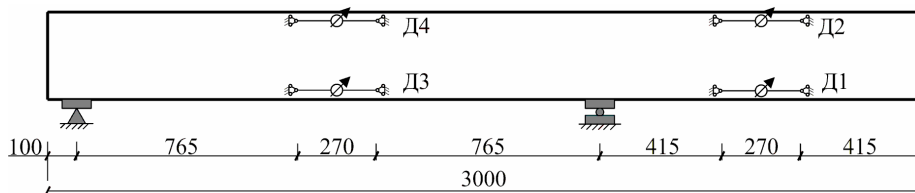
Рисунок 1. – Геометрические размеры и схема армирования балок

Таблица 1. – Программа испытаний

Серия	Обозначение балок	Геометрические размеры, мм		Условия хранения	Армирование		
		$b \times h$	l		Кол-во	A_{frr} , мм ²	ρ , %
I	БИ-1СД18	120×300	3000	Водные	2Ø10 GFRP	142,5	0,44
	БИ-2СД18						
II	БИП-3СД12				Ø10 GFRP	142,5	0,44
	БИП-4УД12						
III	БИП-5СтД15				2Ø12 S500	226,2	0,70
	БИП-6СтД15						
IV	БИV-7СтС16,5				2Ø12 S500	226,2	0,70
	БИV-8СтС16,5						
V	БИV-9СС16,5				2Ø10 GFRP*	142,5	0,44
	БИV-10СС16,5						
VI	БИV-11СтПЦ			2Ø12 S500	226,2	0,70	
	БИV-12СПЦ						2Ø10 GFRP*
VII	БИV-13СС16,5			2Ø10 GFRP*	142,5	0,44	
	БИV-14СтС16,5						2Ø12 S500
VIII	БИV-15СПЦ			2Ø10 GFRP*	142,5	0,44	
	БИV-16СтПЦ						2Ø12 S500

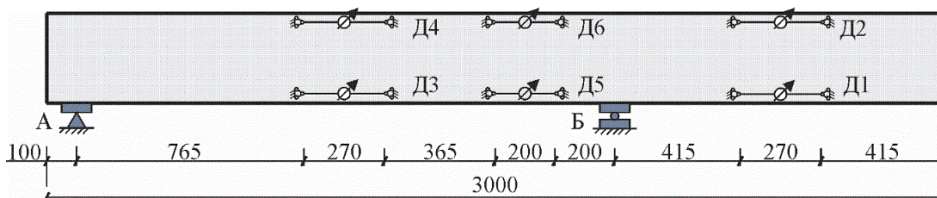
Примечание. * – применялась стеклопластиковая арматура АКС 10 с навивкой.

Измерение деформаций ограничивающих связей в опытных балках на стадии твердения и расширения напрягающего бетона в водных условиях хранения выполняли при помощи деформометра с индикатором часового типа с ценой деления 0,01 мм на базе 270 мм (при измерении деформаций по боковой грани опытной балки). На каждую балку (серии I–V) устанавливалось 4 деформометра на уровне арматуры (в средних участках пролетной и консольной частях балки из-за неравномерного армирования (рисунок 2)). На балках серии VII дополнительно были установлены еще два деформометра для исследования процесса самоупреждения бетона в зоне с одинаковым армированием (рисунок 3).



∅ - индикатор часового типа

Рисунок 2. – Схема расположения деформометров на опытных балках серий I–V для измерения деформаций на стадии самоупреждения бетона с расширяющейся добавкой

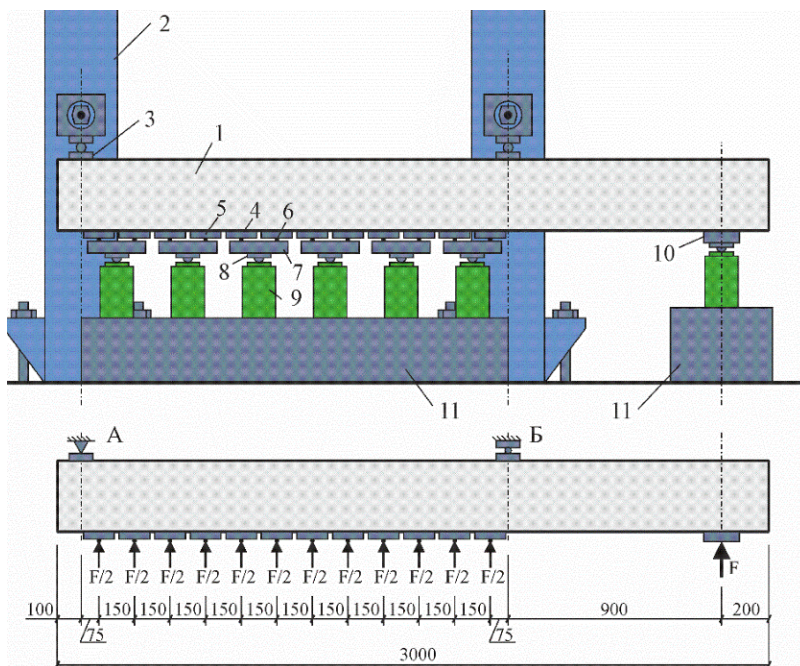


∅ - индикатор часового типа

Рисунок 3. – Схема расположения деформометров на опытных балках серии VII для измерения деформаций на стадии самоупреждения бетона с расширяющейся добавкой

Опытные балки серий I–VI были испытаны при статической нагрузке с монотонно возрастающей равномерно-распределенной нагрузкой. Для исследования влияния условий нагружения на сопротивление срезу также были испытаны балки серий VII–VIII при действии сосредоточенных сил. Схемы испытаний опытных балок представлены на рисунке 4.

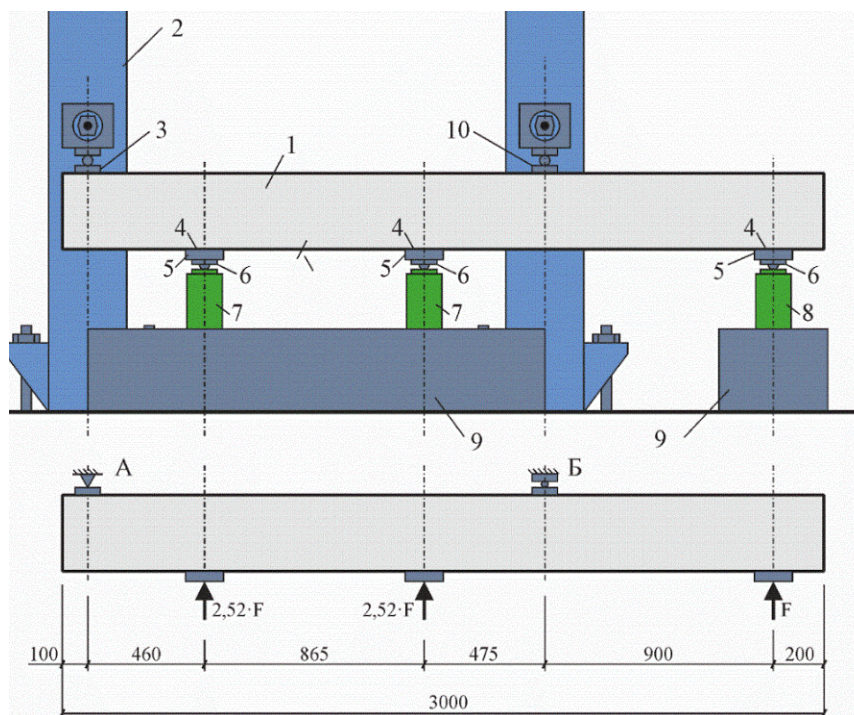
a



1 – опытная балка; 2 – П-образные стальные рамы (2 шт.); 3 – стальные опорные пластины (100×200×30 мм, 4 шт.); 4 – резиновые прокладки (13 шт.); 5 – стальные распределительные пластины (130×130×30 мм, 12 шт.); 6 – стальные катки (Ø14 мм, 12 шт.); 7 – стальная пластина (245×155×50 мм); 8 – стальной шарнир (6 шт.); 9 – гидравлические домкраты (250 кН, 7 шт.); 10 – стальная пластина (150×150×40 мм); 11 – стальные опоры

Рисунок 4. – Схема приложения нагрузки при статических испытаниях балок серий BI–BVI (*a*) (начало)

б



- 1 – опытная балка; 2 – П-образные стальные рамы (2 шт.); 3 – стальные опорные пластины (100×200×30 мм, 3 шт.);
 4 – резиновые прокладки (3 шт.); 5 – стальные распределительные пластины (100×200×30 мм, 3 шт.);
 6 – стальной шарнир (3 шт.); 7 – гидравлические домкраты (250 кН, 2 шт.);
 8 – гидравлические домкраты (100 кН, 1 шт.); 9 – стальные опоры;
 10 – динамометр электронный АЦД/1С-200/4И-1 (200 кН)

Рисунок 4. – Схема приложения нагрузки при статических испытаниях балок серий БVII–БVIII (б) (окончание)

Арматура. Армирование опытных балок было выполнено стержнями GFRP Ø10 (Maperod G и АКС 10), CFRP Ø10 (Maperod C) и стальной арматурой Ø12 (S500). Характеристики арматуры представлены в таблице 2.

Таблица 2. – Характеристики арматуры

Класс арматуры	Диаметр Ø, мм	Предел текучести, f_{yk} , МПа	Временное сопротивление, f_t , МПа	Модуль упругости $E_s \times 10^3$, МПа	Относительное удлинение при разрыве, %
Maperod G	10	–	760	40,8	2
Maperod C	10	–	2000	155	1,5
АКС 10	10*	–	1244	32	2,7
S500	12	652	749	200	–
	12**	678	778	200	–

Примечание. * – данная арматура использовалась в балках серий БV, БVI-12СПЦ, БVII-13СС16,5 и БVIII-15СПЦ;
 ** – данная арматура использовалась в балках серий БIV, БVI-11СтПЦ, БVII-14СтС16,5 и БVIII-16СтПЦ.

Бетон. Подбор номинального состава (таблица 3) был принят с учетом достижения самоупрочнения, кроме состава серий VI и VIII.

Таблица 3. – Номинальный состав бетона

№ серии	Расход материалов на 1 м ³ смеси в сухом состоянии, кг					Стахемент 2010
	цемент	расширяющая добавка Denka	песок	щебень	вода, л	
I	510	90	600	960	240	–
II	410	50	805	990	175	7,0
III	410	60	800	990	185	7,8
IV, V, VII	515	85*	740	880	201	7,5
VI, VIII	360	–	900	1060	148	5,4

Примечание. * – в качестве расширяющейся добавки использовали CSA 20.

Для достижения самоупрочения бетона использовали расширяющиеся добавки Denka CSA 20 (балки серий I–III) и CSA 20 (балки серий IV, V и VII). Бетонную смесь приготавливали в бетономешалке принудительного действия с последующей укладкой в стальную опалубку и уплотнением глубинным вибратором.

Основные характеристики напрягающего бетона к моменту статических испытаний приведены в таблице 4.

Таблица 4. – Основные характеристики напрягающего бетона к моменту статических испытаний

Серия	Обозначение балок	Механические характеристики бетона к моменту испытаний				Характеристики расширения к моменту статических испытаний	
		$f_{cm, cube}$, МПа	$f_{cm, prizma}$, МПа	$f_{cm, cyl}$, МПа	E_{cm} , ГПа	$\epsilon_{CE,f}$, %	$f_{CE,k}$, МПа
I	БИ-1СД18	–	51,1	–	31,7	1,12	1,8
	БИ-2СД18	–	55,1	–			1,1
II	БИ-3СД12	77,1	76,5	56,1	43,3	–	–
	БИ-4УД12						
III	БИИ-5СтД15	86,2	82,4	67,1	46,3	0,05	0,45
	БИИ-6СтД15	86,2	82,4	67,1			0,50
IV	БИV-7СтС16,5	29,3	47,8	–	29,8	0,64	2,70
	БИV-8СтС16,5	17,4	43,5	–			2,90
V	БИV-9СС16,5	58,1	52,0	34,5	32,7	0,45	1,80
	БИV-10СС16,5	54,6	54,4	32,3			34,7
VI	БИV-11СтПЦ	56,1	47,1	36,1	40,5	–	–
	БИV-12СтПЦ						
VII	БИИ-13СС16,5	29,2	50,2	21,9	31,2	0,42	1,90
	БИИ-14СтС16,5	33,9	53,8	31,2			32,6
VIII	БИИ-15СтПЦ	37,1	30,7	25,0	32,1	–	–
	БИИ-16СтПЦ						

Примечание. $f_{cm, cube}$ – средняя кубиковая прочность бетона при сжатии в возрасте 28 суток; $f_{cm, prizma}$ – средняя призмочная прочность бетона при сжатии (призмы 100×100×400 мм, твердевшие в условиях упругого ограничения); $f_{cm, cyl}$ – средняя цилиндрическая прочность бетона при сжатии (цилиндры Ø150 и $h = 300$ мм, твердевшие без осевого упругого ограничения); $f_{CE,k}$ – средняя величина самоупрочения контрольных образцов-призм 100×100×400 мм, твердевших в условиях упругого ограничения, эквивалентного жесткости продольного армирования в количестве 1%; $\epsilon_{CE,f}$ – относительная деформация свободного расширения, которая была установлена на свободных образцах-цилиндрах напрягающего бетона (цилиндры Ø150 и $h = 300$ мм).

Результаты испытаний. Исходя из величины зафиксированных связанных деформаций к моменту статического испытания были определены величины самоупрочения бетона, которые представлены в таблице 5.

Таблица 5. – Величины самоупрочения бетона к моменту статических испытаний, зафиксированные в ходе экспериментальных исследований на несимметрично армированных по высоте сечения и длине балках

Серия	Обозначение балок	Величина самоупрочения бетона к моменту статических испытаний σ_{CE} , МПа		
		Пролет балки	Консоль	Приопорная зона Б
I	БИ-1СД18	0,62	0,79	–
	БИ-2СД18	0,78	0,89	–
II	БИ-3СД12	0,03	–0,01	–
	БИ-4УД12	0,05	0,13	–
III	БИИ-5СтД15	–0,01	0,10	–
	БИИ-6СтД15	0,09	0,23	–
IV	БИV-7СтС16,5	1,80	1,53	–
	БИV-8СтС16,5	1,83	1,98	–
V	БИV-9СС16,5	0,47	0,55	–
	БИV-10СС16,5	0,45	0,50	–
VI	БИV-11СтПЦ	–	–	–
	БИV-12СтПЦ	–	–	–
VII	БИИ-13СС16,5	0,36	0,35	0,32
	БИИ-14СтС16,5	0,81	0,70	1,33
VIII	БИИ-15СтПЦ	–	–	–
	БИИ-16СтПЦ	–	–	–

Зафиксированные в ходе статических испытаний усилия, соответствующие образованию трещин, и предельные усилия при действии равномерно распределенной нагрузки и сосредоточенных сил в пролете балки представлены в таблицах 6 и 7 соответственно.

Таблица 6. – Результаты статических испытаний при действии равномерно распределенной нагрузки в пролете балки

Серия	Обозначение балок	P_{cr} , кН	q_{cr} , кН/м	P_u , кН	q_u , кН/м	Характер разрушения
I	БИ-1СД18 (без нагрузки консоли)	–	29,6	–	87,3	По наклонному сечению
	БИ-2СД18	10,4	34,7	22,5	75,0	По наклонному сечению в пролете
II	БИ-3СД12	10,4	34,7	24,5	81,7	По наклонному сечению в консоли
	БИ-4УД12	8,4	28,0	24,5	81,7	–/–
III	БИ-5СтД15	12,4	41,4	34,6	115,3	По нормальной трещине на опоре Б
	БИ-6СтД15	14,5	48,2	36,6	122,1	По наклонному сечению в пролете
IV	БИ-7СтС16,5	12,4	41,4	34,6	115,3	–/–
	БИ-8СтС16,5	12,4	41,4	37,9	126,3	–/–
V	БИ-9СС16,5	6,4	21,3	20,2	67,5	–/–
	БИ-10СС16,5	6,4	21,3	18,5	61,6	По наклонному сечению в консоли
VI	БИ-11СтПЦ	8,4	28,0	26,5	88,5	По наклонному сечению в пролете
	БИ-12СПЦ	6,4	21,3	18,2	60,6	–/–

Примечание. P_{cr} – сосредоточенная сила на консоли, соответствующая образованию трещин; q_{cr} – равномерно распределенная нагрузка, приложенная в пролете балки, соответствующая образованию трещин; P_u – сосредоточенная сила на консоли, соответствующая разрушению; q_u – равномерно распределенная нагрузка, приложенная в пролете балки, соответствующая разрушению.

Таблица 7. – Результаты статических испытаний при действии сосредоточенных сил в пролете балки

Серия	Обозначение балок	P_{cr} , кН	$P_{tot,cr}$, кН	P_u , кН	$P_{tot,u}$, кН	Характер разрушения
VII	БИ-13СС16,5	6,5	32,9	21,9	110,6	По наклонному сечению в консоли
	БИ-14СтС16,5	14,6	73,5	34,8	175,2	По наклонному сечению в пролете
VIII	БИ-15СПЦ	4,5	22,8	14,6	73,4	–/–
	БИ-16СтПЦ	4,5	22,7	24,9	125,5	–/–

Примечание. P_{cr} – сосредоточенная сила на консоли, соответствующая образованию трещин; $P_{tot,cr}$ – сосредоточенная сила, приложенная в пролете балки, соответствующая образованию трещин; P_u – сосредоточенная сила на консоли, соответствующая разрушению; $P_{tot,u}$ – сосредоточенная сила, приложенная в пролете балки, соответствующая разрушению.

Первые трещины нормального отрыва образовались во всех сериях балок в пролете при нагрузке равной $0,33-0,48q_u$ (в балках, нагруженных равномерно распределенной нагрузкой в пролете) и $0,2-0,42P_{tot,u}$ (в балках, нагруженных сосредоточенными силами в пролете). Стоит отметить, что в балках серии II (БИ-3СД12 и БИ-4УД12) первые трещины образовывались одновременно в пролете и на консоли. Трещины распределялись по длине пролета приблизительно с равным шагом и в момент образования по высоте сечения достигали 10–20% (БИ-4УД12, балки серий III–V, БИ-11СтПЦ и серий VII–VIII). В балках БИ-2СД18, БИ-3СД12, БИ-12СПЦ первые трещины в пролете развились по высоте сечения на 50–85%.

В консольной части балок со стальным армированием (балки серий III, IV, БИ-11СтПЦ, БИ-14СтС16,5 и БИ-16СтПЦ) трещины достигали приблизительно 10–67% высоты сечения, а в балках с FRP армированием (балки серий I, II, V, БИ-12СПЦ, БИ-13СС16,5 и БИ-15СПЦ) – до 60–83% высоты сечения.

По мере увеличения нагрузки трещины развивались по высоте сечения, достигая 90% высоты сечения опытной балки. Во всех опытных балках наклонные трещины в момент образования достигали около 80% высоты сечения (кроме балок со стальным армированием). Также стоит отметить, что по мере развития по высоте сечения наклонные трещины, образовавшиеся из нормальных, изменяли свой угол наклона к продольной оси балки. Это характерно для трещин, образующихся в зоне совместного действия изгибающего момента и перерезывающей силы.

Разрушение всех опытных балок (кроме серии IV) происходило по наклонной трещине, которая пересекала всю высоту сечения балки, что, в свою очередь, противоречит утверждениям, представленным в работах N.A. Dassow [4], A. Caldentey Perez [5], F. Cavagnis [6], B.A. Podgorniak-Stanik [7], о том, что при испытаниях жестких балок (при $l/d < 10$) при равномерно распределенной нагрузке разрушение происходит при раздавливании сжатого бетона над вершиной наклонной трещины.

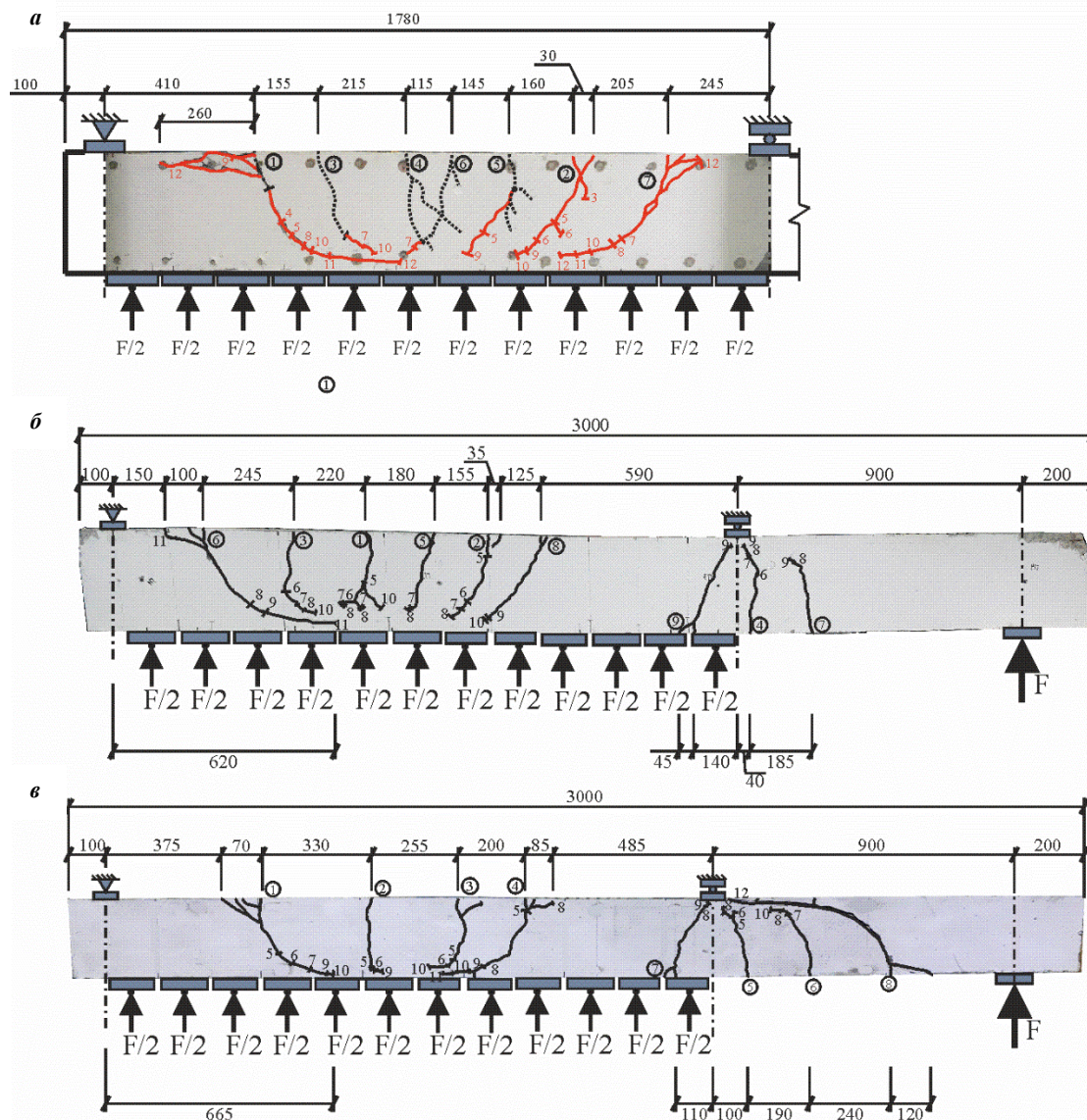
Ключевым различием между типом армирования балок (независимо от вида нагружения) является то, что в балках с традиционным армированием (балки серий III, IV и БИ-11СтПЦ) образуется большее количество трещин и без увеличения ширины раскрытия (до 0,15 мм), чем в балках с FRP армированием, где ширина раскрытия трещин может достигать до 2,5 мм.

Наклонные трещины в балках с традиционным армированием, нагруженных равномерно распределенной нагрузкой в пролете, образуются на расстоянии $\approx 0,5d$ от опоры, которая соединяется с наклонной трещиной, образованной на расстоянии $\approx d$, на уровне $\approx 0,5h$ высоты сечения балки. Наклонные трещины в балках с FRP армированием образуются на расстоянии $\approx d$. Однако в балках, нагруженных сосредоточенными силами, картина образования критической наклонной трещины в пролете не зависит от типа армирования и схожа с балками, армированными традиционным способом, при действии равномерно распределенной нагрузки в пролете, которая описана ранее.

Одной из отличительных особенностей влияния вида нагружения на сопротивление срезу является то, что в балках, нагруженных сосредоточенными силами, после образования наклонной трещины формируется продольная трещина вдоль растянутой арматуры по направлению к опоре, что приводит к снижению нагельного эффекта (одной из составляющих сопротивления срезу элемента). Это явление наиболее отразимо в элементах, армированных FRP стержнями.

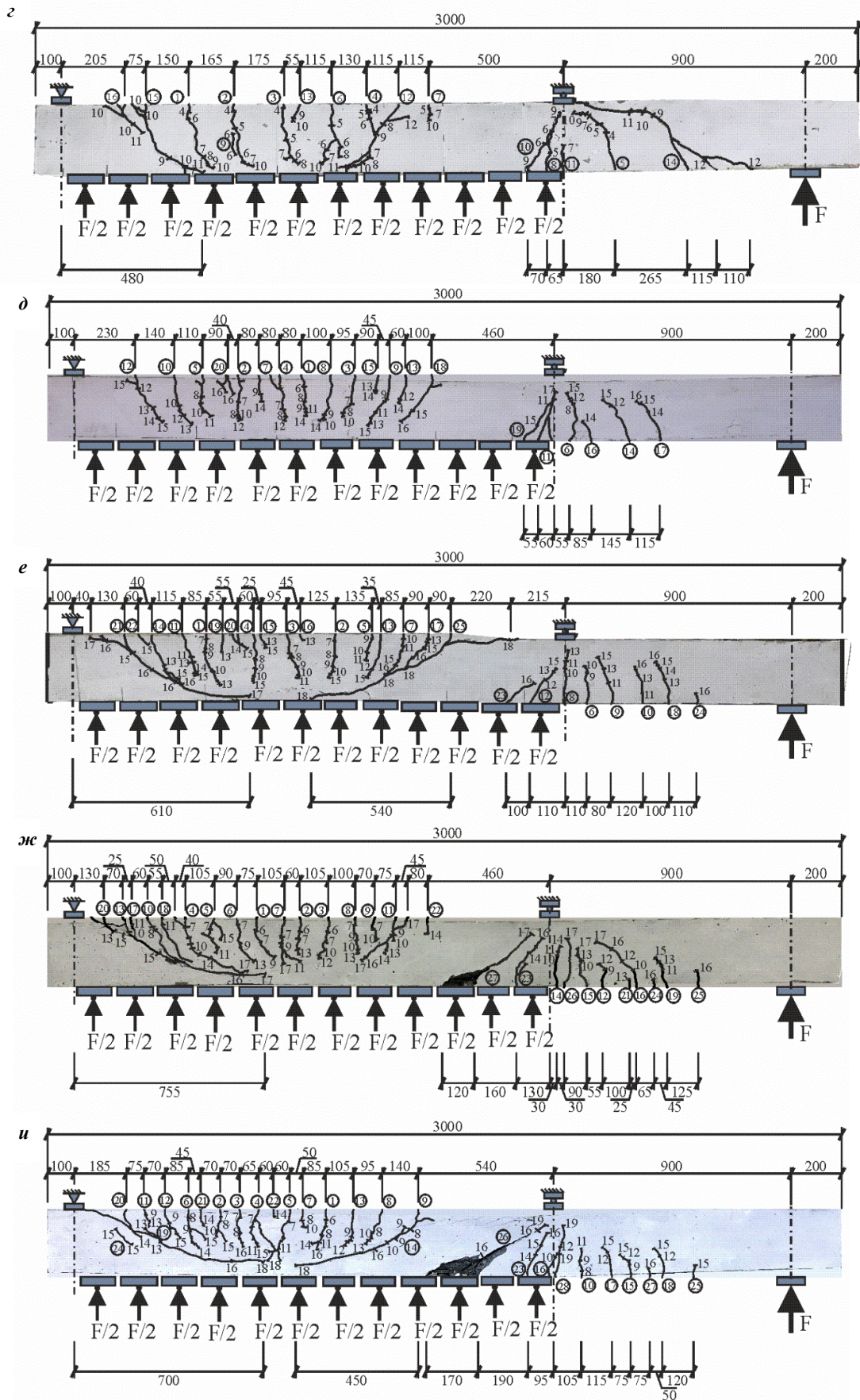
В балках (БИ-3СД12, БИ-4УД12 и БВ-10СС16,5), которые были нагружены равномерно распределенной нагрузкой в пролете и разрушились по консоли, расстояние образования критической наклонной трещины от опоры Б варьируется в диапазоне $\approx 1,7d-2,0d$. В то время, как в балке БВИ-13СС16,5, которая была нагружена сосредоточенными силами в пролете, критическая наклонная трещина образовалась в консоли на расстоянии $\approx 1,2d$ от опоры Б.

Стоит отметить, что в балках серии IV критическая наклонная трещина образовалась вблизи опоры Б (рисунок 5). При этом, перед моментом разрушения наклонные трещины (трещины № 20 (БIV-7СтС16,5) и №№ 14, 20 (БIV-8СтС16,5)) раскрылись на ширину до 2,5 мм на уровне центра тяжести сечения. Это связано с тем, что в данных балках было высокое значение самонапряжения бетона.



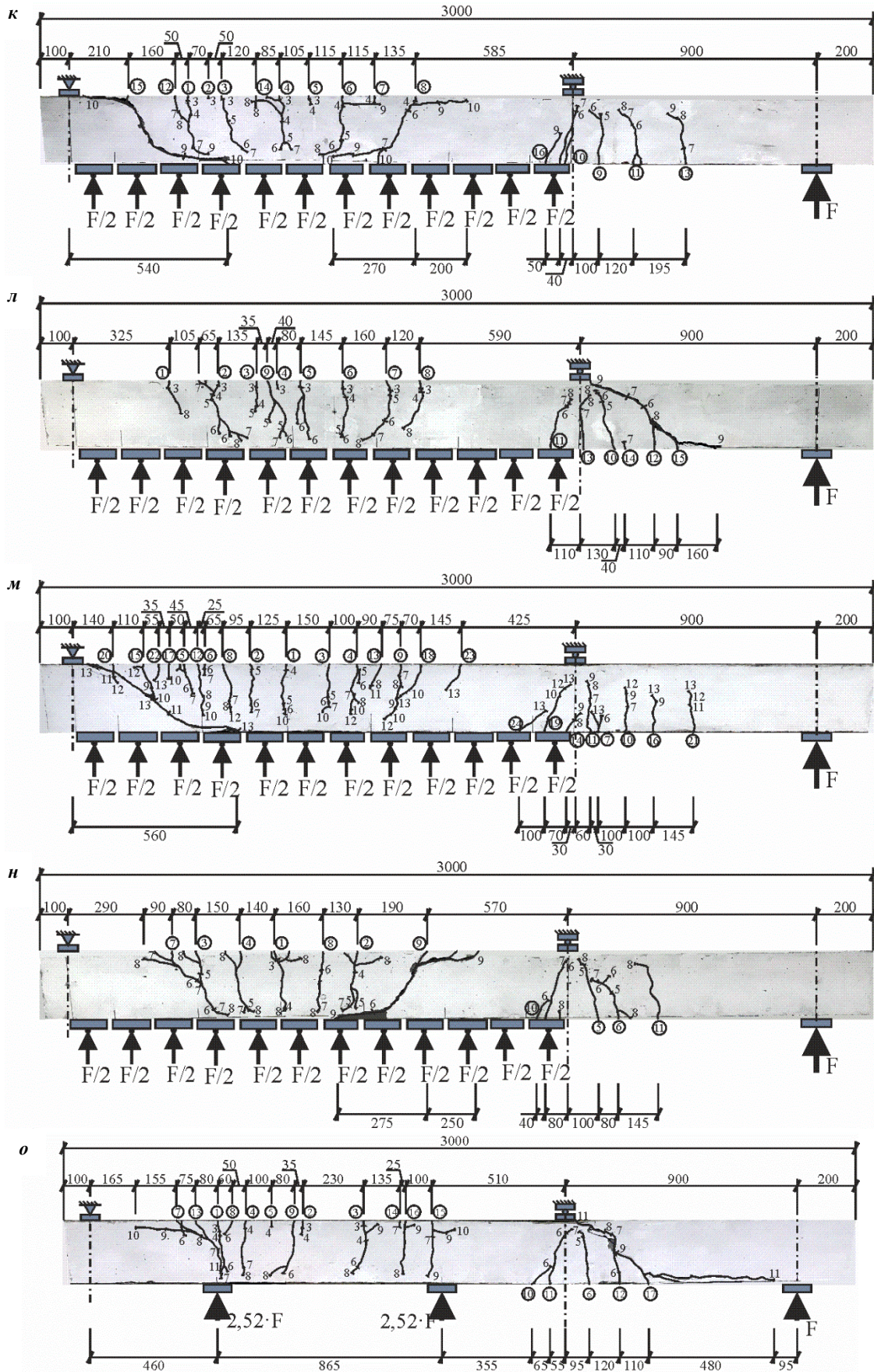
а – балка БИ-1СД18; б – балка БИ-2СД18; в – балка БИ-3СД12

Рисунок 5. – Картина трещинообразования и разрушения опытных балок (начало)



z – балка БШ-4УД12; *d* – балка БШ-5СтД15; *e* – балка БШ-6СтД15; *ж* – балка БШ-7СтС16,5; *и* – балка БШ-8СтС16,5

Рисунок 5. – Картина трещинообразования и разрушения опытных балок (продолжение)



к – балка БВ-9СС16,5; л – балка БВ-10СС16,5; м – балка БВИ-11СтПЦ; н – балка БВИ-12СПЦ; о – БВИ-13СС16,5

Рисунок 5. – Картина трещинообразования и разрушения опытных балок (продолжение)

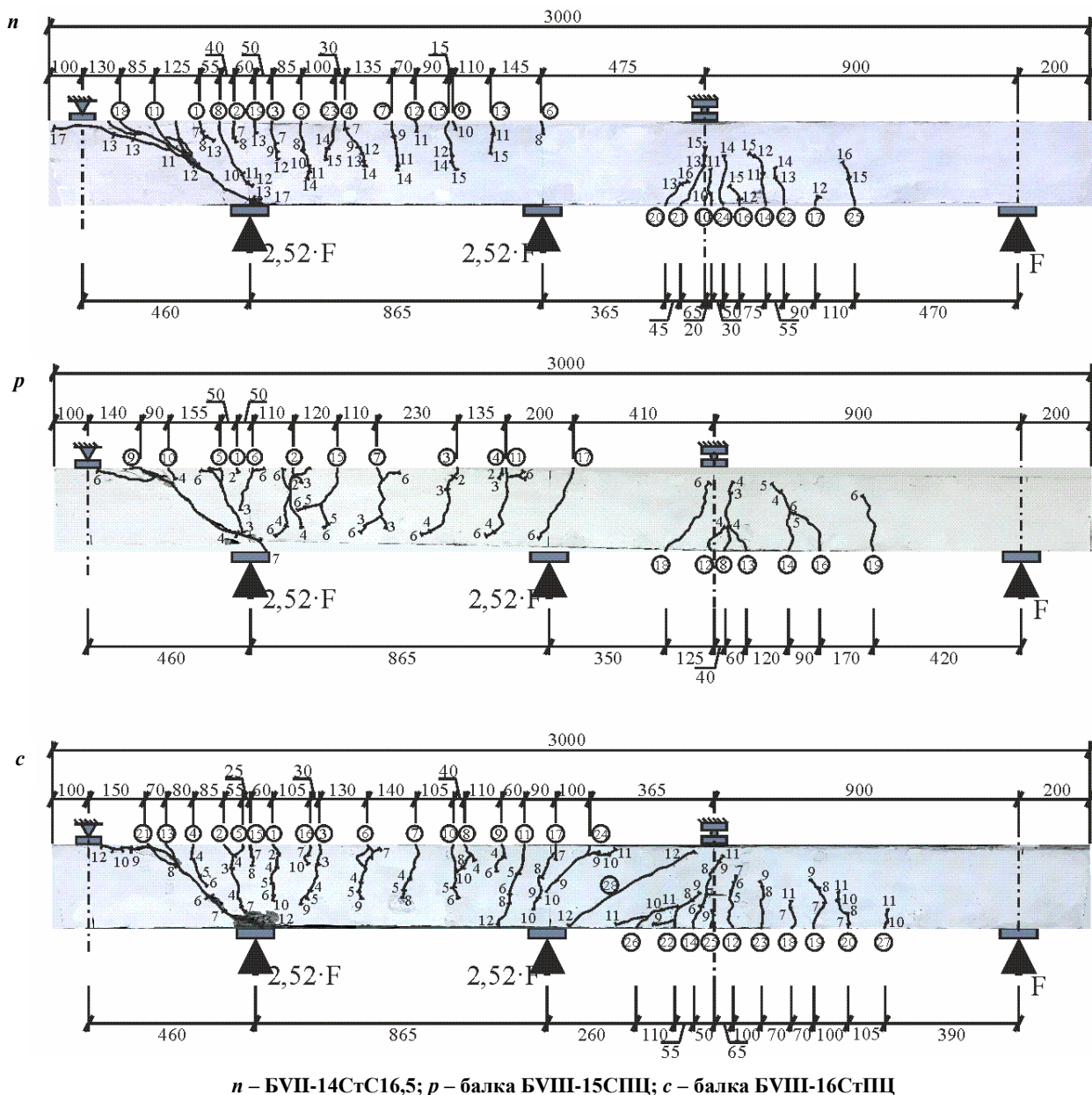
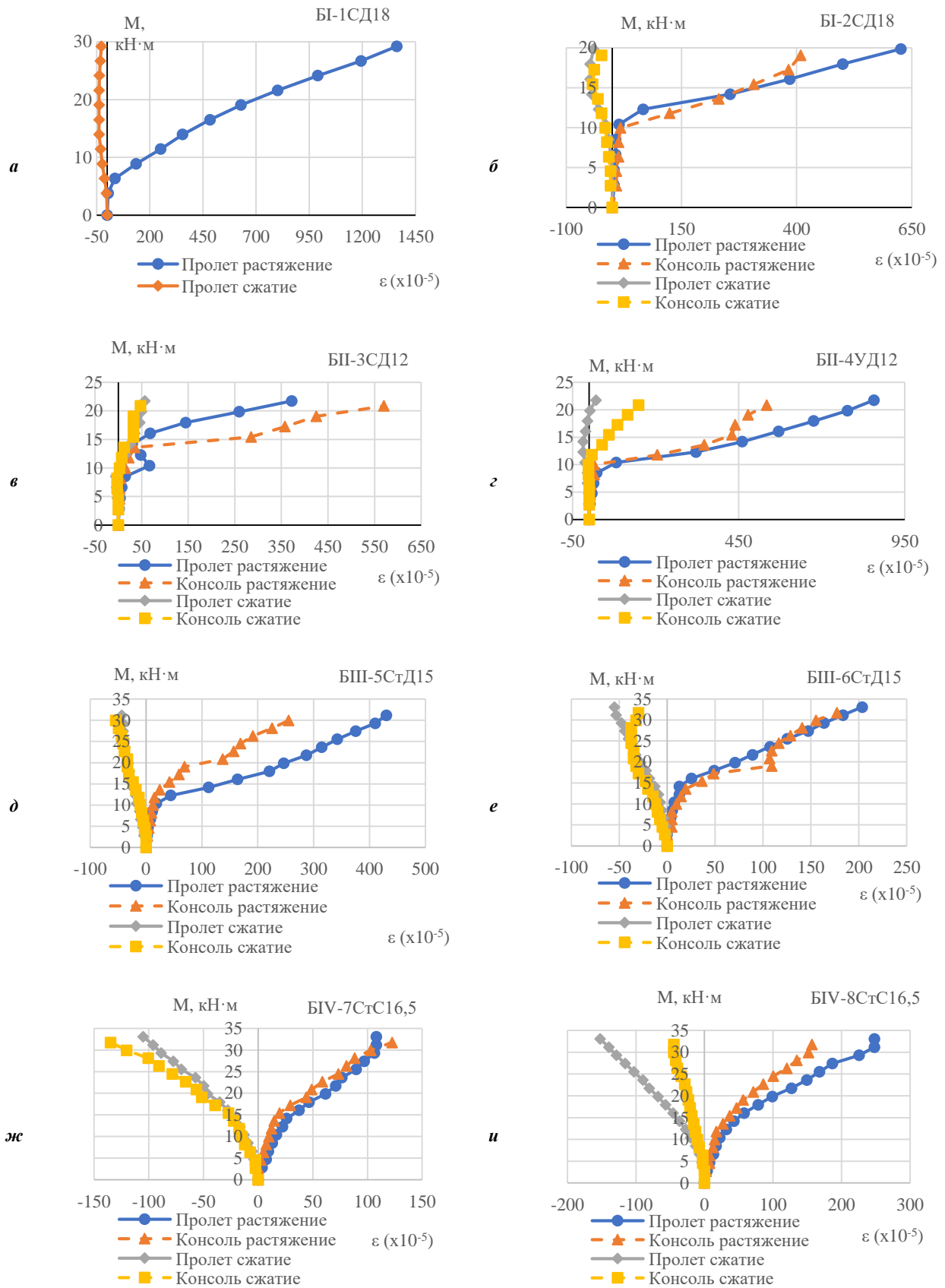


Рисунок 5. – Картина трещинообразования и разрушения опытных балок (окончание)

В балках со стальным армированием на напрягающем бетоне (серии III–IV, BVII-14Ст16,5) и на обычном бетоне (BVI-11СтПЦ и BVIII-16СтПЦ) существенным различием при статических испытаниях (независимо от вида нагружения) является высота сжатой зоны. Так, при увеличении величины самоупрочнения бетона в балках высота сжатой зоны существенно возрастает (см. рисунок 5). Также величина самоупрочнения бетона в балках с традиционным армированием увеличивает трещиностойкость и несущую способность по сравнению с обычным бетоном. (см. таблицы 6, 7). Однако данный эффект только в незначительной мере наблюдается и в балках, армированных GFRP стержнями (балки серий I, V, BII-3CD12, BVI-12СПЦ, BVII-13CC16,5 и BVIII-15СПЦ) (см. рисунок 5 и таблицы 6, 7).

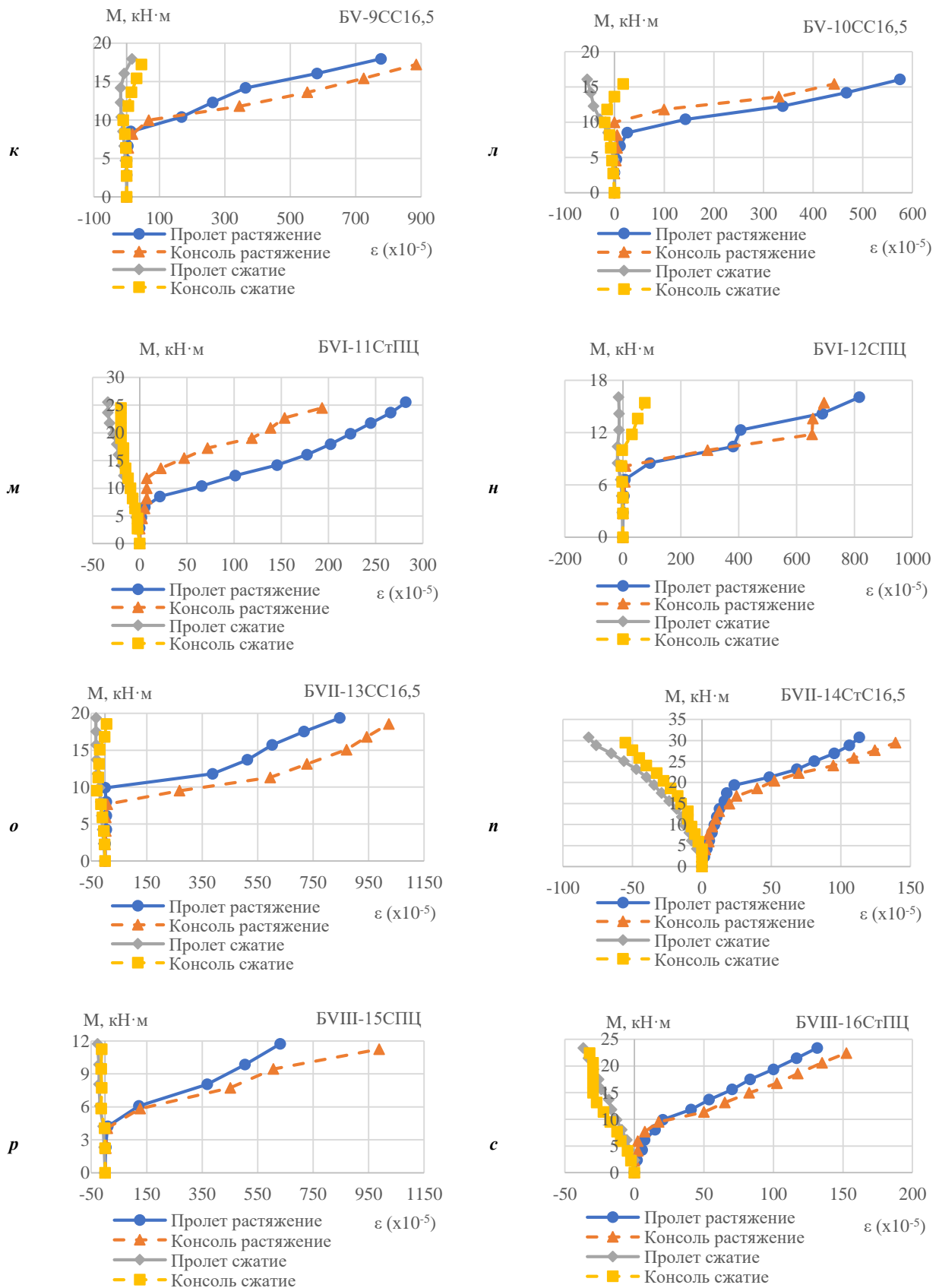
Различием между балками, армированными стальными стержнями и FRP стержнями (независимо от вида нагружения), заключается в том, что в балке с традиционным армированием в ходе статических испытаний были зафиксированы меньшие прогибы и относительные деформации на уровне продольного армирования (рисунки 6, 7).

Самоупрочнение бетона способствует созданию начального напряженно-деформированного состояния, которое, в свою очередь, оказывает влияние на поведение балки при статических испытаниях. Данное заключение выражается в том, что в балках с различным уровнем самоупрочнения бетона (независимо от вида нагружения) разрушение может произойти в консоли по наклонной трещине (BII-3CD12, BII-4UD12, BV-10CC16,5 и BVII-13CC16,5), что не наблюдалось при испытаниях балок на обычном бетоне (BVI-11СтПЦ, BVI-12СПЦ, BVIII-15СПЦ и BVIII-16СтПЦ).



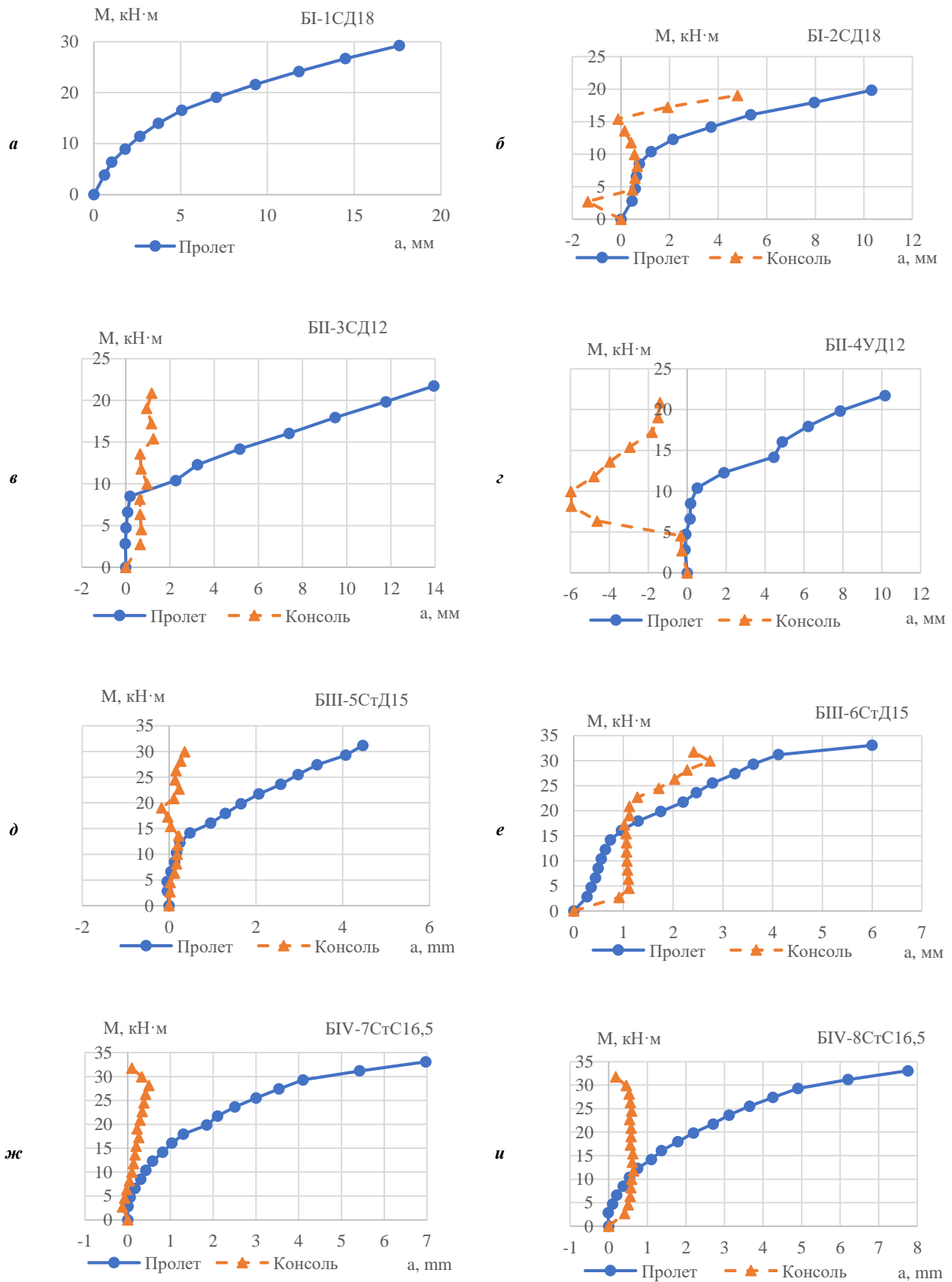
a – балка БИ-1СД18; ***б*** – балка БИ-2СД18; ***в*** – балка БП-3СД12; ***г*** – балка БП-4УД12; ***д*** – балка БП-5СтД15; ***е*** – балка БП-6СтД15; ***ж*** – балка БIV-7СтС16,5; ***и*** – балка БIV-8СтС16,5

Рисунок 6. – Зависимость «момент – относительные деформации» (начало)



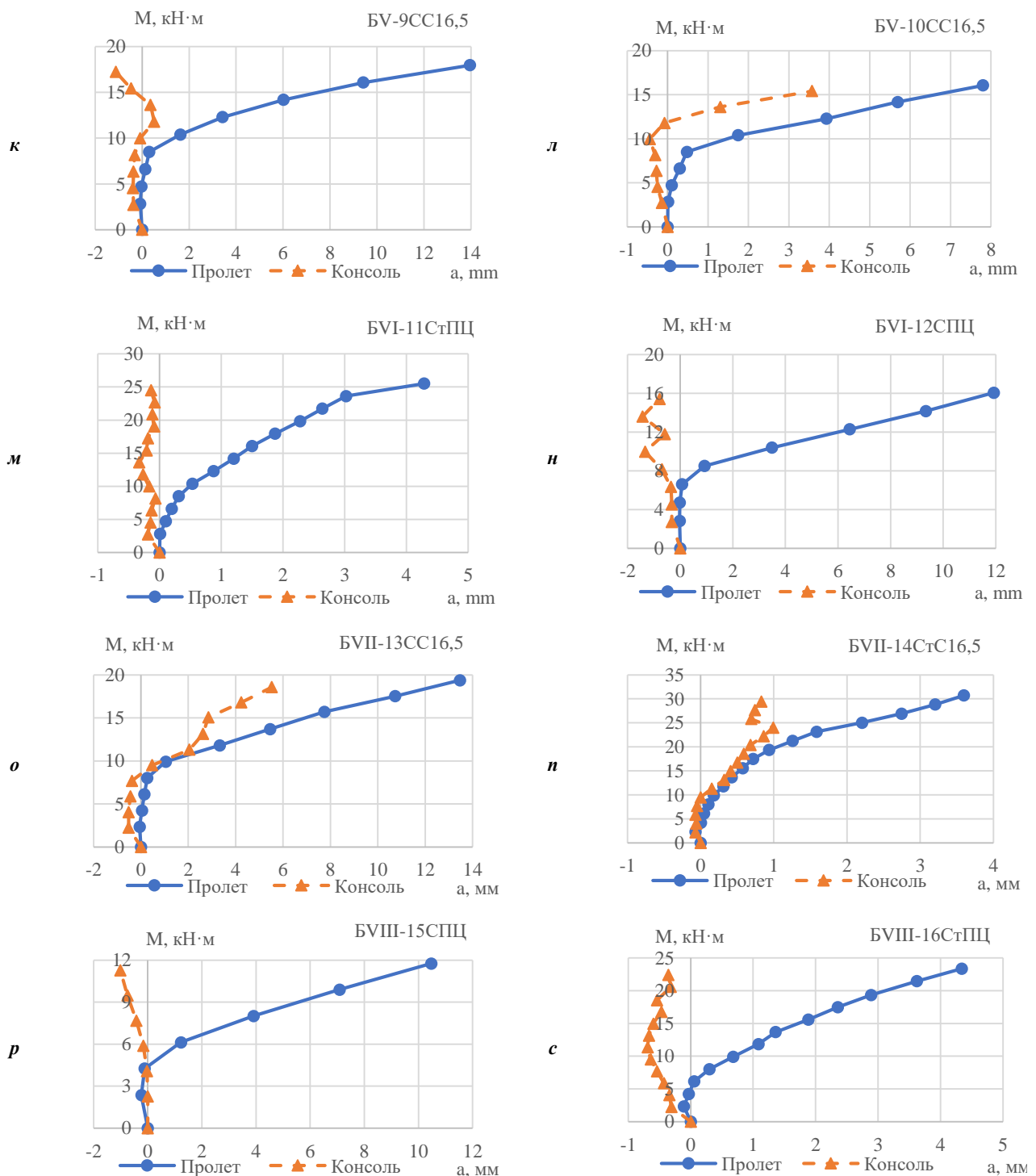
κ – балка BV-9CC16,5; λ – балка BV-10CC16,5; μ – балка BVI-11CTПЦ; η – балка BVI-12СПЦ; \omicron – BVII-13CC16,5; π – BVII-14CTC16,5; ρ – балка BVIII-15СПЦ; ς – балка BVIII-16CTПЦ

Рисунок 6. – Зависимость «момент – относительные деформации» (окончание)



a – балка БИ-1СД18; *б* – балка БИ-2СД18; *в* – балка БП-3СД12; *г* – балка БП-4УД12; *д* – балка БП-5СтД15; *е* – балка БП-6СтД15; *ж* – балка БIV-7СтС16,5; *и* – балка БIV-8СтС16,5

Рисунок 7. – Зависимость «момент – прогиб» (начало)



к – балка BV-9CC16,5; л – балка BV-10CC16,5; м – балка BVI-11СтПЦ; и – балка BVI-12СПЦ; o – BVII-13CC16,5; п – BVII-14СтС16,5; р – балка BVIII-15СПЦ; с – балка BVIII-16СтПЦ

Рисунок 7. – Зависимость «момент – прогиб» (окончание)

Результаты статических испытаний носят устойчивый повторяющийся характер. Это заключение относится к положению сечений, в которых образуются наклонные трещины и траектории их развития (рисунки 8, 9). Стоит отметить, что во всех опытных балках, независимо от схемы их нагружения, ширина раскрытия наклонных трещин на уровне центра тяжести сечения была больше, чем на уровне продольной арматуры. Это связано с распределением касательных напряжений по высоте сечения, которые больше на уровне центра тяжести.

В балках серии IV при статических испытаниях были зафиксированы наклонные трещины, которые образовались на уровне центра тяжести сечения (см. рисунок 5), что характерно для преднапряженных конструкций. Данное явление связано с тем, что в балках серии IV было достаточно высокое значение самоупрочнения бетона.

Как утверждалось выше, при равномерно распределенном нагружении балок, армированных стальными и FRP стержнями, наблюдали отличия в образовании и траектории развития наклонных трещин. В балках, армированных FRP стержнями (серии I, II, V и балка БVI-12СПЦ), все наклонные трещины имеют угол наклона равным $\theta \approx 65^\circ$ (см. рисунок 8). В балках со стальным армированием (серии III, IV и балка БVI-11СтПЦ) образовывались наклонные трещины с углом наклона $\theta \approx 40^\circ$ (см. рисунок 8), которые соединялись с трещинами, образованными на расстоянии $\approx d$ от опоры, и угол наклона составлял $\theta \approx 65^\circ$.

В пролете балки, нагруженной сосредоточенными силами, угол наклона критической трещины составил $\theta \approx 40^\circ$, а затем эта трещина соединялась с трещиной, образованной на расстоянии $\approx d$ от опоры, угол наклона которой составил $\theta \approx 65^\circ$ (см. рисунок 9). Стоит отметить, что траектория развития критической наклонной трещины в пролете балки, нагруженной сосредоточенными силами, не зависит от типа армирования. Однако на консоли балки, армированной FRP стержнями, при таком же виде нагружения образуется трещина с углом наклона $\theta \approx 65^\circ$.

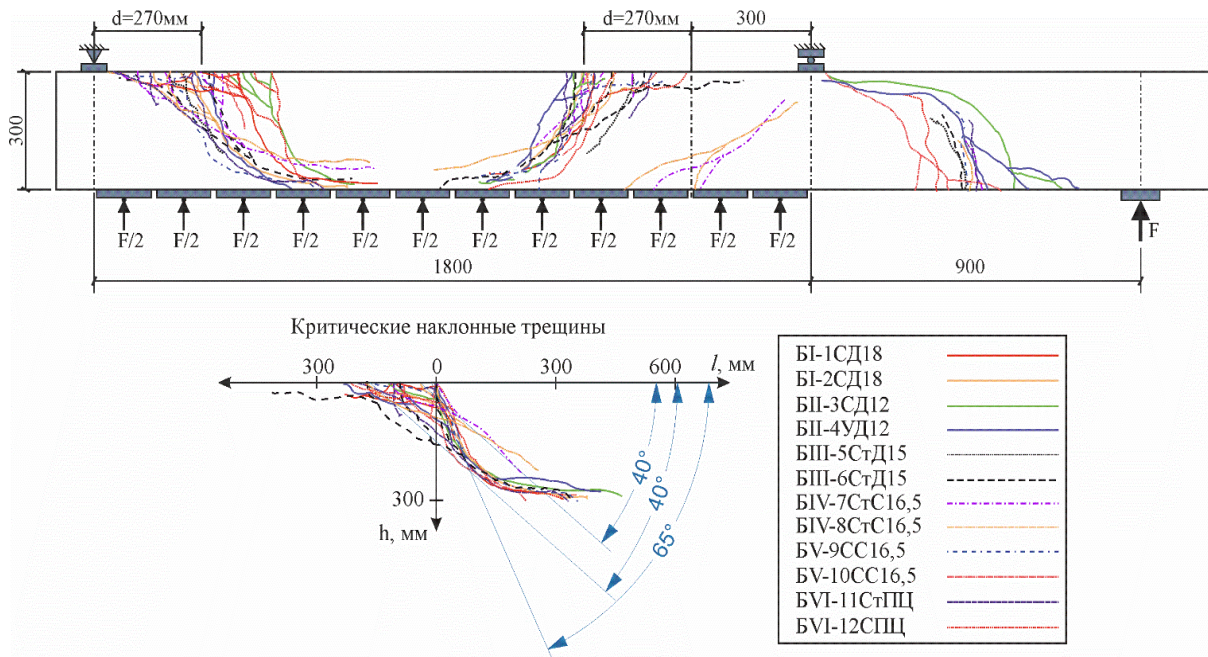


Рисунок 8. – Траектории развития наклонных трещин при статических испытаниях балок (равномерно распределенное нагружение)

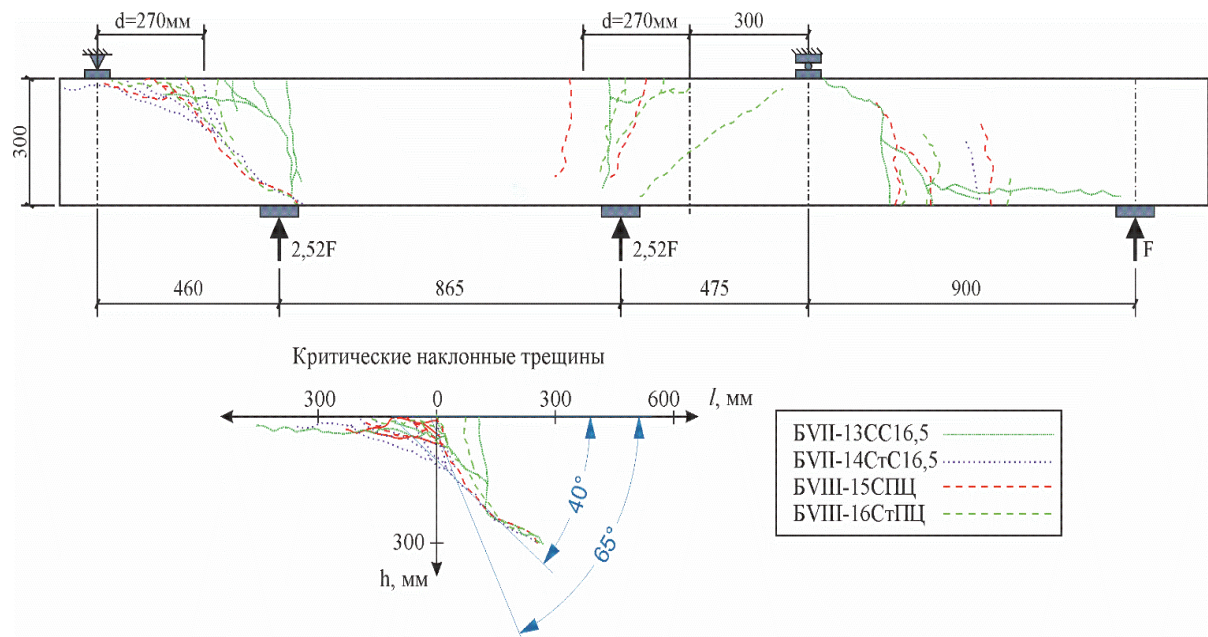


Рисунок 9. – Траектории развития наклонных трещин при статических испытаниях балок (нагружение сосредоточенными силами)

В таблице 8 представлены характеристики, описывающие место образования критической наклонной трещины и траекторию ее развития вдоль продольной оси балки.

Таблица 8. – Данные, описывающие критические наклонные трещины

Серия	Обозначение балок	№ крит. накл. трещины	l_0 , мм	$l_{пр}$, мм	$\frac{M}{V \cdot d}$	w_k , мм	θ°
I	БИ-1СД18 (без нагружения консоли)	1	410	370	2,22	2,5	65
	БИ-2СД18	6	250	370	1,16	1,2	65
II	БИ-3СД12	8	530	530	1,37	–	65
	БИ-4УД12	14	445	445	1,70	0,7	66
III	БИИ-6СтД15	25	435	540	0,56	–	40
IV	БИV-7СтС16,5	26	290	290	0,04	–	41
	БИV-8СтС16,5	26	285	285	0,04	0,05	39
V	БV-9СС16,5	15	210	330	0,93	0,9	64
	БV-10СС16,5	15	370	370	1,96	0,6	54
VI	БVI-11СтПЦ	20	140	420	0,56	1,7	42
	БVI-12СПЦ	9	570	275	1,28	1,0	61
VII	БVII-13СС16,5	17	325	325	2,13	2,5	59
	БVII-14СтС16,5	18	130	330	0,48	2,0	43
VIII	БVIII-15СПЦ	9	140	320	0,52	3,0	51
	БVIII-16СтПЦ	21	150	310	0,56	1,0	45

Примечание. θ° – угол наклона критической трещины; l_0 – расстояние от опоры до точки образования критической наклонной трещины. В балках серий I, VIII, БV-9СС16,5, БVI-11СтПЦ и БVII-14СтС16,5 – это расстояние от опоры А, в балках серий II, БV-10СС16,5 и БVII-13СС16,5 – от опоры Б (в консоли), в балке серии IV, БИИ-6СтД15 и БVI-12СПЦ – от опоры Б (в пролете). $l_{пр}$ – величина развития критической трещины вдоль продольной оси балки; $M/V \cdot d$ – соотношение в точке образования критической трещины; w_k – максимальная ширина раскрытия критической наклонной трещины. Знак «–» указывает на то, что ширина раскрытия трещины не фиксировалась, так как было мгновенное разрушение во время выдержки под нагрузкой.

Заключение. В настоящей статье представлены результаты экспериментальных исследований сопротивления срезу самонапряженных бетонных балок, армированных стальными и FRP стержнями. Проанализировав результаты испытаний балок при действии равномерно распределенной нагрузки, а также исследовав влияние самонапряжения бетона и типа армирования на трещинообразование, можно сделать следующие предварительные выводы:

- самонапряжение бетона влияет на трещиностойкость и несущую способность, в большей степени в балках, армированных стальными стержнями, а также уменьшает величину прогибов и относительных деформаций на уровне продольной арматуры (увеличивает жесткость);
- вид нагружения оказывает влияние на траекторию развития наклонной трещины. В балках, нагруженных сосредоточенными силами в пролете и независимо от типа армирования, траектория развития наклонной трещины будет одинаковой. В балках, нагруженных равномерно распределенной нагрузкой, тип армирования уже будет оказывать влияние на траекторию развития наклонной трещины. Также одной из отличительных особенностей влияния вида нагружения на сопротивление срезу является то, что в балках, нагруженных сосредоточенными силами, после образования наклонной трещины формируется продольная трещина вдоль растянутой арматуры по направлению к опоре;
- тип армирования оказал влияние на количество трещин, ширину их раскрытия, место образования и траекторию развития критической наклонной трещины, а также величины прогибов и относительных деформаций на уровне продольного армирования балок при статических испытаниях;
- в балочных элементах, независимо от типа армирования, величина самонапряжения бетона (или отсутствие эффекта самонапряжения) не оказала влияния на траекторию развития критической наклонной трещины;
- при испытаниях опытных балок (независимо от вида нагружения, типа армирования и наличия самонапряжения бетона) было зафиксировано, что ширина раскрытия критических наклонных трещин была больше на уровне центра тяжести сечения, чем на уровне продольного армирования;
- при испытаниях опытных балок, нагруженных равномерно распределенной нагрузкой, не наблюдалось раздавливание сжатого бетона над вершиной наклонной трещины.

ЛИТЕРАТУРА

1. Тур, В.В. Применение базальтопластиковой арматуры при изготовлении самонапряженных конструкций / В.В. Тур, О.С. Семенюк // Вестн. Брест. гос. техн. ун-та. Сер. Стр.-во и архитектура. – 2013. – № 1. – С. 99–103.
2. Tur, V. Self-stressed concrete members reinforced with FRP-bars / V. Tur, V. Semianiuk // Modern Materials, Installation and Construction Technologies : monograph / PSW in Białą Podlaska ; D. Barnat-Hunek (chief editor). – Białą Podlaska, 2013. – 165–178.

3. Tur, V. Strains and self-stresses estimation in the expansive concrete members reinforced with GFRP bars / V. Tur, V. Semianiuk // Inżynieria bezpieczeństwa obiektów antropogenicznych. – 2016. – № 4. – P. 3–9.
4. Dassow, N.A. Effect of uniform load on the shear strength of slender beams without shear reinforcement : MSc thesis / N.A. Dassow. – Austin, 2014. – 117 p.
5. Effect of Load Distribution and Variable Depth on Shear Resistance of Slender Beams without Stirrups / A.P. Caldentey [et al.] // ACI Structural Journal. – 2012. – № 109 (5). – 595–603.
6. Cavagnis, F. Shear in reinforced concrete without transverse reinforcement: from refined experimental measurements to mechanical models : PhD thesis / F. Cavagnis. – Lausanne, 2017. – 201 p.
7. Podgorniak-Stanik, B. The Influence of Concrete Strength, Distribution of Longitudinal Reinforcement, Amount of Transverse Reinforcement and Member Size on Shear Strength of Reinforced Concrete Members : MSc thesis / B. Podgorniak-Stanik. – Toronto, 1998. – 711 p.

Поступила 16.11.2021

EXPERIMENTAL STUDIES OF THE RESISTANCE SHEAR OF SELF-STRESSED CONCRETE BEAMS UNDER DIFFERENT LOADING CONDITIONS

A. VARABEI, V. TUR

This paper presents the results of experimental studies of the shear resistance of self-stressed concrete beam elements reinforced with both FRP bars and the traditional method (steel reinforcement). Distinctive characteristics are revealed that affect the trajectory of shear cracks, their opening width, as well as the stress-strain state at various types of reinforcement (FRP and steel reinforcement), self-stress levels of concrete and loading conditions (under the action of a uniformly distributed load and point forces).

Keywords: resistance shear, beam elements, expansive concrete, FRP bars, uniformly distributed load, point forces, cracking, shear cracks.

УДК 624.072.232

**РЕЗУЛЬТАТЫ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ СОПРОТИВЛЕНИЯ ИЗГИБУ
СТАТИЧЕСКИ НЕОПРЕДЕЛИМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК
С КОМБИНИРОВАННЫМ АРМИРОВАНИЕМ РАСТЯНУТОЙ ЗОНЫ ОПОРНОГО СЕЧЕНИЯ****А.И. ГИЛЬ****(Полоцкий государственный университет)
ORCID <https://orcid.org/0000-0002-5627-1438>**

В материале статьи приведены результаты верификационных экспериментальных исследований сопротивления изгибу двухпролетных статически неопределимых железобетонных балок с различными вариантами комбинированного армирования металлическими и композитными (на основе стеклянного волокна) стержнями растянутой зоны центрального опорного сечения. Была разработана методика проведения экспериментальных верификационных исследований, изготовлены и испытаны опытные образцы двухпролетных статически неопределимых железобетонных балок. Экспериментально установлено, что наиболее эффективное применение комбинированного армирования в рассматриваемых балках достигается при количестве композитного составляющего армирования не менее 20% к общему количеству стержневой арматуры в растянутой зоне сечения. Определены максимальные углы поворота экспериментальных образцов балок, которые не превышают предельно допустимых значений.

Ключевые слова: *стеклопластиковая стержневая арматура, металлическая арматура, угол поворота, трещинообразование, перераспределение моментов.*

Введение. Современная строительная отрасль в Республике Беларусь требует непрерывного роста эффективности производства строительных изделий, снижения экономических затрат, применения новых материалов, конструкций и конструктивных систем. Одним из таких материалов является композитная неметаллическая арматура на основе различных высокопрочных волокон (стекло, базальт, арамид, углерод). Данная арматура имеет ряд положительных физико-механических характеристик по сравнению с металлическим аналогом: не подвержена коррозии, устойчива к воздействиям отдельных видов кислот, щелочей, солей и сернистых газов, является диэлектриком, имеет малый удельный вес. Однако, наряду с преимуществами, у нее имеются и отрицательные свойства, а именно: низкий модуль упругости и низкая огнестойкость [1; 2].

Одним из решений расширения области применения композитной стержневой арматуры в железобетонных элементах является применение комбинированного армирования – введение в растянутую зону, армированную неметаллическими композитными стержнями, изгибаемого железобетонного элемента некоторого количества металлической стержневой арматуры. Согласно экспериментальным исследованиям [3], при применении такого вида армирования в растянутой зоне изгибаемых железобетонных балок была получена пластическая форма разрушения образцов, а в их работе выделялась более протяженная стадия пластического деформирования, чем в аналогах с эквивалентным (по предельному растягивающему усилию) металлическим армированием.

Результаты исследований [3] позволили эффективно применить неметаллическую композитную стержневую арматуру в изгибаемых железобетонных элементах без предварительного напряжения и предположить, что комбинированное армирование может иметь наиболее полезный эффект при применении в растянутой зоне сечений на промежуточных опорах статически неопределимых железобетонных балок, где за счет более протяженной стадии пластического деформирования будет происходить более рациональное перераспределение усилий между пролетными и опорными зонами элемента.

Целью исследования являлось получение опытных схем разрушения экспериментальных образцов балок, общей картины трещинообразования в опорных и пролетных сечениях балок, зависимостей «опорный изгибающий момент – угол поворота опорного сечения», характера распределения изгибающих моментов в опорном и пролетных сечениях на различных стадиях загрузки, влияния соотношения композитного и металлического армирования в растянутой зоне опорного сечения на перераспределение внутренних изгибающих моментов, изменения усилий в стержнях металлической и композитной арматуры, параметров напряженно-деформированного состояния образцов балок.

Применение неметаллической композитной стержневой арматуры без предварительного напряжения в составе комбинированного армирования растянутой зоны сечений на опорах изгибаемых статически неопределимых железобетонных балок значительно расширит область применения данного вида армирования и позволит более рационально использовать ее физико-механические характеристики.

Программа экспериментальных исследований. Для получения новых экспериментальных данных по характеру работы изгибаемых статически неопределимых железобетонных балок с комбинированным армированием растянутой зоны опорного сечения балки при загрузке была разработана программа верификационных экспериментальных исследований, включающая проектирование опытных образцов балок, технологию изготовления и испытания.

Были изготовлены и испытаны 4 опытных образца в виде балок прямоугольного поперечного сечения шириной (b) 120 мм, высотой (h) 190 мм, длиной (l) 4000 мм с различным соотношением металлического и композитного стержневого армирования в растянутой зоне и 2 эталонных образца с полностью металлическим и композитным армированием растянутой зоны опорного сечения соответственно. Характеристики опытных образцов представлены в таблице 1.

Таблица 1. – Характеристики опытных образцов балок

Обозначения балок	Длина l , мм	Размеры поперечного сечения $b \times h$, мм	Армирование растянутой зоны опорного сечения
БЭ1	4000	120x190	2Ø12 S500
БЭ2			2Ø10FRP1100 ¹⁾
Б3			2Ø10 S500, Ø8GFRP
Б4			2Ø8 S500, Ø10GFRP
Б5			2Ø6 S500, Ø12GFRP
Б6			2Ø6 S500, 2ØG10FRP

Опытные образцы балок были испытаны как двухпролетные неразрезные, загруженные четырьмя сосредоточенными силами, расположенными симметрично относительно центральной опоры на расстоянии 600 мм и 1200 мм соответственно [4].

Трещиностойкость опытных образцов. Момент трещинообразования опытных образцов определялся визуально. Первые трещины нормального отрыва в образцах балок Б1Э, Б3, Б4 появились в растянутой зоне центрального опорного сечения. В образцах балок Б6 и Б2Э трещины образовались одновременно в опорном и пролетных сечениях. В образце балки Б5 первые трещины образовались в пролетном сечении в зоне действия максимального изгибающего момента. Образование опорных трещин нормального отрыва для образцов Б1Э, Б2Э, Б3, Б6 происходило при внешней нагрузке равной 0,1–0,15 от разрушающей. Для образцов Б4, Б5 трещины появились при нагрузке 0,24 от разрушающей. Приложенная нагрузка при образовании трещин в рассматриваемых пролетных и опорных сечениях соответствовала значениям изгибающих моментов трещинообразования. При дальнейшем увеличении нагрузки (в пределах на 0,05 от разрушающей) трещины нормального отрыва образовывались в пролетных сечениях образцов балок Б1Э, Б3, Б4 и в центральном опорном сечении балки Б5.

Длина первых трещин опорного сечения в эталонном образце Б1Э была минимальной, едва доходила до центра тяжести растянутой арматуры и составляла 25 мм. Первые трещины во втором эталонном образце Б2Э после образования сразу достигали половины высоты сечения балки, их длина составила 90 мм. В опытных образцах длина первых трещин в опорном сечении составила соответственно в Б3 – 36 мм, Б4 – 50 мм, Б5 – 60 мм, Б6 – 50 мм. На следующем этапе загрузки (при увеличении нагрузки на 0,025 от разрушающей) происходило значительное увеличение длины трещин в опытных образцах и составляло уже в Б3 – 100 мм, Б4 – 100 мм, Б5 – 120 мм, Б6 – 100 мм, причем при появлении новых трещин их длина сразу составляла порядка 100 мм.

Для образца балки Б1Э увеличение длины трещины было схожим по характеру с отмеченным в опытных балках Б3–Б6: после образования трещины на последующих этапах загрузки ее длина достигала порядка 100 мм. Дальнейшее удлинение трещин происходило равномерно и незначительно, пока не была достигнута сжатая зона бетона.

Характер удлинения трещин для образца балки Б2Э отличался от остальных образцов. На этапе загрузки, следующим непосредственно после момента трещинообразования, длина трещин сразу достигла сжатой зоны бетона и составила 150 мм.

Расстояние между первыми трещинами в центральной опорной зоне составляло для эталонного образца Б1Э 50–80 мм; последующие трещины образовывались на расстоянии 80 мм друг от друга, что соответствовало шагу поперечной арматуры. Всего при испытании в центральной опорной зоне образовалось 9 трещин.

Во втором эталонном образце расстояние между первыми трещинами составило 160 мм, последующими – 80 и 60 мм. Следует отметить, что в зоне центрального опорного сечения отсутствовала ярко выраженная центральная трещина, а всего образовалось 4 трещины.

Расстояние между трещинами в центральной опорной зоне для опытных образцов Б3–Б6 было близким и составляло 100–150 мм. В образце балки Б3 было образовано 8 трещин, в Б4 – 6, в Б5 – 6, в Б6 – 8. Следует отметить, что при нагрузке, близкой к разрушающей, в опытных образцах образовались новые трещины длиной до 50 мм, которые после образования не развивались; это же было отмечено и в образце Б1Э.

Образование и развитие трещин в пролетных сечениях для балок Б1Э, Б3–Б6 происходило практически одинаково: трещины образовывались в зоне действия максимального изгибающего момента при нагрузке, соответствующей моменту трещинообразования; при достижении в сечениях данного момента образовались последующие трещины. Расстояние между трещинами составило 80–100 мм, в одном пролете образовалось от 12 до 15 трещин. В эталонной балке Б2Э образовалось значительно меньше пролетных трещин нормального отрыва (в одном пролете количество трещин составило 8, во втором – 11, расстояние между ними варьировалось от 80 до 160 мм).

Критические трещины нормального отрыва образовались в пролетном сечении в зоне действия максимального изгибающего момента, при дальнейшем увеличении внешней нагрузки трещины раскрывались, достигали сжатой зоны бетона.

Карта трещин по длине всего образца представлена на рисунке 1.

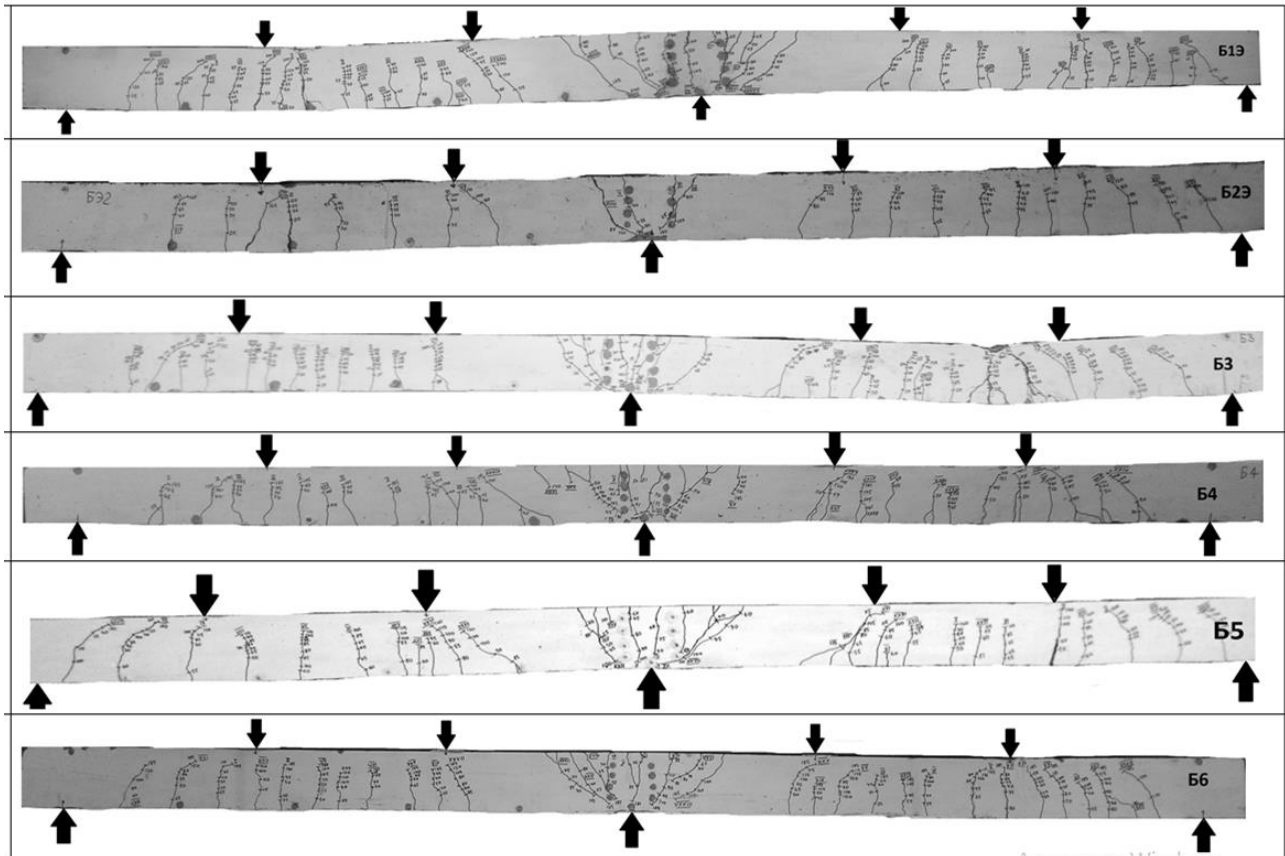


Рисунок 1. – Карта трещин опытных образцов балок

Деформативность и прочность образцов балок. В результате измерения прогибов от приложенной нагрузки в центре пролета исследуемых образцов балок были получены экспериментальные зависимости «нагрузка – прогиб» (рисунок 2).

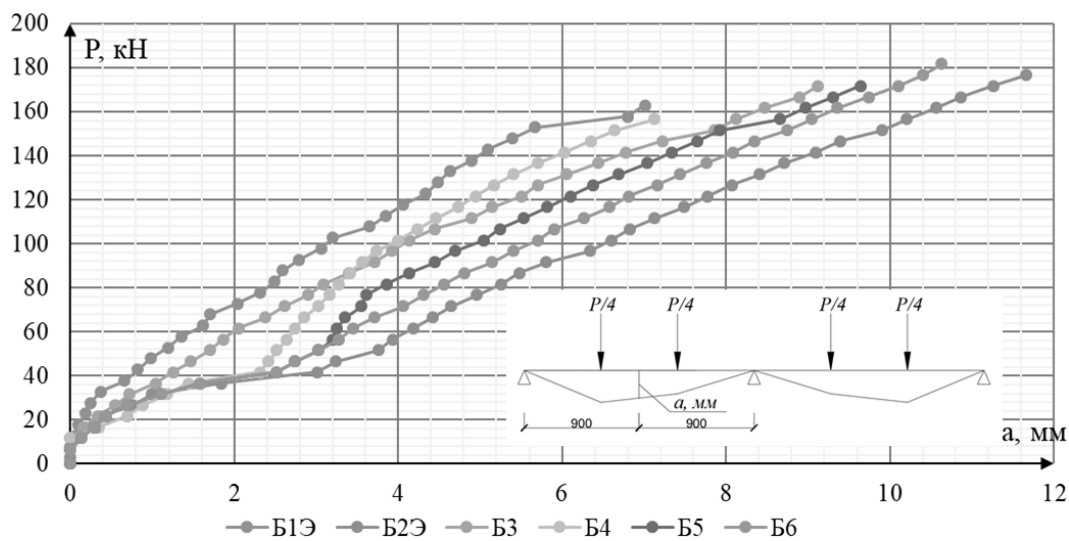


Рисунок 2. – Зависимости «нагрузка – прогиб»

На первых этапах загрузки во всех образцах балок отмечается линейная зависимость прогибов от нагрузки, данная стадия работы продолжается вплоть до образования первых трещин в пролетном сечении.

После образования первых трещин в балках Б2Э, Б4–Б6 отчетливо выделяется зона пластического деформирования, происходит резкое возрастание прогибов без существенного увеличения нагрузки. Этого эффекта не наблюдается в эталонной балке Б1Э и опытном образце Б3, что объясняется полностью металлическим армированием и максимальным количеством металлического составляющего в составе комбинированного армирования, и при образовании трещин нормального отрыва арматура в силу малых деформаций предопределяет раскрытие и развитие нормальных трещин в опорном сечении и перераспределение внутренних усилий не происходит.

На этапе загрузки, соответствующем моменту трещинообразования и первому перераспределению усилий между опорными и пролетными сечениями за счет первичного раскрытия трещин (резкий рост прогиба в пролетном сечении), количество композитного составляющего комбинированного армирования влияет на деформативность пролетного сечения. Таким образом, количество композитного составляющего менее 20% к площади комбинированного армирования не будет иметь существенного влияния на деформативность пролетного сечения, и элемент будет работать аналогично элементу с полностью металлическим армированием растянутой зоны опорного сечения.

После первого перераспределения усилий прогибы в пролетном сечении продолжают развиваться практически линейно. Максимальный прогиб в центре пролетного сечения при нагрузке, соответствующей разрушающей, зафиксирован в эталонном образце балки Б2Э, минимальный – в образце балки Б1Э. Это объясняется тем, что в балке Б2Э за счет быстрого раскрытия трещин в центральном опорном сечении и раннего перераспределения усилий между опорными и пролетными сечениями происходило более интенсивное раскрытие пролетных трещин и развитие деформаций растянутой пролетной арматуры. В эталонном образце Б1Э пластичность в опорном сечении не была достигнута и не был полностью использован потенциал пластического деформирования сечения, за счет этого развитие деформаций в пролетном и опорном сечении происходило более равномерно. Опытные образцы балок Б3–Б6 при нагрузке, соответствующей разрушающей, имели практически одинаковый прогиб, который составил 7–10 мм. Следует отметить, что при нагрузке 0,5 и 0,9 от разрушающей, все экспериментальные образцы показали схожие по величине прогибы в центре пролетного сечения и составили соответственно 4–6 мм и 7–9 мм.

Анализ зависимостей на рисунке 2 позволяет сделать вывод, что комбинированное армирование растянутой зоны промежуточного сечения повлияет на деформативность пролетных сечений на этапах загрузки, соответствующих моменту трещинообразования, при этом на глобальную деформативность конструкции при дальнейшем загрузке не окажет существенного влияния (таблица 2).

Таблица 2. – Результаты испытаний образцов балок

Балка	Параметры трещинообразования		Прогибы, мм			Предельные изгибающие моменты	
	$M_{cr, sup}$, кНм	$M_{cr, sp}$, кНм	$a_{0,5}$	a_{sf}	$a_{0,9}$	$M_{Ru, sup}$, кНм	$M_{Ru, sp}$, кНм
Б1Э	3,67	4,46	3,95	–	7,17	19,48	23,93
Б2Э	2,82	2,77	6,6	–	8,56	5,80	26,06
Б3	2,45	2,55	4,14	3,71	8,47	17,27	22,23
Б4	3,65	6,52	4	4,46	7,83	12,81	25,97
Б5	7,95	5,21	5,05	5,05	8,97	14,54	24,92
Б6	3,47	3,07	5,71	5,15	9,36	12,07	24,72

Примечание. M_{cr} , M_{Ru} – соответственно момент трещинообразования и предельный момент в пролетном либо опорном сечении; $a_{0,5}$, a_{sf} , $a_{0,9}$ – соответственно прогибы от нагрузки: 0,5 от разрушающей нагрузки; соответствующей началу текучести стальной арматуры в составе комбинированного армирования и 0,9 от предельной.

Экспериментальная зависимость «изгибающий момент – угол поворота» для центрального опорного сечения. В результате измерения углов поворота центрального опорного сечения при загрузке внешней нагрузкой опытных образцов балок были получены экспериментальные зависимости «опорный изгибающий момент – угол поворота» (рисунок 3).

Анализ графиков зависимостей на рисунке 3 показывает, что при достаточно близком значении предельного опорного изгибающего момента, соответствующего максимальной приложенной нагрузке для всех балок (за исключением образца балки Б1Э), опытные образцы Б3–Б6 имели более протяженную ветвь пластического деформирования, чем образец Б1Э с полностью металлическим армированием. Это говорит об эффективности применения комбинированного армирования в растянутой зоне промежуточной опоры, с помощью которого будет достигнуто более рациональное перераспределение моментов.

На зависимостях рисунка 3 можно выделить характерные стадии работы центрального опорного участка образцов с комбинированным армированием растянутой зоны на всех этапах загрузки. На первом этапе работы

до появления первых трещин нормального отрыва наблюдается линейная зависимость угла поворота от величины опорного изгибающего момента, увеличение происходит незначительно. Первый этап завершается при появлении первых трещин и начале их развития, на графике появляется небольшой скачок увеличения угла поворота. Далее идет равномерное раскрытие трещин и удлинение составляющих комбинированной арматуры, на графике эта стадия представлена практически линейным участком.

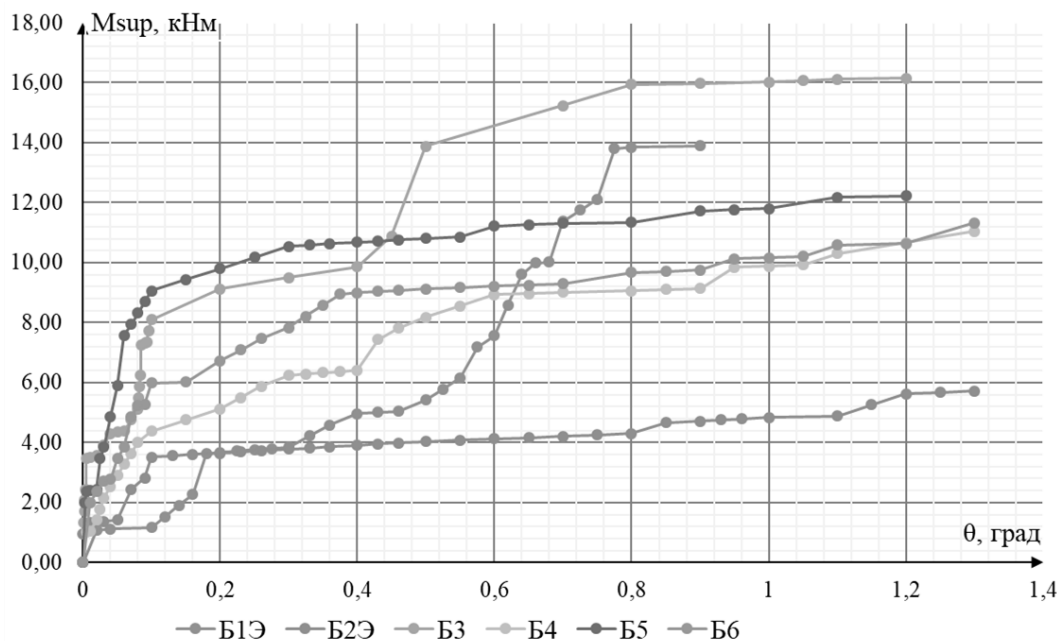


Рисунок 3. – Зависимости «изгибающий момент – угол поворота» для центрального опорного сечения

При дальнейшем нагружении происходит резкое изменение угла наклона кривой зависимости «опорный изгибающий момент – угол поворота» к горизонтальной оси, что свидетельствует об изменении изгибной жесткости элемента. В этот момент в образцах балок Б3–Б6 стальная составляющая комбинированного армирования достигает предела текучести, и начинается стадия пластического деформирования.

Следует отметить, что на кривой зависимости «опорный изгибающий момент – угол поворота» для образца балки Б1Э не наблюдается резкого увеличения угла наклона, что подтверждает недостижение предела текучести стальной арматуры. В образце балки Б2Э также выделяются стадии работы без трещин, образование и развитие трещин, пластическое деформирование, однако следует отметить, что пластические деформации начались уже на начальных этапах нагружения и характеризовались ранним развитием больших углов поворота.

В опытных образцах балок Б3–Б6 после достижения текучести стальной составляющей происходило активное включение в работу композитных стержней, и начиналось перераспределение растягивающих усилий между ними; при этом, растянутая зона центрального опорного сечения имела достаточный потенциал пластического деформирования. Это обуславливалось тем, что композитные стержни при достижении больших деформаций в сечении начали воспринимать все большие растягивающие усилия, которые возрастали прямо пропорционально приложенной нагрузке. На этом этапе композитная составляющая оказывала «поддерживающий» эффект стальным стержням и не позволяла достичь ей предельных растягивающих усилий, что в целом для растянутой зоны опорного сечения выражалось в повышении пластической деформативности.

Полученные зависимости (см. рисунок 3) показывают, что пластичность растянутой зоны центрального опорного сечения зависит от соотношения композитного и металлического составляющего комбинированного армирования, что в дальнейшем позволит задавать параметры пластического шарнира в рассматриваемом сечении.

Анализ результатов экспериментальных исследований. Результаты экспериментальных исследований позволили определить механизм деформирования, трещинообразования, перераспределения усилий и разрушения в опытных образцах.

В работе исследуемых образцов балок можно выделить несколько основных этапов:

– 1-ый этап: работа системы без образования трещин, соответствующая работе при малых нагрузках. Увеличение изгибающих моментов в сечении на центральной опоре и в пролете проходит равномерно, практически линейно. Этап продолжается до достижения значений изгибающего момента, соответствующих трещинообразованию в опорном или пролетном сечении;

– 2-ой этап: работа системы после образования трещин. В процессе нагружения образцов балок первые нормальные трещины, как правило, образуются в растянутой зоне центрального опорного сечения в зоне действия максимального изгибающего момента, а затем (либо практически одновременно) – в пролетном сечении в зоне

максимального изгиба под крайней сосредоточенной силой. После образования первых трещин при последующем нагружении увеличение опорного изгибающего момента замедляется, при этом развитие пролетного момента практически не изменяется;

– 3-ий этап характеризуется работой системы с сечениями, в которых комбинированная арматура достигла неупругих деформаций (образование пластического шарнира). В процессе и после образования над центральной опорой пластического шарнира, образование которого обусловлено достижением текучести стальной составляющей комбинированного армирования, происходит перераспределение усилий с увеличением пролетного момента и замедлением возрастания опорного момента, что отчетливо наблюдается в образцах балок Б4–Б6. Данный этап заканчивается исчерпанием несущей способности системы.

В ходе экспериментальных исследований были получены значения предельных углов пластического поворота центрального опорного сечения, а также соотношения высоты сжатой зоны бетона после перераспределения усилий (x_u) к рабочей высоте опорного сечения (d). Полученные значения углов поворота и соотношения (x_u/d) сравнивались с установленными допускаемыми значениями по [5] (рисунок 4). Превышения предельных значений угла пластического поворота в опытных образцах балок не происходило.

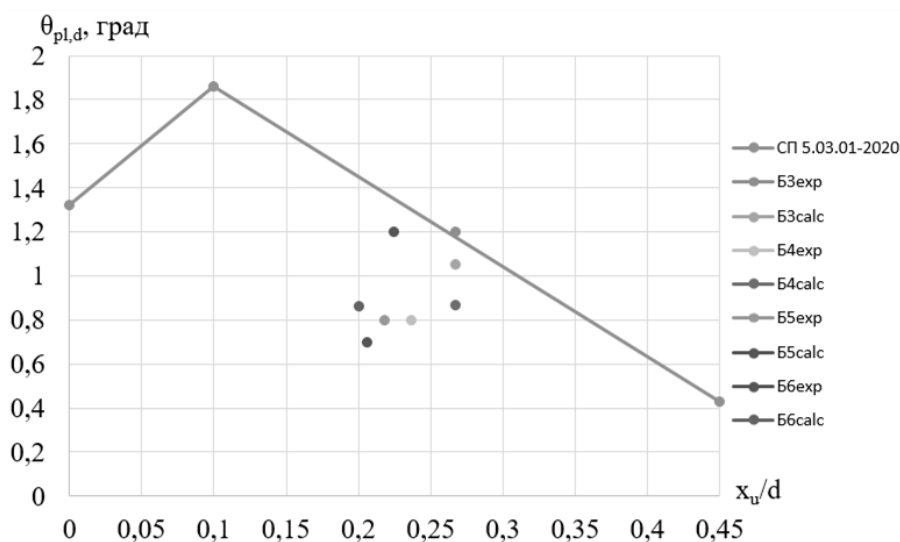


Рисунок 4. – Предельные значения углов пластического поворота центрального опорного сечения опытных образцов балок

Заключение. В результате экспериментальных исследований были получены схемы разрушения статически неопределимых двухпролетных железобетонных балок с различной степенью комбинированного армирования растянутой зоны центрального опорного сечения. Установлено, что наиболее эффективное применение комбинированного армирования достигается при количестве композитного составляющего комбинированного армирования более 20%.

Экспериментально получены зависимости «опорный изгибающий момент – угол поворота» для опытных образцов, определены максимальные углы поворота экспериментальных образцов балок, которые можно использовать в дальнейших исследованиях.

Применение неметаллической композитной стержневой арматуры без предварительного напряжения в составе комбинированного армирования растянутой зоны сечений на опорах изгибаемых статически неопределимых железобетонных балок в значительной степени расширит область применения данного вида армирования, а также позволит более рационально использовать ее физико-механические характеристики.

ЛИТЕРАТУРА

1. Зак, А.Ф. Физико-химические свойства стеклянного волокна / А.Ф. Зак. – М. : Ростехиздат, 1962. – 224 с.
2. Коррозионная стойкость стеклянного волокна и стеклопластиковой арматуры для бетона / Ю.В. Кондратьева [и др.] // Стр-во и архитектура Белоруссии. – 1972. – № 2. – С. 39–40.
3. Тур, В.В. Экспериментальные исследования изгибаемых бетонных элементов с комбинированным армированием стальными и стеклопластиковыми стержнями / В.В. Тур, В.В. Малыха // Вестн. Полоц. гос. ун-та. Сер. Ф, Стр-во. Прикладные науки. – 2013. – № 8. – С. 58–65.
4. Гиль, А.И. Методика экспериментальных исследований неразрезных железобетонных балок с гибридным армированием растянутой зоны центрального опорного сечения / А.И. Гиль, Е.Д. Лазовский // Вестн. Полоц. гос. ун-та. Сер. Ф, Стр-во. Прикладные науки. – 2019. – № 16. – С. 59–64.
5. Бетонные и железобетонные конструкции : СП 5.03.01-2020 : утв. М-вом архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь 16.09.2020. – Минск, 2020. – 236 с.

Поступила 20.10.2021

**RESULTS OF EXPERIMENTAL RESEARCH OF BENDING RESISTANCE
OF STATICALLY INDETERMINATE REINFORCED CONCRETE BEAMS
WITH COMBINED REINFORCEMENT OF THE STRETCHED ZONE OF THE SUPPORT SECTION**

A. HIL

The article presents the results of verification experimental studies of the bending resistance of two-span statically indeterminate reinforced concrete beams with various variants of combined reinforcement with metal and composite (based on glass fiber) rods of the stretched zone of the central support section. A methodology for conducting experimental verification studies was developed, prototypes of two-span statically indeterminate reinforced concrete beams were manufactured and tested. It has been experimentally established that the most effective use of combined reinforcement in the beams under consideration is achieved when the amount of composite component reinforcement is at least 20% of the total number of rod reinforcement in the stretched cross-section zone. The maximum rotation angles of experimental samples of beams that do not exceed the maximum permissible values are determined.

Keywords: *fiberglass rod reinforcement, metal reinforcement, angle of rotation, cracking, redistribution of moments.*

УДК 624.072

**РАСЧЕТ БЕСКОНЕЧНОЙ СИСТЕМЫ ПЕРЕКРЕСТНЫХ БАЛОК
НА УПРУГОМ ОСНОВАНИИ ВАРИАЦИОННО-РАЗНОСТНЫМ МЕТОДОМ****канд. техн. наук, доц. О.В. КОЗУНОВА, К.А. СИРОШ
(Белорусский государственный университет транспорта, Гомель)**

В данной работе авторы рассматривают методику расчета бесконечной системы перекрестных балок на упругом основании вариационно-разностным методом. Системой перекрестных балок на упругом основании чаще всего моделируют ленточные фундаменты мелко заложения под здания различного функционального назначения. Вариационно-разностный метод является одним из численно-аналитических способов расчета строительных конструкций, основан на вариационных принципах метода Ритца-Тимошенко и на минимуме полной потенциальной энергии всей системы согласно принципу Лагранжа, а также приближен к реальности условиям работы системы «фундамент – основание». В качестве упругого основания в работе принималось однослойное изотропное искусственное основание, как упругий слой, ограниченный по толщине. Численная апробация результатов расчета системы перекрестных балок на упругом основании осуществлена с использованием программного пакета MATHEMATICA.

Ключевые слова: бесконечная система перекрестных балок, метод Ритца-Тимошенко, вариационно-разностный метод, упругое основание, упругий слой, контактная зона, прогибы балки, осадки основания, контактные напряжения, внутренние усилия.

Введение. На первых этапах развития теории балок на упругом полупространстве было принято, что особого различия результатов расчета в условиях пространственной и плоской задач не должно быть (подобно расчету по гипотезе Винклера) [1]. Однако дальнейшие исследования [2] показали, что разница в результатах очень велика, и при расчете ленточных фундаментов в условиях плоской задачи получаются совершенно недопустимые запасы прочности [1, гл. 4, рисунки 115, 126, 131]. Задачи о балках в пространственных условиях сложнее, и поэтому методов их решения предложено гораздо меньше.

Вихгард в своей работе [3], исходя из формулы Буссинеска, указал, что если искомый закон реактивных давлений $p(x, y)$ зависит от координат элемента этих давлений, то он связан с осадками грунта под балкой $W(x, y)$ [1, формула 32]. И для упрощения Вихгард предложил считать, что в поперечном направлении реактивные давления распределяются равномерно, и в тождестве осадок грунта и прогибов балки брать осредненные в поперечном направлении осадки.

Проктор [4], как и Вихгард, исходил из уравнений (32), (33) [1] и предположения, что реактивные давления распределены в поперечном направлении равномерно, и в качестве величины осадок в уравнении тождества прогибов балки и осадки грунта (33) принимал их величину вдоль средней оси балки. Что касается прогибов балки, то балка настолько жестка в поперечном направлении, что изгибом ее в этом направлении можно пренебречь. Однако, кроме предположений и гипотез, ни Вихгард, ни Проктор не смогли предоставить окончательного решения задачи расчета бесконечной балки в пространственных условиях.

Исследования по решению этой задачи продолжил В.И. Кузнецов, который считал, что решение Проктора довольно громоздко, а точность невелика, и в своей работе [5] предложил другой вариант решения, приняв за неизвестную функцию реактивные давления, а не осадки, как у Проктора. Решение Кузнецова тоже очень трудоемко и значительного распространения не получило.

Проще, но не менее точен оказался метод Б.Н. Жемочкина [6], аналогичный его же методу для расчета полос в условиях плоской задачи. Разница лишь в том, что здесь используется вместо формулы Фламана для плоской задачи формула Буссинеска для пространственной задачи. Балка разбивается в продольном направлении на ряд прямоугольников, внутри которых давления, передаваемые подошвой балки грунту, считаются постоянными. Неизвестными считаются интенсивности напряжений в каждой ступени эпюры. Как и Проктор, Жемочкин пренебрег тем, что при равномерном распределении давлений в поперечном направлении получается «лунка», и поэтому прогибы балки и осадки грунта под ней вдоль продольной оси и вне ее совпадать не будут.

Эта неточность отсутствует в решениях задач о балках конечной длины на упругом полупространстве [1; 2], в которых М.И. Горбуновым-Посадовым был использован тот же метод, который он использовал для решения полос в плоской задаче [7; 8]. Однако в случае решения пространственной задачи контактного взаимодействия бесконечных полос, лент, балок и упругого основания в качестве исходного уравнения для реактивных давлений $p(x, y)$ Горбунов-Посадов взял двойной степенной ряд с неизвестными коэффициентами, как и в выражении для осадки грунта $W(x, y)$. Причем неизвестные коэффициенты степенного ряда для осадки грунта $A_{2i, 2k}$ являются линейными функциями коэффициентов степенного ряда для реактивных давлений $a_{2i, 2k}$.

Решение задач контактного взаимодействия для изгибаемых конструкций на упругом основании методами теории упругости [9] и строительной механики [10] получило свое дальнейшее развитие в работах С.В. Босакова, С.Д. Семенюка, О.В. Козуновой [11–16], в которых учитывалась неоднородность (слоистость) упругого основания, его физическая нелинейность, ползучесть бетона и другие усложняющие параметры контактирующих тел.

Научная литература по применению вариационных методов в решениях контактных задач теории упругости весьма скудна из-за сложности их решения, особенно для изгибаемых конструкций. При расчете системы перекрестных балок на упругом основании авторами принимается, что система перекрестных балок представляет совокупность ортогональных жестко соединенных между собой стержней, находящихся на упругом основании, с осями, расположенными в одной плоскости, совпадающей с одной из главных осей инерции балок.

Гипотезы и допущения. При расчете системы перекрестных балок на упругом основании в условиях пространственной задачи вводятся следующие гипотезы и допущения:

- для расчетной области упругого основания – гипотезы и допущения линейной теории упругости и малых упруго-пластических деформаций Илюшина при учете физической нелинейности материала балок [9; 10; 17];
- для контактной зоны системы «фундамент – основание» – между бесконечной системой перекрестных балок и основанием могут возникать как сжимающие, так и растягивающие напряжения и отсутствуют силы трения;
- распределение нормальных реактивных давлений по ширине каждой балки считается постоянным [1];
- для балки справедливы гипотезы и допущения плоского изгиба балки [10].

Постановка задачи. Рассматривается бесконечная регулярная система перекрестных балок на упругом основании постоянной изгибной жесткости EJ_x , EJ_y под действием симметричной нагрузки. В силу симметрии бесконечная система перекрестных балок разбивается на ряд базовых фрагментов в виде крестообразных пересечений этих балок (рисунок 1), соединенных в систему. И бесконечная система заменяется на совокупность двух пересекающихся балок, свободно опирающихся на упругое основание.

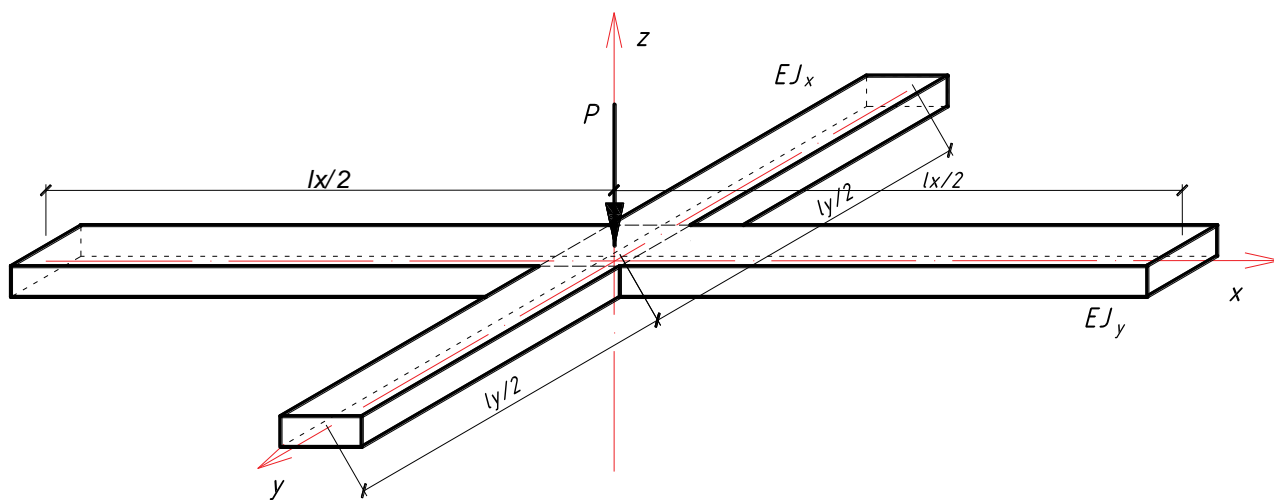


Рисунок 1. – Бесконечная система перекрестных балок на упругом основании (фрагмент крестообразных пересечений балок)

Линейные размеры балок обозначены как l_x , l_y . Поперечные сечения балок принимаются постоянными. Внешняя нагрузка действует перпендикулярно и симметрично плоскости осей системы перекрестных балок.

Граничные условия задачи. На границах принятой расчетной области основания горизонтальные перемещения $u = 0$, $v = 0$. В контактной зоне справедливо равенство осадок основания прогибам балок.

Для крайних точек балок (точки 153, 161, 165, 173) вводятся смешанные граничные условия

$$Q_z \Big|_{x=\pm \frac{l_x}{2}} = -EJ_y \frac{d^3 w}{dx^3} = 0, \quad Q_z \Big|_{y=\pm \frac{l_y}{2}} = -EJ_x \frac{d^3 w}{dy^3} = 0, \quad \varphi_x \Big|_{y=\pm \frac{l_y}{2}} = \frac{dw}{dy} = 0, \quad \varphi_y \Big|_{x=\pm \frac{l_x}{2}} = \frac{dw}{dx} = 0. \quad (1)$$

Алгоритм линейного расчета. При линейном (упругом) расчете упругое основание заменяется расчетной областью для решения пространственной задачи (рисунок 2). Основание аппроксимируется симметричной объемной разбивочной сеткой с постоянными шагами по осям: Δx , Δy , Δz . В результате чего получено 96 ячеек и 175 узловых точек.

Объемная ячейка рассматриваемой расчетной области представляет собой куб с размерами граней Δx , Δy , Δz , где $\Delta x = \Delta y = \Delta z$ (рисунок 3).

Решение задачи строится в перемещениях, принимая за неизвестные компоненты вектора узловых перемещений $u_i(x, y, z)$, $v_i(x, y, z)$, $w_i(x, y, z)$. При решении поставленной задачи энергия деформации подсчитывается для каждой ячейки, а затем суммируется по объему упругого основания. При этом система дифференциальных уравнений после замены интегро-дифференциальных выражений функционалов энергий конечно-разностными аппроксимациями преобразуется в систему линейных алгебраических уравнений, решение которой позволяет найти неизвестные компоненты вектора $u_i(x, y, z)$, $v_i(x, y, z)$, $w_i(x, y, z)$. Чтобы найти энергию деформации в центре объемной ячейки расчетной области, необходимо сперва найти функционал энергии деформаций упругого основания для

центров граней ячейки через известные зависимости плоской задачи теории упругости: соотношения Коши и обобщенный закон Гука. Так как ячейка расчетной области представляет собой параллелепипед с попарно-равными гранями, достаточно определить энергию деформации для трех граней (рисунок 4).

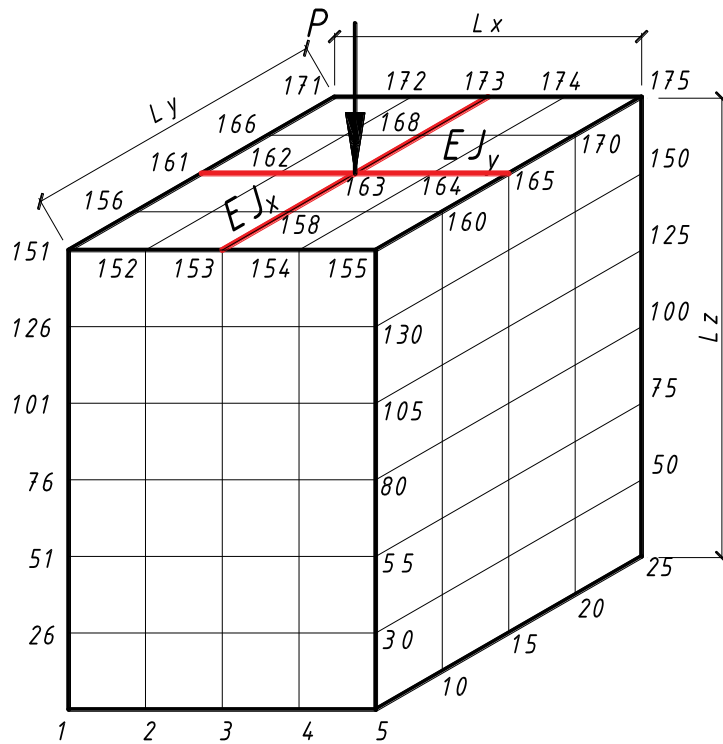


Рисунок 2. – Расчетная область для решения пространственной задачи

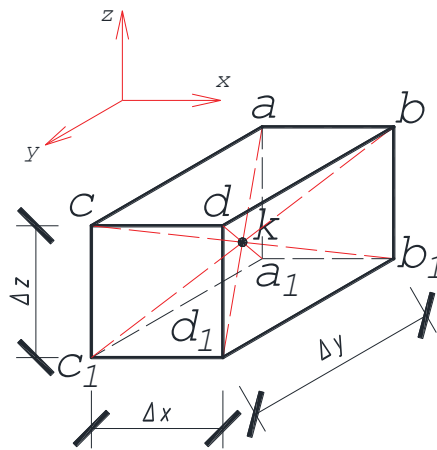


Рисунок 3. – Объемная ячейка расчетной области

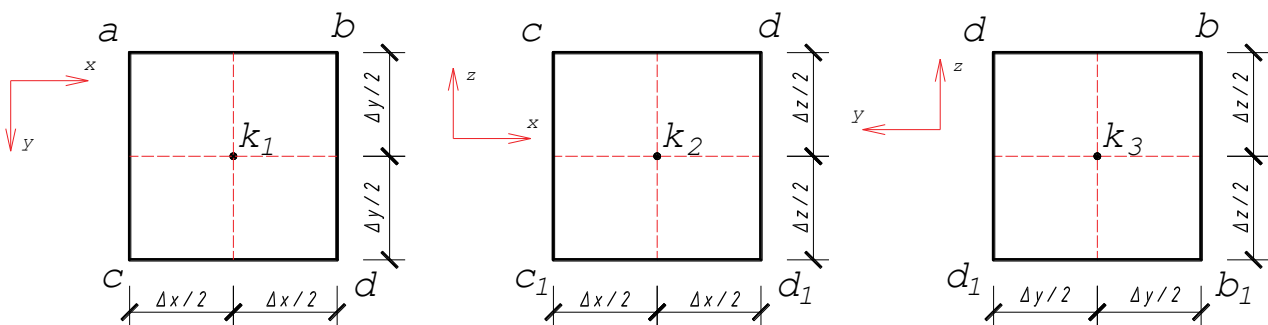


Рисунок 4. – Прямоугольные грани кубической ячейки расчетной области с центрами в точках k_1, k_2, k_3

Рассматриваем первую грань кубической ячейки метода конечных разностей с центром в точке k_1 .

Записываем выражения для деформаций $\varepsilon_x^{(k_1)}$, $\varepsilon_y^{(k_1)}$, $\gamma_{xy}^{(k_1)}$ в точке k_1 как среднее арифметическое деформаций в вершинах прямоугольника $abcd$, а именно:

$$\begin{aligned}\varepsilon_x^{(k_1)} &= \frac{\partial u_{k_1}}{\partial x} = \left(\frac{u_b + u_d}{2} - \frac{u_a + u_c}{2} \right) \cdot \frac{1}{\Delta x} = \frac{u_b + u_d - u_a - u_c}{2\Delta x}; \\ \varepsilon_y^{(k_1)} &= \frac{\partial v_{k_1}}{\partial y} = \left(\frac{v_c + v_d}{2} - \frac{v_a + v_b}{2} \right) \cdot \frac{1}{\Delta y} = \frac{v_c + v_d - v_a - v_b}{2\Delta y};\end{aligned}\quad (2)$$

$$\gamma_{xy}^{(k_1)} = \frac{\partial u_{k_1}}{\partial y} + \frac{\partial v_{k_1}}{\partial x} = \left(\frac{u_c + u_d}{2} - \frac{u_a + u_b}{2} \right) \cdot \frac{1}{\Delta y} + \left(\frac{v_b + v_d}{2} - \frac{v_a + v_c}{2} \right) \cdot \frac{1}{\Delta x} = \frac{u_c + u_d - u_a - u_b}{2\Delta y} + \frac{v_b + v_d - v_a - v_c}{2\Delta x}.$$

Рассматриваем вторую грань кубической ячейки метода конечных разностей с центром в точке k_2 .

Записываем выражения для деформаций $\varepsilon_x^{(k_2)}$, $\varepsilon_z^{(k_2)}$, $\gamma_{xz}^{(k_2)}$ в точке k_2 как среднее арифметическое деформаций в вершинах прямоугольника cdc_1d_1 , а именно:

$$\begin{aligned}\varepsilon_x^{(k_2)} &= \frac{\partial u_{k_2}}{\partial x} = \left(\frac{u_d + u_{d_1}}{2} - \frac{u_c + u_{c_1}}{2} \right) \cdot \frac{1}{\Delta x} = \frac{u_d + u_{d_1} - u_c - u_{c_1}}{2\Delta x}; \\ \varepsilon_z^{(k_2)} &= \frac{\partial w_{k_2}}{\partial z} = \left(\frac{w_c + w_d}{2} - \frac{w_{c_1} + w_{d_1}}{2} \right) \cdot \frac{1}{\Delta z} = \frac{w_c + w_d - w_{c_1} - w_{d_1}}{2\Delta z};\end{aligned}\quad (3)$$

$$\begin{aligned}\gamma_{xz}^{(k_2)} &= \frac{\partial u_{k_2}}{\partial z} + \frac{\partial w_{k_2}}{\partial x} = \left(\frac{u_c + u_d}{2} - \frac{u_{c_1} + u_{d_1}}{2} \right) \cdot \frac{1}{\Delta z} + \left(\frac{w_d + w_{d_1}}{2} - \frac{w_c + w_{c_1}}{2} \right) \cdot \frac{1}{\Delta x} = \\ &= \frac{u_c + u_d - u_{c_1} - u_{d_1}}{2\Delta z} + \frac{w_d + w_{d_1} - w_c - w_{c_1}}{2\Delta x}.\end{aligned}$$

Рассматриваем третью грань кубической ячейки метода конечных разностей с центром в точке k_3 .

Записываем выражения для деформаций $\varepsilon_y^{(k_3)}$, $\varepsilon_z^{(k_3)}$, $\gamma_{yz}^{(k_3)}$ в точке k_3 как среднее арифметическое деформаций в вершинах прямоугольника dbd_1b_1 , а именно:

$$\begin{aligned}\varepsilon_y^{(k_3)} &= \frac{\partial v_{k_3}}{\partial y} = \left(\frac{v_d + v_{d_1}}{2} - \frac{v_b + v_{b_1}}{2} \right) \cdot \frac{1}{\Delta y} = \frac{v_d + v_{d_1} - v_b - v_{b_1}}{2\Delta y}; \\ \varepsilon_z^{(k_3)} &= \frac{\partial w_{k_3}}{\partial z} = \left(\frac{w_d + w_b}{2} - \frac{w_{d_1} + w_{b_1}}{2} \right) \cdot \frac{1}{\Delta z} = \frac{w_d + w_b - w_{d_1} - w_{b_1}}{2\Delta z}; \\ \gamma_{yz}^{(k_3)} &= \frac{\partial v_{k_3}}{\partial z} + \frac{\partial w_{k_3}}{\partial y} = \left(\frac{v_d + v_b}{2} - \frac{v_{d_1} + v_{b_1}}{2} \right) \cdot \frac{1}{\Delta z} + \left(\frac{w_d + w_{d_1}}{2} - \frac{w_b + w_{b_1}}{2} \right) \cdot \frac{1}{\Delta y} = \\ &= \frac{v_d + v_b - v_{d_1} - v_{b_1}}{2\Delta z} + \frac{w_d + w_{d_1} - w_b - w_{b_1}}{2\Delta y}.\end{aligned}\quad (4)$$

Энергия деформаций прямоугольной ячейки размерами $(\Delta x \cdot \Delta y)$ с центром в точке k_1 усредненно будет равна

$$U_{i,j}^{(k_1)} = \frac{E_k}{2(1+\mu_k)} \left[\frac{\mu_k}{1-2\mu_k} (\varepsilon_x^{(k_1)} + \varepsilon_y^{(k_1)})^2 + (\varepsilon_x^{(k_1)})^2 + (\varepsilon_y^{(k_1)})^2 + \frac{1}{2} (\gamma_{xy}^{(k_1)})^2 \right] \Delta x \Delta y, \quad (5)$$

где E_k, μ_k – упругие постоянные в центре кубической ячейки основания;
 i, j – номер узловой точки вдоль осей X и Y соответственно.

Аналогично формуле (5) энергия деформаций прямоугольной ячейки размерами $(\Delta x \cdot \Delta z)$ с центром в точке k_2 усредненно будет равна

$$U_{i,t}^{(k_2)} = \frac{E_k}{2(1+\mu_k)} \left[\frac{\mu_k}{1-2\mu_k} (\varepsilon_x^{(k_2)} + \varepsilon_z^{(k_2)})^2 + (\varepsilon_x^{(k_2)})^2 + (\varepsilon_z^{(k_2)})^2 + \frac{1}{2} (\gamma_{xz}^{(k_2)})^2 \right] \Delta x \Delta z, \quad (6)$$

где i, t – номер узловой точки вдоль осей X и Z соответственно.

Энергия деформаций прямоугольной ячейки размерами $(\Delta y \cdot \Delta z)$ с центром в точке k_3 аналогично формулам (5, 6) усредненно будет равна

$$U_{j,t}^{(k_3)} = \frac{E_{k_3}}{2(1+\mu_k)} \left[\frac{\mu_k}{1-2\mu_k} (\varepsilon_y^{(k_3)} + \varepsilon_z^{(k_3)})^2 + (\varepsilon_x^{(k_3)})^2 + (\varepsilon_z^{(k_3)})^2 + \frac{1}{2} (\gamma_{yz}^{(k_3)})^2 \right] \Delta y \Delta z, \quad (7)$$

где j, t – номер узловой точки вдоль осей Y и Z соответственно.

Последовательность этапов расчета дает алгоритм линейного расчета системы перекрестных балок методом Ритца-Тимошенко [15; 17].

В работе [16] ранее давалась предложенная форма функционала полной потенциальной энергии, с учетом энергии деформации упругого основания, физически нелинейного и неоднородного. Функционал энергии деформаций упругого основания в единице объема [17] можно представить в виде:

$$U_f = \frac{E \cdot \mu}{2(1+\mu)(1-2\mu)} (\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z)^2 + \frac{E}{2(1+\mu)} (\varepsilon_x^2 + \varepsilon_y^2 + \varepsilon_z^2) + \frac{E}{4(1+\mu)} (\gamma_{xy}^2 + \gamma_{yz}^2 + \gamma_{xz}^2), \quad (8)$$

где E, μ – упругие постоянные упругого основания.

Обозначим элемент объема через dv , полная энергия деформации упругого основания будет иметь вид

$$U = \int \int \int_{z,y,x} U_f dx dy dz = \int_v U_f dv. \quad (9)$$

При составлении функционала энергии деформаций упругого основания не учитывается работа сил собственного веса упругого основания, т.к. они уравновешены начальным напряженным состоянием уже в упругом основании, а работа самоуравновешенной системы сил на малых возможных перемещениях равна нулю. Это означает, что при поиске полного напряженного состояния рассматриваемой задачи необходимо на полученное решение наложить напряженное состояние от сил собственного веса основания.

Энергия изгиба двух перекрестных балок определяется по формуле

$$\Omega = \Omega_x + \Omega_y = \frac{EJ_x}{2} \int_{-l_x}^{l_x} \left(\frac{d^2 w}{dx^2} \right)^2 dx + \frac{EJ_y}{2} \int_{-l_y}^{l_y} \left(\frac{d^2 w}{dy^2} \right)^2 dy, \quad (10)$$

где EJ_x, EJ_y – изгибные жесткости балок.

Энергию деформаций конструкции обычно отождествляют с энергией изгиба конструкции, пренебрегая деформациями сдвига [10; 15]. Это вполне оправдано для рассматриваемой бесконечной системы перекрестных балок.

Потенциал внешней нагрузки определяется из следующей формулы:

$$\Pi = - \left(\int_{-l_x}^{l_x} q(x) w(x) dx + \int_{-l_y}^{l_y} q(y) w(y) dy \right). \quad (11)$$

Функционал полной энергии имеет вид

$$\mathcal{E} = U + \Omega + \Pi. \quad (12)$$

Неизвестные перемещения $u_i(x, y, z)$, $v_i(x, y, z)$, $w_i(x, y, z)$ можно найти из условия обращения в нуль производных от полной энергии по каждому из перемещений, т.к. в состоянии статического равновесия функционал полной энергии \mathcal{E} должен иметь минимум, то есть

$$\frac{\partial \mathcal{E}}{\partial v_i} = 0, \quad \frac{\partial \mathcal{E}}{\partial u_i} = 0, \quad \frac{\partial \mathcal{E}}{\partial w_i} = 0, \quad i = 1, 2, 3, \dots, N, \quad (13)$$

где N – число узловых точек параллелепипеда.

Численная апробация результатов расчета для упругого основания осуществляется с использованием программного пакета компьютерной алгебры MATHEMATICA [18].

Результаты линейного расчета. Для численного нахождения решения приняты следующие исходные данные: $l_x = l_y = 4$ м, $l_z = 6$ м, $\Delta x = \Delta y = \Delta z = 1$ м, $EJ_x = 2000$ кНм², $EJ_y = 2000$ кНм², $E = 3,06 \cdot 10^{10}$ МПа; $\mu = 1/6$, $P = 2000$ кН.

Перемещения в законтурных точках симметричны относительно границы расчетной области и равны перемещениям узловых точек балок (таблица 1).

Таблица 1. – Результаты вычисления перемещений

Балка в направлении оси X		Балка в направлении оси Y	
Узловые точки	Перемещения, м	Узловые точки	Перемещения, м
161, 161'	0,00817	153, 153'	0,00831
162	-0,00822	158	-0,00832
163	0,00854	163	0,00854
164	-0,00822	168	-0,00814
165, 165'	0,00817	173, 173'	0,00805

На рисунке 5 приведены графики перемещений узлов перекрестных балок в двух вертикальных сечениях: в направлении оси X по узловым точкам 161, 162, 163, 164, 165, в направлении оси Y по узловым точкам 153, 158, 163, 168, 173.

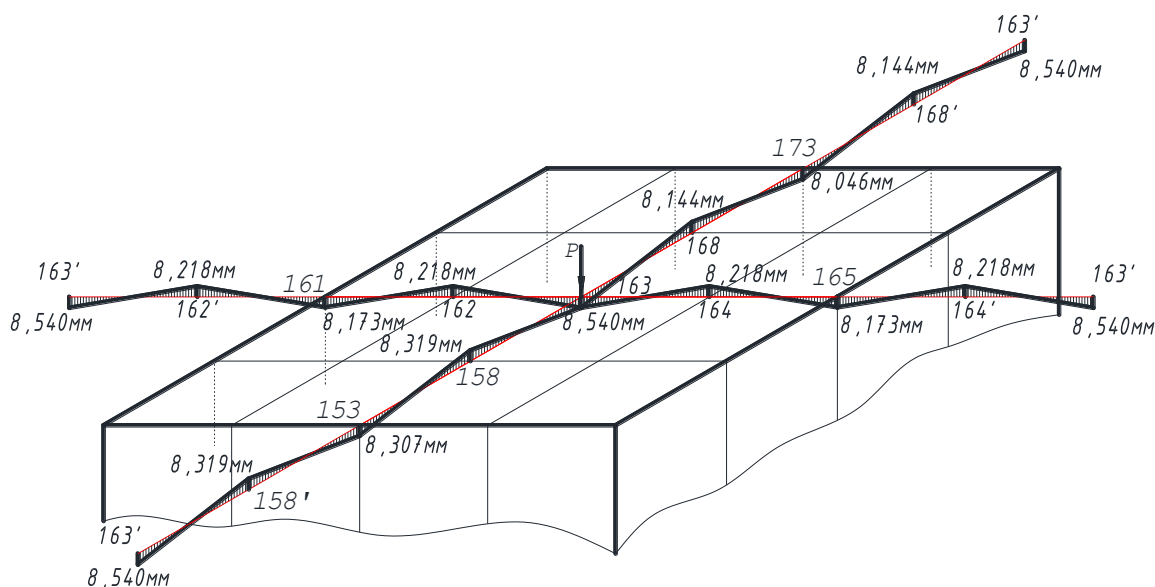


Рисунок 5. – График перемещений узлов перекрестных балок под действием сосредоточенной нагрузки P

Внутренние усилия в балках можно определить по следующим дифференциальным зависимостям, используя конечные разности

$$M_x(y) = -EI_x \frac{d^2 w}{dy^2}; \quad M_y(x) = -EI_y \frac{d^2 w}{dx^2}; \quad (14)$$

$$Q_z(x) = -EI_y \frac{d^3 w}{dx^3}; \quad Q_z(y) = -EI_x \frac{d^3 w}{dy^3}. \quad (15)$$

Заключение. В рассматриваемой работе авторами предложено вариационно-разностным методом исследовать параметры напряженно-деформированного состояния ленточных фундаментов на упругом основании, как бесконечной системы перекрестных балок, расположенных на упругом полупространстве с ограничением глубины сжимаемой толщи. Построен и реализован алгоритм упругого расчета с учетом линейной работы материала балок, составлена программа с использованием компьютерного пакета MATHEMATICA, проведена ее апробация.

В результате проведенных исследований замечено: при граничных условиях и числовых данных, принятых в поставленной задаче, балки изгибаются волнообразно, что предположительно в натурных условиях при выбранных размерах расчетной области и требует уточнения глубины сжимаемой толщи упругого основания.

ЛИТЕРАТУРА

1. Горбунов-Посадов, М.И. Расчет конструкций на упругом основании / М.И. Горбунов-Посадов, Т.А. Маликова, В.И. Соколов. – 3-е изд., перераб. и доп. – М. : Стройиздат, 1984. – 639 с.
2. Горбунов-Посадов, М.И. Балки и плиты на упругом основании / М.И. Горбунов-Посадов. – М. : Машстройиздат, 1949. – 238 с.
3. Wieghardt, K. Über den Balken auf nachgiebiger Unterlage / K. Wieghardt // Zeitschrift für Angewandte Mathematik und Mechanik. – 1922. – Vol. 2. – S. 165–184.
4. Проктор, Г.Э. Об изгибе балки, лежащей на сплошном упругом основании без гипотезы Винклера – Циммермана : дипломная работа в Петроградском технол. ин-те / Г.Э. Проктор. – Петроград, 1922. – 98 с.
5. Кузнецов, В.И. Вопросы статического расчета верхнего строения пути / В.И. Кузнецов. – М. : Трансжелдориздат, 1940. – 136 с.
6. Жемочкин, Б.Н. Практические методы расчета фундаментных балок и плит на упругом основании / Б.Н. Жемочкин, А.П. Сеницын. – 2-е изд., перераб. и доп. – М. : Госстройиздат, 1962. – 240 с.
7. Горбунов-Посадов, М.И. Осадки и давления под жесткими прямоугольными фундаментными плитами / М.И. Горбунов-Посадов // Строительная промышленность. – 1940. – № 8 – С. 15–21.
8. Горбунов-Посадов, М.И. Плиты на упругом основании / М.И. Горбунов-Посадов. – М. : Госстройиздат, 1941. – 76 с.
9. Александров, А.В. Основы теории упругости и пластичности / А.В. Александров, В.Д. Потапов. – М. : Высш. шк., 1990. – 400 с.
10. Ржаницын, Р.А. Строительная механика / Р.А. Ржаницын. – 2-е изд., перераб. и доп. – М. : Высш. шк., 1991. – 439 с.
11. Босаков, С.В. Расчет системы перекрестных балок на двухслойном упругом основании / С.В. Босаков, Я.Д. Семенюк // Вестн. Брест. политехн. ин-та. Сер. Стр-во и архитектура. – 2000. – № 1. – С. 14–16.
12. Босаков, С.В. Расчет железобетонных пространственных фундаментов, как системы перекрестных балок, на упругом основании с учетом ползучести бетона / С.В. Босаков, С.Д. Семенюк // Вестн. БГТУ. Сер. Стр-во и архитектура. – 2001. – № 1. – С. 13–16.
13. Босаков, С.В. Статические расчеты плит на упругом основании / С.В. Босаков. – Минск : БНТУ, 2002. – 127 с.
14. Семенюк, С.Д. Железобетонные и пространственные фундаменты жилых и гражданских зданий на неравномерно деформированном основании : моногр. / С.Д. Семенюк. – Могилев : Белорус.-Рос. ун-т, 2003. – 269 с.
15. Босаков, С.В. Метод Ритца в контактных задачах теории упругости : моногр. / С.В. Босаков. – Брест : БрГТУ, 2006. – 108 с.
16. Босаков, С.В. Вариационно-разностный подход в решении контактной задачи для нелинейно упругого неоднородного основания. Плоская деформация. Теория расчета. Часть 1 / С.В. Босаков, О.В. Козунова // Вестн. БНТУ. – 2009. – № 1. – С. 5–13.
17. Тимошенко, С.П. Теория упругости / С.П. Тимошенко, Дж. Гудьер. – 2-е изд. – М. : Наука, 1979. – 560 с.
18. Дьяконов, В.П. Mathematica 5/6/7. Полное руководство / В.П. Дьяконов. – М. : ДМК Пресс, 2010. – 624 с.

Поступила 21.09.2021

CALCULATION OF AN INFINITE SYSTEM OF CROSS BEAMS ON AN ELASTIC BASE BY THE VARIATION-DIFFERENCE METHOD

O. KOZUNOVA, K. SIROSH

In this paper, the authors consider the method of calculating an infinite system of cross beams on an elastic base by the variational-difference method. The system of cross beams on an elastic base is most often modeled as shallow strip foundations for buildings of various functional purposes. The variation-difference method is one of the numerical and analytical methods for calculating building structures, it is based on the variational principles of the Ritz-Timoshenko method and on the minimum of the total potential energy of the entire system according to the Lagrange principle, and is also close to the real operating conditions of the foundation – base. A single-layer isotropic artificial base was used as an elastic base in the work, as an elastic layer limited in thickness. Numerical approximation of the results of calculation of the system of cross beams on an elastic base was carried out using the MATHEMATICA software package.

Keywords: *Infinite system of cross beams, Ritz-Timoshenko method, variation-difference method, elastic base, elastic layer, contact zone, deflections of the beam, precipitation of the base, contact stresses, internal forces.*

УДК 624.012.45

**ОБЩИЙ МЕТОД РАСЧЕТА ПРОЧНОСТИ И ДЕФОРМАЦИЙ
НА ОСНОВЕ НЕЛИНЕЙНОЙ ДЕФОРМАЦИОННОЙ МОДЕЛИ КОСО СЖАТЫХ КОЛОНН,
УСИЛЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ОБОЙМОЙ**

*д-р техн. наук, проф. Д.Н. ЛАЗОВСКИЙ,
канд. техн. наук, доц. Д.О. ГЛУХОВ,
канд. техн. наук, доц. Е.Д. ЛАЗОВСКИЙ
(Полоцкий государственный университет)*

В данной статье приводятся предложения по совершенствованию метода расчета косо сжатых железобетонных колонн, усиленных под нагрузкой замкнутой железобетонной обоймой. За основу принимается общая нелинейная деформационная модель расчета железобетонных элементов при совместном действии изгибающих моментов и продольных сил, использующая математическое описание диаграмм деформирования бетона и арматуры. Предлагаемая расчетная модель позволяет учесть влияние усадки бетона железобетонной обоймы усиления на перераспределение внутренних усилий в усиливаемом элементе, а предложенный расчетный метод позволяет учесть напряженно-деформированное состояние железобетонной колонны при ее усилении, различные физико-механические и реологические характеристики материалов усиливаемой и усиливающей частей конструкции.

Ключевые слова: железобетон, усиление, косое сжатие, общая нелинейная деформационная модель.

Введение. Косому внецентренному сжатию при восприятии действующих нагрузок подвергаются железобетонные угловые колонны каркасов большепролетных промышленных зданий, все колонны каркасных зданий с монолитными безбалочными и бескапитальными перекрытиями, стойки рамных фундаментов под промышленное оборудование и др. Кроме того, в процессе эксплуатации железобетонные колонны получают повреждения бетона и арматуры, изменяющие положение плоскостей симметрии в их поперечном сечении, превращая центрально и внецентренно сжатые в одной плоскости железобетонные элементы в конструктивно неоднородные косо сжатые.

Применение общего метода расчета на основе нелинейной деформационной модели к расчету прочности и деформаций косо сжатых колонн дает положительные результаты [1, 14] и позволяет отказаться от детерминированного подхода к их расчету. Также общий метод расчета прочности и деформаций на основе нелинейной деформационной модели [2; 3] позволяет получить необходимые прочностные и деформационные характеристики эксплуатируемого железобетонного элемента с учетом его фактического технического состояния [4–6].

В случае несоответствия прочностных и деформационных характеристик, показателей долговечности эксплуатируемых железобетонных конструкций предъявляемым требованиям прибегают к их усилению (восстановлению) [7]. Одним из распространенных и эффективных методов усиления сжатых железобетонных колонн является устройство железобетонных обойм с увеличением их поперечного сечения дополнительным бетоном и установкой дополнительной продольной арматуры [8]. Применение железобетонных обойм для усиления косо сжатых колонн позволяет эффективно распределять дополнительную арматуру в поперечном сечении обоймы и производить усиление под нагрузкой.

Перед усилением под нагрузкой, с частичным или полным разгрузением, железобетонные колонны эксплуатируемых зданий и сооружений имеют напряженно-деформированное состояние, отличное от первоначального после их изготовления. Это связано с предысторией их работы за период эксплуатации до момента усиления.

Дополнительные элементы железобетонной обоймы, включаемые в совместную работу с усиливаемой колонной, имеют разный возраст, разные физико-механические и реологические характеристики, включаются в работу в разные моменты времени. Фактически усиленная колонна перед нагружением превращается в многокомпонентную конструкцию, состоящую из основной части, находящейся в определенном напряженно-деформированном состоянии, и дополнительной части – в первоначальном состоянии.

Для расчета прочности и деформаций усиленных косо сжатых колонн (аналогично, как и для их исходного состояния при усилении) необходимо знать геометрические, физико-механические и реологические (развивающиеся во времени деформации усадки и ползучести бетона) характеристики дополнительных элементов усиления, момент времени и режим нагружения конструкции после усиления. Расчет прочности и деформаций железобетонных косо сжатых колонн, усиленных железобетонной обоймой, в соответствии с общим методом расчета на основе линейной деформационной модели производится в несколько этапов.

Напряженно-деформированное состояние железобетонных косо сжатых колонн перед усилением. Характерной особенностью общего метода расчета прочности и деформаций нелинейной деформационной модели является применение, кроме уравнений равновесия усилий, условий деформирования сечения (гипотезы плоских сечений) и диаграмм деформирования бетона и арматуры.

Многочисленные экспериментальные исследования показали справедливость названной гипотезы для железобетонных элементов, длина которых в 5 и более раз превышает максимальный размер поперечного сечения. В этом случае влиянием сдвигов можно пренебречь. Гипотеза плоских сечений используется в качестве допущения для железобетонных элементов, имеющих трещины в растянутой зоне, не для конкретного поперечного сечения элемента, а для осредненных продольных деформаций растянутой и сжатой зоны [9–11]. Поперечное сечение железобетонной колонны рассматривается как совокупность элементарных площадок, в пределах которых напряжения считаются равномерно распределенными.

В общем методе расчета учет работы растянутой зоны бетона после пересечения арматуры трещиной производится путем трансформирования диаграммы растяжения свободной арматуры (без бетона, в сечении с трещиной) в диаграмму, в которой напряжения σ_s приняты для сечения с трещиной, а деформации – для среднего сечения в соответствии с гипотезой плоских сечений, т.е. скорректированы с учетом коэффициента $\psi_s = 0,1 \dots 1$. Следует отметить, в [9–11] коэффициент ψ_s находится как отношение опытных средних деформаций арматуры к расчетным деформациям в сечении с трещиной при прямоугольной эпюре напряжений в сжатой зоне и неучете работы бетона на растяжение над трещиной.

После образования трещин и выключения из работы части растянутого бетона деформации бетона сжатой зоны по длине железобетонного элемента, аналогично деформациям арматуры, неравномерны: максимальное значение – в сечении с трещиной, уменьшающееся по мере удаления от ее краев. Неравномерность названных деформаций возрастает при увеличении глубины трещин и характеризуется коэффициентом ψ_c , выражающим отношение средних краевых деформаций бетона сжатой зоны к деформациям в сечении с трещиной. Согласно опытным данным [12], коэффициент ψ_c может изменяться в пределах 0.75...1, рекомендуется для всех случаев приблизительно принимать $\psi_c = 0.9$ [9].

В общем методе расчета учет неравномерности деформирования бетона сжатой зоны по длине железобетонного элемента после образования трещин производится путем трансформирования диаграммы сжатия бетона и арматуры сжатой зоны для сечения с трещиной в диаграмму, в которой напряжения σ_c и σ_{sc} приняты для сечения с трещиной, а деформации ε_c и ε_{sc} – для среднего сечения в соответствии с гипотезой плоских сечений, т.е. скорректированы с учетом коэффициента ψ_c .

Таким образом, если относительная деформация арматуры не превышает предельного значения относительных деформаций на растяжение волокна бетона на уровне рассматриваемой арматуры, то в расчет вводится диаграмма деформирования свободной арматуры и диаграмма деформирования бетона без учета неравномерности деформирования по длине элемента, в противном случае – трансформированные диаграммы.

Определение параметров напряженно-деформированного состояния железобетонных косо сжатых колонн, усиленных железобетонной обоймой, при действии усадки бетона и сжимающего усилия после усиления ($N+N_{ад}$) производится *поэтапно*.

Система уравнений в двух плоскостях, состоящая из уравнений равновесия и условия совместности деформаций, описывающего положение плоскости распределения деформаций по поперечному сечению, на первом этапе расчета косо сжатой колонны имеет вид:

$$\begin{cases} \iint \sigma(\varepsilon(x, y))(y - y_0) dx dy = M_y \\ \iint \sigma(\varepsilon(x, y))(x - x_0) dx dy = M_x \\ \iint \sigma(\varepsilon(x, y)) dx dy = N \\ \varepsilon(x, y) = \varepsilon_N + \frac{1}{r_x}(x - x_0) + \frac{1}{r_y}(y - y_0) \end{cases}, \quad (1)$$

где $\sigma(x, y)$ – нормальные напряжения в точке с координатами (x, y) бетона или арматуры;

$\varepsilon(x, y)$ – относительная деформация от действия сжимающего усилия N с эксцентриситетами $e_x = M_x/N$

и $e_y = M_y/N$ в точке с координатами (x, y) бетона или арматуры;

x_0 и y_0 – координаты центра тяжести сечения поперечного сечения;

$\frac{1}{r_x}$ и $\frac{1}{r_y}$ – кривизна продольной оси колонны относительно соответственно оси x и y ;

ε_N – относительная деформация в центре тяжести поперечного сечения колонны.

Повреждения и отколы бетона железобетонной колонны учитываются исключением из расчета эквивалентных по площади элементарных площадок бетона. Учет изменения прочностных и деформационных характеристик отдельных участков бетона косо сжатой колонны учитывается зависимостью $\sigma(\varepsilon(x, y))$ для элементарных площадок этих участков, которые могут быть получены по результатам обследования. При необходимости определения деформаций конструкции, кроме того, важным является распределение участков бетона с измененными прочностными и деформационными характеристиками по длине конструкции.

Уменьшение поперечного сечения отдельных стержней арматуры вследствие коррозии учитывается использованием в расчете фактической площади поперечного сечения или эквивалентной площади при несимметричном повреждении стержней арматуры [13].

Для определения прочности косо сжатой железобетонной колонны нагрузка ступенчато увеличивается. Максимальное сжимающее усилие от внешней нагрузки, при котором выполняются условия (1), соответствует ее прочности.

Следует отметить отличие принятого критерия разрушения сжатой зоны бетона от распространенного в настоящее время ограничения предельных деформаций наиболее сжатой грани. Преимуществом является отсутствие необходимости нормирования еще одного критерия бетона – его предельной сжимаемости, что особенно важно для оценки состояния эксплуатируемых конструкций, сведения о бетоне которых ограничены. Кроме этого, работа усиленных железобетонных колонн связана с высокой степенью перераспределения усилий в поперечном сечении, и ограничение деформаций не позволяет в ряде случаев точно оценить их напряженно-деформированное состояние.

Для примера рассматривается опытная железобетонная косо сжатая колонна К-1-6 [1] с размерами поперечного сечения 201×303 мм из обычного бетона ($E_{cm} = 27 \cdot 10^3$ МПа) призмической прочностью $f_{cm} = 20,1$ МПа с симметричным распределенным по периметру армированием десятью стержнями арматуры $\varnothing 12$ мм класса А300 ($f_{yk} = 342$ МПа). Продольное сжимающее усилие N прикладывается с эксцентриситетами $e_x = 201/2 - 50,5 = 50$ мм, $e_y = 303/2 - 31,5 = 120$ мм. Расчетное предельное сжимающее усилие составляет $N_u = 506,6$ кН. Результаты расчета прочности железобетонной косо сжатой колонны К-1-6 представлены на рисунке 1, а.

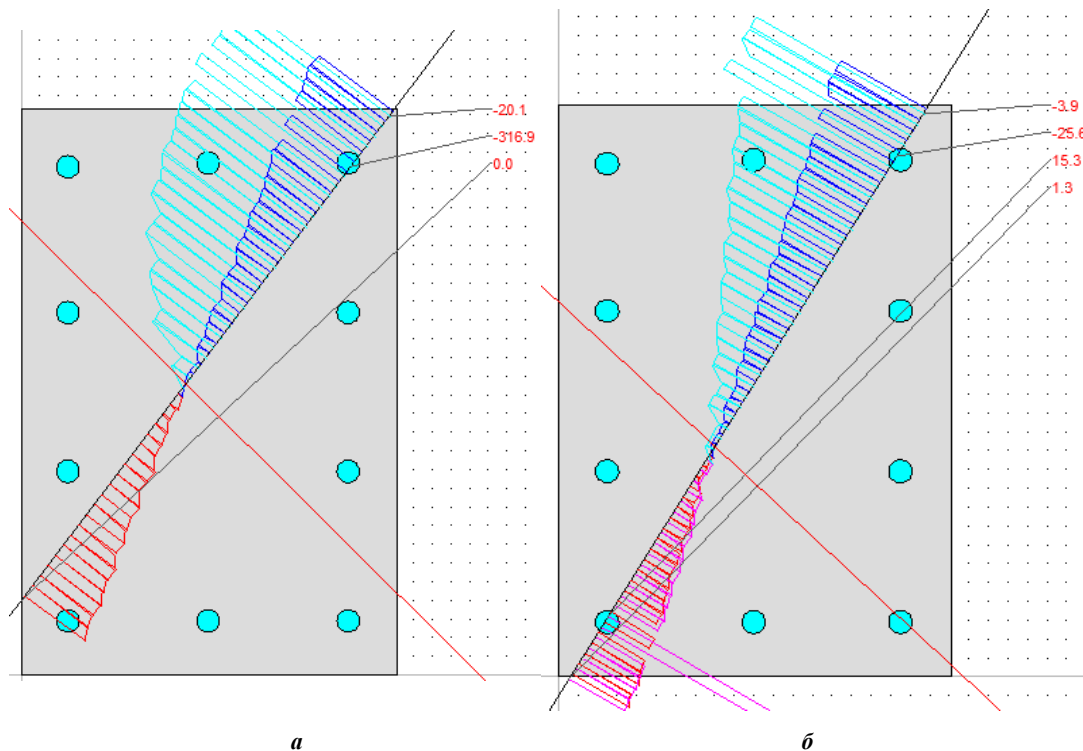


Рисунок 1. – Распределение относительных деформаций и напряжений по поперечному сечению косо сжатой железобетонной колонны: в предельном состоянии, $N_u = 506,6$ кН (а) и при $N_{cr} = 69,2$ кН (б)

При усилении косо сжатых железобетонных колонн под нагрузкой вычисленные на первом этапе расчета параметры напряженно-деформированного состояния $\sigma(x, y)_I$, $\varepsilon(x, y)_I$ при действии сжимающего усилия N будут являться исходными для расчета прочности и деформаций колонн после усиления.

На рисунке 1, б показано распределение относительных деформаций и напряжений по поперечному сечению колонны К-1-6 при действии сжимающего усилия $N_{cr} = 69,2$ кН, соответствующего усилию образования трещин в растянутой зоне колонны.

Напряженно-деформированное состояние железобетонных косо сжатых колонн, усиленных железобетонной обоймой. При усилении железобетонных косо сжатых колонн железобетонной обоймой совместная работа основной и дополнительной частей поперечного сечения усиленной конструкции обеспечивается по всей длине контакта посредством сцепления нового бетона со старым, устройством шпонок, насечки поверхности контакта, соединением дополнительной продольной арматуры обоймы с оголенной арматурой колонны посредством скоб, пересекающих контактную поверхность.

При этом в процессе твердения бетона железобетонной обоймы появляются деформации его усадки, действующие вдоль и поперек продольной оси колонны. Усиливаемая железобетонная колонна и дополнительная арматура железобетонной обоймы, вследствие ее сцепления с бетоном железобетонной обоймы, становятся внутренней связью, сдерживающей развитие этих деформаций, и источником возникающих в ней дополнительных усилий и дополнительных напряжений в бетоне. Воздействие усадки при твердении бетона всегда вызывает деформации его укорочения. Уменьшаясь в объеме, дополнительный бетон в поперечном направлении вызывает обжатие усиливаемой колонны, улучшая сцепление нового бетона со старым по контактной поверхности [8].

При усилении косо сжатых железобетонных колонн деформации усадки дополнительного бетона вызывают в ней дополнительные напряжения сжатия в продольном направлении. При этом усиливаемая колонна и дополнительная продольная арматура, сопротивляясь сжатию, вызывает растягивающие напряжения в бетоне железобетонной обоймы.

На втором этапе рассматривается поперечное сечение исходной железобетонной колонны при действии сжимающего усилия N в момент устройства обоймы с параметрами $\varepsilon(x, y)_I$, вычисленными для исходной колонны, которое подвергается воздействию вынужденных деформаций усадки. Аналогично поперечному сечению усиливаемой железобетонной колонны, поперечное сечение железобетонной обоймы разбивается на элементарные площадки.

Система уравнений на втором этапе расчета, состоящая из уравнений равновесия и условия совместности деформаций, имеет вид:

$$\begin{cases} \iint \sigma(\varepsilon(x, y))(y - y_0) dx dy + \iint \sigma_{ad}(\varepsilon_{ad}(x, y))(y - y_{0,ad}) dx dy = M_y \\ \iint \sigma(\varepsilon(x, y))(x - x_0) dx dy + \iint \sigma_{ad}(\varepsilon_{ad}(x, y))(x - x_{0,ad}) dx dy = M_x \\ \iint \sigma(\varepsilon(x, y)) dx dy + \iint \sigma_{ad}(\varepsilon_{ad}(x, y)) dx dy = N \\ \varepsilon(x, y)_{II} = \varepsilon(x, y)_I + \varepsilon_z + \frac{1}{r_{x,ad}}(x - x_{0,ad}) + \frac{1}{r_{y,ad}}(y - y_{0,ad}) + \varepsilon_{cs}(t, t_s) \\ \varepsilon_{ad}(x, y)_{II} = \varepsilon_z + \frac{1}{r_{x,ad}}(x - x_{0,ad}) + \frac{1}{r_{y,ad}}(y - y_{0,ad}) + \varepsilon_{cs}(t, t_s) \end{cases}, \quad (2)$$

где $\sigma_{ad}(x, y)$ – нормальные напряжения от действия усадки в точке с координатами (x, y) бетона или арматуры железобетонной обоймы;

$\varepsilon_{ad}(x, y)$ – относительная деформация от действия усадки в точке (x, y) бетона или арматуры железобетонной обоймы;

$x_{0,ad}$ и $y_{0,ad}$ – координаты центра тяжести поперечного сечения усиленной колонны;

$\frac{1}{r_{x,ad}}$ и $\frac{1}{r_{y,ad}}$ – кривизна продольной оси элемента от воздействия вынужденных деформаций усадки относительно соответственно оси x и y ;

ε_z – относительная деформация от воздействия усадки бетона в точке с координатами $(x_{0,ad}, y_{0,ad})$;

$\varepsilon_{cs}(t, t_s)$ – относительная деформация от действия полной усадки бетона в момент времени t , имеющего возраст t_s к началу воздушно-сухого хранения (распалубливания).

Согласно [15; 16], относительную деформацию полной усадки $\varepsilon_{cs}(t, t_s)$ бетона в момент времени t , имеющего возраст t_s к моменту начала воздушно-сухого хранения, определяют по формуле

$$\varepsilon_{cs}(t, t_s) = \varepsilon_{cbs}(t) + \varepsilon_{cds}(t, t_s), \quad (3)$$

где $\varepsilon_{cbs}(t)$ – относительная деформация базовой усадки бетона, зависящая от прочности бетона, вида и класса прочности цемента;

$\varepsilon_{cds}(t, t_s)$ – относительная деформация усадки высыхания бетона, учитывающая вид цемента и влияние относительной влажности среды эксплуатации.

При решении системы уравнений равновесия (2) общего метода расчета, относительная деформация усадки бетона $\varepsilon_{cs}(t, t_s)$ вводится в уравнения совместности деформаций. Расчет выполняется до равновесного состояния по напряжениям относительно центра тяжести сечения. При этом необходимо отметить, что критерии останковки итерационного процесса по продольной силе и изгибающим моментам принимаются на несколько порядков меньше, чем для расчета при силовом воздействии, поскольку речь идет о поиске равновесия при малых значениях внутренних усилий.

В результате расчета определяются параметры напряженно-деформированного состояния усиленных железобетонных колонн в их поперечном сечении, нормальном к его продольной оси, при воздействии вынужденных усадочных деформаций. Полученные на втором этапе расчета параметры напряженно-деформированного состояния железобетонной косо сжатой колонны, усиленной железобетонной обоймой $\sigma(x, y)_{II}$, $\varepsilon(x, y)_{II}$, будут являться начальными при последующем ее нагружении.

Для примера рассматривается опытная железобетонная косо сжатая колонна К-1-6, усиленная железобетонной обоймой из бетона класса $C^{25}/_{30}$ ($f_{cm} = 33$ МПа, $E_{cm} = 38 \cdot 10^3$ МПа) толщиной 80 мм, относительные деформации полной усадки бетона обоймы $\varepsilon_{cs}(t, t_s) = 0,00009$. Железобетонная обойма армирована десятью стержнями арматуры $\varnothing 12$ мм класса S500 ($f_{yk} = 500$ МПа) с модулем упругости $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа. Продольное сжимающее усилие в момент усиления колонны $N = N_{cr} = 69,2$ кН. Результаты расчета параметров напряженно-деформированного состояния косо сжатой колонны после усиления железобетонной обоймой при действии начального усилия N и вынужденной деформации усадки $\varepsilon_{cs}(t, t_s)$ представлены на рисунке 2.

Вынужденные деформации усадки бетона железобетонной обоймы усиленной косо сжатой колонны и продольной арматуры обоймы вызывают дополнительные сжимающие усилия. Дополнительное усилие сжатия в колонне действует центрально, учитывая симметричное поперечное сечение железобетонной обоймы и ее армирование. Для косо сжатой колонны это эквивалентно не только увеличению сжимающего усилия, но и уменьшению его эксцентриситета приложения. Поскольку, согласно принятой предпосылке о совместной работе усиленной колонны и железобетонной обоймы, составное поперечное сечение колонны после усиления деформируется как цельное, то изменение эксцентриситета приложения сжимающего усилия N при усилении вызывает наложение на равномерно распределенные деформации растяжения в бетоне обоймы от его усадки деформаций от изгиба составного элемента. Параметры напряженно-деформированного состояния в поперечном сечении колонны до усиления находились в равновесном состоянии, после обжатия они теряют равновесие (сжатая зона колонны увеличивается, растянутая – уменьшается). В составном сечении усиленной колонны из-за возникшего неравновесного состояния появляется дополнительная кривизна, что приводит к неравномерности последствий усадки в дополнительном сечении. Относительные деформации растяжения от усадки бетона железобетонной обоймы будут больше со стороны сжатой зоны усиливаемой колонны.

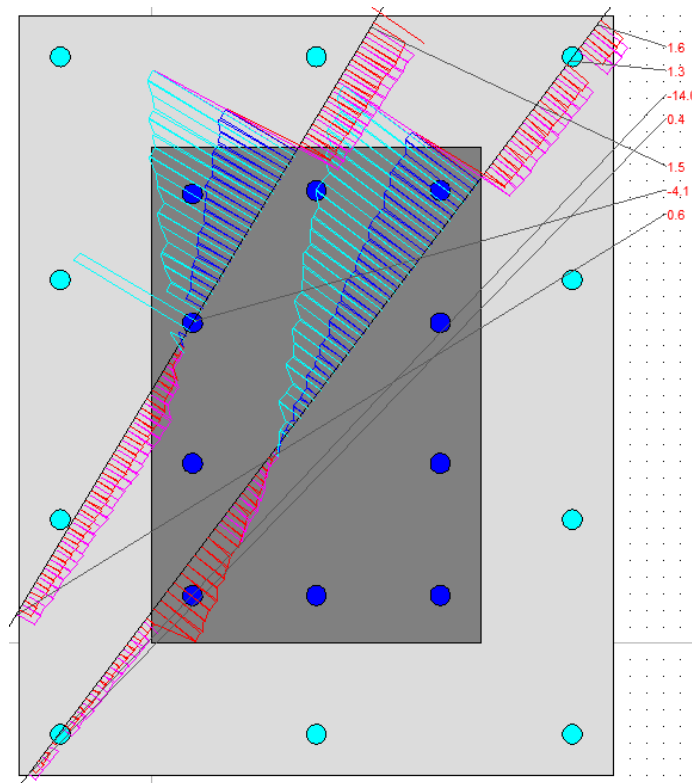


Рисунок 2. – Распределение относительных деформаций и напряжений по поперечному сечению косо сжатой железобетонной колонны, усиленной под нагрузкой железобетонной обоймой, при действии усадки

Согласно предложенной модели косо сжатой железобетонной колонны, усиленной под нагрузкой симметричной железобетонной обоймой, вынужденные деформации усадки дополнительного бетона догружают основное поперечное сечение колонны по продольному усилию и разгружают ее по изгибающему моменту (вследствие уменьшения суммарного эксцентриситета), что проявляется в уменьшении кривизны колонны в основном поперечном сечении.

Гипотеза плоских сечений для относительных деформаций всего сечения усиленной под нагрузкой железобетонной колонны, состоящей из основной (усиливаемая колонна) и дополнительной (обойма) частей не выполняется, поскольку при усилении в основной части поперечного сечения уже имеются начальные деформации $\varepsilon(x, y)_{II}$ от действия сжимающего усилия N и деформаций усадки. Принимаем гипотезу плоских сечений в постановке В.И. Мурашова – Я.М. Немировского [9–11] отдельно для дополнительной части и для приращений относительных деформаций основной части сечения колонны. Тогда относительные деформации элементарного участка основного сечения колонны находятся как сумма относительных деформаций при усилении $\varepsilon(x, y)_{II}$ (от действия усилия N и вынужденных деформаций усадки бетона) и относительных деформаций после усиления. Учитывая совместную работу основной и дополнительной части колонны, приращение деформаций на границе контакта основного и дополнительного сечения при нагружении усиленной колонны будет одинаковым, т.е. при абсолютно жестком контакте разность деформаций основного и дополнительного поперечного сечения в любой момент времени в произвольной точке сечения в зоне контакта постоянна и равна относительной деформации колонны в поперечном сечении при усилении. Такой контакт на практике обеспечивается конструктивными и технологическими мероприятиями.

С учетом наличия основной и дополнительной части поперечного сечения усиленной колонны, условий равновесия усилий и вышеназванных условий совместности деформирования запишем уравнения напряженно-деформированного состояния железобетонной косо сжатой колонны, усиленной железобетонной обоймой, при действии сжимающего усилия $(N+N_{ad})$ с эксцентриситетами e_x, e_y .

Система уравнений на третьем этапе расчета имеет вид:

$$\left\{ \begin{array}{l} \iint \sigma(\varepsilon(x, y))(y - y_o) dx dy + \iint \sigma_{ad}(\varepsilon_{ad}(x, y))(y - y_{o,ad}) dx dy = M_y + M_{y,ad} \\ \iint \sigma(\varepsilon(x, y))(x - x_o) dx dy + \iint \sigma_{ad}(\varepsilon_{ad}(x, y))(x - x_{o,ad}) dx dy = M_x + M_{x,ad} \\ \iint \sigma(\varepsilon(x, y)) dx dy + \iint \sigma_{ad}(\varepsilon_{ad}(x, y)) dx dy = N + N_{ad} \\ \varepsilon(x, y)_{III} = \varepsilon(x, y)_{II} + \varepsilon_z + \frac{1}{r_{x,ad}}(x - x_{o,ad}) + \frac{1}{r_{y,ad}}(y - y_{o,ad}) \\ \varepsilon_{ad}(x, y)_{III} = \varepsilon_z + \frac{1}{r_{x,ad}}(x - x_{o,ad}) + \frac{1}{r_{y,ad}}(y - y_{o,ad}) \end{array} \right. , \quad (4)$$

где $\sigma(x, y)$ и $\sigma_{ad}(x, y)$ – нормальные напряжения от действия внецентренно приложенного в двух плоскостях усилия ($N + N_{ad}$) и усадки в точке с координатами (x, y) бетона или арматуры соответственно колонны и железобетонной обоймы;

$\epsilon_{ad}(x, y)$ – относительная деформация от действия усадки в точке (x, y) бетона или арматуры железобетонной обоймы;

$x_{o,ad}$ и $y_{o,ad}$ – координаты центра тяжести поперечного сечения усиленной колонны;

$\frac{1}{r_{x,ad}}$ и $\frac{1}{r_{y,ad}}$ – кривизна продольной оси элемента от воздействия вынужденных деформаций усадки относительно соответственно оси x и y ;

ϵ_z – относительная деформация от воздействия усадки бетона в точке с координатами $(x_{o,ad}, y_{o,ad})$;

$\epsilon_{cs}(t, t_s)$ – относительная деформация от действия полной усадки бетона в момент времени t , имеющего возраст t_s к началу воздушно-сухого хранения (распалубливания).

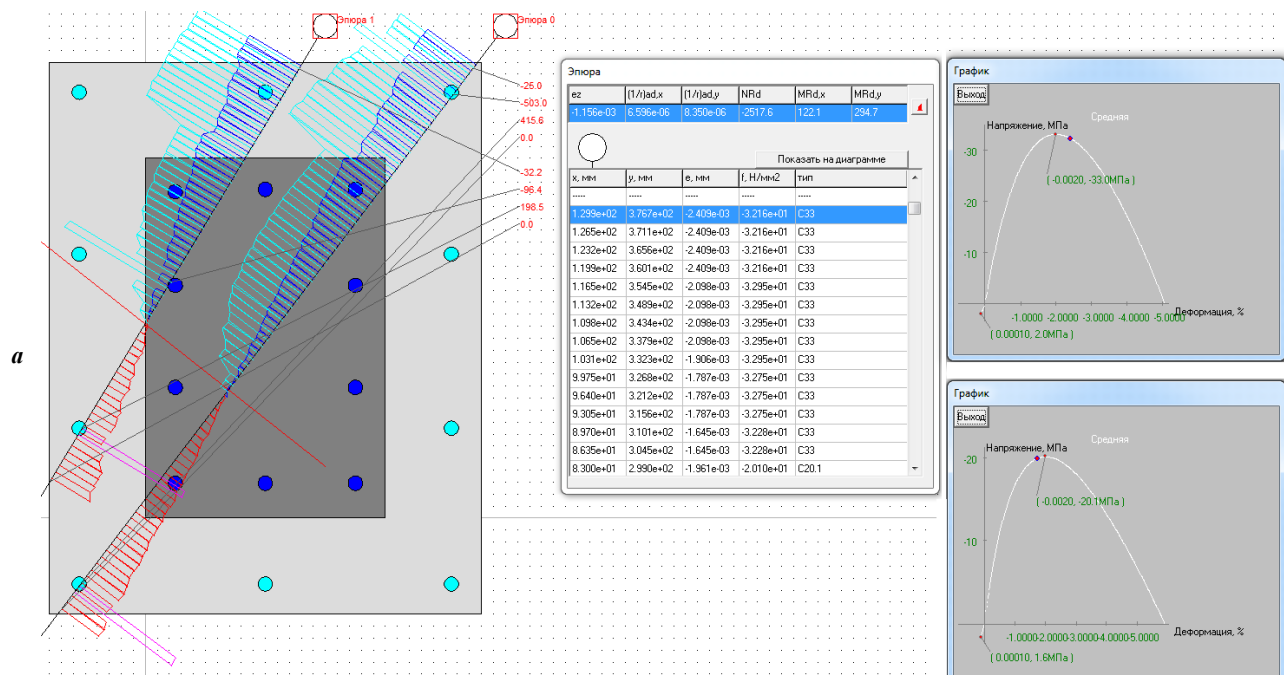
Максимальное сжимающее усилие от внешней нагрузки, при котором для усиленной колонны выполняются условия (4), соответствует ее прочности. Критерием разрушения продольной арматуры колонны или обоймы принимается достижение относительных деформаций, соответствующих их временному сопротивлению разрыву. При этом диаграммы деформирования бетона колонны и обоймы не имеют ограничений предельными относительными деформациями.

Следует отметить отличие принятого критерия разрушения сжатой зоны бетона от распространенного в настоящее время ограничения предельных деформаций наиболее сжатой элементарной площадки. Преимуществом является отсутствие необходимости нормирования еще одного критерия бетона – его предельной сжимаемости, что особенно важно для оценки состояния эксплуатируемых конструкций, сведения о бетоне которых ограничены. Кроме этого, работа усиленных железобетонных элементов связана с высокой степенью перераспределения усилий в поперечном сечении, и ограничение деформаций не позволяет в ряде случаев точно оценить напряженно-деформированное состояние нормального сечения.

Диаграммы деформирования бетона, которые используются в общем методе расчета, относятся к случаю действия кратковременных нагрузок. Для учета деформаций ползучести при расчете напряженно-деформированного состояния железобетонных конструкций на основе общего метода расчета необходимо математическое описание диаграмм деформирования бетона при длительном действии нагрузки. Получение диаграмм-изохроны деформирования бетона колонны и бетона обоймы при моделировании длительного действия нагрузки реализовано в программном комплексе Бета v6.0 [16].

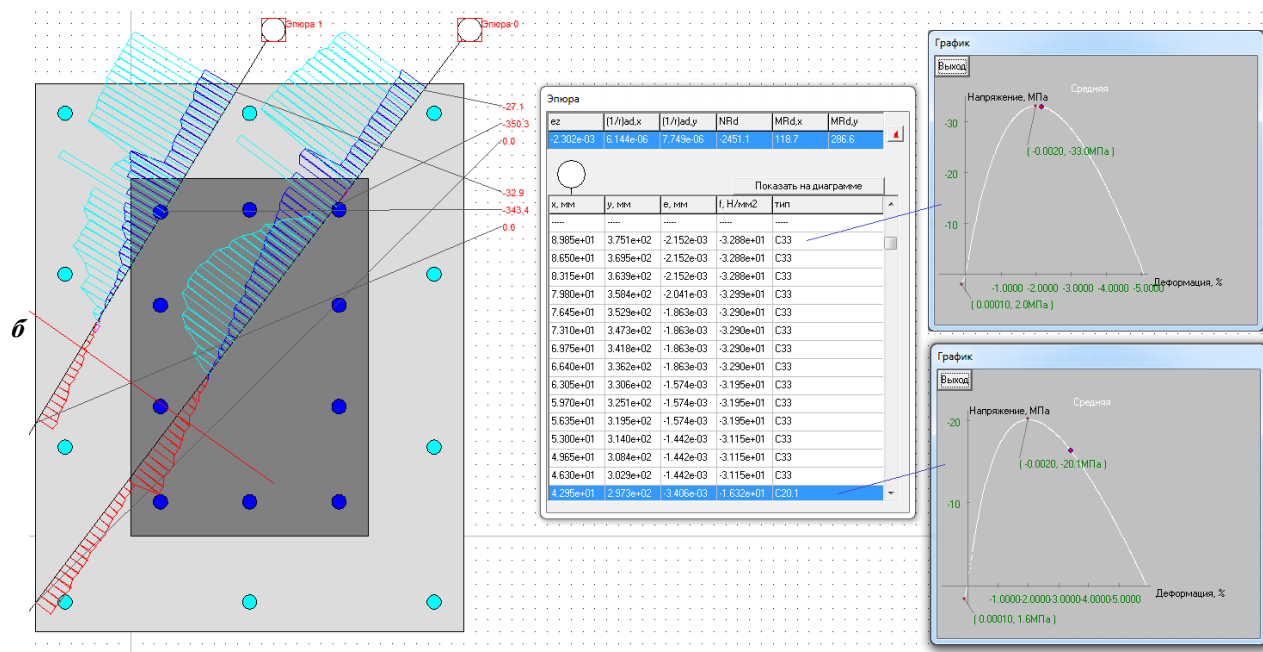
Для экспериментальной колонны К-1-6, усиленной железобетонной обоймой под нагрузкой $N = 69,2$ кН, результаты расчета прочности и распределение относительных деформаций и напряжений по ее поперечному сечению при действии кратковременной нагрузки (место приложения сжимающего усилия не изменяется: $e_x = 50$ мм, $e_y = 120$ мм) представлены на рисунке 3, а.

Для демонстрации степени перераспределения усилий в железобетонной косо сжатой колонне, усиленной под нагрузкой, принимаем усилие $N = 400$ кН перед усилением. Результаты расчета прочности и распределение напряжений по ее поперечному сечению при действии кратковременной нагрузки представлены на рисунке 3, б.



а – $N = 69,2$ кН

Рисунок 3. – Распределение относительных деформаций и напряжений в предельной стадии в железобетонной косо сжатой колонне, усиленной железобетонной обоймой под нагрузкой (начало)



б – $N = 400$ кН

Рисунок 3. – Распределение относительных деформаций и напряжений в предельной стадии в железобетонной косо сжатой колонне, усиленной железобетонной обоймой под нагрузкой (окончание)

Уровень нагружения косо сжатых железобетонных колонн при их усилении под нагрузкой влияет на степень перераспределения усилий в составном элементе, состоящем из колонны с начальным напряженно-деформированным состоянием от нагрузки при усилении и железобетонной обоймы.

Заключение. Общий метод расчета на основе нелинейной деформационной модели косо сжатых железобетонных колонн, усиленных железобетонной обоймой, позволяет решать практически любые задачи в области усиления конструкций, недоступные ныне применяемым методам. Метод позволяет учесть напряженно-деформированное состояние железобетонной колонны при ее усилении, различные физико-механические и реологические характеристики материалов усиливаемой и усиливающей частей конструкции.

ЛИТЕРАТУРА

1. Павликов, А.Н. Общий метод расчета прочности косо сжатых колонн на основе нелинейной деформационной модели / А.Н. Павликов, О.В. Горькая // Проблемы современного бетона и железобетона : сб. науч. тр. / Ин-т БелНИИС ; редкол.: О.Н. Лешкевич [и др.]. – Минск, 2020. – С. 153–172.
2. Статически неопределимые железобетонные конструкции. Диаграммные методы автоматизированного расчета и проектирования : метод. пособие / М-во стр-ва и жилищно-коммунального хоз-ва Рос. Федерации. – М., 2017. – 197 с.
3. Карпенко, С.Н. Модели деформирования железобетона в приращениях и методы расчета конструкций : автореф. дис ... д-ра техн. наук : 05.23.01 / С.Н. Карпенко ; Науч.-исслед. ин-т строит. физики Рос. акад. архитектуры и строит. наук. – М., 2010. – 48 с.
4. Лазовский, Д.Н. Усиление железобетонных конструкций эксплуатируемых строительных сооружений : моногр. / Д.Н. Лазовский. – Новополоцк : Полоц. гос. ун-т, 1998. – 240 с.
5. Пецольд, Т.М. Расчет усиления железобетонных конструкций эксплуатируемых строительных сооружений (начало) / Т.М. Пецольд, Д.Н. Лазовский // Бетон и железобетон. – 1998. – № 6. – С. 16–19.
6. Пецольд, Т.М. Расчет усиления железобетонных конструкций эксплуатируемых строительных сооружений (окончание) / Т.М. Пецольд, Д.Н. Лазовский // Бетон и железобетон. – 1999. – № 1. – С. 11–14.
7. Усиление железобетонных конструкций : П1-98 к СНиП 2.03.01-84* : утв. М-вом стр-ва и архитектуры Респ. Беларусь 07.04.98 № 140 : введ. 01.05.98. – Минск, 1998. – 189 с.
8. Онуфриев, Н.М. Усиление железобетонных конструкций промышленных зданий и сооружений / Н.М. Онуфриев. – М. : Стройиздат, 1965. – 342 с.
9. Мурашев, В.Н. Железобетонные конструкции / В.Н. Мурашев, Э.Е. Сигалов, В.Н. Байков. – М. : Госстройиздат, 1962. – 662 с.
10. Немировский, Я.М. Жесткость изгибаемых железобетонных элементов при кратковременном и длительном нагружении / Я.М. Немировский // Бетон и железобетон. – 1955. – № 5. – С. 172–176.
11. Немировский, Я.М. Исследование напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов с учетом работы растянутого бетона над трещиной и пересмотр на этой основе теории расчета деформаций и раскрытия трещин / Я.М. Немировский // Прочность и жесткость железобетонных конструкций : сб. науч. ст. / НИИЖБ ; под ред. А.А. Гвоздева. – М., 1968. – С. 47–54.
12. Байков, В.Н. Построение зависимости между напряжениями и деформациями сжатого бетона по системе нормируемых показателей / В.Н. Байков, С.В. Горбатов, З.А. Димитров // Изв. вузов. Сер. Стр-во и архитектура. – 1977. – № 6. – С. 15–18.

13. Гроздов, В.Т. Определение предельных усилий в арматурном стержне при наличии в нем повреждений / В.Т. Гроздов // Изв. вузов. Сер. Стр.-во. – 1996. – № 8. – С. 126–128.
14. Жердеева, С.А. Моделирование влияния нелинейных свойств материалов на напряженное состояние железобетонных колонн при простом и косом внецентренном сжатии / С.А., Жердеева, М.М. Попова, А.А. Веселов // Труды Братского гос. ун-та. Сер. Естественные и инженерные науки. – 2017. – Т. 2. – С. 97–101.
15. Бетонные и железобетонные конструкции : СП 5.03.01-2020 : утв. М-вом архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь 16.09.20 № 56. – Минск, 2020. – 236 с.
16. Учет ползучести и усадки бетона по СП 5.03.01-2020 при расчете железобетонных конструкций на основе деформационной расчетной модели / Д.Н. Лазовский [и др.] // Вестн. Брест. гос. техн. ун-та. Сер. Техн. науки (стр-во, машиностроение, геоэкология). Экон. науки. – 2021. – № 2 (125). – С. 7–12.

Поступила 06.12.2021

GENERAL METHOD BASED ON A NONLINEAR DEFORMATION MODEL FOR STRENGTH AND DEFORMATIONS ANALYSIS OF ECCENTRICALLY COMPRESSED CONCRETE COLUMNS, STRENGTHENED WITH A REINFORCED CONCRETE SECTION ENLARGEMENT

D. LAZOUSKI, D. GLUHAU, Y. LAZOUSKI

This article provides suggestions for improving the method for calculating obliquely compressed reinforced concrete columns reinforced under load with a closed reinforced concrete cage. It is based on a general nonlinear deformation model for calculating reinforced concrete elements under the combined action of bending moments and longitudinal forces, using a mathematical description of the deformation diagrams of concrete and reinforcement. The proposed analytical model allows one to take into account the effect of concrete shrinkage of a reinforced concrete reinforcement cage on the redistribution of internal forces in a reinforced element, and the proposed calculation method allows one to take into account the stress-strain state of a reinforced concrete column during its reinforcement, various physical, mechanical and rheological characteristics of materials of the reinforced and reinforcing parts of the structure.

Keywords: *reinforced concrete, reinforcement, eccentric compression, general nonlinear deformation model.*

УДК 624.012.45

ОБРАЗОВАНИЕ ТРЕЩИН В ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТАХ ПРИ СОВМЕСТНОМ ДЕЙСТВИИ ИЗГИБАЮЩИХ МОМЕНТОВ, ПРОДОЛЬНЫХ И ПОПЕРЕЧНЫХ СИЛ

канд. техн. наук, доц. *Е.Д. ЛАЗОВСКИЙ*, канд. техн. наук, доц. *Д.О. ГЛУХОВ*
(Полоцкий государственный университет)

В статье анализируются деформационные подходы к расчету внутренних усилий, соответствующих образованию трещин в железобетонном элементе при совместном действии изгибающих моментов, продольных и поперечных сил в соответствии с модифицированной теорией полей сжатия. Приводятся основные положения теории расчета напряженно-деформированного состояния железобетонного элемента в соответствии с модифицированной теорией полей сжатия, предпосылки, зависимости. Выводится критерий образования силовой трещины вне зависимости от места ее появления в конструкции и определяющийся исключительно напряженно-деформированным состоянием элемента.

Ключевые слова: железобетон, трещиностойкость, плоское напряженное состояние, модифицированная теория полей сжатия.

Введение. Под влиянием внешних нагрузок и воздействий в железобетонных конструктивных элементах возникают внутренние усилия в виде продольных и поперечных сил, изгибающих моментов. В зависимости от характера напряженно-деформированного состояния (преимущественного влияния одного из внутренних усилий над другими) в железобетонных элементах в общем случае могут образоваться различные типы трещин: нормальные к продольной оси на всю высоту сечения элемента (преимущественное влияние растягивающих усилий N_{Ed}), нормальные к продольной оси со стороны одной из граней элемента (преимущественное влияние изгибающего момента M_{Ed}), наклонные к продольной оси (преимущественное влияние поперечных сил V_{Ed}).

После образования трещин существенно снижается жесткость конструкций, облегчается доступ атмосферной влаги и газов агрессивных эксплуатационных сред к арматуре, понижая долговечность; существенно ухудшается эстетичность конструкции с трещинами. Поэтому расчет напряженно-деформированного состояния элемента, соответствующего образованию трещин при совместном действии изгибающих моментов, продольных и поперечных сил, является важной и актуальной задачей.

Трещиностойкость железобетонных элементов при совместном действии изгибающих моментов, продольных и поперечных сил. Выделяют 2 типа наклонных трещин в зоне среза изгибаемых железобетонных элементов: I тип – образующиеся со стороны растянутой грани элемента и развивающиеся к нейтральной оси и сжатой грани; II тип – образующиеся в районе нейтральной оси и развивающиеся к растянутой и сжатой граням элемента.

Для определения величины нагрузки, соответствующей моменту образования трещины I типа, М.С. Боршанский [1] предложил расчетную модель в виде приопорной части элемента, отсеченной наклонным сечением, совпадающим с наклонной трещиной. При этом для составления уравнений равновесия сечения относительно точки приложения равнодействующего усилия в бетоне сжатой зоны, предлагалось рассматривать в сечении растягивающие и сжимающие напряжения в бетоне и осевые напряжения в продольной растянутой арматуре (рисунок 1). Эпюра нормальных напряжений в бетоне принималась треугольной в сжатой зоне и прямоугольной в растянутой. Ордината прямоугольной эпюры растянутого бетона соответствовала пределу прочности бетона при осевом растяжении f'_{ct} . Усилия в арматуре предлагалось вычислять из условия совместности деформаций. При этом угол наклона сечения θ был принят равным 60° (1.047 рад). Развитие данная модель получила в работах М.Н. Убайдуллаева [2] и др. Так, для определения угла наклона сечения с трещиной θ для предварительно напряженных конструкций была предложена зависимость

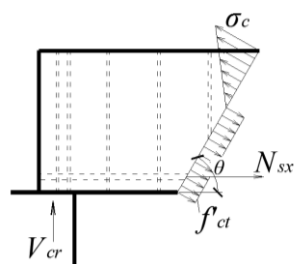
$$\arctan \theta = \sqrt{1 + \frac{\sigma_b}{f'_{ct}}}, \quad (1)$$

где σ_b – напряжение в бетоне на уровне центра тяжести поперечного сечения от усилия предварительного обжатия.

Поперечную силу V_{cr} , соответствующую образованию наклонной трещины, предлагалось находить из совместного решения уравнений равновесия изгибающих моментов и продольных сил.

Что касается трещин, образующихся в районе нейтральной оси, то для определения величины поперечного усилия, соответствующего их образованию, существует несколько подходов.

Первый подход, предложенный А.С. Залесовым [3], основывается на рассмотрении равновесия приопорной части изгибаемого железобетонного элемента, отсеченной нормальным сечением (рисунок 2).



σ_c – напряжения в бетоне сжатой зоны; N_{sx} – растягивающее усилие, возникающее в продольной арматуре

Рисунок 1. – Модель к расчету усилия образования наклонных трещин I типа в зоне среза изгибаемого железобетонного элемента [2]

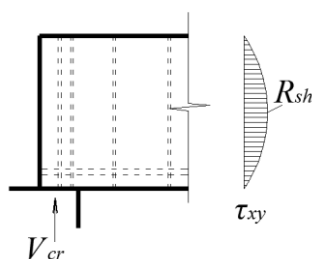


Рисунок 2. – Модель к расчету усилия образования наклонных трещин II типа в зоне среза изгибаемого железобетонного элемента [3]

Тогда из условия равновесия отсеченной части

$$V_{cr} = \int_{A_c} \tau_{xy} b d A_c, \quad (2)$$

где b – ширина элемента в зоне среза, мм;

A_c – площадь нормального сечения элемента в зоне среза, мм².

При этом пиковое значение касательных напряжений R_{sh} рекомендовалось принимать равными из условия критерия прочности бетона при двухосном напряженно-деформированном состоянии сжатия-растяжения.

Другой подход основывается на критерии прочности бетона в любой элементарной площадке при сложном напряженном состоянии элемента по направлению главных растягивающих напряжений [4]:

$$\sigma_{mt} \leq \gamma_{b4} R_{bt,ser}, \quad (3)$$

где γ_{b4} – коэффициент условий работы бетона;

$R_{bt,ser}$ – расчетная прочность бетона на растяжение, МПа;

σ_{mt} – главные растягивающие напряжения в бетоне, МПа.

$$\sigma_{mt} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}, \quad (4)$$

где σ_x – нормальные напряжения в бетоне на площадке, перпендикулярной продольной оси элемента, от внешней нагрузки и усилия предварительного обжатия;

σ_y – нормальные напряжения в бетоне на площадке, параллельной продольной оси элемента, от местного действия опорных реакций, сосредоточенных сил и распределенной нагрузки, а также усилия обжатия вследствие предварительного напряжения хомутов и отогнутых стержней;

τ_{xy} – касательные напряжения в бетоне от внешней нагрузки и усилия обжатия вследствие предварительного напряжения отогнутых стержней.

Напряжения σ_x , σ_y и τ_{xy} предлагалось определять как для упругого тела [4].

Деформационный расчет внутренних усилий, соответствующих образованию трещин при плоском напряженном состоянии. С развитием вычислительной техники все более распространенными становятся так называемые «точные» методы расчета железобетонных элементов в рамках общей теории железобетона при совместном действии изгибающих моментов, продольных и поперечных сил.

Большинство этих методов используют общую деформационную модель, рассматривающую в комплексе уравнения равновесия, уравнения совместности деформаций и уравнения диаграмм деформирования материалов, связывающие напряжения и деформации в железобетоне, находящемся в плоском напряженно-деформированном состоянии.

При применении деформационных методов расчета железобетонных элементов железобетон рассматривается как некий непрерывный нелинейный материал, обладающий определенными свойствами, которые меняются в зависимости от степени нагружения в соответствии с известными зависимостями, связывающими деформации с напряжениями.

Большинство деформационных методов расчета железобетона используют так называемый метод сечений, рассматривающий напряженно-деформированное состояние сечений железобетонного элемента (нормальных либо наклонных) с составлением уравнений равновесия, и, исходя из анализа сечений, получается картина напряженно-деформированного состояния элемента в целом.

Расчетные деформационные модели предполагают, что в каждой элементарной площадке железобетонного элемента при действии изгибающих моментов, продольных и поперечных сил возникают нормальные напряжения σ_x (по направлению продольной оси элемента), σ_y (по направлению перпендикулярному к продольной оси), а также касательные напряжения τ_{xy} (рисунок 3). При этом нормальные напряжения, возникающие в матрице (бетоне), воспринимаются также продольной и поперечной арматурой. Для описания напряженно-деформированного состояния бетона определяющими являются направления главных напряжений σ_{c1} и σ_{c2} , в то время как для продольной и поперечной арматуры, в силу их ориентации, определяющими являются осевые напряжения σ_{sx} и σ_{sy} . Главные растягивающие и сжимающие напряжения в зоне действия поперечных сил ориентированы по отношению к продольной оси x элемента под некоторым углом α .

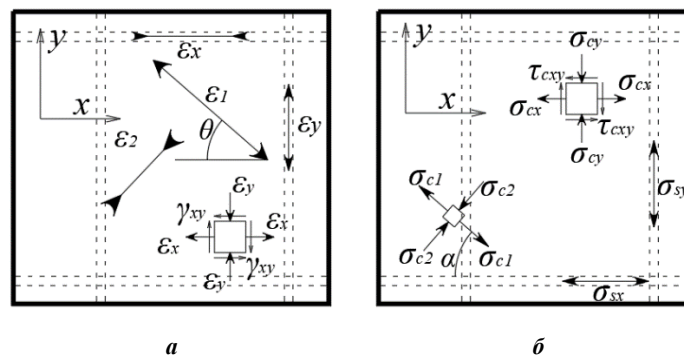


Рисунок 3. – Схема распределения относительных деформаций (а) и напряжений (б) в элементарной площадке железобетона при совместном действии изгибающих моментов, продольных и поперечных сил

Находясь в напряженном состоянии, каждая элементарная площадка железобетонного элемента деформируется. По направлению главных растягивающих напряжений σ_{c1} возникают главные деформации растяжения ε_1 , а по направлению главных сжимающих (σ_{c2}) – главные деформации сжатия. При этом ортогонально расположенное армирование (в случае ортогонального расположения) деформируется по направлениям x , y соответственно ε_x , ε_y . При этом главные (максимальные) деформации каждой элементарной площадки наклонены по отношению к продольной оси под некоторым углом θ . Также под действием касательных напряжений в каждой элементарной площадке железобетонного элемента, находящегося в плоском напряженном состоянии, возникают деформации сдвига γ_{xy} .

При этом принимается гипотеза о том, что при увеличении внешней нагрузки и сохранении соотношения величин в комбинации внутренних усилий, ориентация главных напряжений (угол α) и соответствующих им главных деформаций (угол θ) в каждой элементарной площадке элемента на стадии до образования трещин не изменяется.

Несмотря на многообразие деформационных методов расчета, только метод, основанный на модифицированной теории полей сжатия [5] доведен до состояния практического применения и включен в нормы проектирования железобетонных конструкций ряда стран. В модифицированной теории полей сжатия принимается гипотеза о том, что угол наклона α главных напряжений на произвольном этапе совпадает с углом наклона главных деформаций θ , значение которого изменяется при нагружении.

Модель переменного угла используется в методе расчета модифицированной теории полей сжатия [5; 6], основанном на положениях общей деформационной модели, теории полей сжатия и предположении о совпадении направлений главных нормальных напряжений и соответствующих им направлений максимальных значений относительных деформаций в железобетонном элементе, находящемся в плоском напряженном состоянии.

При использовании модифицированной теории полей сжатия зависимости, связывающие составляющие напряженно-деформированного состояния для плоской элементарной площадки поперечного сечения зоны среза изгибаемого железобетонного элемента, имеют вид [5]:

$$\begin{aligned}\sigma_{cx} &= \sigma_{c2} \cos^2 \theta + \sigma_{c1} \sin^2 \theta + \rho_{sx} \sigma_{sx}; \\ \sigma_{cy} &= \sigma_{c2} \sin^2 \theta + \sigma_{c1} \cos^2 \theta + \rho_{sy} \sigma_{sy}; \\ \tau_{xy} &= (-\sigma_{c2} + \sigma_{c1}) \sin \theta \cdot \cos \theta;\end{aligned}\quad (5)$$

$$\begin{aligned}\varepsilon_x &= \varepsilon_{c2} \cos^2 \theta + \varepsilon_{c1} \sin^2 \theta; \\ \varepsilon_y &= \varepsilon_{c2} \sin^2 \theta + \varepsilon_{c1} \cos^2 \theta; \\ \frac{\gamma_{xy}}{2} &= (-\varepsilon_{c2} + \varepsilon_{c1}) \sin \theta \cdot \cos \theta,\end{aligned}\quad (6)$$

где σ_{cx}, σ_{cy} – проекция главных нормальных напряжений в бетоне элементарной площадки соответственно на продольную, поперечную ось элемента;

σ_{c1}, σ_{c2} – соответственно главные растягивающие, главные сжимающие нормальные напряжения в бетоне элементарной площадки;

ρ_{sx}, ρ_{sw} – степень соответственно продольного, поперечного армирования элементарной площадки;

σ_{sx}, σ_{sy} – нормальные напряжения соответственно в продольной, поперечной арматуре элементарной площадки;

θ – угол наклона главных нормальных напряжений по отношению к продольной оси элемента;

τ_{xy} – касательные напряжения в элементарной площадке;

$\varepsilon_x, \varepsilon_y$ – проекция относительных деформаций элементарной площадки по направлению главных нормальных напряжений соответственно на продольную, поперечную ось элемента;

$\varepsilon_{c1}, \varepsilon_{c2}$ – относительные деформации элементарной площадки по направлению соответственно главных растягивающих, главных сжимающих нормальных напряжений;

γ_{xy} – относительные сдвиговые деформации элементарной площадки.

Аналогично деформационному расчету прочности изгибаемых железобетонных элементов по нормальному сечению [7], метод, основанный на положениях модифицированной теории полей сжатия [8], предлагает применять метод сечений, рассматривая напряженно-деформированное состояние поперечных сечений по длине элемента и рассчитывать все параметры напряженно-деформированного состояния – напряжения в бетоне $\sigma_{cx}, \sigma_{cy}, \sigma_{c1}, \sigma_{c2}, \tau_{xy}$, напряжения в арматуре σ_{sx}, σ_{sy} , относительные деформации $\varepsilon_x, \varepsilon_y, \gamma_{xy}$, а также угол θ (определяющий положение главных напряжений и деформаций) – отдельно для элементарных площадок поперечного сечения бетона и стержней продольной арматуры. Площадки рассматриваются поочередно, предварительно задавшись распределением касательных напряжений τ_{xy} и продольных деформаций ε_x по высоте сечения. Условия равновесия проверяются для всего поперечного сечения зоны среза изгибаемого железобетонного элемента при действии изгибающего момента M_{Ed} , продольных N_{Ed} и поперечных сил V_{Ed} :

$$\begin{aligned}\sum_{i=1}^n \sigma_{cx(i)} b(i) h(i) + \sum_{j=1}^m \sigma_{sx(j)} A_{s(j)} &= N_{Ed}; \\ \sum_{i=1}^n \sigma_{cx(i)} b(i) h(i) (y_{c(i)} - y_{c0}) + \sum_{j=1}^m \sigma_{sx(j)} A_{s(j)} (y_{s(j)} - y_{c0}) &= M_{Ed}; \\ \sum_{i=1}^n \tau_{xy(i)} b(i) h(i) &= V_{Ed},\end{aligned}\quad (7)$$

где $\sigma_{cx(i)}$ – проекция средних нормальных напряжений в бетоне в i -й элементарной площадке на продольную ось элемента;

$\sigma_{sx(j)}$ – средние нормальные напряжения в j -м арматурном стержне;

$b(i), h(i)$ – соответственно ширина, высота i -й элементарной площадки сечения;

$y_{c(i)}$ – расстояние от выбранной оси до центра тяжести элементарной площадки сечения;

$A_{s(j)}$ – площадь поперечного сечения j -го стержня продольной арматуры;

$y_{s(j)}$ – расстояние от выбранной оси до центра тяжести j -го стержня продольной арматуры;

y_{c0} – расстояние от выбранной оси до центра тяжести поперечного сечения;

$\tau_{xy(i)}$ – касательные напряжения в бетоне i -й элементарной площадки.

Начальное распределение касательных напряжений по высоте анализируемого сечения может задаваться равномерным, параболическим, либо по другому закону [9].

При расчете элемента на стадии до образования наклонных трещин модифицированная теория полей сжатия, кроме вышеназванных, опирается на следующие предпосылки:

– в пределах отдельных элементарных площадок поперечного сечения элемента и по сечению арматурных стержней распределение относительных деформаций и напряжений является равномерным;

– средние напряжения, а также средние относительные деформации в железобетонном элементе, находящемся в условиях плоского напряженного состояния, связаны теорией напряженных состояний (кругами Мора) (рисунком 4);

– для описания зависимостей, связывающих напряжения и деформации в бетоне и арматуре, используются соответствующие аналитические описания диаграмм деформирования;

– при деформационных расчетах принимается гипотеза плоских сечений для распределения относительных деформаций по высоте сечения элемента.

Для расчета по методике модифицированной теории полей сжатия используется метод последовательных нагружений. Таким образом, применение модифицированной теории полей сжатия позволяет получить параметры

напряженно-деформированного состояния изгибаемого железобетонного элемента в плоском напряженном состоянии на любой стадии его работы [9]. За разрушающую нагрузку принимается значение, при котором перестают удовлетворяться условия равновесия (7).

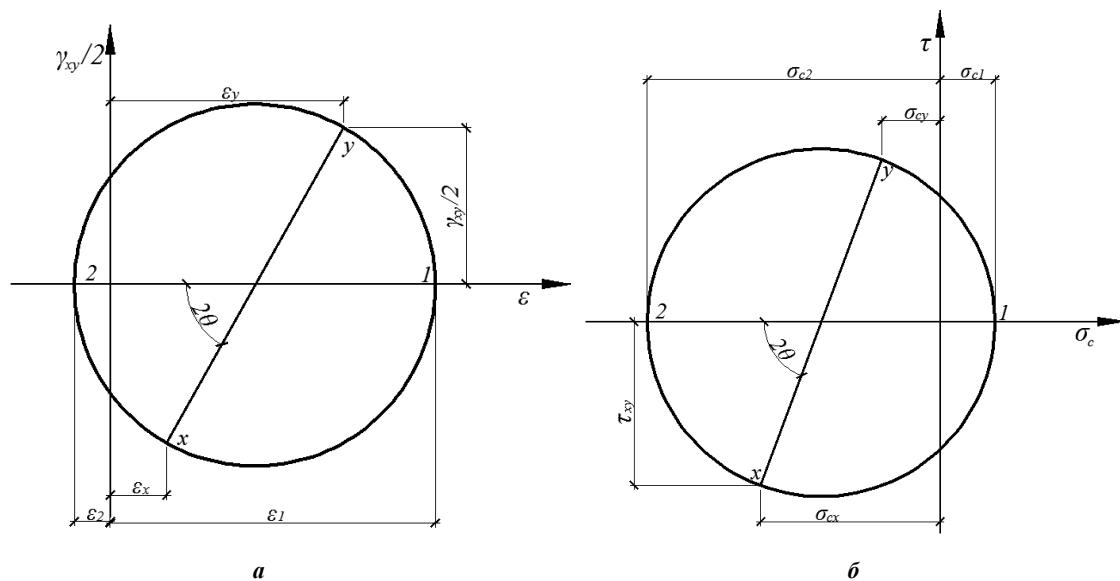


Рисунок 4. – Круги Мора для относительных деформаций (а) и для средних напряжений в бетоне (б)

Основным критерием образования трещины принимается достижение относительных деформаций в бетоне по направлению главных растягивающих напряжений значения ϵ_{cr} , соответствующего пиковой точке диаграммы растяжения бетона (рисунок 5).

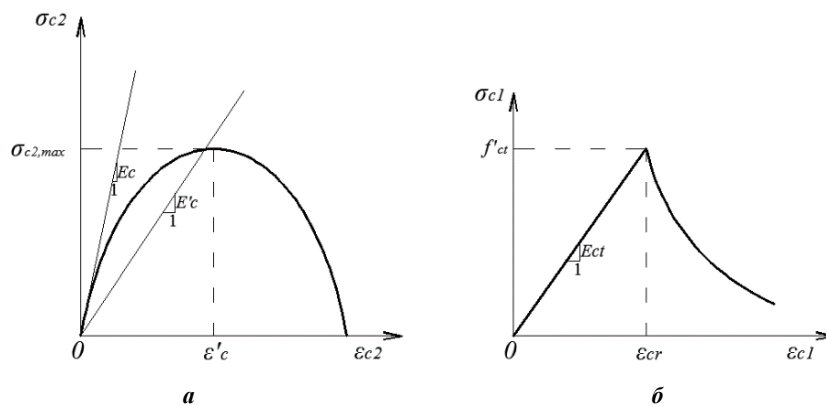


Рисунок 5. – Общий вид диаграмм деформирования бетона по направлению главных сжимающих (а) и растягивающих (б) напряжений

Для описания работы бетона на растяжение в условиях двухосного напряженного состояния рекомендуется использовать диаграмму с двумя участками. Первый участок (восходящая ветвь) согласно исследованиям [5] рекомендуется принимать линейным

$$\sigma_{c1} = \epsilon_1 \cdot E_c; \epsilon_1 \leq \epsilon_{cr} \text{ (до образования трещин)}. \quad (8)$$

Для нисходящей ветви в большинстве источников рекомендуется параболическая зависимость

$$\sigma_{c1} = \frac{\beta_1 \beta_2 f'_{ct}}{1 + \sqrt{500 \epsilon_1}}; \epsilon_1 > \epsilon_{cr} \text{ (после образования трещин)}, \quad (9)$$

где β_1, β_2 – коэффициенты, учитывающие форму поверхности арматуры (гладкая либо периодического профиля) и длительность нагружения;

f'_{ct} – напряжение, соответствующее прочности бетона, определяемое при одноосном растяжении;

ϵ_{cr} – относительные деформации, соответствующие пиковой точке диаграммы при одноосном растяжении бетона $\epsilon_{cr} = f'_{ct}/E_{ct}$, (E_{ct} – модуль упругости бетона при одноосном растяжении).

Заключение. Величину внешней нагрузки, соответствующей образованию наклонной трещины, предлагается определять из совместного решения уравнений равновесия и совместности деформаций, методом последовательных нагружений. Величина внутреннего усилия, при котором относительные деформации по направлению главных растягивающих напряжений хотя бы в одной площадке рассматриваемого дискредитированного сечения достигают величины, соответствующей прочности бетона на растяжение f_{cr} , соответствует образованию наклонной трещины. При этом не имеет значения, откуда началось развитие наклонной трещины, с растянутой зоны сечения либо с нейтральной оси, а усилие определяется напряженно-деформированным состоянием системы.

ЛИТЕРАТУРА

1. Боришанский, М.С. Образование косых трещин в стенках предварительно напряженных балок и влияние предварительного напряжения на прочность под действием поперечных сил / М.С. Боришанский, Ю.К. Николаев // Прочность и жесткость железобетонных конструкций : сб. тр. – М., 1968. – С.5–55.
2. Убайдуллаев, М.Н. Образование и раскрытие наклонных трещин в предварительно напряженных балках при длительных нагрузках : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / М.Н. Убайдуллаев ; Киев. инж.-строит. ин-т. – Киев, 1980. – 22 с.
3. Залесов, А.С. Сопротивление железобетонных элементов при действии поперечных сил. Теория и новые методы расчета прочности : автореф. дис. ... д-ра техн. наук : 05.23.01 / А.С. Залесов ; НИИ бетона и железобетона. – М., 1980. – 46 с.
4. Баташев, В.М. Прочность, трещиностойкость и деформации железобетонных элементов с многорядным армированием / В.М. Баташев. – Киев : Будівельник, 1978. – 120 с.
5. Vecchio, F.J. The Modified compression field theory for reinforced concrete elements subjected to shear / F.J. Vecchio, M.P. Collins // ACI Journal. – 1986. – Vol. 83, № 2. – P. 219–231.
6. Vecchio, F.J. Analysis based on the Modified Compression Field Theory / F.J. Vecchio // IABSE Colloq. on Structural Concrete. – 1991. – Vol. 62. – P. 321–326.
7. Лазовский, Д.Н. Усиление железобетонных конструкций эксплуатируемых строительных сооружений : моногр. / Д.Н. Лазовский. – Новополоцк : Полоц. гос. ун-т, 1998. – 240 с.
8. Vecchio, F.J. Predicting the Response of Reinforced Concrete Beams Subjected to shear using Modified Compression Field Theory / F.J. Vecchio, M.P. Collins // ACI Structural Journal. – 1988. – Vol. 85, № 3. – P. 258–268.
9. Моделирование трещинообразования в железобетонных конструкциях на основе деформационной расчетной модели / Д.О. Глухов [и др.] // Вестн. Полоц. гос. ун-та. Сер. С, Фундаментальные науки. – 2021. – № 4. – С. 50–58.

Поступила 06.12.2021

FORMATION OF CRACKS IN REINFORCED CONCRETE ELEMENTS AT THE JOINT ACTION OF BENDING MOMENTS, LONGITUDINAL AND LONGITUDINAL FORCES

Y. LAZOUSKI, D. GLUHAU

The article analyzes deformation approaches to the analysis of internal stresses of reinforced concrete element under the combined action of bending moments, longitudinal and transverse forces in accordance with the modified compression field theory. The main provisions of the theory of the stress-strain state of a reinforced concrete element are given in accordance with the modified compression field theory, preconditions, and dependencies. A criterion for the formation of a force crack is derived regardless of the place of its appearance in the element and is determined exclusively by the stress-strain state of the deformed element.

Keywords: reinforced concrete, crack resistance, plane stress state, modified compression field theory.

УДК 72.025.5.002

ПРЕДПОСЫЛКИ, ЦЕЛЕСООБРАЗНОСТЬ И ОСОБЕННОСТИ ПЕРЕПРОФИЛИРОВАНИЯ ЗДАНИЙ

*д-р архитектуры, проф. И.Г. МАЛКОВ, И.В. РУДЕНКОВА
(Белорусский государственный университет транспорта, Гомель)*

Под перепрофилированием зданий понимается смена функционального целевого назначения. Современный уровень социально-экономического развития диктует возрастающую с каждым годом значимость и актуальность данного процесса. В статье авторами выделены и рассмотрены основные направления и предпосылки архитектурного перепрофилирования промышленных и гражданских зданий, целесообразность проведения смены функциональной нагрузки зданий. Приведены примеры существующего зарубежного и отечественного опыта по этой тематике. Выявлены перепрофилированные объекты в городе Гомеле.

Ключевые слова: *перепрофилирование, промышленные и гражданские здания, зарубежный и отечественный опыт, основные предпосылки перепрофилирования зданий.*

Введение. Актуальность проблемы. Со временем многие объекты перестают соответствовать изменившимся функциональным, экономическим и эксплуатационным требованиям. В связи с этим возникает необходимость проведения архитектурного перепрофилирования зданий различного назначения. На сегодняшний день данный процесс считается наиболее перспективным направлением в строительной сфере зданий и сооружений, которое начало зарождаться около ста лет назад, но получило особую популярность в начале XXI века. Европейские здания обретают иную жизнь уже несколько десятилетий подряд. Известно множество примеров удачного перепрофилирования за рубежом. В белорусских городах относительно недавно обратили внимание на данное направление, но уже добились определенных результатов.

В последние годы накоплен значительный опыт проведения перепрофилирования и реконструкции зданий, разработано большое количество инструктивных и рекомендательных документов по восстановлению и усилению несущей способности конструктивных элементов зданий. Исследование авторы проводили, основываясь на принципах и методах по перепрофилированию, рефункционализации, адаптации и реконструкции гражданских и промышленных зданий, изложенных в научных трудах и статьях М.Е. Бассе, В.Л. Вольсона, А.Л. Гельфонд, Е.В. Денисенко, А.В. Коломийца, Л.В. Лобаковой, А.И. Мальганова, Т.Г. Маклаковой, А.И. Менейлюка, Г. Мюллера-Менкенса, М.В. Назаровой, Д.С. Рыбаковой [1], В.М. Супранович, А.М. Тимофеева, Т.П. Толпинской, Д.В. Топчего, В.И. Травина, С.А. Туртыгиной [2], О.Э. Туфлиной, Е.П. Уварова, А.А. Чадовича [3], А.Л. Шагина, В.В. Шейна, Н.П. Шепелева, А.Н. Шихова, М.С. Шумилова, А.А. Яковлева и др.

Особенности перепрофилирования под новое функциональное назначение. Общество является не только динамичной системой, но и целостной конструкцией, где элементы, хоть и разные, но взаимосвязаны друг с другом. Об этом и говорит итальянский мыслитель и философ XV века Никколо Макиавелли. Такие признаки, как устойчивость и динамичность, подтверждают изменчивость общества и тесную связь его сфер. Тезис «всякая перемена прокладывает путь другим переменам» касается всех областей и сфер жизнедеятельности социума, в том числе затрагивая и архитектурно-строительную отрасль. Подтверждением тому может служить процесс архитектурного перепрофилирования существующих зданий. Придавая новую функцию зданию, необходимо уделять внимание его окружению, той местности, на которой оно расположено, существующей застройке, чтобы новая функция стала наиболее востребованной. Появление понятия экологизации городского пространства, к примеру, привело к необходимости смены функционала промышленных объектов под гражданские здания, а также к их перемещению на окраину города.

Перепрофилированием называют смену функционального назначения здания с реконструкцией или без нее, приспособление зданий либо помещений под вид деятельности, отличающийся от его проектно-сметной и кадастровой документации. В отличие от реконструкции, которая направлена на изменение формы, при перепрофилировании уделяется внимание в первую очередь внедрению новой функции. Приступая к этому процессу, для начала необходимо определить состояние конструктивной основы, а также насколько новый функционал здания согласуется с генеральным планом развития города. С технической стороны, если конструкции находятся в удовлетворительном состоянии, то перепрофилирование возможно провести с минимальными затратами с применением приемов перепланировки и обновления инженерной инфраструктуры. Но может потребоваться капитальный ремонт, а также приведение здания в соответствие со строительными, санитарно-техническими и противопожарными требованиями, что значительно увеличивает финансовые затраты. Кроме того, смена функционального назначения является сложным процессом и предусматривает проведение конкретных операций, регламентируемых законодательством: получение технического заключения, разработка проектной документации и технологической части проекта, а также соответствующие согласования в ряде инстанций (министерство чрезвычайных ситуаций, центр гигиены и эпидемиологии и другие органы).

В настоящее время можно выделить следующие перспективные направления в архитектурном перепрофилировании на основе различных групп строительных объектов:

- 1) из промышленного здания в общественное и жилое;
- 2) из общественного здания в общественное и жилое;
- 3) из жилого здания в общественное.

Перепрофилирование промышленных и производственных объектов. Перепрофилирование промышленных зданий получило наибольшее распространение в архитектурной практике. Яркими примерами такого решения является переустройство пришедших в упадок зданий заводов, фабрик, электростанций и др. В последние годы прослеживается тенденция выноса промышленных предприятий за пределы городской среды в связи со снижением их рентабельности, стремлением общества к экологизации пространства и увеличением спроса на объекты сферы обслуживания. Кроме того, в современных городах очень остро стоит проблема дефицита свободных территорий для строительства новых объектов [2]. Объемно-планировочные особенности таких предприятий (театры, музеи), библиотеки или многофункциональные объекты.

В развитых странах ежегодно рождаемость превышает смертность, что приводит к увеличению численности населения. Отсюда вытекает необходимость в наращивании жилого фонда. Размещение объекта перепрофилирования в центральной части города может быть привлекательно для создания элитного арендного жилья. Будь то жилое здание или общественное в центре города, оно может принести в будущем больше прибыли, чем изжившее себя промышленное предприятие.

И, конечно же, нельзя забывать о внешнем облике городского пространства, который оказывает влияние на психологическое состояние проживающих в данной местности людей. Наличие заброшенных территорий снижает уровень привлекательности городского пространства и, как результат, приводит к развитию депрессивного состояния у людей, а в некоторых случаях – и к повышению преступности, согласно теории «разбитых окон» [4]. Раскрывая ее суть с точки зрения архитектуры, можно отметить следующее: увеличению уровня преступности могут способствовать монотонные ленточные фасады зданий, заброшенные промышленные территории со сплошными однородными ограждениями из бетона, здания с разрушенной штукатуркой, разбитыми окнами и др.

Приведем несколько примеров из современной зарубежной и отечественной практики. Сравнительно недавно в Роттердаме появился невероятный комплекс Fenix I с жилыми лофтами и культурным кластером на месте исторических складов (рисунок 1). До 1980-х гг. район Катендрехт был индустриальным и портовым центром, после превратился в полузаброшенную неблагополучную территорию, расположенную практически в самом центре города. В 2007 году началась комплексная программа его преобразования и обновления, в рамках которой в здании старых довоенных складов разбили модный фуд-корт, офисы, многоуровневый гараж, а также творческие студии современного театра и цирковой школы Codart. Это позволило достигнуть высокой значимости района. В 2013 году архитектурное бюро Mei Architects and Planners выдвинуло предложение надстроить над зданиями складов жилые лофты с видами на все архитектурные достопримечательности на соседних берегах, а в цокольной исторической части сохранить творческое начало, которое возвратило район к жизни. Fenix I – это просторная концепция с высокой степенью гибкости и ориентацией на потребности покупателя, которая является уникальной для Европы [5].



Рисунок 1. – Многофункциональный комплекс с жилыми лофтами в Роттердаме, Нидерланды, 2007–2013 гг. [5]

В Москве в 2023 году ожидается открытие музея «Московский транспорт» в здании бывшего гаража на Новорязанской улице, которое сейчас является памятником архитектуры советского авангарда (рисунок 2). Концепция реставрации принадлежит архитектурному бюро Меганом [6].

Гараж для грузовых машин был построен в 1926–1929 гг. по проекту Константина Мельникова. Здание построено в форме подковы. Оно имело огромную площадь и вмещало до 260 грузовых машин. С 1948 по 2017 год в здании располагался автобусный парк Мосгортранса. Решение создать в гараже музей транспорта городские власти приняли еще в 2017 году. С тех пор разрабатывался архитектурный проект, проводилась подготовка здания к реставрации.

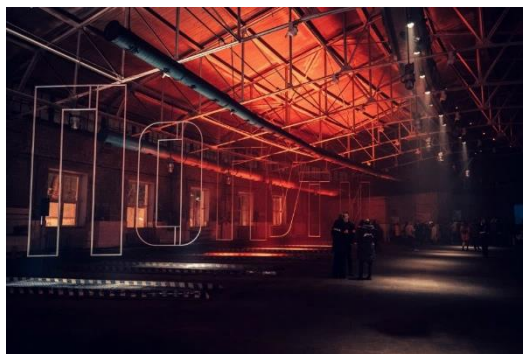


Рисунок 2. – Архитектурный проект музея «Московский транспорт» в Москве, Россия, 2017–2023 гг. [6]

Перепрофилирование старых объектов также практикуется и в Беларуси. Самым известным и наиболее масштабным примером является проект застройки двух кварталов в центральной части столицы (рисунок 3) [7]. Смена функционального назначения и в этом случае заняла достаточно много времени. В 2016 году территория была выкуплена, в марте 2019 года прошло его общественное обсуждение, и лишь в начале 2021 года проект вышел на стадию осуществления: в настоящее время ведутся подготовительные работы по прокладке сетей глубокого заложения, устройству фундаментов, цокольной части домов и подземного паркинга. Согласно проекту, разработанному компанией «А-100 Девелопмент», на месте бывшего троллейбусного депо появится современный жилой комплекс с объектами общественного назначения и комфортными «зелеными» дворами, а территорию завода «Горизонт» в границах пр. Машерова – ул. Куйбышева – ул. Киселева – ул. Чичерина преобразуют в общественную и жилую застройку с развлекательными и культурно-образовательными центрами, административными зданиями, кафе, ресторанами и квартирами в стиле лофт. Строительство запланировано до 2030 года.



Рисунок 3. – Перепрофилирование комплекса зданий на территории завода «Горизонт» (квартал 1) и бывшего троллейбусного депо (квартал 2) в Минске, Беларусь, 2016–2030 гг. [7]

Опираясь на вышесказанное, можно выделить основные причины, в связи с которыми становится необходимой смена функционального назначения промышленных объектов:

- снижение рентабельности предприятий;
- ориентация на экологическое развитие;
- отсутствие свободных территорий в черте города;
- размещение объекта в центре городской застройки;
- привлечение инвестиций;
- увеличение спроса на сферу услуг;
- увеличение численности населения;
- дефицит жилищных площадей;
- создание психологического комфорта;
- повышение уровня привлекательности городского пространства.

Перепрофилирование общественных объектов. При изучении процесса репрофилирования общественных зданий наибольший интерес вызвали неостребованные строения учреждений образования и дошкольного воспитания, а также здания бывших церквей. В конце 1990-х – начале 2000-х гг. под процесс репрофилирования попали детские сады, которые были превращены в офисные здания. Архитектурные и конструктивные особенности детских садов позволяли использовать здания максимально эффективно. Расположение по центру внутренних несущих колонн позволяло создавать разнообразную перепланировку. Большинство детских садов с наличием довольно высоких потолков (до 4 м), крупных внутренних площадей (до 3000 м²) и прилегающей территории (до 1 га) были репрофилированы в коммерческие объекты: офисы, банки, административные здания, стоматологические клиники, бутики [8]. Так, в Санкт-Петербурге по проспекту Солидарности здание бывшего детского сада заполнилось новым функционалом: продуктовый магазин, профессиональный клуб спортивных и боевых единоборств и стоматологическая поликлиника.

В ходе изучения современного отечественного опыта в Беларуси был выявлен интересный подход в репрофилировании: внедрение жилой функции в бывших и неостребованных по различным причинам зданиях учреждений образования и дошкольного воспитания. Подобные объекты можно встретить в сельской местности, в отдаленных населенных пунктах. Согласно информационной справке печатного издания «Советская Белоруссия», право приобретать на аукционах недвижимость для решения своих жилищных вопросов или ведения подсобного хозяйства физическим лицам дали в середине 2012 года. Первыми в стране к реализации этой возможности приступили в Гомельской области, репрофилировав бывшее здание школы в Петриковском районе под индивидуальный жилой дом [9]. Приведем еще пару примеров в этом направлении. В агрогородке Городище Шкловского района Могилевской области в 2020 году появился проект репрофилирования части детского сада под коммерческое жилье. Главными причинами данного решения послужили неостребованность объекта с большой площадью на территории малого населенного пункта, а также привлечение молодых семей с целью увеличения численности населения поселка. В городе Свислочь Гродненской области районные власти выдвинули предложение репрофилировать здание бывшей школы под физкультурно-оздоровительный центр с элементами арендного жилья. Расположение объекта в центральной части города придает проекту особую значимость. В здании появятся тренажерный и игровые залы, помещения для активного отдыха, центр детского творчества. Кроме того, на базе бывшего интерната школы планируется обустроить арендные квартиры для молодых специалистов.

Выделим следующие предпосылки для репрофилирования зданий детских садов и учреждений образования:

- неостребованность объектов;
- привлечение молодых семей с целью увеличения численности жителей малых населенных пунктов;
- приоритетное размещение объекта в центре городской застройки;
- близость с развитой транспортной инфраструктурой;
- большие площади помещений и прилегающей территории;
- объемно-планировочные и конструктивные особенности зданий (высокие потолки, расположение несущих колонн по центру, прочность конструктивной системы);
- привлечение инвестиций;
- увеличение спроса на сферу услуг.

В конце XX – начале XXI веков в зарубежных странах появился новый нетрадиционный для нашего региона подход – репрофилирование зданий церквей. При изучении современного опыта были выявлены следующие направления репрофилирования зданий церквей: в жилые, в многофункциональные, в торговые, в спортивные, в развлекательные здания с элементами общественного питания.

Ниже приведены примеры трансформации культовых построек под иные функции.

Так, в Новом Орлеане старая церковь Святого Альфонса была репрофилирована в жилой комплекс. Ее благоприятное расположение рядом с парковой зоной и сохранившиеся в хорошем состоянии конструктивные особенности (высокие потолки и окна, толстые стены) имели особую привлекательность для покупателей.

В 2020 году в США открылось новое гибридное пространство The Ruby Street в здании бывшей церкви конца XIX века (рисунок 4) [10]. Авторами проекта являются дизайнер Франческа де ла Фуэнте и студия Working Holiday Studio. Теперь здесь появились совершенно новые функции: коворкинг, фотостудия, площадка для проведения развлекательных и торжественных мероприятий, зона для отдыха.

В 2019 году в Китае в здании бывшей православной церкви Святого Николая появился книжный магазин Sinan Books (рисунок 5). Над проектом работали архитекторы китайского бюро Wutoria Lab. Для местного населения Шанхая это строение стало храмом поэзии [11].

Церковь была построена в 1932 году. В XX веке внутреннее пространство здания использовалось как офисы, фабрика, склад, столовая, а позже и ресторан с клубом. С 1994 года постройка находится под защитой государства, поэтому перед архитекторами стояла непростая задача адаптировать помещения для новых нужд с обязательным условием сохранения исторических декоративных и конструктивных особенностей. Здание включает в себя читальные и демонстрационные залы, кафе, комнату отдыха и смотровую площадку.



Рисунок 4. – Гибридное пространство The Ruby Street в Лос-Анджелесе, США, 2020 г.



Рисунок 5. – Книжный магазин Sinan Books в Шанхае, Китай, 2019 г.

Ярким примером перепрофилирования церкви в здание со спортивной функцией является оригинальный спортивный комплекс «Храм баскетбола» в Канаде. Церковь была построена в 1855 году, но в 2011 году была закрыта в связи с сокращением числа прихожан. По сообщению издания ABC 7, в 2018 году у заброшенного строения появился новый владелец – американская компания Nike, которая приняла решение таким креативным способом реорганизовать церковные пространства в баскетбольную площадку и тренажерные залы для учащихся местной средней школы [12]. Интерьеры помещений выполнены в спортивной тематике: витражи оформлены в виде баскетбольных мячей, а дверцы шкафчиков в раздевалках напоминают входы в кельи.

И наиболее шокирующий вид перепрофилирования церковных зданий нашел свое распространение в США. В этой стране повсеместно пустующие здания церквей преобразуют в ночные клубы и рестораны. Данный процесс начался в 90-е гг. XX века. В большинстве случаев меняется лишь функциональное назначение зданий с сохранением архитектурных особенностей интерьеров и экстерьеров.

Главной предпосылкой для изменения профиля церквей под иную функцию является лишь их невостребованность на определенной территории и снижение численности прихожан. Очевидно, что в славянских странах подобные преобразования не представляются возможными. Проведя опрос среди жителей Минска и Гомеля об отношении к данному явлению, более половины опрошенных высказались крайне негативно о нем. И это неудивительно. В сознании православного населения церковь всегда являлась «храмом души» и святым, неприкосновенным, сакральным местом. В зарубежных странах большинство населения имеют католическую веру, что и является главной предпосылкой в приемлемости такой трансформации. Кроме того, их сознание значительно отличается от нашего.

Перепрофилирование жилых объектов. Жилая функция здания может быть переведена в общественную: офис, магазин, банк, парикмахерская, тренажерный зал, учреждения здравоохранения. В данном случае требуется перевод в нежилой фонд. Наибольшее распространение этот процесс получил для помещений первых этажей многоэтажной жилой застройки. Особенности данного способа перепрофилирования является то, что производится оно зачастую путем реконструкции, связанной с повышением тепло- и звукоизоляционных качеств ограждающих конструкций (междуэтажных перекрытий, стен и перегородок), организацией дополнительных входов, перепланировки существующих помещений и их соответствующей отделки, демонтажем кухонного и санитарно-технического оборудования. Существует способ частичного перепрофилирования жилых зданий с целью разделения дома для вывода его части в нежилой фонд для развития частного бизнеса. Примером может служить реконструкция жилого дома в Раубичах в Минске по проекту архитектурной компании Аверса. Владельцы имеют свой небольшой бизнес по изготовлению на заказ детских ортопедических стелек и решили разместить во второй части дома мастерскую, кабинет врача-ортопеда и мини-офис [13].

В новых условиях социально-экономического развития существует ряд примеров перепрофилирования жилых зданий в полном объеме. Согласно градостроительному проекту детального планирования «Детальный план исторического центра г. Пинска с проектом регенерации исторической застройки» на 2021 год, предусмотрена модернизация и перепрофилирование жилых домов в гостиничные объекты, например, в хостелы (жилой дом по адресу пл. Ленина, 12 и жилой дом по адресу ул. Машковского, 6).

В Финляндии часть жилых домов перепрофилируют под специальные дома для престарелых с дополнительным уходом. Наиболее подходящими объектами выступают те, которые расположены в центральной части города или рядом с торговой зоной жилого района. Зачастую требуется перепланировка помещений для приспособления к нуждам лиц с ограниченными возможностями передвижения. Организация необходимой площади для оказания услуг решается путем объединения малых квартир.

Необходимость существенного увеличения объемов реконструкции и модернизации фонда недвижимости в различных странах диктуется рядом обстоятельств:

- несоответствие динамики социально-экономических процессов составу и качеству зданий гражданского назначения;
- невостребованность объектов;
- приоритетное размещение объектов в структуре города;
- близость с развитой транспортной инфраструктурой;
- привлечение инвестиций;
- увеличение спроса на развитие туристического бизнеса и сферы услуг;
- моральное старением объемно-планировочных решений, низкий уровень архитектурно-художественного оформления существующих зданий и сооружений, в том числе специализированных учреждений для лиц старших возрастов;
- значительный физический износ основных конструкций, инженерного оборудования и элементов обустройства;
- низкая энергоэффективность жилых зданий, приводящая к эксплуатационным затратам.

Результаты исследования. Изучая проблему архитектурного перепрофилирования, авторы выделили основные направления изменения функционального назначения зданий, которые сведены в таблицу 1.

Таблица 1. – Перспективные направления в перепрофилировании существующих зданий

Перепрофилирование существующих зданий					
из промышленных объектов	в общественные	из общественных объектов	в общественные	из жилых объектов	в общественные
	Офисные, торговые, многофункциональные, выставочные, объекты общественного питания, развлекательные, объекты здравоохранения, гостиницы		Офисные, торговые, многофункциональные, выставочные, объекты общественного питания, развлекательные, спортивные, административные		Гостиницы, офисные, специализированные, объекты здравоохранения, дошкольного воспитания, выставочные
	в жилые		в жилые		
	Лофты, арендное жилье		Арендное жилье, общежития		

На основании выделенных направлений в городе Гомеле были выявлены соответствующие примеры смены целевого назначения существующих зданий, представленные в таблице 2.

Таблица 2. – Перепрофилированные здания в городе Гомеле

Перепрофилирование существующих зданий					
в общественные		в общественные		в общественные	
из промышленных объектов	1. Здание учебно-производственного комбината – в торговое здание на ул. 7-ая Сельмашевская 2. Здание заводской столовой – в торговое здание на ул. Владимира 3. Завод «Коралл» – в Технопарк «Коралл» на ул. Лепешинского 4. Здание водонапорной башни – в развлекательный центр «Башня» на ул. Кирова	из общественных объектов	1. Здание центрального роддома – в здание Управления Следственного комитета РБ по Гомельской области на ул. Советская 2. Здание детского сада – в здание Приорбанка на ул. Комсомольская 3. Здание детского сада – в Центр реабилитации на ул. Осипова 4. Здание детского сада – в здание Музея им. Ващенко на ул. Красноармейская 5. Здание детского сада – в Дом Милосердия сестер матери Терезы из Калькуты на ул. 8-ая 6. Здание детского сада – в отдел УВД железнодорожного района на ул. Озерная	из жилых объектов	На современном этапе отсутствуют
	в жилые		в жилые		Ранее: 1. Дворец Румянцевых-Паскевичей – из жилья в музейный комплекс в центральном парке им. Луначарского 2. Городской особняк – в Музей «Охотничий домик» на ул. Пушкина
	Отсутствуют		1. Здание детского сада – в жилое здание на ул. Рощинская 2. Здание профессионального лица торговли – в жилое здание на ул. Ландышева (на рассмотрении) 3. Здание бывшей средней школы №16 – в жилой дом на ул. Университетская (в проекте) 4. Здание гостиницы – в общежитие Медуниверситета на ул. К. Маркса (в проекте) 5. Гостиница «В полет» – в доступное жилье около Аэропорта		

Согласно приведенной информации в таблице 2, можно сделать вывод, что на современном этапе развития города Гомеля процесс перепрофилирования затрагивает промышленные и общественные здания.

Заключение. В результате проведенных исследований авторами было определено, что перепрофилирование промышленных зданий – это наиболее распространенный вид смены функционального назначения. Расположение такой инфраструктуры в центре городской застройки и увеличение спроса на жилье и сферу услуг способствуют изменению ее функциональной нагрузки под жилые и общественные здания. Бурный рост и изменения в хозяйственно-экономической структуре города являются одной из важных предпосылок архитектурного перепрофилирования в целом.

Современное развитие строительной индустрии приводит к появлению зданий различного назначения, требующих своевременного восстановления. Поэтому процесс перепрофилирования с каждым годом становится все более целесообразным как за рубежом, так и в нашей стране.

ЛИТЕРАТУРА

1. Рыбакова, Д.С. Рефункционализация как один из главных аспектов реабилитации городских территорий, нарушенных промышленной деятельностью / С.Д. Рыбакова, А.С. Федотов // Градостроительство и архитектура. – 2019. – Т. 9, № 3. – С. 143–150.
2. Туртыгина, С.А. Тенденции реконструкции старых промышленных зданий и территорий с целью перепрофилирования / С.А. Туртыгина // Строительные материалы и изделия. – 2019. – Т. 2, № 5. – С. 40–46.
3. Чадович, А.А. Сохранение или снос? Компромисс! [Электронный ресурс] / А.А. Чадович // АМІТ. – 2013. – № 1 (22). – Режим доступа: <https://cyberleninka.ru/article/n/sohranenie-ili-snos-kompromiss/viewer>. – Дата доступа: 14.08.2021.
4. Сергеев, В.А. Роль теории разбитых окон в декриминализации городской среды обитания / В.А. Сергеев // Пенитенциарное право: юрид. теория и правоприменительная практика. – 2014. – № 2 (2). – С. 112–118.
5. Mei Architects and Planners Fenix I, Loft apartments on top of a warehouse [Electronic resource]. – Mode of access: <https://divisare.com/projects/296267-mei-architects-and-planners-fenix-i-loft-apartments-on-top-of-a-warehouse>. – Date of access: 14.08.2021.

6. Посмотрите на то, как будет выглядеть новый музей «Московский транспорт» [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://www.the-village.ru/weekend/art/373175-muzej-transporta>. – Дата доступа: 10.07.2021.
7. «Это провальный проект». В Минске презентовали застройку территории у завода «Горизонт» и бывшего троллейбусного депо № 1 [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://realty.by/news/article/24357/>. – Дата доступа: 15.07.2021.
8. Перепрофилирование по-русски [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://news.ners.ru/pereprofilirovanie-po-russki.html>. – Дата доступа: 14.08.2021.
9. В глубинке закрытые школы продают под жилье [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://www.sb.by/articles/v-shkole-kak-doma.html>. – Дата доступа: 15.05.2021.
10. Коворкинг в здании бывшей церкви в Лос-Анджелесе [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://www.admagazine.ru/interior/kovorking-v-zdani-byvshej-cerkvi-v-los-andzhelese>. – Дата доступа: 24.08.2021.
11. Книжный магазин в бывшей церкви в Китае по проекту Wutopia Lab [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://www.admagazine.ru/architecture/knizhnyj-magazin-v-byvshoj-cerkvi-v-kitae>. – Дата доступа: 24.08.2021.
12. Nike transforms West Side church into basketball facility [Electronic resource]. – Mode of access: <https://abc7chicago.com/nike-basketball-the-church-by-of-epiphany-scottie-pippen/3894851/#gallery-3>. – Date of access: 15.05.2021.
13. Вывод в нежилой фонд, Раубичи [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://aversa.by/projects/item/178-vyvod-v-nezhi-loj-fond-raubichi>. – Дата доступа: 15.05.2021.

Поступила 12.10.2021

BACKGROUND AND PERFORMANCE OF REPROFILING BUILDINGS

I. MALKOV, I. RUDENKOVA

Re-profiling of buildings means a change in the function of the main purpose. The current level of socio-economic development dictates the increasing importance and relevance of this process every year. In the article, the authors highlight and consider the main directions and prerequisites for the architectural re-profiling of industrial and civil buildings, the feasibility of changing the functional load of buildings. Examples of existing foreign and domestic experience on this topic are given. Redesigned objects in the city of Gomel have been identified.

Keywords: conversion, industrial and civil buildings, foreign and domestic experience, basic prerequisites for conversion of buildings.

УДК 697.1

ИЗУЧЕНИЕ ЭФФЕКТИВНОСТИ МЕТОДОВ БАЛАНСИРОВКИ СИСТЕМ ВОДЯНОГО ОТОПЛЕНИЯ

В.Г. НОВОСЕЛЬЦЕВ¹, Д.В. НОВОСЕЛЬЦЕВА²
(Брестский государственный технический университет)
vgnovoseltsev@yandex.ru¹, dvnovoseltseva@yandex.ru²

Балансировка системы водяного отопления позволяет экономить 20–40% тепла, обеспечить хороший контроль температурного режима зданий, долговечную работу оборудования. В Республике Беларусь новый норматив, вступивший в действие в сентябре 2020 года, определил область применения балансировочной аппаратуры в проектируемых системах отопления. В настоящем исследовании рассматривались варианты балансировки двухтрубной тупиковой системы отопления с термостатическими и балансировочными клапанами: увеличение напора насоса для достижения необходимого расхода в элементах системы с недостаточным расходом без балансировки; балансировка: а) с увеличением напора насоса, б) пропорциональным или компенсационным методом. Исследования показали недостатки увеличения напора насоса (или замены существующего на насос с большим напором) для достижения необходимого расхода в элементах системы с недостаточным расходом без балансировки: перегрев других частей системы водяного отопления и повышенный расход электрической энергии, потребляемой циркуляционным насосом. Балансировка пропорциональным или компенсационным методом позволяет получить оптимальные условия работы системы водяного отопления и уменьшить потребление тепловой и электрической энергии, увеличить срок службы циркуляционного насоса.

Ключевые слова: система водяного отопления, балансировка, пропорциональный метод, компенсационный метод, циркуляционный насос.

Введение. Основная цель систем отопления – создание теплового комфорта в помещениях при минимуме потребления энергоресурсов. В действительности даже самые современные системы отопления не всегда справляются с этой задачей. Существует несколько причин отклонений расходов от реальных величин:

1. Ошибки при проектировании, погрешности расчетов.
2. Отклонения от проекта при монтаже, ошибки.
3. Появление дополнительных сопротивлений в системах отопления из-за образования отложений в трубопроводах, нагревательных приборах.

Перерасход теплоносителя в отдельных частях системы водяного отопления приводит к недостаточному расходу в других частях системы. Это значит, что часть помещений будет перегретой, а часть – недогретой. Известно, что повышение температуры в помещении выше уровня 20 °С на 1 °С приводит к перерасходу тепла на 6–10%, на 2 °С – на 15%, на 3 °С – более чем на 20%. В средней части Европы каждый градус выше уровня в 20 °С увеличивает стоимость тепловой энергии не менее, чем на 8%. Хорошо сбалансированная система снижает как инвестиционные, так и эксплуатационные затраты. Балансировка системы водяного отопления позволяет экономить 20–40% тепла, обеспечить хороший контроль температурного режима зданий, долговечную работу оборудования [1–3].

Вопросам балансировки и мониторингу работы систем водяного отопления специалистами уделяется достаточно много внимания [1; 4–9; 11], многие крупные европейские компании, производители оборудования для балансировки предлагают написанную при их содействии литературу для обучения специалистов-наладчиков систем отопления и теплоснабжения [2; 3; 7; 8].

Рассмотрение особенностей балансировки для систем водяного отопления применительно к условиям Республики Беларусь является целью данного исследования.

Используемые методы балансировки. Методы балансировки, в основном, основаны на закономерностях распределения потоков в параллельных участках систем водяного отопления, возникающих при регулировании одного из них. В системах отопления широкое распространение получили методы температурного перепада, пропорциональный и компенсационный.

Метод температурного перепада. Данный метод балансировки очень неточен, процедура балансировки требует значительного времени и подробно в статье не рассматривается.

Пропорциональный метод. Пропорциональный метод основан на закономерностях распределения потоков в параллельных участках системы водяного отопления, возникающих при регулировании одного из них. Суть его в том, что вначале достигается одинаковая разбалансировка стояков или ветвей. Затем регулировкой «общего» клапана обеспечивается проектный расход в стояках или ветвях.

На первом этапе балансировки системы водяного отопления для уменьшения потерь давления на перекачивание теплоносителя полностью открывают регулирующие клапаны ветви (стояка). Затем определяют перепад давления ΔP и расход G на каждом клапане. Сопоставляют полученные значения G с проектными расходами G_{np} . У клапана «основного» циркуляционного кольца соотношение G/G_{np} будет наименьшим.

На втором этапе необходимо обеспечить методом последовательных приближений на остальных клапанах путем их частичного прикрывания примерно такого же отношения G/G_{np} , как у клапана «основного» циркуляционного кольца.

На последнем третьем этапе регулировкой «общего» клапана модуля выставляют на нем по перепаду давления ΔP проектный расход, т.е. $G/G_{np} = 1$. По закону пропорциональности на всех клапанах модуля установится $G/G_{np} = 1$. На этом регулировка ветви (стояка) заканчивается. Аналогично балансируются и остальные ветви (стояки) системы отопления.

Пропорциональный метод балансировки осуществляют один либо два наладчика. Основным недостатком является необходимость многократных измерений и определений для последовательного приближения к необходимому результату [1–3].

Компенсационный метод. Компенсационный метод является усовершенствованием пропорционального метода. Суть метода состоит в том, что регулирующий клапан основного циркуляционного кольца (его называют опорным, или эталонным) устанавливают на фиксированный перепад давления (обычно 3 кПа). Все клапаны, подлежащие регулированию, при этом должны быть открыты.

Балансировку выполняют 3 наладчика, что является недостатком данного метода. На протяжении всего процесса балансировки системы необходимо поддержание на опорном клапане установленного перепада давления. Один из наладчиков переходит от одного регулирующего клапана к другому после того, как на регулируемом клапане будет получен номинальный расход теплоносителя, а на опорном клапане установлен заданный перепад давления.

Элементы систем отопления для осуществления балансировки. Для осуществления балансировки в современных системах отопления используют балансировочные клапаны, которые делят на две группы:

- 1) ручные балансировочные клапаны (статические регуляторы);
- 2) автоматические балансировочные клапаны (динамические регуляторы).

Ручные балансировочные клапаны применяют для гидравлической увязки циркуляционных колец, обеспечивая расчетные расходы теплоносителя на стояках или горизонтальных ветвях любых систем отопления. Все вышеуказанные методы применимы, как правило, для систем (или ветвей) с ручными балансировочными клапанами.

Автоматические балансировочные клапаны предназначены для установки на стояках или горизонтальных ветвях СВО с термостатическими клапанами. Автоматические балансировочные клапаны применяются для поддержания постоянной разности давлений между подающим и обратным трубопроводами регулируемых систем, а также для обеспечения ограничения расхода перемещаемой по трубопроводу среды. Это позволяет термостатическим клапанам функционировать в оптимальном режиме и исключить шумообразование [1; 12; 13].

В Республике Беларусь новый норматив, вступивший в действие в сентябре 2020 года [14] определил область применения балансировочной арматуры в системах отопления. В соответствии с ним (п. 6.4.20) в вертикальной системе на стояках, а в горизонтальной – на ветках следует обеспечивать соответствующими автоматическими балансировочными клапанами один из следующих видов автоматического регулирования параметров теплоносителя:

- а) стабилизация перепада давления с или без ограничения максимального расхода теплоносителя в системе с переменным гидравлическим режимом (двухтрубная);
- б) стабилизация расхода в системе с постоянным гидравлическим режимом (однотрубная, двухтрубная);
- в) ограничение максимального расхода со стабилизацией или с регулировкой температуры теплоносителя на выходе из стояка или ветки в системе с переменным гидравлическим режимом, которая имеет замыкающие или обводные участки в узлах обвязки отопительных приборов.

Регулирующую арматуру, указанную в перечислениях а), б), в), разрешается не предусматривать в системах многоквартирного жилого здания или с одной веткой (стояком).

Таким образом, область применения систем отопления с ручными балансировочными клапанами в новом строительстве сократилась. Однако большое количество существующих систем отопления либо имеют ручные балансировочные клапаны, либо не имеют балансировочной арматуры.

Зачастую для устранения недогрева удаленных частей системы отопления устанавливается циркуляционный насос с большим напором (или выставляется большая скорость существующего насоса), что может привести к перерасходу в системе отопления тепла и электроэнергии.

В связи с этим в настоящем исследовании рассматривались варианты балансировки: а) с увеличением напора насоса, б) пропорциональным или компенсационным методом. Для исследования выбрана наиболее применяемая в настоящее время в Республике Беларусь двухтрубная тупиковая система отопления с термостатическими и балансировочными клапанами.

Исследования выполнялись на лабораторном стенде «ГЕРЦ» кафедры теплогазоснабжения и вентиляции Брестского государственного технического университета (рисунок 1). Стенд содержит ручные и автоматические балансировочные клапаны и позволяет производить исследования как двухтрубных, так и однотрубных систем отопления. Для определения расходов теплоносителя в контурах используются ротаметры. Для управления насосом ALPHA 3 компании GRUNDFOS использовалась программа «Grundfos GO Remote».

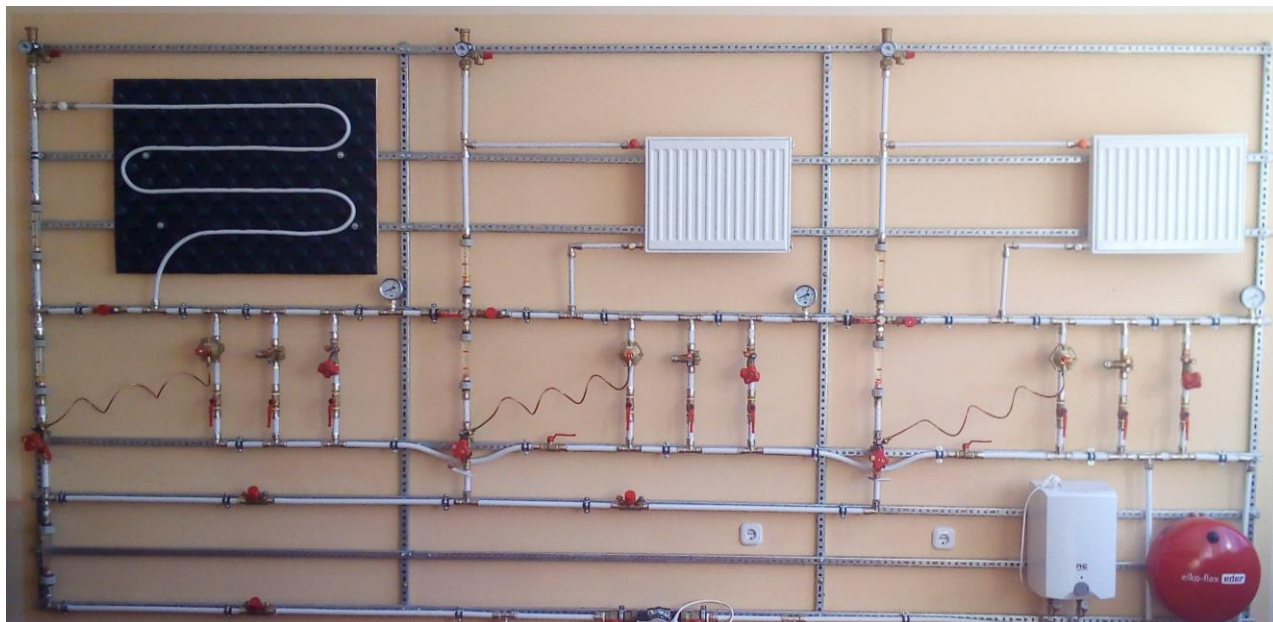
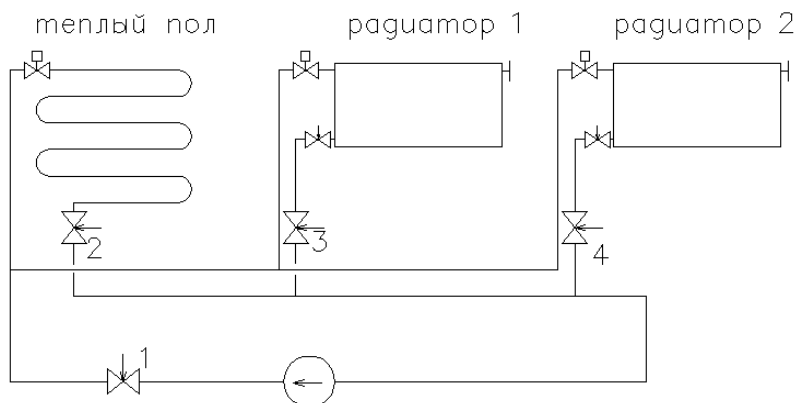


Рисунок 1. – Экспериментальный стенд «ГЕРЦ»

На лабораторном стенде «ГЕРЦ» выполнена балансировка двухтрубной тупиковой системы отопления вышеуказанными методами. Данные по расходам теплоносителя в несбалансированной системе приняты следующие: фактический общий расход теплоносителя – 400 л/ч, проектные расходы: контур теплого пола – 100 л/ч, радиатор 1 – 125 л/ч, радиатор 2 – 175 л/ч. (рисунок 2).



1–4 – балансировочные клапаны для увязки циркуляционных колец

Рисунок 2. – Схема балансируемой системы отопления

Методика выполнения исследований. Увеличение напора без балансировки и балансировка с увеличением напора насоса.

1. Все термостатические и ручные балансировочные клапаны устанавливаются в максимально открытое положение.

2. На насосе в режиме работы «фиксированная скорость вращения» (режим нерегулируемого насоса) устанавливается производительность для достижения проектного расхода в системе, записывается в таблицу данных количество потребляемой электрической энергии насосом и расходы через контур теплого пола и радиаторы, а также общий расход теплоносителя в системе.

3. Постепенным изменением производительности насоса выставляется проектный расход в системе отопления на самом разбалансированном контуре. Полученные расходы через контур теплого пола и радиаторы заносятся в таблицу данных.

4. Насос настраивается, как указано в пункте 2. Выполняется настройка каждого циркуляционного кольца в отдельности на соответствующий проектный расход при помощи ручных балансировочных клапанов. Полученные расходы через контур теплого пола и радиаторы заносятся в таблицу данных.

5. Постепенным изменением производительности насоса получают проектный общий расход в системе отопления. Полученные после балансировки данные заносятся в таблицу данных.

Балансировка пропорциональным или компенсационным методом.

1. Пункты 1 и 2 аналогичны предыдущему эксперименту.

2. При балансировке пропорциональным методом высчитывается соотношение G/G_{np} по всем контурам, а затем «основное» циркуляционное кольцо (с наименьшим G/G_{np}). Определяются необходимые расходы исходя из этого соотношения. Попеременной регулировкой клапанов на двух контурах, кроме контура «основного» циркуляционного кольца, выставляются полученные расходы. Фактические расходы через контур теплого пола и контуры радиаторов заносятся в таблицу данных.

3. Вариант 1. Регулировкой «общего» балансировочного клапана выставляется в системе отопления проектный расход. Фактические расходы через контур теплого пола и контуры радиаторов заносятся в таблицу данных. Определяется соотношение G/G_{np} по всем контурам для оценки полученной погрешности расходов результата балансировки. При этом следует учитывать, что приемлемая невязка по перепаду давления 10...15%, по расходу – 3...4%.

Вариант 2. Открывается полностью «общий» балансировочный клапан. Постепенным изменением производительности насоса выставляется проектный общий расход в системе отопления.

4. При балансировке компенсационным методом попеременно переходим от регулирующего клапана 4 к клапану 2 после того, как на регулируемом клапане будет достигнут номинальный расход теплоносителя, а при помощи эталонного клапана (или регулировкой насоса) будет установлен заданный расход.

Результаты и обсуждение. Все экспериментальные данные сведены в таблицу данных (таблица 1).

Таблица 1. – Таблица данных балансировки с увеличением напора насоса

Характеристика данных	Расход теплоносителя, л/ч				Настройка насоса, % от макс.	Количество потребляемой электрической энергии, Вт
	Общий	контур теплого пола	радиатор 1	радиатор 2		
Проектные значения расходов	400	100	125	175	–	–
Фактические значения расходов до балансировки	500	190	165	145	70	19
Увеличение напора без балансировки	605	230	200	175	83	30
Балансировка с увеличением напора насоса						
Настройки балансировочных клапанов	–	0,45	0,6	1,4	–	–
Фактические значения расходов после настройки	350	90	105	155	70	17
Фактические значения расходов после окончания балансировки	400	100	125	175	80	24
Балансировка пропорциональным методом						
Настройки балансировочных клапанов	–	0,6	0,95	4,7	–	–
Фактические значения расходов после окончания балансировки	400	100	125	175	68	16

Анализируя полученные данные, можно сделать следующие выводы:

1. Увеличение напора насоса без балансировки системы водяного отопления значительно увеличивает расход электроэнергии, потребляемой насосом (в рассматриваемом случае на 37%) и приводит к перегреву несбалансированных контуров (в рассматриваемом случае расходы в контурах стали в 1.1–1.2 раза выше необходимых значений).

2. Потребление электрической энергии в системе водяного отопления при балансировке с увеличением напора насоса возрастает (в рассматриваемом случае на 20%). При балансировке пропорциональным или компенсационным методом возможно перейти на более низкую скорость насоса, что уменьшает потребление энергии и увеличивает срок службы насоса. Эти данные согласуются с данными, полученными другими авторами [10].

3. Сравнение количества потребляемой электрической энергии насосом в сбалансированной пропорциональным методом системе водяного отопления по вариантам 1 и 2, а также до балансировки показывает, что регулировка насосом по сравнению с регулировкой общим клапаном имеет преимущество за счет сокращения расхода электроэнергии (в рассматриваемом случае на 16%).

Заключение. Исследования показали недостатки увеличения напора насоса (или замены существующего на насос с большим напором) для достижения необходимого расхода в элементах системы с недостаточным

расходом без балансировки: перегрев других частей системы водяного отопления и повышенный расход электрической энергии, потребляемой циркуляционным насосом. Балансировка пропорциональным или компенсационным методом позволяет получить оптимальные условия работы системы водяного отопления и уменьшить потребление тепловой и электрической энергии, увеличить срок службы циркуляционного насоса.

ЛИТЕРАТУРА

1. Пырков, В.В. Гидравлическое регулирование систем отопления и охлаждения. Теория и практика / В.В. Пырков. – 2-е изд., доп. – Киев : Такі справи, 2010. – 304 с.
2. Балансировка гидравлических контуров. Руководство, как получить правильный расход в 23 регулируемых контурах, используемых в гидросистемах отопления и охлаждения [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://teplol16.com/images/rekomendacii/balansirovka-gidravlicheskih-konturov.pdf>. – Дата доступа: 24.08.2021.
3. Балансировка систем распределения. Наиболее эффективный способ балансировки расходов в системе распределения в системах отопления и охлаждения [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://teplol16.com/images/rekomendacii/balansirovka-sistem-raspredeleniya.pdf>. – Дата доступа: 24.08.2021.
4. Navaseltsau, U. Energy efficiency of multi-apartment residential houses with individual heat supply / U. Navaseltsau, D. Navaseltsava, M. Shenogin // IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering. – 2020. – № 896. DOI: <https://doi.org/10.1088/1757-899X/896/1/012057>.
5. Navaseltsau, U. Energy consumption of modern residential houses of the same energy efficient classes / U. Navaseltsau, V. Khaletski, V. Melnikov // IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering. – 2020. – № 896. DOI: <https://doi.org/10.1088/1757-899X/896/1/012056>.
6. Navaseltsau, U. The use of mechanical ventilation systems with heat recovery to ensure air quality in residential premises / U. Navaseltsau, D. Navaseltsava, V. Khaletski // E3S Web Conf. – 2019. – Vol. 136. DOI: <https://doi.org/10.1051/e3sconf/201913605007>.
7. Торреджани, Р. Балансировка систем отопления и охлаждения. Практическое руководство / Р. Торреджани. – Giacomini S.p.A., 2018. – 173 с. [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://ua.giacomini.com/sites/giacomini.ua/files/%D0%91%D0%B0%D0%BB%D0%B0%D0%BD%D1%81%D0%B8%D1%80%D0%BE%D0%B2%D0%BA%D0%B0%20%D1%81%D0%B8%D1%81%D1%82%D0%B5%D0%BC%20%D0%BE%D0%BE%D1%82%D0%BE%D0%BF%D0%BB%D0%B5%D0%BD%D0%B8%D1%8F%20%D0%B8%20%D0%BE%D1%85%D0%BB%D0%B0%D0%B6%D0%B4%D0%B5%D0%BD%D0%B8%D1%8F.pdf>. – Дата доступа: 24.08.2021.
8. Покотилов, В.В. Регулирующие клапаны автоматизированных систем тепло- и холодоснабжения / В.В. Покотилов. – 2-е изд., испр. и доп. – Вена : HERZ Armaturen, 2017. – 228 с.
9. Лебедев, Н.И. Балансировка гидравлических контуров / Н.И. Лебедев // Сантехника, Отопление, Кондиционирование. – 2004. – № 11 [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://www.c-o-k.ru/articles/balansirovka-gidravlicheskih-konturov>. – Дата доступа: 25.08.2021.
10. Фролов, А.М. Предварительный выбор и преднастройка балансировочных вентилей ГЕРЦ / А.М. Фролов // Сантехника, Отопление, Кондиционирование. – 2009. – № 12 [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://www.c-o-k.ru/articles/predvaritel-nyy-vybor-i-prednastroyka-balansirovochnyh-ventiley-gerc>. – Дата доступа: 25.08.2021.
11. Махов, Л.М. Гидравлический режим системы водяного отопления / Л.М. Махов, С.М. Усиков // Сантехника, Отопление, Кондиционирование. – 2013. – № 1 (133). – С. 72–73.
12. Настольная книга проектировщика [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://www.herz-armaturen.ru/upload/book/Projectbook.pdf>. – Дата доступа: 25.08.2021.
13. Покотилов, В.В. Системы водяного отопления / В.В. Покотилов. – Вена : HERZ Armaturen, 2008. – 159 с.
14. Отопление, вентиляция и кондиционирование воздуха = Ацяпленне, вентыляцыя і кандыцыяніраванне паветра : СН 4.02.03-2019. – Введ. 16.12.19. – Минск : Минстройархитектуры, 2020. – 73 с.

Поступила 21.09.2021

STUDY OF THE EFFECTIVENESS OF VARIOUS METHODS OF BALANCING SYSTEMS WATER HEATING

U. NAVASELTSAU, D. NAVASELTSAVA

Balancing the water heating system allows you to save 20–40% of heat, ensure good control of the temperature regime of buildings, long-term operation of equipment. In the Republic of Belarus, a new standard, which came into effect in September 2020, defined the scope of application of balancing valves in designed heating systems. In this study, we considered options for balancing a two-pipe dead-end heating system with thermostatic and balancing valves: increasing the pump head to achieve the required flow in the system elements with insufficient flow without balancing; balancing: a) with an increase in the pump head, b) by a proportional or compensatory method. Studies have shown the disadvantages of increasing the pump head (or replacing the existing one with a pump with a large head) to achieve the necessary flow in the system elements with insufficient flow without balancing: overheating of other parts of the water heating system and increased consumption of electric energy consumed by the circulation pump. Balancing by proportional or compensatory method allows you to obtain optimal operating conditions of the water heating system and reduce the consumption of heat and electric energy, increase the service life of the circulation pump.

Keywords: water heating system, balancing, proportional method, compensation method, circulation pump.

УДК 691.328.32

ОТНОСИТЕЛЬНЫЕ ДЕФОРМАЦИИ ПОЛНОЙ УСАДКИ КЕРАМЗИТОБЕТОНА

В.А. РЖЕВУЦКАЯ¹, канд. техн. наук, доц. Ю.Г. МОСКАЛЬКОВА²
(Белорусско-Российский университет, Могилев)

ORCID <https://orcid.org/0000-0001-8854-5408>¹, <https://orcid.org/0000-0002-4107-2452>²

В статье выполнен сравнительный анализ существующих расчетных моделей для определения деформаций усадки легкого бетона. Рассмотрены факторы, учитываемые при расчете усадочных деформаций в легких бетонах, для представленных моделей. Объект исследования – керамзитобетон на основе керамзитового гравия. Предмет исследования – деформации свободной усадки керамзитобетона. Приведены результаты экспериментальных исследований относительных деформаций полной усадки керамзитобетона. Выполнено сравнение опытных значений деформаций усадки керамзитобетона с расчетными значениями, полученными согласно рассмотренным моделям, которые приведены в отечественной и зарубежной нормативной литературе или были предложены другими исследователями. В соответствии с полученными результатами установлено, что значения усадочных деформаций, полученные при расчете по рассмотренным моделям, значительно превышают экспериментальные значения, особенно для раннего периода усадки (первые 7 сут). Применение представленных расчетных моделей для определения деформаций усадки керамзитобетона не гарантирует получение корректных значений, что обуславливает проведение дополнительных исследований с целью усовершенствования расчетных моделей.

Ключевые слова: усадка, свободная усадка, деформации усадки, объемные деформации, легкий бетон, керамзитобетон.

Введение. Различают карбонизационную, аутогенную и усадку при высыхании [1]. Многие исследователи утверждают, что деформации усадки легкого бетона на пористых заполнителях в среднем на 20% больше деформаций усадки равнопрочного бетона нормального веса на плотных заполнителях [2; 3]. В то же время некоторые авторы отмечают, что усадочные деформации легких бетонов относительно малы [4–6].

Принято считать, что усадка протекает неравномерно по объему бетона, распространяясь от поверхности вглубь, соответственно у поверхностных слоев бетона значения деформаций усадки максимальны. В свою очередь, неравномерная усадка характеризуется возникновением новой системы напряжений в цементном камне при высыхании, в результате чего образуются так называемые градиенты влажности и усадочные напряжения [7].

В [8] отмечено, что вследствие неравномерной усадки увеличивается прочность бетона при растяжении. Авторы [9; 10] констатируют, что усадочные деформации различаются по высоте плоских прямоугольных сечений, причем в [9] различия усадочных деформаций объясняются пористостью керамзита, в то время как в [10] явление усадки обосновано неравномерным распределением крупного заполнителя.

Несмотря на многочисленные исследования по данной тематике, результаты исследователей зачастую противоречивы ввиду сложного процесса твердения и усадки керамзитобетона.

Основная часть. В соответствии с положениями Eurocode 2 [11] полная относительная усадка бетона ε_{cs} складывается из относительной деформации усадки от высыхания ε_{cd} и относительной деформации аутогенной усадки ε_{ca} :

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}. \quad (1)$$

Относительные деформации усадки, обусловленные высыханием, в любой момент времени t [11]:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \varepsilon_{cd,lim} \cdot \beta_{ds}(t, t_s), \quad (2)$$

где $\varepsilon_{cd,lim}$ – предельные относительные деформации усадки от высыхания;
 $\beta_{ds}(t, t_s)$ – функция, описывающая развитие во времени усадки от высыхания.
Относительные деформации аутогенной усадки во времени [11]:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca,lim}, \quad (3)$$

где $\varepsilon_{ca,lim}$ – максимальные относительные деформации аутогенной усадки;
 $\beta_{as}(t)$ – функция, описывающая влияние времени на величину аутогенной усадки.

В рассмотренной модели предельные значения относительной усадки от высыхания легкого бетона $\varepsilon_{lcd,lim}$ могут быть определены путем умножения $\varepsilon_{cd,lim}$ на коэффициент η_3 [11]:

$$\varepsilon_{lcd,lim} = \eta_3 \cdot \varepsilon_{cd,lim}, \quad (4)$$

где η_3 – поправочный коэффициент для определения усадки при высыхании для легкого бетона.

Исследователями Н. Costa, Е. Júlio, J. Lourenço [12] установлено, что значения полной усадки керамзитобетона с использованием предварительно увлажненного керамзита значительно (в 10 раз) отличаются от расчетных значений, полученных согласно Eurocode 2 [11]. При определении номинального значения $\varepsilon_{cd,0}$ для получения $\varepsilon_{lca,lim}$ авторы [12] предложили заменить среднюю прочность бетона на осевое сжатие f_{cm} прочностью цементной пасты $f_{c,b}$. При этом коэффициент η_3 может быть определен по формуле:

$$\eta_3 = C_{B/U} / C_{cs}, \quad (5)$$

$$C_{B/U} = 1,7 \cdot (B/U)^{0,8}, \quad (6)$$

$$C_{cs} = \prod_{i=1}^n \left(1 - \frac{V_{abs,i}}{100} \cdot 0,13 \cdot 0,25^{\rho_{0,i}^{15}} \right), \quad (7)$$

где B/U – водоцементное отношение;

$V_{abs,i}$ – объем крупного заполнителя в бетонной смеси, дм^3 ;

$\rho_{0,i}$ – истинная плотность крупного заполнителя, кг/дм^3 ;

n – количество разных видов крупного заполнителя при проведении исследования.

Согласно расчетной модели, предложенной в [12], прогнозируемая аутогенная деформация легкого бетона:

$$\varepsilon_{lca}(t) = -\varepsilon_{lca,lim} \cdot \left[1 - \exp(-0,35 \cdot (t - t_s)^{0,5}) \right], \quad (8)$$

где $\varepsilon_{lca,lim}$ – предельная деформация аутогенной усадки легкого бетона, определяемая опытным путем и зависящая от водопоглощения крупного заполнителя;

t – возраст бетона в рассматриваемый период, сут;

t_s – возраст бетона к моменту начала воздушно-сухого хранения, сут.

В соответствии с положениями СП 5.03.01 [13] относительная деформация полной усадки $\varepsilon_{cs}(t, t_s)$ состоит из относительной деформации базовой усадки $\varepsilon_{cbs}(t)$ и относительной деформации усадки высыхания $\varepsilon_{cds}(t, t_s)$:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_s) = \varepsilon_{cbs}(t) + \varepsilon_{cds}(t, t_s). \quad (9)$$

В [13] вводится понятие модифицированной усадки, зависящей от f_{lcm} (в отличие от модели Eurocode 2 [11]). Расчетное значение модифицированной усадки соответствует значению предельной относительной деформации усадки.

Относительные деформации базовой усадки во времени можно рассчитать по формуле:

$$\varepsilon_{cbs}(t) = \varepsilon_{cbs}(f_{lcm}) \cdot \beta_{bs}(t), \quad (10)$$

где $\varepsilon_{cbs}(f_{lcm})$ – модифицированная относительная деформация базовой усадки;

$\beta_{bs}(t)$ – функция, описывающая влияние времени на величину базовой усадки.

Согласно [13] для определения относительной деформации усадки высыхания предложена зависимость:

$$\varepsilon_{cds}(t, t_s) = \varepsilon_{cds}(f_{lcm}) \cdot \beta \cdot (RH) \cdot \beta_{ds} \cdot (t - t_s), \quad (11)$$

где $\varepsilon_{cds}(f_{lcm})$ – модифицированная относительная деформация усадки высыхания;

$\beta \cdot (RH)$ – коэффициент, учитывающий влияние относительной влажности на усадку высыхания;

$\beta_{ds} \cdot (t - t_s)$ – функция, описывающая развитие во времени усадки высыхания.

Для нахождения полной усадки легкого бетона в [13] предложена следующая формула:

$$\varepsilon_{lcs}(t, t_s) = \eta \cdot \varepsilon_{cs}(t, t_s), \quad (12)$$

где η – коэффициент, учитывающий класс легкого бетона по прочности на сжатие, применяемый для нахождения полной усадки легкого бетона.

Примечательно, что для модели СП 5.03.01 [13] поправочный коэффициент η умножается на полные значения относительных деформаций усадки бетона ε_{cs} , а для модели Eurocode 2 [11] – на предельные относительные усадочные деформации при высыхании $\varepsilon_{cd,lim}$.

В ACI 209 R [14] для прогнозирования полной деформации усадки в момент времени t применяется следующая зависимость:

$$\varepsilon_{cs}(t) = \frac{(t - t_s)}{35 + (t - t_s)} \cdot \varepsilon_{cs,lim}, \quad (13)$$

$$\varepsilon_{cs,lim} = \gamma_{cs} \cdot 780 \cdot 10^{-6}, \quad (14)$$

где γ_{cs} – поправочный коэффициент, определяемый влажностью, толщиной образца, объемом, удельной площадью поверхности и т.д.

В модели ACI 209 R [14] не учитывается различие между аутогенной усадкой и усадкой при высыхании, результатом расчета является величина полной усадки (с учетом влажностной, аутогенной и карбонизационной). При этом в данной модели отсутствуют какие-либо поправочные коэффициенты для легкого бетона.

На основании опытных данных О.Б. Голишева, А.Н. Бамбуры [15] для определения относительной деформации полной усадки в любой момент времени t авторами предложена следующая зависимость:

$$\varepsilon_{cs}(t) = \varepsilon_{cs,lim} \cdot (1 - e^{-\lambda_{cs} \cdot t}), \quad (15)$$

где $\varepsilon_{cs,lim}$ – конечные деформации усадки;

λ_{cs} – параметр, характеризующий скорость усадки, сут⁻¹ (определяется опытным путем).

В соответствии с моделью [15; 16] предельные значения относительных деформаций усадки можно определить по формуле:

$$\varepsilon_{cs,lim} = \varepsilon_{cs}(7) \cdot \xi_{cs1} \cdot \xi_{cs2} \cdot \xi_{cs3}, \quad (16)$$

$$\varepsilon_{cs}(7) = k_s \cdot 10^{-6} (W + V)^{3/2}, \quad (17)$$

где $\varepsilon_{cs}(7)$ – относительные деформации усадки по истечении 7 суток твердения во влажных условиях;

k_s – коэффициент, учитывающий вид бетона;

ξ_{cs1} , ξ_{cs2} , ξ_{cs3} – коэффициенты, учитывающие влияние возраста бетона к моменту окончания влажностного хранения, модуль открытой поверхности, влажность окружающей среды соответственно;

W – удельное количество воды затворения в бетонной смеси (по объему), л/м³;

V – удельное количество вовлеченного воздуха в уплотненной бетонной смеси (по объему), л/м³.

Данная модель [15; 16] предусмотрена для нахождения усадочных деформаций в бетоне нормального веса и мелкозернистом бетоне.

Модель, предложенная Е.М. Бабичем [17], содержит следующую зависимость для определения полной усадки легкого бетона в момент времени t :

$$\varepsilon_{lcs}(t) = \frac{4t \cdot \varepsilon_{lcs}(100)}{100 + 3t}, \quad (18)$$

$$\varepsilon_{lcs}(100) = 6,7 \cdot 10^{-6} (B \sqrt{C})^{0,5}, \quad (19)$$

где $\varepsilon_{lcs}(100)$ – относительные деформации усадки в возрасте 100 сут;

B – удельное количество воды затворения (по объему), л/м³;

C – удельное количество цемента (по объему), кг/м³.

В таблице 1 приведены факторы, учитываемые для расчета деформаций усадки бетона для рассматриваемых моделей [11–17].

Таблица 1. – Факторы, влияющие на усадочные деформации, учитываемые в расчетных моделях [11–17]

Модель	Факторы, влияющие на величину усадки и учтенные в модели
1	2
Модель Eurocode 2 [11]	<ul style="list-style-type: none"> – вид и класс цемента; – возраст бетона к моменту начала воздушно-сухого хранения; – влажность окружающей среды; – открытый периметр сечения, контактирующий с окружающей средой; – площадь поперечного сечения; – класс легкого бетона по прочности на сжатие; – средняя прочность бетона на осевое сжатие
Модель Н. Costa, Е. Júlio, J. Lourenço [12]	<ul style="list-style-type: none"> – вид и класс цемента; – возраст бетона к моменту начала воздушно-сухого хранения; – влажность окружающей среды; – открытый периметр сечения, контактирующий с окружающей средой; – площадь поперечного сечения; – класс легкого бетона по прочности на сжатие; – прочность цементной пасты; – водоцементное отношение; – истинная плотность крупного заполнителя; – объем крупного заполнителя; – количество разных видов крупного заполнителя; – предельная деформация аутогенной усадки (по опытным данным), зависящая от водопоглощения крупного заполнителя

Окончание таблицы 1

1	2
Модель СП.5.03.01 [13]	<ul style="list-style-type: none"> – вид и класс цемента; – возраст бетона к моменту начала воздушно-сухого хранения; – влажность окружающей среды; – открытый периметр сечения, контактирующий с окружающей средой; – площадь поперечного сечения; – класс легкого бетона по прочности на сжатие; – средняя прочность бетона на осевое сжатие
Модель ACI 209 R [14]	<ul style="list-style-type: none"> – срок хранения образца перед началом испытания; – влажность окружающей среды; – средняя толщина элемента; – отношение объема к поверхностной площади элемента; – температура окружающей среды; – осадка конуса; – удельное количество мелкого заполнителя в бетонной смеси (по объему бетонной смеси); – удельное количество цемента (по объему бетонной смеси); – удельное количество вовлеченного воздуха в уплотненной бетонной смеси (по объему)
Модель О.Б. Голишева, А.Н. Бамбуры [15; 16]	<ul style="list-style-type: none"> – относительные деформации усадки по истечении 7 суток твердения во влажных условиях; – вид бетона; – возраст бетона к моменту окончания влажностного хранения; – модуль открытой поверхности элемента; – скорость усадки, определяемая опытным путем; – влажность окружающей среды; – удельное количество воды затворения; – удельное количество воздуха в уплотненной бетонной смеси
Модель Е.М. Бабича [17]	<ul style="list-style-type: none"> – удельное количество воды затворения (по объему бетонной смеси); – удельное количество цемента (по объему бетонной смеси); – относительные деформации усадки при $t = 100$ сут

Примечательно, что модель, предложенная в СП 63.13330.2018 [18], не дает никаких рекомендаций для легкого бетона, причем значения конечных усадочных деформаций зависят только от класса бетона по прочности на сжатие.

В настоящем исследовании объект исследования – керамзитобетон на основе керамзитового гравия. Предметами исследования являются деформации свободной усадки керамзитобетона, анализ существующих моделей для определения усадочных деформаций.

Сравнительная оценка расчетных моделей в настоящем исследовании выполнена на основании эмпирических данных, полученных по результатам испытания опытных образцов-призм из керамзитобетона.

Основные материалы для приготовления керамзитобетонной смеси:

- керамзитовый гравий (истинная плотность 2,35 г/см³, фракция 4–10 мм);
- речной песок (истинная плотностью 2,46 г/см³, модуль крупности 2,13);
- нормально твердеющий портландцемент марки ПЦ 500-Д0 (прочности на сжатие 42,5 МПа).

Осадка конуса составила 130 мм.

Состав керамзитобетонной смеси представлен в таблице 2.

Таблица 2. – Состав керамзитобетонной смеси

Расход на 1 м ³ смеси, кг			В/Ц
Вязущее (портландцемент марки ПЦ 500-Д0)	Крупный заполнитель (керамзитовый гравий фракции 4–10 мм)	Мелкий заполнитель (речной песок с модулем крупности 2,13)	
428	338	787	0,52

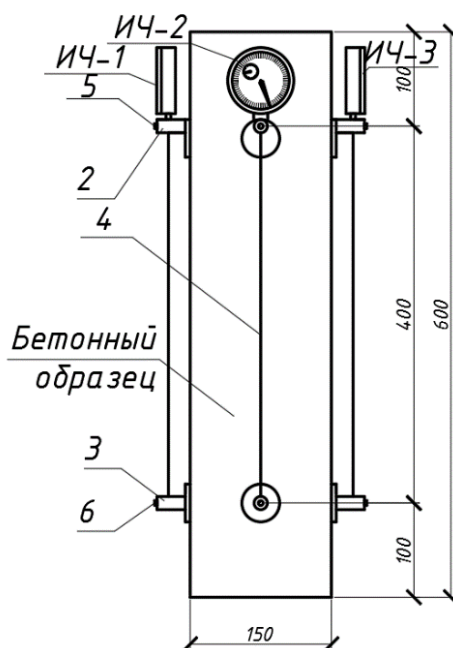
На основании проведенных испытаний средняя прочность керамзитобетона на осевое сжатие f_{lcm} составила 13,79 МПа.

Исследования по определению деформаций усадки проводились по методике, предложенной в [19], на опытных призмных образцах с размерами поперечного сечения 150×150 мм, высотой 600 мм. Деформации свободной усадки замерялись при помощи индикаторов часового типа на каждой грани образца (рисунок 1). Количество образцов в серии составило 3 штуки. Фиксирование деформаций началось с 1 суток.

В период выполнения испытаний поддерживался нормальный температурно-влажностный режим: средняя температура 22 °С, средняя относительная влажность воздуха 55%. Продолжительность исследования составила 120 сут.

Скорость нарастания и предельные значения полной усадки керамзитобетона рассчитывались в соответствии с [19]. Согласно экспериментальным данным скорость усадки керамзитобетона для состава составила 88 сут.

С целью проверки корректности расчетных значений полных деформаций усадки керамзитобетона, полученных по результатам расчета согласно рассмотренным моделям [11–15; 17], выполнялось их сравнение с фактическими деформациями усадки, полученными опытным путем.



ИЧ – индикатор часового типа; **2, 3** – репер стальной; **4** – стержень базы; **5, 6** – винт
Рисунок 1. – Схема расположения индикаторов часового типа на керамзитобетонных призмах при измерении деформаций свободной усадки [1]

Для выполнения сравнительного анализа были рассчитаны значения относительных деформаций полной усадки керамзитобетона в момент времени t ($t = 7 \dots 120$ сут) с учетом факторов, принятых согласно эмпирическим данным (таблица 3; рисунок 2).

Таблица 3. – Значения относительных деформаций полной усадки легкого бетона в момент времени t в соответствии с моделями [11–15; 17] и опытными данными

Метод определения относительных деформаций полной усадки	Относительные деформации полной усадки ε_{cs} бетона в момент времени t , %							
	7 сут	10 сут	20 сут	30 сут	42 сут	60 сут	91 сут	120 сут
Опытные данные для керамзитобетона	0,0193	0,0427	0,1022	0,1403	0,1822	0,2313	0,2848	0,2891
Модель Eurocode 2 [11]	0,1777	0,2431	0,4098	0,4966	0,5761	0,6532	0,7299	0,7720
Модель Н. Costa, Е. Júlio, J. Lourenço [12]	0,0884	0,1204	0,1963	0,2446	0,2835	0,3213	0,3589	0,3796
Модель СП.5.03.01 [13]	0,1825	0,2224	0,3243	0,3833	0,4448	0,5153	0,6022	0,6606
Модель ACI 209R [14]	0,1194	0,1669	0,2966	0,3696	0,4401	0,5120	0,5873	0,6303
Модель О.Б. Голишева, А.Н. Бамбуры [15]	0,0569	0,0799	0,1579	0,2149	0,2824	0,3677	0,4794	0,5537
Модель Е.М. Бабича [17]	0,1053	0,1400	0,2345	0,2874	0,3383	0,3901	0,4441	0,4749

На основании данных таблицы 3 и рисунка 2 можно сделать вывод, что рассмотренные выше модели завышают значения усадочных деформаций для керамзитобетона, особенно для раннего периода усадки (первые 7 сут). Это может быть связано с тем, что в первые сутки наблюдается увеличение объема керамзитобетона: керамзит сначала поглощает воду, а затем отдает ее обратно с течением времени. Данное утверждение хорошо согласуется с результатами, полученными в [20; 21].

Согласно моделям [11–14; 16; 18] рассчитаны предельные значения полной усадки легкого бетона $\varepsilon_{cs,lim}$, результаты расчета приведены в таблице 4. Нахождение $\varepsilon_{cs,lim}$ по полученным экспериментальным данным для керамзитобетона было выполнено на основании методики, предложенной в [19].

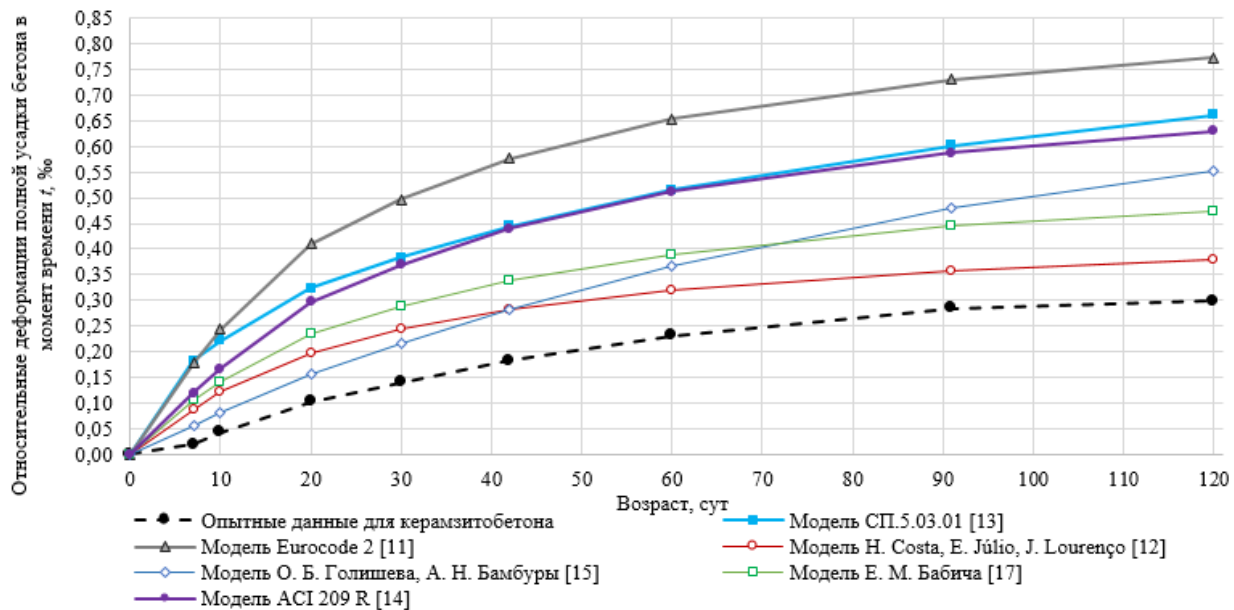


Рисунок 2. – Развитие относительных деформаций полной усадки бетона во времени

Таблица 4. – Значения предельных относительных деформаций полной усадки

Метод определения предельных относительных деформаций полной усадки	Предельные относительные деформации полной усадки $\varepsilon_{lcs,lim}, \%$	Отклонение расчетных значений от опытных, % $\frac{\varepsilon_{lcs,lim}^{расч.} - \varepsilon_{lcs,lim}^{опыт.}}{\varepsilon_{lcs,lim}^{опыт.}} \cdot 100\%$
Опытные данные для керамзитобетона согласно [19]	0,5620	–
Модель EN 1992-1-1 [11]	0,9401	67,27
Модель Модель Н. Costa, E. Júlio, J. Lourenço [12]	0,4576	–18,58
Модель СП.5.03.01 [13]	0,8348	48,54
Модель АСI 209 R [14]	0,8157	45,15
Модель [16]	0,7440	32,38
Модель СП 63.13330.2018 [18]	0,2000	–64,41

Исходя из полученных данных в таблице 4, можно отметить превышение значений конечных усадочных деформаций по сравнению с эмпирическими результатами на 32–67 % для моделей [11; 13; 14; 16]. Модель [18] не гарантирует получение корректных результатов, т.к. предельные относительные деформации полной усадки керамзитобетона занижены более, чем в 2 раза. Можно отметить довольно схожие результаты модели [12] с опытными данными, полученными в рамках настоящего исследования, что может быть обусловлено введением эмпирического поправочного коэффициента η_3 для легкого бетона, предложенного авторами [12].

Заключение. В соответствии с полученными результатами установлено, что расчетные значения усадочных деформаций, полученные при расчете по рассмотренным моделям, значительно превышают экспериментальные значения, особенно для раннего периода усадки (первые 7 сут). Применение представленных расчетных моделей для определения деформаций усадки керамзитобетона не гарантирует получение корректных расчетных значений. Это обуславливает проведение дополнительных исследований для уточнения модели по определению относительных деформаций полной усадки легкого бетона, изготовленного на основе местной сырьевой базы. Одним из вариантов усовершенствования расчетной модели можно рассматривать введение эмпирических поправочных коэффициентов.

ЛИТЕРАТУРА

- Семенюк, С.Д. Особенности определения стесненной усадки керамзитожелезобетона / С.Д. Семенюк, Ю.Г. Москалькова, В.А. Ржевущая // Вестн. Полоц. гос. ун-та. Сер. Ф. Стр.-во. Прикладные науки. – 2020. – № 8. – С. 58–65.
- Clarke, J.L. Structural lightweight aggregate concrete / J.L. Clarke. – Glasgow ; UK : Blackie Academic & Professional, an imprint of Chapman & Hall, 2005. – 161 p.
- A comparison study of the mechanical properties and drying shrinkage of oil palm shell and expanded clay lightweight aggregate concretes / P. Shafiqh [et al.] // Materials & Design. – 2014. – Vol. 60. – P. 320–327. DOI: [10.1016/j.matdes.2014.04.001](https://doi.org/10.1016/j.matdes.2014.04.001).
- Bremner, T.W. Lightweight concrete / T.W. Bremner // Developments in the Formulation and Reinforcement of Concrete (Second Edition). – 2008. – P. 307–323. DOI: [10.1533/9781845694685.167](https://doi.org/10.1533/9781845694685.167).

5. Курятников, Ю.Ю. Вопросы разработки керамзитобетона для монолитного строительства / Ю.Ю. Курятников, Р.С. Кочетков // Вестн. Твер. гос. техн. ун-та. – 2019. – Т. 3, № 3. – С. 15–20.
6. Гасанов, А.Б. Повышение прочности при растяжении конструкционного керамзитобетона / А.Б. Гасанов, А.Г. Вандоловский // Наук. вісн. буд-ва. – 2015. – № 2. – С. 162–166.
7. К вопросу о корреляции усадки и прочности бетонов / И.Н. Максимова [и др.] // Интернет-Вестн. ВолГАСУ. – 2015. – № 3. – С. 1–6.
8. Вальц, К. Усадочные деформации и напряжения бетона / К. Вальц // II Международный конгресс по бетону в Висбадене, Висбаден, 22–28 июня 1957 г. / пер. с нем. В.М. Рогинская; под ред. А.Н. Попова. – М.: Госстройиздат, 1960. – С. 55–60.
9. Younis, K.H. Restrained shrinkage behaviour of concrete with recycled materials: a thesis ... the degree of Doctor of Philosophy / K.H. Younis; University of Sheffield. – Sheffield, 2014. – 326 p.
10. Jeong, J. Variation of shrinkage strain within the depth of concrete beams / J. Jeong, Y. Park, Y. Lee // Materials. – 2015. – Vol. 8, iss. 11. – P. 7780–7794. DOI: [10.3390/ma8115421](https://doi.org/10.3390/ma8115421).
11. Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings: EN 1992-1-1:2004. – Publ. date. 01.12.04. – Brussels: CEN, 2004. – 225 p.
12. Costa, H. New approach for shrinkage prediction of high-strength lightweight aggregate concrete / H. Costa, E. Júlio, J. Lourenço // Constructions and Buildings materials. – 2012. – Vol. 35. – P. 84–91. DOI: [10.1016/j.conbuildmat.2012.02.052](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.02.052).
13. Бетонные и железобетонные конструкции = Бетонныя і жалезабетонныя канструкцыі: СП 5.03.01-2020. – Введ. 16.11.20. – Минск: М-во архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь, 2020. – 236 с.
14. Prediction of creep, shrinkage, and temperature effects in concrete structures: ACI 209 R-92. – Publ. date. 01.03.92. – Farmington Hills: American Concrete Institute, 1992. – 47 p.
15. Голишев, О.Б. Курс лекций з основ розрахунку конструкцій з опору залізобетону / О.Б. Голишев, А.Н. Бамбура. – Киев: Логос, 2004. – 340 с.
16. Рекомендации по учету ползучести и усадки бетона при расчете бетонных и железобетонных конструкций / НИИЖБ Госстроя СССР; под ред. Л.Г. Бальян. – М.: Стройиздат, 1988. – 121 с.
17. Бабич, Е.М. Конструкции из легких бетонов на пористых заполнителях / Е.М. Бабич. – Киев: Вища Школа, 1988. – 207 с.
18. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения: СП 63.13330.2018. – Введ. 20.06.19. – М.: М-во стр-ва и жилищно-коммунального хоз-ва Рос. Федерации, 2018. – 150 с.
19. Бетоны. Методы определения деформаций усадки и ползучести: ГОСТ 24544-81. – Введ. 01.01.82 (с Изменением № 1). – М.: Госстандарт, 1980. – 26 с.
20. Bentur, A. Prevention of autogenous shrinkage in high-strength concrete by internal curing using wet lightweight aggregates / A. Bentur, Sh. Igarashi, K. Kovler // Cement and Concrete Research. – 2001. – Vol. 31. – P. 1587–1591. DOI: [10.1016/S0008-8846\(01\)00608-1](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(01)00608-1).
21. Wendling, A. Creep and shrinkage of lightweight self-consolidating concrete for prestressed members / A. Wendling, K. Sadhasivam, R.W. Floyd // Construction Building Materials. – 2018. – Vol. 167. – P. 205–215. DOI: [10.1016/j.conbuildmat.2018.02.017](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.02.017).

Поступила 28.09.2021

THE RELATIVE TOTAL SHRINKAGE STRAIN OF EXPANDED CLAY CONCRETE

V. RZHEVUTSKAYA, Y. MASKALKOVA

The article provides a comparative analysis of the existing design models for determining the shrinkage strain of lightweight concrete. The factors for calculation shrinkage strain of lightweight concrete for the presented models are considered. The object of research is expanded clay concrete based on expanded clay gravel. The subject of research is the unrestrained shrinkage strain of expanded clay concrete. The results of experimental studies of the relative strain of the total shrinkage of expanded clay concrete are presented. A comparison of the experimental values of the shrinkage strain of expanded clay concrete with the calculated values obtained according to the considered models proposed by other researchers, and given in national and foreign standards is carried out. In accordance with the obtained results, it was found that the values of shrinkage strain obtained in the calculation according to the considered models significantly exceed the experimental values, especially for the early period of shrinkage (the first 7 days). The use of the presented design models to determine the shrinkage strain of expanded clay concrete does not guarantee that the correct calculated values will be obtained, and it necessitates additional studies to improve the design models.

Keywords: shrinkage, unrestrained shrinkage, shrinkage strain, volumetric strain, lightweight concrete, expanded clay concrete.

УДК 347.787(476.6)

ПОДВАЛЫ ГЛАВНОГО КОРПУСА МОНАСТЫРЯ БЕРНАРДИНЦЕВ В ПОЛОЦКЕ: НАТУРНОЕ ОБСЛЕДОВАНИЕ

А.А. СОЛОВЬЁВ

(Национальный Полоцкий историко-культурный музей-заповедник)

Представлены результаты новых исследований подвалов корпуса бывшего бернардинского монастыря в Полоцке. На основе обнаруженных на уровне сохранившегося подвала перестроек предполагается, что первоначально он занимал все здание и может быть связан подземными переходами с прочими монастырскими постройками, а также иметь подземные коммуникации, ведущие в сторону Западной Двины. Поскольку проведенные нами исследования носили визуальный характер, то в данной работе указаны и основные направления архитектурно-археологических исследований для поиска как остальных частей подвала, так и утраченного объема здания, зафиксированного на гравюре XVIII в.

Ключевые слова: бернардинский монастырь, плиточный пол, бетонная конструкция, ниша, арочный проем.

Введение. Комплекс бернардинского монастыря является одним из малоизученных архитектурных памятников Полоцка. Будучи возведенным во второй половине XVIII в., он до начала XX в. не подвергался значительным перестройкам, но наиболее сильно архитектурный ансамбль пострадал в середине минувшего столетия. После ликвидации в 1832 г. бернардинского монастыря в корпусе располагался православный Иоанно-Богословский монастырь с приходской школой при нем. После революции тут размещалась сначала тюрьма НКВД, в период фашистской оккупации (1941–1944 гг.) тюрьма для дезертиров, и после вновь тюрьма НКВД. С 60-х гг. XX в. ее сменила психиатрическая больница, занимавшая корпус до 2012 г. Именно в это время и производилось большинство его перестроек и разрушений (рисунок 1) [1, с. 111–113, 216, 232, 272].

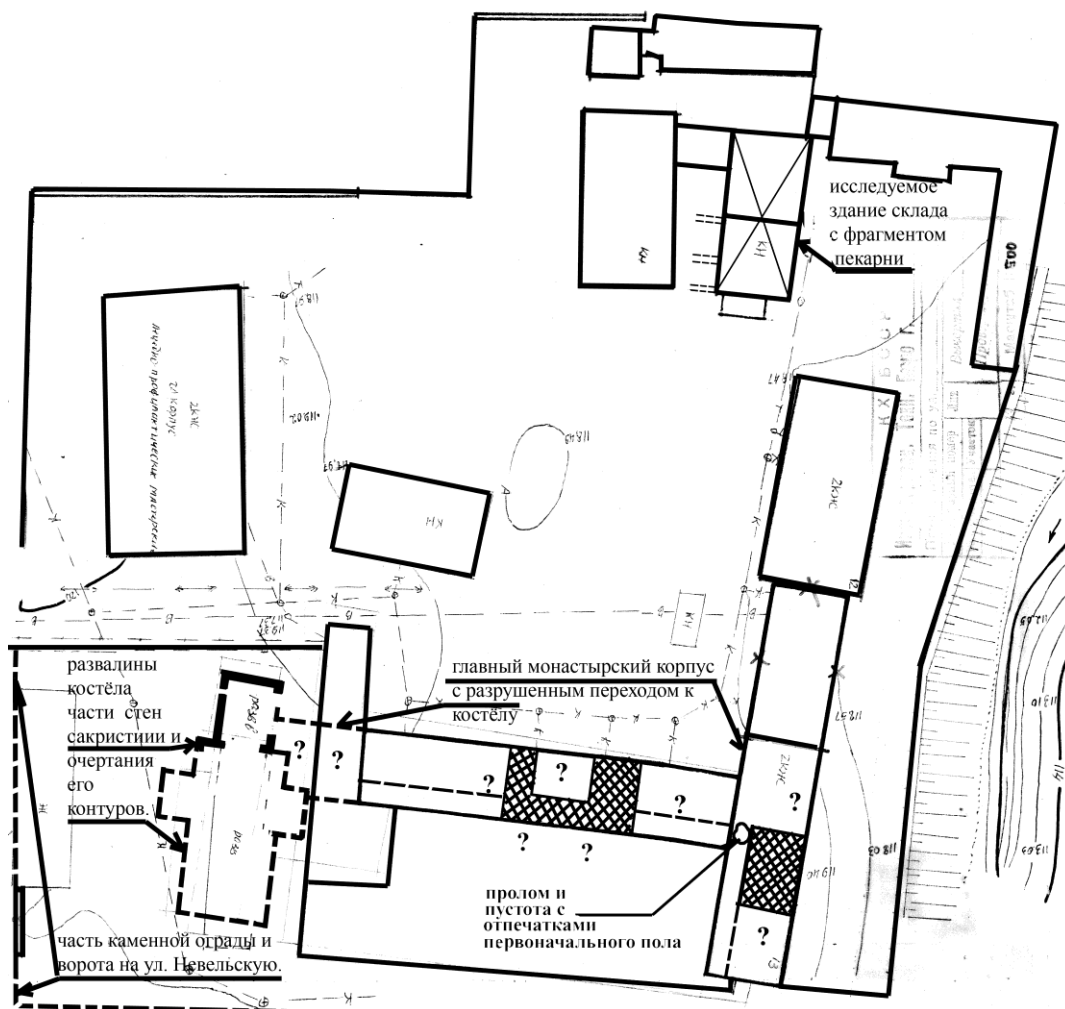


Рисунок 1. – Общий план территории монастыря, с обозначением доступных ныне подвалов главного корпуса (показаны в виде сетки) и перспективных зон исследований (отмечены вопросами)

В связи с необходимостью реставрации данного здания требуются серьезные архитектурно-археологические исследования. Они должны быть направлены как на сбор подробной информации о его конструкциях, так и на выявление фрагментов убранства первоначальных интерьеров его помещений (например, живописи в трапезной, остатков «теплых полов» и печей), их инженерных систем. Также требуется выяснение и характера проведенных разновременных перестроек, оценка их значимости и влияния как на техническое состояние памятника, так и на формирование его существующего облика.

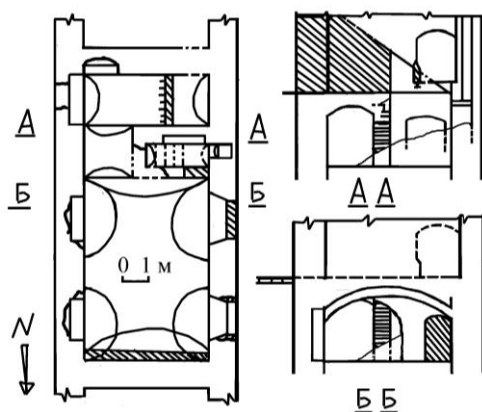
Первые обследования подвала главного корпуса бернардинского монастыря проводились в 2001 г. сотрудниками предприятия «Белинформреставрация». Для контроля за состоянием выявленных трещин были установлены маячки. В 2007 г. сотрудниками Полоцкого государственного университета (далее ПГУ) проводились повторные исследования.

Для удобства главный Т-образный корпус был разделен нами на Большую часть, расположенную вдоль реки Западная Двина, и Малую, расположенную перпендикулярно к ней (см. рисунок 1).

В подвале Малой части здания сотрудниками Полоцкого государственного университета были заложены шурфы для изучения фундамента и грунтов, находящихся под ними. При этом ими были обнаружены керамические камни. Это были уникальные артефакты, которые представляли собой керамические массивные плиты габаритами 11×300×51 см. Подобных изделий до сих пор не обнаружено даже при изучении Полоцкого иезуитского коллегиума. Таким образом, толщина подобных изделий превышала толщину крупноформатных кирпичей XVIII в. (толщина их была от 7 до 8 см), а ширина вполне соответствовала их длине, которая колебалась от 30,5 до 31,5 см, что исключало возможность применения этих изделий в границах одного ряда кладки. Таким образом, их можно было использовать только либо для подготовки поверхности для выкладки нижних рядов основания стен по бутовой подушке, либо для выполнения отдельных рядов кладки для улучшения ее перевязки. Сотрудниками ПГУ также была произведена физико-химическая экспертиза строительных материалов здания – кирпича и раствора [2, с. 29–30]. Ими же проводилось обследование этажей и чердака, выяснялась причина образования трещин.

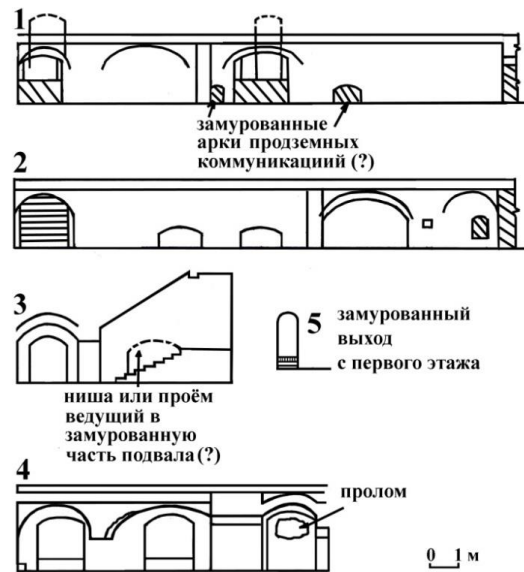
Основная часть. Проведенные нами визуальные исследования подвалов позволят дополнить имеющиеся сведения про здание и определить новые направления исследований. Вместе с этим они будут носить ограниченный характер из-за невозможности шурфовки и раскопок подполья и полов помещений, расчисток закладок, а также устройства поисковых зондажей и раскрытий первоначальных архитектурных элементов. При обследовании существующих ныне подвалов обращает на себя внимание незначительность их площади, которая исходя из размеров и конструкции здания должна быть в несколько раз больше. Выявляемые переделки, закладки и части утраченных конструкций нанесены на планы, составленные на основе чертежей БТИ. Предлагаемые развертки стен и разрезы помещений сделаны на основе натуральных обмеров и, возможно, потребуют дальнейших корректировок и уточнений.

Подвал в Малой части здания занимает около 30% ее площади и сегодня представляет собой огромный сводчатый каземат (отсек) (рисунок 2). Кладка свода была выполнена продольными и поперечными рядами, толщиной в кирпич. Это обусловлено как необходимостью перекрытия им большого пролета помещения, так и наличием распалубок под ниши и проемы первоначальных окон. На него также была поставлена одна из поперечных двухарочных стен между кельями первого этажа. В его восточной стене были глубокие ниши (повреждены «чернокопателями») (рисунок 3:4). Обследование проломов в них показало отсутствие подвала за стеной. Там на первом этаже находится коридор. Пространство между нижними частями стен на уровне подвала было заполнено слоями песка и земли. Эти слои были прослежены со всех сторон. С южной стороны, там, где к коридору примыкал огромный зал трапезной, из песка под полом проступали бетонные конструкции, устроенные, вероятно, под капитальную перегородку, отделившую часть зала под коридор. При этом хорошо читались профили стенок траншей, вырытых в культурном слое под стены и фундаменты здания. Имеющиеся стены были гладкими и растесов от срубленных сводов не имели. В верхней их части был первоначальный пол XVIII в. коридора первого этажа. Он состоял из плиток 5–5,5×22×28 см (рисунки 4, 5), уложенных продольными рядами с севера на юг. Сверху они были перекрыты слоем асфальта, на котором сохранились отпечатки их контуров и швов между ними (в виде белой извести). В западной стене помещения было 2 окна, одно из которых было переделано в наружную дверь. Северная стена гладкая, глухая, у ее основания выступ из малоформатного кирпича – след позднейшего ремонта XIX–XX вв.



А-А – разрез по лестничному тоннелю входа с первого этажа;
Б-Б – разрез по южной части помещения

Рисунок 2. – План и разрезы подвала под Малой частью корпуса с очертаниями сводов. Косой штриховкой отмечены закладки



1–2 – продольные разрезы и развертки стен коридора подвала Большой части корпуса;
3 – восточная стена главной лестницы в подвал Большой части корпуса; 4 – развертка восточной стены подвала Малой части корпуса; 5 – замурованный вход в подвал Большой части корпуса

Рисунок 3. – Планы и разрезы подвальных помещений



Рисунок 4. – Остатки плиточного пола XVIII в. и его отпечатки на асфальте внизу пролома

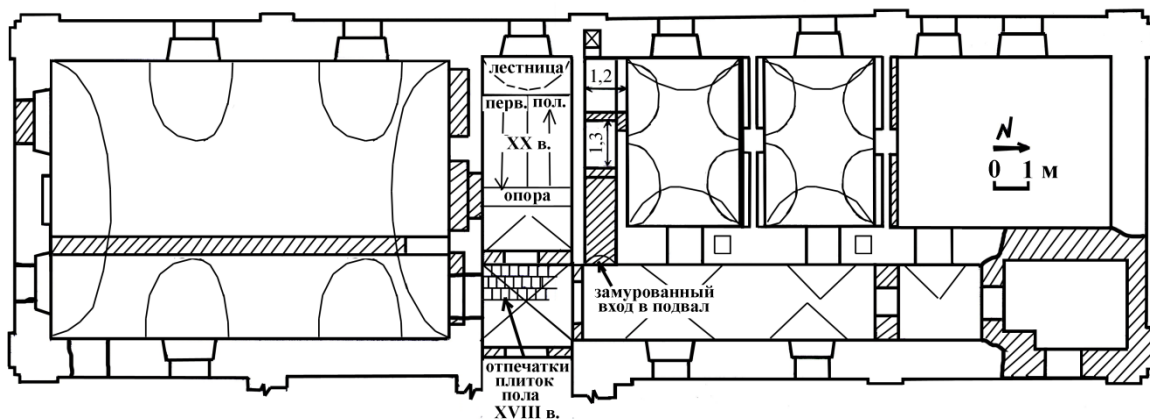


Рисунок 5. – План первого этажа Малой части корпуса с очертаниями сводов и обозначение некоторых объектов, видимых со стороны подвала. Косой штриховкой отмечены закладки

В южной части помещения была лестница первоначального входа из коридора первого этажа. Это был узкий проход в толще стены (см. рисунки 2, 5). Его свод был выполнен в «елку». На уровне первого этажа это был замурованный проем $1,35$ (до пяти арки) $\times 0,7$ м. Сама лестница была разломана «чернокопателями» со стороны подвала. Уцелевшая ступенька со стороны замурованного проема была сложена из поставленного на ложок кирпича и имела в кладке плитки пола $5-5,5 \times 22 \times (?)$ см. В западной стене лестничного прохода за мусором (сброшен при ремонте первого этажа в XX в.) имелась верхняя часть небольшой ниши шириной $0,45$ и глубиной $0,65$ м, от нее в толще стены вел вверх вентиляционный (?) канал (см. рисунок 2). В южной стене прохода была ниша высотой около $1,0-1,2$ м, шириной $1,6$ и глубиной $0,45$ м. При раскопках завала мусора, образованного при разрушении свода тоннеля и самой лестницы, встречались обломки гладких зеленых изразцов с низкими румпами (остались там же в подвале). Аналогичные изделия хорошо известны в Полоцке и датируются серединой – концом XIX в., они найдены при археологическом изучении Домика Петра Первого [3] и фундаментов Уездного казначейства. В южной стене каземата, образованной выступом под лестничный тоннель, для входа на лестницу был замурованный проем $2,1 \times 0,9$ м до замка арки. В южной части помещения (за лестницей), против пролома в нише восточной стены, была закладка на цементном растворе более позднего происхождения. При ее устройстве свод был слегка подрублен. В пробитое «чернокопателями» отверстие был виден завал из кирпичного боя, кусков раствора и штукатурки, вероятно, подвал за южной стеной обследованного каземата был ликвидирован. Данная перестройка может быть связана с устройством в начале XX в. дополнительной лестницы между первым и вторым этажом. Эта кладка может быть опорой под нее (см. рисунки 2, 5).

Обследование подвала Большой части здания показало, что теперь он занимает ее незначительную часть, около 30%. Сегодня восточная и западная его стороны недоступны (см. рисунки 1, 6). Своды и стены исследованной части неоднократно белились и подмазывались, что осложняет выявление закладок и очертаний замурованных проемов. Проемы и коридоры перекрыты закладками. Входы в подвал первоначально были только изнутри здания. Один из них вел через главную лестницу. В восточной стене лестничного прохода видны следы арки ниши или проема шириной около $1,75$ м, в западной стене кладка также сильно повреждена, возможно, там были проем или ниша. Замурованная арка прохода есть и в восточном торце коридора. Сквозь проломы в закладке хорошо видна темно-серая земля со строительным мусором. Наличие засыпанной части коридора окончательно может подтвердить только полная разборка закладки и раскопки завала земли, а также шурфовка со стороны первого этажа. В южной стене коридора есть две низкие ниши высотой (в замке арки) около $0,65$ м и шириной $1,45$ м (см. рисунки 3:2; 6). Также в южной стене коридора обнаружен арочный проем $0,75 \times 0,57$ м (до замка арки) и окно дымохода (?) $0,3 \times 0,3$ м. В этой же стене со стороны каземата (овощехранилище) был еще один замурованный вход в подвал из кельи первого этажа, под закладкой была видна ступень (см. рисунки 3:5; 6). Закладки арок имелись и в северной стене коридора, ширина арок была около $0,6$ и $1,0$ м, возможно, это были подземный ход и дренаж (замурованные) по направлению к Двине (см. рисунки 3:1; 6). Окна подвала были либо замурованы, либо повреждены, по устройству аналогичны первоначальным окнам подвала коллегиума. Закладка западного торца коридора, возможно, тоже позднего происхождения. Кладка сводов подвала выполнена продольно-поперечными рядами, кирпич уложен как ложками, так и тычками, и, возможно, его длина определяет толщину свода. Из коридора вела огромная арка в южную часть подвала, представлявшая собой изолированный от остальных помещений отсек (при больнице там было овощехранилище). Помещение имело низкую подпружную арку, державшую капитальную перегородку между смежными помещениями первого этажа. Первоначально оно имело два окна воздуховода, выходящих на юг.

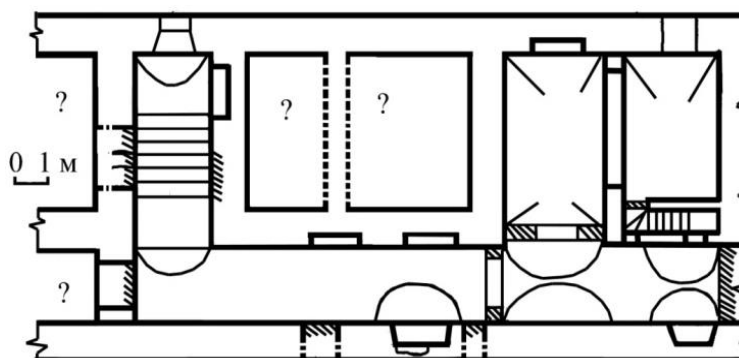


Рисунок 6. – План подвала Большой части корпуса с очертаниями сводов. Косой штриховкой отмечены закладки. Вопросами отмечены перспективные зоны исследований

Относительно устройства окон подвала можно сказать, что они были аналогичны окнам Полоцкого иезуитского коллегиума и в первоначальном виде представляли собой воздуховоды с наклонными ступенчатыми подоконниками, завершавшиеся лежащими арочными проемами, забранными вмурованными в кладку 4–5 прутами толщиной около $1,0-1,5$ см [4, с. 25, 40; фото 30 на вкл. VI]. Остатки подобного устройства окон нам удалось зафиксировать у сохранившейся части стен костела бернардинского монастыря.

В связи с изучением подвала главного корпуса монастыря особое значение имеет его графическое изображение на карте середины – второй пол. XVIII в. (рисунок 7) [5, с. 116, 117; рисунок 2; 6, с. 16, 231, рисунок 85] там главный корпус монастыря показан с дополнительным объемом на северном фасаде со стороны Западной Двины. При этом на известных сегодня фотографиях и акварелях Д.М. Струкова он нигде не зафиксирован.

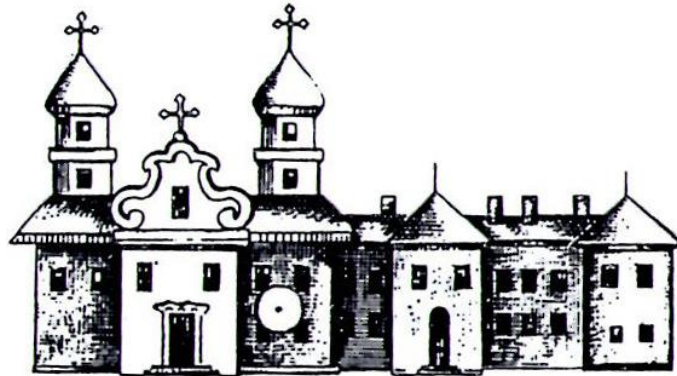


Рисунок 7. – Полоцкий бернадинский монастырь на карте середины – второй пол. XVIII в.

Исходя из расположения данного объема на изображении здания второй пол. XVIII в., он был ориентирован на главную, первоначальную лестницу корпуса.

Косвенным свидетельством существования данной части главного корпуса могут быть как заложенные арки в коридоре подвала, принимаемые сегодня нами за подземный ход и дренаж, так и большое прясло стены без окон подвала на северном фасаде здания, где видна некоторая несогласованность размещения окон и дверей этажей.

Таким образом, окончательно факт его существования могут подтвердить только зондажи стен и археологические раскопки для поиска фундаментов и следов примыкания дополнительного объема главного корпуса монастыря, отмеченного на карте второй пол. XVIII в.

Заключение. Первоначально подвал под Малой частью здания был полностью изолирован от улицы и имел только узкий вход из коридора первого этажа. Наличие множества ниш, как и два окна в западной стене, должно было значительно уменьшать нагрузку и усиливать конструкцию стен.

Наличие заложенных арок в северной несущей стене Большой части корпуса указывает на возможность существования тоннелей подземного хода и дренажа в сторону Двины. На это же косвенно указывает наличие низких ниш в южной стене коридора и два выхода из подвала в здание. Нижняя часть ниш может располагаться намного ниже современного пола подвала, поэтому в дальнейшем необходима расчистка закладок арок и шурфовка пола в коридоре подвала для проверки данного предположения. Также необходим поиск и изучение недоступных сегодня помещений подвала. Для этого требуется как расчистка закладок арок на главной лестнице, так и шурфовка под полами из коридоров и келий первого этажа для выхода на остатки сводов. Наличие дымохода и арки с нагаром в южной стене коридора позволяет полагать, что это элемент системы отопления келий, которая представляла собой калориферы в стенах и полах обоих этажей. Теснота монашеских келий затрудняла устройство достаточно больших печей для их обогрева.

Обследование доступной части подвала показало, что первоначально он мог занимать большую часть здания и иметь соединения как с костелом, так и с пекарней через подземные переходы. При этом удалось выяснить, что имеющиеся сегодня части подвала между собой никогда связаны не были.

ЛИТЕРАТУРА

1. Дэйніс, І.П. Полацкая даўніна / І.П. Дэйніс. – Мінск : Медисонт, 2007. – 330 с.
2. Забытая архитектурно-историческая ценность: монастырь ордена бернардинцев на Полотчине / А.А. Боровкова [и др.] // Инновационное развитие Придвинского края : сб. науч. тр. региональной науч.-практ. конф. студентов, магистрантов и аспирантов, Новополоцк, 18–19 дек. 2008 г. / Полоц. гос. ун-т ; редкол.: Д.Н. Лазовский [и др.]. – Новополоцк, 2007. – С. 28–32.
3. НПІКМЗ. – Книга поступлений № 22. – Инвентарный номер 032781–83.
4. Соловьёв, А.А. Полоцкий иезуитский коллегийум в ретроспективе (1581–1914): архитектурно-археологический очерк / А.А. Соловьёв. – Полоцк : Полоцк. кн. изд-во, 2012. – 97 с.
5. Баравы, Р.В. Каштоўны дакумент гісторыі графікі і архітэктуры XVIII ст. / Р.В. Баравы, Ю.А. Якімовіч // Помнікі культуры: Новыя адкрыцці / Акад. навук БССР, Ін-т мастацтвазнаўства, этнаграфіі і фальклору. – Мінск : Навука і тэхніка, 1985. – С. 113–119.
6. Струков, Д.М. Альбом рисунков. 1864–1867 гг. / Д.М. Струков ; редкол.: Т.В. Белова (гл. ред.) [и др.]. – Минск : Беларус. энцыкл. імя П. Броўкі, 2011. – 308 с.

Поступила 16.09.2021

**THE CELLARS OF THE MAIN BUILDING OF BERNARDINE MONASTERY
IN POLOTSK: FULL-SCALE INVESTIGATION****A. SOLOVYOV**

This article presents the results of a full-scale investigation of the cellars of former Bernardine monastery in Polotsk. On the basis of the preserved basement reconstructions we assume that the cellars originally occupied the whole building and could be connected by underground passageways with other monastic buildings and have underground utilities leading to the side of the Western Dvina. The conducted visual investigation made it possible to specify the principal directions of architectural and archaeological research aiming to find other parts of the basement and explain why the monastic building lost some of its volume recorded in the engraving of the XVIIIth century.

Keywords: *bernardine monastery, tiled floor, concrete structure, niche, arched doorway.*

УДК 699.86

ОЦЕНКА ВЛИЯНИЯ МАТЕРИАЛА ТЕПЛОИЗОЛЯЦИОННОГО СЛОЯ НА ЭКСПЛУАТАЦИОННЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ УТЕПЛЕННОЙ КИРПИЧНОЙ КЛАДКИ

*канд. техн. наук, проф. В.Н. ЧЕРНОИВАН, канд. техн. наук, доц. Н.В. ЧЕРНОИВАН
канд. техн. наук, доц. В.Г. НОВОСЕЛЬЦЕВ, канд. техн. наук, доц. А.В. ТОРХОВА
(Брестский государственный технический университет)*

Приведены результаты натурных исследований технического состояния утепленных кирпичных стен эксплуатируемых жилых зданий. Анализ результатов выполненных исследований позволил сделать вывод, что после 5–8 лет эксплуатации жилых зданий, сопротивление теплопередаче наружных утепленных стен снижается. Наиболее существенное снижение теплотехнических характеристик имеет место при использовании плитного ПСБС. Установлено, что основной причиной этого является существенное увлажнение материалов, входящих в утепленную кирпичную кладку. Анализ результатов исследований позволяет сделать вывод, что основными факторами, которые оказывают существенное влияние на динамику накопления влаги в материалах стен, являются: коэффициент проницаемости конструкции стены парами воздуха и толщина ее поперечного сечения. По результатам выполненных исследований даны рекомендации по обеспечению теплотехнических характеристик утепленных кирпичных стен эксплуатируемых жилых зданий.

Ключевые слова: *тепловая изоляция, кирпичная стена, жилое здание, сопротивление паропроонианию, сопротивление теплопередаче.*

Введение. В 1998 году в Республике Беларусь при проектировании зданий и сооружений для наружных стен из штучных материалов (кирпич, шлакоблоки и т.п.) было рекомендовано нормативное сопротивление теплопередаче ($R_{т\text{ норм}}$) принимать не менее $2,0 \text{ м}^2 \times \text{°C}/\text{Вт}$.

Для снижения энергопотребления ранее построенных жилых зданий, у которых фактическое сопротивление теплопередаче кирпичной кладки наружных стен составляет $0,87 \dots 1,05 \text{ м}^2 \times \text{°C}/\text{Вт}$, в 2003 г. была разработана государственная программа по повышению эффективности эксплуатации жилищного фонда, предусматривающая выполнение тепловой модернизации 3350 тыс. м^2 фасадов до 2016 г. [1].

Экспертный совет Государственного комитета Республики Беларусь по энергосбережению и энергонадзору рекомендовал для решения государственной программы тепловой модернизации эксплуатируемого жилищного фонда массовое применение отечественной (белорусской) системы утепления стен «Термошуба».

Основное достоинство конструктивного решения системы утепления «Термошуба», по мнению разработчиков, – замена импортных теплоизоляционных плит на основе базальтового волокна и стекловолокна недорогим отечественным беспрессовым плитным пенополистирольным утеплителем марки ПСБС, что позволяло снизить стоимость системы утепления не менее чем на 20% и содействовало процессу импортозамещения материалов [2].

Однако, как показала практика, уже после 3-х лет эксплуатации в жилых помещениях кирпичных зданий, наружные стены которых утеплены плитным пенопластом марки ПСБС, сопротивление теплопередаче утепленной кирпичной стены снизилось более чем на 30% по сравнению с расчетным значением [3–5]. Исследования показали [3; 16], что при утеплении кирпичных стен минераловатными плитами фактическое термическое сопротивление теплопередаче кирпичных стен эксплуатируемого в течение восьми лет после тепловой реабилитации здания составляет не менее 90% от $R_{расч}$.

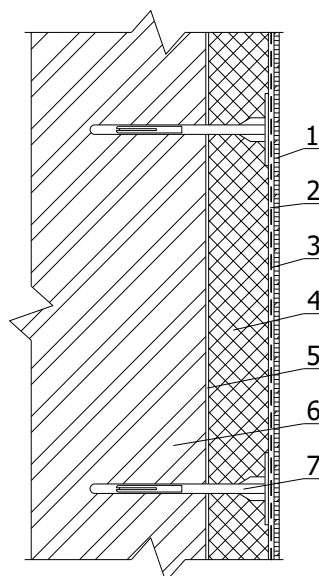
Анализ конструктивного решения системы утепления «Термошуба» позволяет, с учетом терминологии [7], сделать вывод, что она является аналогом легкой штукатурной системы (рисунок 1).

Следует отметить, что легкая штукатурная система уже более 40 лет применяется за рубежом как для тепловой реабилитации эксплуатируемых зданий и сооружений, так и при возведении новых объектов различного назначения [8]. В качестве слоя теплоизоляции в этих системах утепления за рубежом массово применяются негорючие волокнистые плитные утеплители – «Paroc» и Isover».

В виду того, что плитный пенополистирол (беспрессовый, прессовый и экструдированный) относится к горючим материалам, применение его для утепления ограждающих конструкций за рубежом запрещено.

В открытой печати отсутствует информация, что в процессе эксплуатации зданий с наружными стенами, утепленными способом легкая штукатурная система с применением плитных утеплителей «Paroc» и «Isover», имеет место снижение сопротивления теплопередаче ограждающих конструкций.

Учитывая изложенное выше, отсутствие результатов научных исследований по данной проблеме в открытой печати, а также важность задачи энергосбережения в строительстве, можно сделать вывод: исследования по оценке эффективности эксплуатационных характеристик теплоизоляции стен, утепленных способом легкая штукатурная система, актуальны, и их результаты будут востребованы на стадии проектирования систем утепления ограждающих конструкций.



1 – декоративно-защитный слой; 2 – армирующий слой; 3 – армирующий материал;
4 – теплоизоляционный слой (плиты ПСБС); 5 – клеевой слой; 6 – подоснова (утепляемая стена);
7 – анкерное бесшарнирное устройство

Рисунок 1. – Конструктивное решение легкой штукатурной системы

В процессе эксплуатации конструктивные элементы легкой штукатурной системы утепления систематически подвергаются климатическим и эксплуатационным воздействиям, которые описываются по закону случайного распределения и смоделировать их в лабораторных условиях в настоящее время практически невозможно [3–6.]. Исследования, выполненные Л.О. Лепарским и А.К. Цветковым, показали, что смоделировать их нельзя также силовыми и циклическими нагружениями [9]. Объясняется это тем, что механизм разрушения полимеров (минвата, пенопласт) при воздействии влаги или температуры, а тем более при их совместном действии (что имеет место в реальных условиях эксплуатации) на стесненный образец не однозначен воздействию циклической нагрузки на образец с постоянной влажностью. В связи с этим можно сделать следующий вывод: на сегодня достоверная информация об эксплуатационных характеристиках стен, утепленных способом легкая штукатурная система, может быть получена только по результатам натурных исследований эксплуатируемых зданий и сооружений с отбором образцов материалов для лабораторных испытаний.

Натурные исследования технического состояния утепленных наружных стен. Цели и задачи исследований. Основная цель: получение информации о фактических численных значениях сопротивления теплопередаче кирпичных стен эксплуатируемых жилых зданий, утепленных способом легкая штукатурная система.

Для достижения поставленной цели авторами публикации решались следующие основные задачи:

- выбор объектов обследования, отвечающих целям исследований;
- разработка методики и выполнение натурных исследований по определению фактических значений сопротивления теплопередаче кирпичных стен эксплуатируемых жилых зданий, утепленных способом легкая штукатурная система;
- оценка технического состояния (влажности) строительных материалов, из которых выполнено утепленное стеновое ограждение.

Выбор объектов исследования. Для обеспечения корректности сравнительного анализа результатов натурных исследований по определению фактического значения сопротивления теплопередаче утепленных кирпичных стен эксплуатируемых жилых зданий при выборе объектов обследования руководствовались следующим:

- одинаковое функциональное назначение зданий;
- утепленное наружное ограждение в течение всего срока эксплуатации подвержено идентичным климатическим воздействиям;
- различия в сроках эксплуатации зданий после утепления наружных стен не велики.

Для получения объективных данных об эксплуатационных характеристиках легкой штукатурной системы при выборе объектов для проведения натурных и лабораторных исследований была выполнена следующая подготовительная работа.

На первом этапе были отобраны пятнадцать жилых кирпичных зданий, фасады которых были утеплены способом «Термошуба», и выполнен анализ следующей документации:

- проектно-сметной;
- проекта производства работ;
- сертификатов на плитный утеплитель;
- акты на скрытые работы на этапах операционного и приемочного контроля качества выполненных работ.

По итогам работы с документацией непосредственно для проведения натурных исследований было выбрано шесть жилых кирпичных домов в г. Бресте, срок эксплуатации которых после утепления составлял от 6 до 10 лет.

На втором этапе для оценки фактического технического состояния плитных утеплителей (пенопласт марки ПСБС и минвата марки «Белтеп») было проведено общее обследование (со вскрытием участков наружного стенового ограждения) технического состояния конструктивных слоев наружного утепленного ограждения всех шести жилых зданий.

Результаты вскрытия стен показали, что на ряде зданий (дома № 64 и 66 просп. П.М. Машерова), теплоизоляция (плиты ПСБС) имеет следующий дефект: плитный утеплитель разрушился и представляет собой отдельные фрагменты материала, которые в проектном положении удерживались за счет соединения с наклеенной на них армирующей стеклосеткой. Очевидно, основной причиной разрушения плит пенополистирола является наличие паропроницаемой штукатурки, что привело к деструкции материала утеплителя [10].

Визуальный осмотр минераловатных плит на всех обследованных жилых зданиях позволяет оценить их техническое состояние как «хорошее».

По результатам анализа общего обследования технического состояния материала плитных утеплителей для проведения дальнейших исследований были выбраны два жилых дома в г. Бресте по адресу: ул. Брестских дивизий № 15 и № 17.

Дом № 15. Стены толщиной 670 мм выполнены из керамического кирпича полнотелого. Утеплитель – плиты марки ПСБС, толщина плиты – 50 мм.

Дом № 17. Стены толщиной 510 мм (внутренняя верста – щелевой керамический кирпич, наружная верста – силикатный кирпич). Утеплитель – плиты минераловатные «Isover», толщина плиты – 50 мм.

Натурные исследования по определению фактических численных значений термического сопротивления теплопередаче наружных утепленных стен выполнялись по следующей методике. С помощью тепловизора марки Testo 882 фиксировалось распределение температурного поля на внутренней и наружной поверхности стен здания. Температура и влажность воздуха в помещениях и на улице замерялись портативным метеометром марки МЭС-200А.

Согласно расчетам [11] с использованием данных натурных исследований получены следующие значения фактического сопротивления теплопередаче стен:

- дом № 15 – $R_{факт.} = 1,55 \text{ м}^2 \times \text{°C}/\text{Вт}$;
- дом № 17 – $R_{факт.} = 1,75 \text{ м}^2 \times \text{°C}/\text{Вт}$.

Выполненные по методике [11] поверочные теплотехнические расчеты дали следующие значения сопротивления теплопередаче ограждающих конструкций:

- дом № 15 – $R_{м. расч.} = 2,2 \text{ м}^2 \times \text{°C}/\text{Вт}$;
- дом № 17 – $R_{м. расч.} = 1,9 \text{ м}^2 \times \text{°C}/\text{Вт}$.

Лабораторные исследования по определению фактического значения весовой влажности материалов, составляющих утепленные стены, выполнялись согласно действующим нормативным документам: [12; 13]. По результатам выполненных лабораторных исследований проб материалов, взятых из утепленных стен, установлена фактическая величина весовой влажности:

- беспрессовый пенополистирольный пенопласт – 7,8...20,8%;
- минераловатные плиты – 1...2,8%;
- кирпич керамический полнотелый – 3,9...10,7%;
- кирпич силикатный – 1...1,7%.

Результаты исследований и их обсуждение. Использование в легкой штукатурной системе «Термошуба» плитного пенопласта марки ПСБС для утепления кирпичных стен (дом № 15) привело к увеличению фактической влажности материалов по сравнению с расчетным массовым отношением влаги в материале, установленным [11]:

- кирпич керамический – более чем в 2–5 раз;
- плитный утеплитель марки ПСБС – более чем в 2 раза.

Фактическое сопротивление теплопередаче кирпичных стен жилого здания (дом № 15), эксплуатируемого после тепловой реабилитации фасада около шести лет, составляет $R_{факт.} = 1,55 \text{ м}^2 \times \text{°C}/\text{Вт}$, что составляет немногим более 70% от расчетного значения $R_{расч.} = 2,2 \text{ м}^2 \times \text{°C}/\text{Вт}$.

Зафиксированная влажность материалов утепленной кладки, выполненной с применением плитного утеплителя из минераловатных плит марки «Белтеп», изготовленных из каменной ваты (дом №17), не превышает значения, установленные [11].

Фактическое сопротивление теплопередаче кирпичных стен жилого здания (дом № 17), эксплуатируемого после тепловой реабилитации фасада более девяти лет, составляет $R_{факт.} = 1,75 \text{ м}^2 \times \text{°C}/\text{Вт}$, что почти 92% от расчетного значения $R_{расч.} = 1,9 \text{ м}^2 \times \text{°C}/\text{Вт}$.

Анализ выполненных исследований подтверждает, что чем больше влажность материала, тем выше коэффициент его теплопроводности. (λ) [14] и, как следствие, ниже сопротивление теплопередаче ограждающих конструкций. Объясняется это тем, что во влажном материале пустоты заполнены водой, и это увеличивает его теплопроводность, поскольку λ воды примерно в 20 раз больше λ воздуха [14].

В связи с этим в нормативных документах [11, приложение А, табл. А.1] приведенные значения коэффициента теплопроводности материала соотнесены с его влажностью.

Основываясь на исследованиях, выполненных Б.Ф. Васильевым [15], можно сделать предварительный вывод, что основной причиной увлажнения конструктивных слоев утепленных стен является постоянное накопление влаги в наружном ограждении за счет поступления в него пара воздуха эксплуатируемых отапливаемых помещений. Такое значительное накопление влаги в материалах стен за относительно короткий период эксплуатации утепленного фасада, очевидно, обусловлено следующими физическими процессами:

- значительной разностью парциальных давлений водяного пара, содержащегося в воздухе помещений и в наружном воздухе в зимнее время, а также отсутствием механической вентиляции и наличие стеклопакетов;
- не возможностью обеспечить в теплое время года уход влаги из стены наружу (просушивание конструкции).

Результаты исследований [15; 16] показали, что основными факторами, которые оказывают существенное влияние на динамику накопления влаги в материалах стен, являются: коэффициент проницаемости конструкции стены парами воздуха и толщина поперечного сечения ограждающей конструкции.

Следует отметить, что [7] также рекомендует учитывать сопротивление паропрооницанию как один из основных параметров, позволяющих обеспечить эксплуатационные характеристики утепленных стен зданий и сооружений.

Согласно [11] сопротивление паропрооницанию слоя ограждающей конструкции (R_n , $\text{м}^2 \times \text{ч} \times \text{Па} / \text{кг}$) рассчитывается по следующей формуле:

$$R_n = \frac{\delta}{\mu} \quad (1)$$

где δ – толщина слоя материала стены, м;

μ – расчетный коэффициент паропрооницаемости материала слоя ограждающей конструкции, $\text{мг} / (\text{м} \times \text{ч} \times \text{Па})$.

В нормативной литературе отсутствуют рекомендации по величине сопротивления паропрооницанию утепленных стен, позволяющие обеспечить влажность материалов утепленной кладки в процессе всего срока эксплуатации здания без превышения значений, установленных [11].

Как было отмечено ранее, накопление влаги в материалах стен является многофакторным физическим процессом, на который влияют как микроклимат в эксплуатируемых помещениях, так и климатические условия, в которых эксплуатируется здание [15; 16].

С учетом вышеизложенного, авторы публикации предлагают ввести термин «эксплуатационное сопротивление паропрооницанию утепленных стен». Этому термину соответствует следующее определение. Сопротивление паропрооницанию утепленных стен, обеспечивающее влажность материалов ограждающей конструкции в процессе всего срока эксплуатации здания, без превышения значений, установленных [11].

Очевидно, что конкретные численные значения эксплуатационного сопротивления паропрооницанию утепленных стен можно рекомендовать только для зданий, ограждающие конструкции которых в течение всего срока эксплуатации подвержены идентичным климатическим воздействиям и имеют аналогичные характеристики микроклимата в помещениях.

Для определения конкретных численных значений эксплуатационного сопротивления паропрооницанию, которые можно рекомендовать при проектировании утепленных стен, предлагается следующая методика.

В качестве базового значения сопротивления паропрооницанию предлагается принять конструкцию не утепленной кирпичной кладки толщиной 510 мм, состоящую: внутренняя верста 380 мм – щелевой кирпич; наружная верста 120 мм – силикатный кирпич; слой внутренней штукатурки – 25 мм. Сопротивление паропрооницанию такой стены составляет $R_n = 3,7 \text{ м}^2 \times \text{ч} \times \text{Па} / \text{кг}$. Практика эксплуатации жилых зданий с не утепленными стенами и оконным заполнением из двухстворчатых деревянных рам показала, что микроклимат (влажность воздуха) в помещениях соответствовал санитарным нормам без устройства механической вентиляции.

Выполненные для проведения сравнительного анализа расчеты сопротивления паропрооницанию конструктивных решений утепленных кирпичных стен дали следующие результаты:

- стена толщиной 510 мм (380 мм – щелевой кирпич + 120 мм силикатный кирпич + слой штукатурки + 100 мм ПСБС), $R_n = 5,2 \text{ м}^2 \times \text{ч} \times \text{Па} / \text{кг}$;
- стена толщиной 510 мм (380 мм – щелевой кирпич + 120 мм силикатный кирпич + слой штукатурки + 100 мм минвата «Белтеп»), $R_n = 3,9 \text{ м}^2 \times \text{ч} \times \text{Па} / \text{кг}$.

Следовательно, основной причиной столь значительного увлажнения материалов, составляющих наружное кирпичное стеновое ограждение, утепленное ПСБС, является фактическое сопротивление паропрооницанию конструкции стены в целом равное: $R_{n \text{ факт.}} = 5,2 \text{ м}^2 \times \text{ч} \times \text{Па} / \text{кг}$. Для сравнения: для аналогичной по теплотехническим характеристикам и конструктивному решению кирпичной стены, утепленной минераловатными плитами, $R_{n \text{ минвата}} = 3,9 \text{ м}^2 \times \text{ч} \times \text{Па} / \text{кг}$, что в 1,3 раза меньше, чем утепленная ПСБС.

Заключение. Анализ результатов выполненных исследований по оценке эксплуатационных характеристик тепловой изоляции стен, утепленных способом легкая штукатурная система, публикации, подтверждающие снижение теплозащитных качеств полимеров (плитный пенополистирол) в результате их длительной эксплуатации [11–17], позволяют сделать следующие выводы.

1. Для обеспечения требуемых теплотехнических характеристик утепленных стен кирпичных жилых зданий на протяжении всего периода эксплуатации без устройства систем механической вентиляции сопротивление паропрооницанию утепленного наружного стенового ограждения для климатического района Республики Беларусь должно соответствовать следующему требованию: $R_n \leq 3,7 \text{ м}^2 \times \text{ч} \times \text{Па} / \text{кг}$.

2. При проектировании утепленных наружных стен жилых кирпичных зданий для обеспечения влажности материалов кладки в процессе всего срока эксплуатации здания, без превышения значений, установленных [11], рекомендуется:

- для уменьшения толщины кирпичной кладки выполнять ее из полнотелого керамического кирпича на цементном растворе с учетом расчетов, выполненных согласно [17];
- в качестве утеплителя применять плитные материалы, коэффициент паропроницаемости (μ) которых при расчетной толщине слоя теплоизоляции по теплотехническим требованиям позволяет обеспечить сопротивление паропроницанию утепленного наружного стенового ограждения не выше $3,7 \text{ м}^2 \times \text{ч} \times \text{Па} / \text{мг}$.

ЛИТЕРАТУРА

1. О мерах по повышению эффективности эксплуатации жилищного фонда, объектов коммунального и социально-культурного назначения и защите прав потребителей коммунальных услуг : постановление Совета Министров Респ. Беларусь, 17 янв. 2003 г., №45 // Национальный реестр правовых актов Респ. Беларусь. – 2003. – № 5/11814.
2. Типовая техническая карта по устройству тепловой изоляции наружных стен зданий методом «Термошуба» : утв. Минстройархитектуры.
3. Черноиван, В.Н. Техническое состояние конструктивных слоев утепленных наружных стен эксплуатируемых зданий / В.Н. Черноиван, В.Г. Новосельцев, Н.В. Черноиван // Промышленное и гражданское строительство. – 2014. – № 4. – С. 48–51.
4. Пастушков, П.П. Натурные исследования теплофизических характеристик теплоизоляционных материалов в составе фасадных систем / П.П. Пастушков, Н.В. Павленко, А.В. Жеребцов // Промышленное и гражданское строительство. – 2019. – № 12. – С. 56–60.
5. Крышов, С.И. Проблемы экспертной оценки тепловой защиты зданий / С.И. Крышов, И.С. Курилюк // Жилищное строительство. – 2016. – № 7. – С. 3–5.
6. Ярцев, В.П. Влияние внешних воздействий на теплофизические и длительные механические свойства минераловатных плит / В.П. Ярцев, А.А. Мамонтов, С.А. Мамонтов // Вопросы современной науки и практики. – 2014. – № 1 (50). – С. 125–134.
7. Тепловая изоляция зданий и сооружений : СП 3.02-01-2020 : утв. постановлением М-ва архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь 06.10.20 № 61. – Минск : Минстройархитектуры, 2020. – 45 с.
8. Монастырев, П.В. Технология устройства дополнительной теплозащиты стен жилых зданий : учеб. пособие / П.В. Монастырев. – М. : АСВ, 2002. – 160 с.
9. Цветков, А.К. Исследование влияния температурно-влажностных воздействий на изменение внутренних напряжений в клееных деревянных конструкциях : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / А.К. Цветков. – М., 1977. – 163 л.
10. Ананьев, А.А. Долговечность и теплозащитное качество наружных ограждающих конструкций, утепленных пенополистиролом / А.А. Ананьев, А.И. Ананьев, Т.Н. Голева // Актуальные проблемы строительной теплофизики : материалы VII научно-практической конференции / НИИСФ. – М., 2002. – С. 15–18.
11. Строительная теплотехника. Строительные нормы проектирования : СП 2.04-01-2020 : утв. постановлением М-ва архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь 18.11.20 № 93. – Минск : Минстройархитектуры, 2020. – 72 с.
12. Кирпич и камни керамические и силикатные. Методы определения водопоглощения и контроля морозостойкости : ГОСТ 7025. – Взамен ГОСТ 7025-78, ГОСТ 6427-75 ; введ. 01.07.91. – М. : Гос. строит. комитет СССР, 1991. – 17 с.
13. Материалы и изделия строительные теплоизоляционные. Методы испытаний : ГОСТ 17177-94. – Взамен ГОСТ 17177-87 ; введ. 01.04.96. – Минск : Минстройархитектуры, 1996. – 56 с.
14. Фокин, К.Ф. Строительная теплотехника ограждающих частей зданий / К.Ф. Фокин ; под ред. Ю.А. Табунщикова, В.Г. Гагарина. – 5-е изд., пересм. – М. : АВОК-ПРЕСС, 2006. – 256 с.
15. Васильев, Б.Ф. Натурные исследования температурно-влажностного режима жилых зданий / Б.Ф. Васильев. – М. : Госстройиздат, 1957. – 210 с.
16. Гагарин, В.Г. Сорбция водяного пара материалами минераловатных изделий современного производства / В.Г. Гагарин, П.П. Пастушков // Строительные материалы. – 2019. – № 6. – С. 40–43.
17. Каменные и армокаменные конструкции : СП 5.02-01-2021 : утв. постановлением М-ва архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь 01.04.21 № 28. – Минск : Минстройархитектуры, 2021. – 115 с.

Поступила 22.09.2021

ASSESSMENT OF THE INFLUENCE OF THE THERMAL INSULATION LAYER MATERIAL ON THE PERFORMANCE CHARACTERISTICS OF INSULATED BRICKWORK

V. CHERNOIVAN, N. CHERNOIVAN, V. NOVOSSELCEV, A. TORHOVA

The results of field studies of the technical condition of insulated brick walls of used residential buildings are presented. Analysis of the results of the research made it possible to conclude that after 5–8 years of operation of residential buildings, the heat transfer resistance of external insulated walls decreases. The most significant reduction in thermal characteristics occurs when using a plate PFEP. It is established that the main reason for this is a significant moisture content of the materials included in the insulated brickwork. Analysis of the research results allows us to conclude that the main factors that have a significant impact on the dynamics of moisture accumulation in wall materials are: the coefficient of permeability of the wall structure by air vapor and the thickness of its cross-section. Based on the results of the research, recommendations are given to ensure the thermal characteristics of insulated brick walls of residential buildings in use.

Keywords: thermal insulation, brick wall, residential building, vapor permeability resistance, heat transfer resistance.

УДК 711.4

МИКРОРАЙОННАЯ СИСТЕМА ФОРМИРОВАНИЯ НОВОПОЛОЦКА: ПЛЮСЫ, МИНУСЫ, ТЕНДЕНЦИИ

доц. **М.М. ШЛЕЙМОВИЧ**
(Полоцкий государственный университет)

Затрагиваются актуальные вопросы формирования структурно-планировочных элементов жилой застройки на примере г. Новополоцка. Анализируются проектные решения отдельных микрорайонов и их реализация, а также тенденции создания новых планировочных единиц в Беларуси. Исследование имеет цель обратить внимание на положительные и отрицательные стороны микрорайонного построения жилых образований и охарактеризовать современные и перспективные приемы застройки.

Ключевые слова: микрорайон, застройка, проект, планировка, квартал, жилое здание.

Введение. Как известно, пришедшая на смену кварталу и созданная в США новая система планировки жилого образования – микрорайон – утвердилась в градостроительной практике к середине XIX века. В двухтомнике А.В. Бунина и Т.Ф. Саваренской «История градостроительного искусства» утверждается, что «в результате напряженной работы, используя прогрессивный советский опыт, архитекторы Запада создали целую вереницу и теперь еще применяемых типов застройки. ...Они полагали, что одной из ключевых проблем планировки крупного города является *правильная* (по их мнению) *организация жизни и быта населения, проживающего внутри территорий, ограниченных городскими магистральями*. Под общим руководством крупнейшего английского теоретика градостроительного дела Томаса Адамса американский планировщик Кларенс Артур Перри первым разработал теорию жилого микрорайона применительно к условиям Нью-Йорка и его окрестностей. В основу организации микрорайона были положены «интересы семейного быта и в первую очередь желание избавить детей школьного возраста от необходимости ежедневно пересекать напряженные транспортные потоки на улицах. ...Центральное расположение школы аргументировалось еще и тем, что школьные здания помимо своего основного назначения выполняли еще и разнообразные общественные функции. Так, в помещениях школ нередко проводились избирательные компании и политические собрания, читались лекции для взрослых, велась многообразная работа в кружках. ...Что же касается магазинов и других предприятий бытового обслуживания, то их размещали вдоль внешних обходных магистралей и у оживленных уличных перекрестков» [2]. Эти размышления были подхвачены в СССР, когда развернулось массовое жилищное строительство, именно такое представление о жилом образовании хорошо вписывалось в социалистическую плановую систему хозяйствования.

Послевоенное создание нового города, каким является Новополоцк, как раз пришлось на время внедрения микрорайона как основного структурного элемента застройки селитебной части поселений. К настоящему времени в Новополоцке построено 10 микрорайонов (рисунк 1). Каждый из них имеет свою специфику, характерную для определенного периода развития проектного дела и строительства в стране, зависящую, в частности, от состояния технической базы строительного треста, осуществляющего жилищное строительство в городе. Так, сооружение начиналось с жилых домов со стенами из кирпичной кладки. Когда был введен в эксплуатацию цех крупнопанельного домостроения завода железобетонных изделий, город заполнился пятиэтажными жилыми домами. Когда на заводе были внедрены в производство девятиэтажные крупнопанельные здания соответственно город перешел на застройку преимущественно этими жилыми домами. Причем на первых этапах строительства город имел ограниченную номенклатуру типовых зданий. Градостроительная маневренность жилой застройки претерпела изменения, когда в начале 1970-х годов проектировщиками была разработана система блок-секционного строительства, в городе, одним из первых в стране, в строительстве стали применяться разнообразные приемы формообразования и группировки зданий, использоваться различные способы соединения и блокировки жилых домов.



Ц – центры жилых районов; П – Пионерный; В – микрорайон малоэтажной застройки «Восточный»

Рисунок 1. – Схема Новополоцка с разбивкой на жилые районы и микрорайоны

Примеры микрорайонов Новополоцка. Наиболее характерными образцами для рассмотрения положительных и отрицательных сторон организации жилых образований являются микрорайоны № 1, 6 и 8, разработанные и реализованные в разные периоды формирования Новополоцка.

Микрорайон № 1. После застройки двух кварталов временного городка строителей, витебские проектировщики приступили к проектированию микрорайона № 1. Проект самого первого микрорайона города был разработан в Витебском «Облпроекте» (автор Я.Л. Линевиц) и одобрен на заседании Госстроя БССР в январе 1960 г. В июне иллюстративный материал демонстрировался в Москве на Всесоюзном совещании по градостроительству, а затем на Выставке достижений народного хозяйства (ВДНХ СССР). В журнале «Архитектура СССР» (№ 7, 1960 г.) было опубликовано фото макета проекта застройки с аннотацией (рисунок 2).

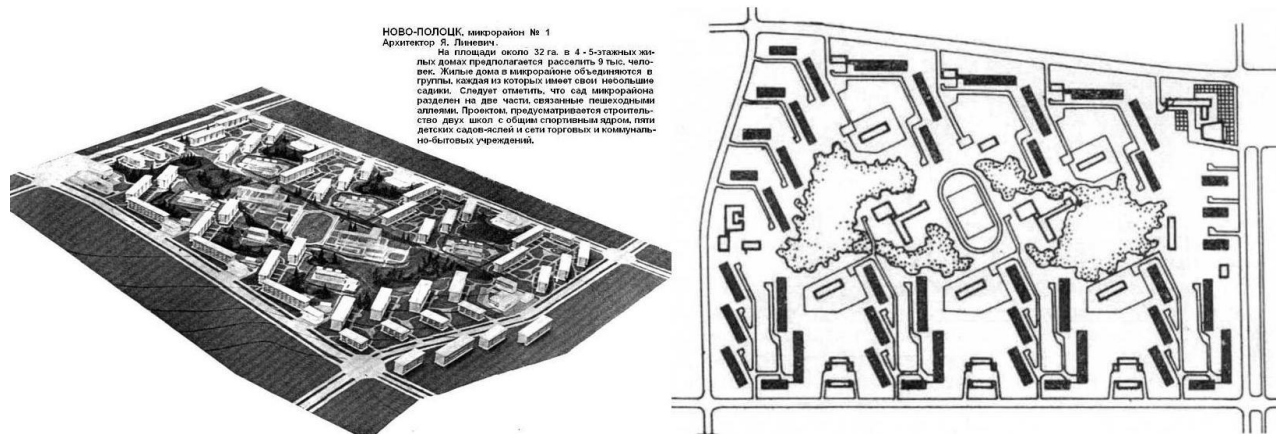


Рисунок 2. – Макет и первоначальная схема планировки микрорайона № 1

Среди прогрессивных для того времени решений, проектом предусматривалось разделение микрорайона на участки жилой и нежилой территории, все объекты обслуживания размещались в отдельно стоящих зданиях при полном отсутствии помещений, встроенных в первые этажи жилых домов. Центральная часть участка была занята большими зелеными массивами внутримикрорайонного сада, вокруг которого располагались 5 детских садов-яслей по 140 мест и 2 школы по 640 мест с совмещенным спортивным ядром. Предусматривалась тупиковая система подъездов ко всем зданиям, что исключало транзитное движение транспорта через микрорайон [7].

Архитекторы совместно со специалистами-смежниками продумали экономную схему прокладки инженерных сетей по технической полосе в серединной части микрорайона с ответвлениями к каждой жилой группе. Новаторство, наряду с положительным эффектом, при сооружении микрорайона невольно поспособствовало одному из главных отступлений от проекта застройки. Строители для сооружения инженерных сетей проложили «временный» сквозной проезд в серединной части микрорайона, который сохранили, образовав улицу, впоследствии названную Школьной. В последующем вносились и другие изменения проекта: было допущено размещение дополнительных предприятий торговли и бытового обслуживания населения на первых этажах, вместо отдельно стоящих предприятий обслуживания по улице Блохина были возведены жилые дома разнообразных типов из различных материалов, что привело к потере запроектированного архитектурного облика улицы (рисунок 3).

Застройка микрорайона началась в 1961 году и продолжалась более 4 лет.

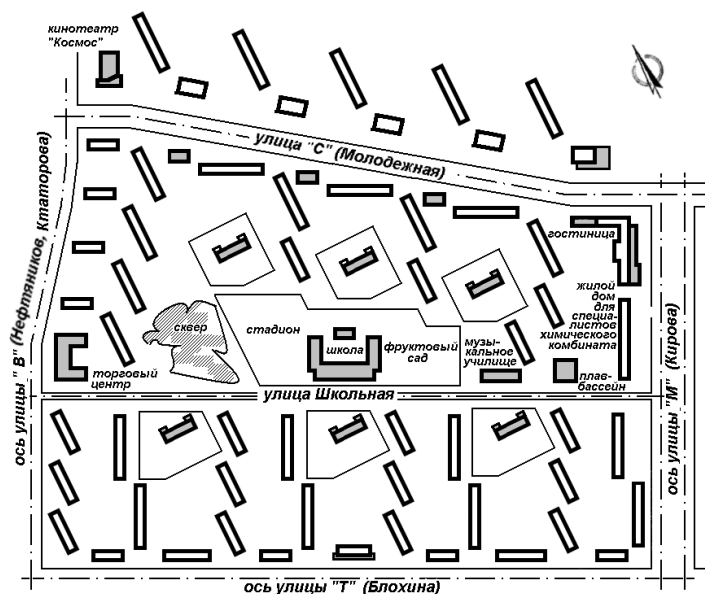
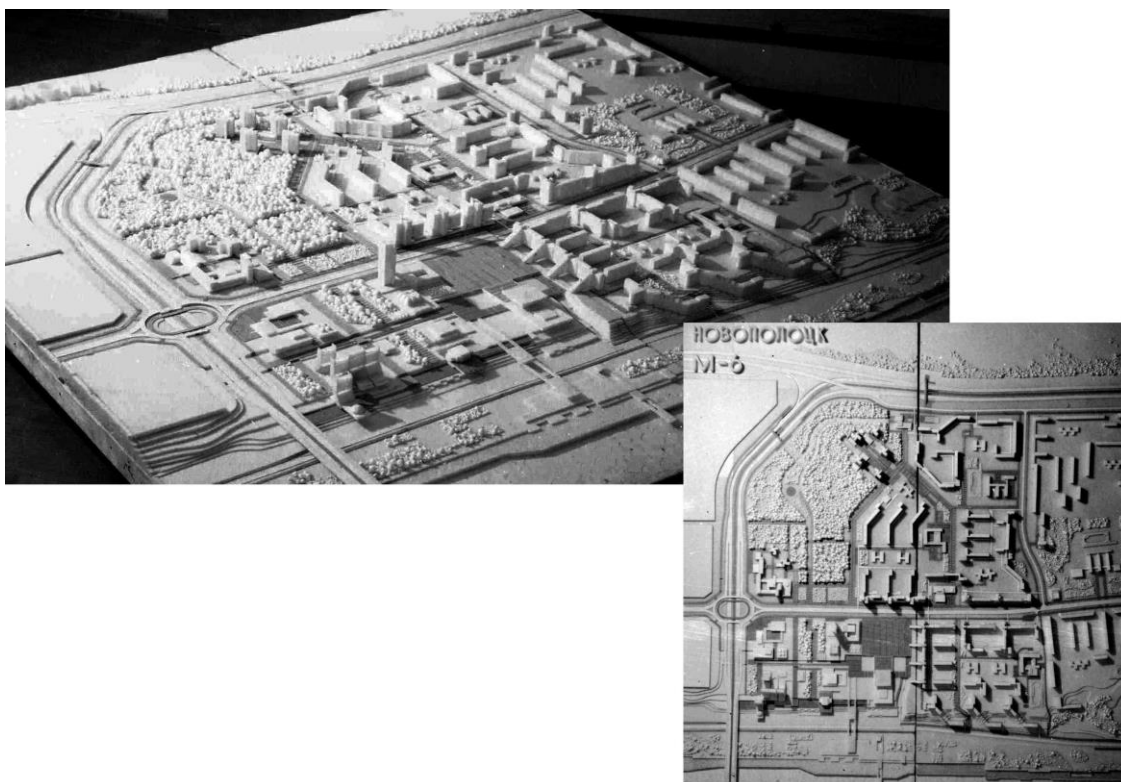


Рисунок 3. – Схема планировки микрорайона № 1 после завершения строительства

Микрорайон № 6. Последующие микрорайоны города также после первоначального проектирования претерпевали существенные корректировки. Так, наибольшие метаморфозы происходили с микрорайоном № 6, проектирование которого велось в семидесятые годы.

За разработку проекта застройки взялся только что организованный в Белоруссии Минский филиал ЦНИИП градостроительства. Амбициозные планы столичного проектного института вылились в технорабочий проект (авторы проекта Н.Т. Гордиенко, Г.Ф. Пальчевская), где на земельном участке общей площадью в 66 гектар, разделенном улицей Молодежной на две части, было запроектировано жилое образование, рассчитанное на проживание около 25 тысяч человек. Проект разрабатывался в тесной координации с расположенным рядом центром жилого района и прилегающим микрорайоном. Предусматривалась рациональная организация жилых групп, удобные пешеходные связи между ними и объектами обслуживания. Планировалось строительство, в основном, 9-этажных домов, частично 5, 14 и 16-этажных, серии, специально разработанной специалистами института совместно с Новополоцким заводом железобетонных изделий треста № 16 «Нефтестрой» на базе выпускаемой типовой серии крупнопанельных зданий 1-464Д и получившей аббревиатуру 1-464ДН (Новополоцкая) (рисунок 4).

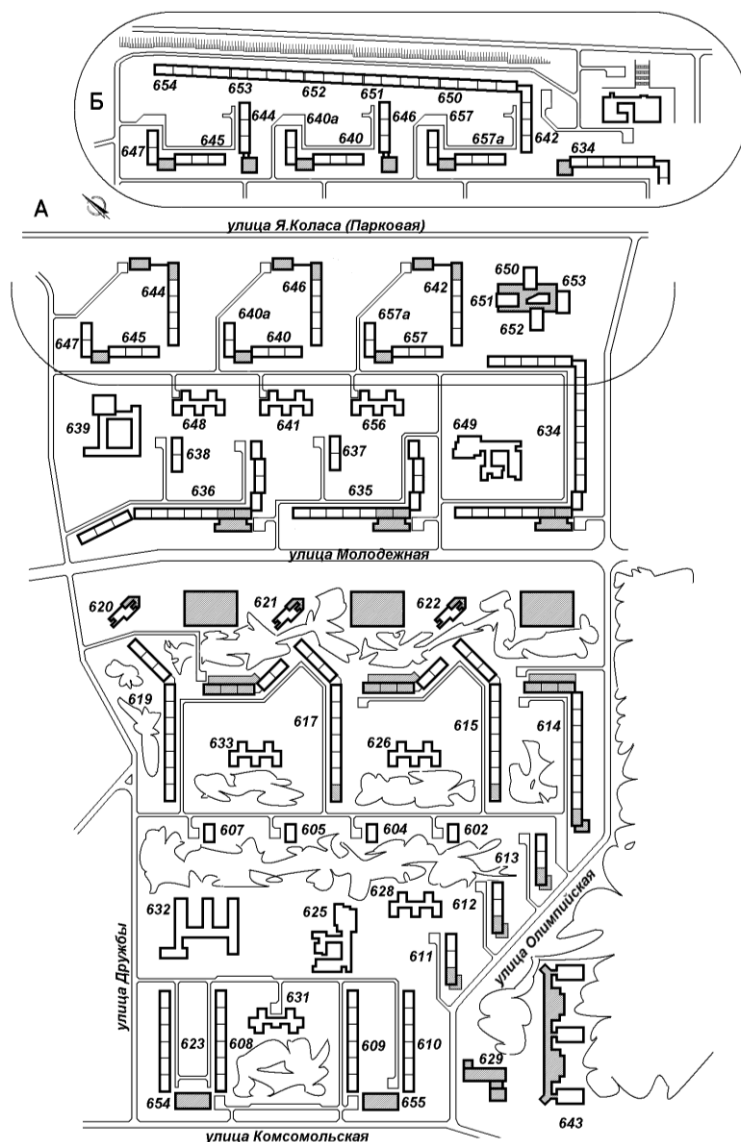


**Рисунок 4. – БелНИИП градостроительства (Минск – Новополоцк), 1976 г.
Макет первоначального варианта проекта застройки микрорайона № 6**

Проектировщики оказались в деликатном положении. С одной стороны, в головном проектном институте в Москве настаивали на еще большем усложнении планировочного решения микрорайона. С другой, строительный трест № 16 «Нефтестрой», которому поручили реализацию проекта, категорически отказывался в приемке документации к производству из-за неподготовленности завода железобетонных изделий к выпуску сложных модифицированных жилых домов на основе блок-секций серии 1-464ДН и настаивал на изменении проектного решения.

Верх одержали строители. Проект застройки микрорайона был полностью переработан. Его разрабатывали в новополоцкой архитектурной мастерской, уже в составе организованного на базе московского филиала проектного института БелНИИП градостроительства, под руководством директора Ю.В. Шпита (в состав авторского коллектива также вошли архитекторы А.В. Ващенко, Н.Н. Лиховидова, А.И. Машутин, В.А. Сопот, Т.С. Страшнова) [7].

В последнем проекте (1976–1977 гг.) были откорректированы красные линии прилегающих улиц, и за счет уменьшения земельного участка общественного центра жилого района увеличена жилая территория. Практически это было два микрорайона, разделенные магистральной улицей, с разной плотностью застройки, но примерно равным количеством жителей, каждый со своими школами, детсадами-яслями, учреждениями торговли и бытового обслуживания. Северная часть с более плотной застройкой, примыкающая к двухсотметровой полосе прибрежных зеленых насаждений с рекой, занимала 27 га, южная (39 га) включала сохранение части лесных массивов, находящихся на застраиваемой территории (рисунок 5).



А – утвержденный вариант; Б – корректировка северной части микрорайона

Рисунок 5. – Микрорайон № 6. Схема планировки

В последние годы строительства, также по настоянию строителей, была перепроектирована северная часть микрорайона: спускающиеся по косогору жилые дома заменены на сверхдлинный жилой дом вдоль верхней бровки реки.

Микрорайон № 6 начал строиться уже во время проектирования в 1974 году. Его сооружение затянулось на долгие 12 лет.

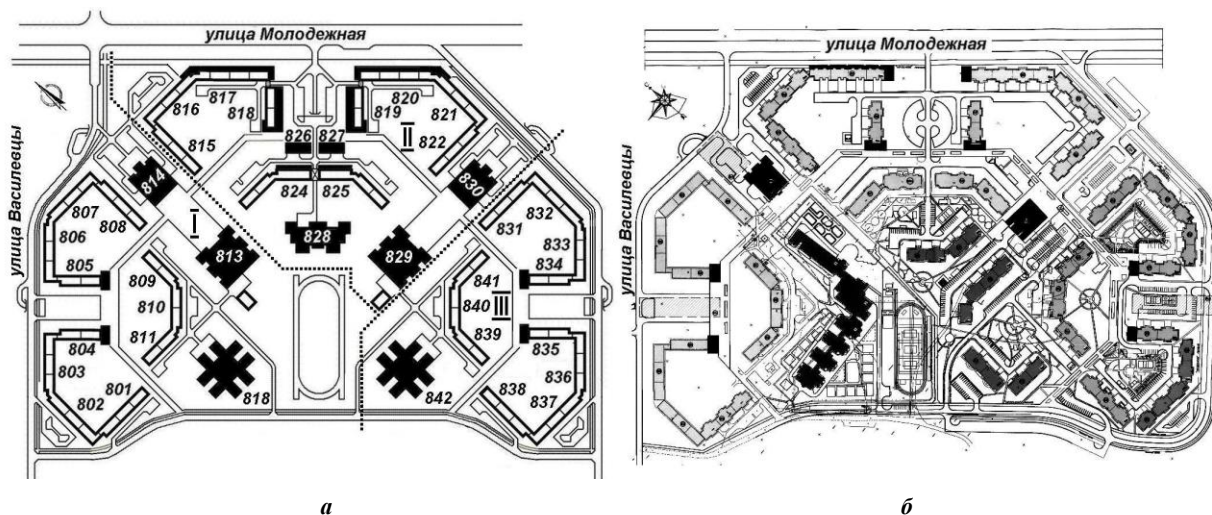
Микрорайон № 8. Проектирование микрорайона на территории вдоль улицы Молодежной площадью 26 га было завершено в 1987 году. Вариант, предложенный авторами (арх. А.А. Вольнец, А.Т. Коротков, М.М. Шлеймович, при участии арх. А.С. Колесник, Н.В. Царик), объединял три компактные полузамкнутые группы 10-этажных жилых домов (рисунок 6). Внутренняя пешеходная аллея с велосипедной дорожкой проектировалась вдоль полуоткрытых дворов, объектов обслуживания, общеобразовательных школ и детских садов-яслей, насыщалась площадками для игр детей и физкультурно-оздоровительным оборудованием.

В центральной части микрорайона как продолжение складывающегося линейного центра города рядом с остановкой общественного транспорта формировалась площадь с развитым обслуживанием. Эту небольшую площадь ограничивали одно- и двухэтажные отдельно стоящие здания и занимающие все первые этажи жилых домов встроенно-пристроенные помещения предприятий и учреждений.

Транспортное обслуживание проектировалось без попадания автотранспорта во двory жилых групп, кроме машин экстренных служб и для вывоза бытовых отходов. Для связи между уличной сетью и жилыми дворами в каждой блок-секции предусматривался сквозной проход. Автопарковки концентрировались по периметру микрорайона вдоль жилых улиц и в пяти специально выделенных зонах, непосредственно примыкающих к улицам и предприятиям обслуживания. Под ними предусматривалось разместить дополнительно стоянки на 300 машиномест в подземном уровне [7].

Сооружение микрорайона пришлось на сложный переходный период девяностых и двухтысячных годов и продолжалось около 20 лет. За столь длительное время планировочное решение претерпело многие изменения. Жилые здания, повторяя контуры первоначального замысла, начали строить с небольшим разрывом, так как производство угловых блок-секций было прекращено. Не удалось построить большинство встроено-пристроенных объектов торговли и бытового обслуживания. Запроектированная парадная площадь в центре по улице Молодежной из-за отсутствия соответствующего обустройства, до сих пор производит впечатление пустыря.

В последующем проекте уплотнения, на месте одной из общеобразовательных школ и детского сада-яслей, было запроектировано объединенное учреждение начальной школы с детским садом. На участках второй школы и двух запроектированных детских садов-яслей были построены жилые здания.



а – утвержденный вариант; б – корректировка микрорайона
Рисунок 6. – Микрорайон № 8. Схема планировки

Заключение. В итоге исследования завершённых строительством отдельных микрорайонов Новополоцка можно сделать вывод как о положительных, так и об отрицательных качествах их планировочных решений и, главное, о результатах их реализации.

Среди положительных, прежде всего, следует отметить, что продемонстрированные модели микрорайонов на каком-то этапе отвечали требованиям общества. Микрорайон № 1 воплощал развернувшееся как раз в годы начала строительства нефтеперерабатывающего завода массовое жилищное строительство, когда наблюдалось резкое увеличение количества сооружаемых жилых домов для посемейного заселения, и одновременно велась настоящая борьба за снижение их стоимости. Как отмечалось, «послевоенное общество занимало довольно однородное социальное положение. Потребности также были сnivelированы. ...Строительство одинаковых домов, однотипных квартир считалось как бы само собой разумеющимся. Предложения архитекторов по свободной планировке городских районов с ритмичными рядами жилых зданий восторженно воспринимались жителями» [3]. Более того, организация микрорайона, как и задумывали ее авторы, действительно соответствовала основам жизни советских семей (большая часть состоящих в браке, обоих работающих вне дома и имеющих детей) и их удовлетворяло наличие объектов обслуживания, школы и детских яслей-садов, общественного транспорта в непосредственной близости от дома.

Микрорайоны № 6 и 8 возводились в период расцвета советского крупнопанельного домостроения, здания принципиально новой «открытой системы», при которой выпускались детали не многосекционных домов, а их отдельные односекционные блок-секции, из которых можно было собирать многообразные типы жилых зданий. Это и другие передовые решения того времени позволили усовершенствовать структурное построение микрорайонов, создать комплексную жилую среду. По крайней мере последние социально-архитектурные исследования комфортности жилых образований, которые проводились в Минске для близких по планировочному решению построенных в советское время микрорайонов, показывали отсутствие «полностью отрицательных оценок» [5]. Комфортность подтверждается и сравнительно удобной для жизни плотностью населения исследованных микрорайонов. Так, пересчитанная с учетом средней обеспеченности населения жильем на перспективу в 30 м²/чел плотность застройки микрорайона № 1 составляет 84 чел/га, микрорайона № 6 – 113 чел/га, а микрорайона № 8 – 140 чел/га. Довольно небольшие значения плотности указывают на создание достаточно разреженного, благоприятного для проживания пространства в исследуемых микрорайонах.

Со временем вместе с решением социальных вопросов застройка микрорайонов все более попадала под диктат экономических возможностей. Финансовые учреждения и строительные организации активно вмешивались в процессы проектирования, в том числе для уменьшения затрат на производство. Среди отрицательных явлений следует отметить главное, то, что хорошо продуманные планы микрорайонов Новополоцка реализовывались лишь фрагментарно. Все городские микрорайоны претерпевали значительные корректировки проектных решений. В городе лишь один, микрорайон № 7, удалось воплотить по первоначальному замыслу.

Существенные ошибки при этом делались и проектными организациями. Стремление проектировщиков при небольших объемах ежегодного строительства проектировать слишком крупные по территориям планировочные единицы со значительным жилищным фондом создавало условия, при которых возведение микрорайонов растягивалось на многие годы. Первичные проекты устаревали во время длительного строительства и объективно требовали внесения многочисленных изменений качественного и количественного характера.

К настоящему времени современные урбанистические реалии изменяют «технологии жизни», тем самым подталкивая архитекторов к работе над иной организацией жилых образований, отвечающих новому укладу.

Прежде всего, автомобилизация. Ее уровень постепенно трансформировал понятия затрат времени и условий доступности мест тяготения (работы, отдыха, объектов общественного обслуживания и окружающей природной среды). Создались проблемы развития, обновления и совершенствования уличной сети для передвижения автотранспорта. Парковка и хранение стали настолько затруднительными, что постепенно все явственней замечается парадокс, а личный автомобиль становится крайне неэффективным в условиях города.

Во многом повлияли на образ жизни населения и, соответственно, градостроительное мышление изменения в обществе и экономике. Радикальной трансформации подвергся советский менталитет, институт семьи. Современная модель благополучного развития усложнилась увеличением неполных семей, одиночек, бездетных пар. Вместе с экономическими преобразованиями изменился быт населения, жилище приватизировано или приобретает в собственность. Сфера обслуживания переходит в частные руки, коммерческая и социальная активность закрепляется на уличной сети, как следствие, вместо традиционной трехступенчатой структуры обслуживания формируется двухступенчатая: один из уровней в шаговой доступности, другой – на городском пространстве.

Изменились взгляды на ранее принятые проектные решения застройки. Главным недостатком стала признаваться свободная планировка, создавшая размытую в границах территорию без ясно расчлененного пространства. Специалистами стал замечаться «кризис рациональности в градостроительстве, отчужденность населения от среды обитания» [6]. Выдвигается задача четко дифференцировать пространство на общедоступные и закрытые (частные) [1].

Однако микрорайон в качестве планировочной единицы живет и достаточно приспособлен и удобен для всех категорий населения [1]. Даже в крупнейших городах на постсоветском пространстве, в том числе Москве, до сих пор в жилищном строительстве главенствует микрорайон. Более того, отечественные технические нормативные правовые акты, как и близкие к нам «российские нормативы и правила написаны под микрорайонную застройку» [4].

Тем не менее, появилось мнение о необходимости ухода от микрорайона как «рудимента планового хозяйства» [8]. Перемены в отношении к жилой среде, происходящая смена структуры жилищного строительства активизируют стремление к поиску новых планировочных решений.

Одна из тенденций провозглашалась в Новой Афинской хартии, принятой Европейским советом градостроителей в 2003 г., где утверждается, что «европейское градостроительство отказывается от микрорайонной структуры города в пользу кварталов...». Не новая идея получила поддержку с учетом мнения, что «сегодня города развиваются вокруг удобного общественного транспорта, компактных районов, пешеходных и велосипедных связей» [4]. Некоторые исследователи даже стали признавать, что «вернулся квартальный тип планировки как наиболее рациональный способ организации пространства». Однако кроме деклараций и некоторых отдельных построек, проектирование кварталов как массовое явление не наблюдается.

А вот стремление приспособить микрорайон к новой «технологии жизни» отмечается. Не так давно по поручению Министерства архитектуры и строительства РБ в БелНИИГрадостроительства подготовили «альтернативный способ планирования территории» – модуль жилого района. Как расценили авторы проекта свое предложение – «это попытка по-новому взглянуть на организацию жилой среды» [8]. По сути, применен тот же «микрорайонный принцип (низкая плотность улиц с шагом 500–1000 метров) с пресловутым функциональным зонированием [4]. Межучастное пространство разделено на: 1) сугубо жилое; 2) для размещения общеобразовательной школы и дошкольного учреждения; 3) для торгового объекта; 4) общественное с возможностью универсального использования для рекреационной или деловой функции. Таким образом, новая жилая единица ничем не отличается от микрорайона по набору планировочных элементов.

При этом существенной трансформацией является ввод в жилую среду системы транспортных путей более высокой категории. Территория площадью 15–20 га по периметру будет ограничена магистральными улицами районного значения, а внутри разделена жилыми улицами (вместо проездов – жилые улицы).

Пока в эскизах планируются ограничения по этажности, компоновка жилых групп из соседств в форме полузакрытых жилых дворов. Такая зарегулированность чревата получением того же однообразия, как некогда созданное «хрущевскими черемухами» из-за бесчисленного повторения определенного приема планировки. В предложениях явно недоучитывается распространенность в Беларуси модернизированных крупнопанельных производств много- и повышенной этажности, до сих пор являющихся основой жилищного строительства многих городов страны. Уже проявляются будущие параметры нового структурно-планировочного элемента, и все предложения по разработке нового модуля жилого района окончательно готовятся закрепить в методических рекомендациях.

В недавней истории советского градостроительства уже был прецедент создания нового элемента расселения (НЭР), поэтому современное повторение попыток поиска других, более гибких планировочных структур следует только приветствовать.

ЛИТЕРАТУРА

1. Бокова, А. Формируя городскую ткань: Будущее жилой единицы // А. Бокова / Проект Россия. – 2009. – № 52. – С. 68.
2. Бунин, А.В. История градостроительного искусства : в 2 т. / А.В. Бунин, Т.Ф. Саваренская. – М : Стройиздат, 1971. – 2 т.
3. Гутнов, А.Э. Мир архитектуры: лицо города / А.Э. Гутнов. – М. : Мол. Гвардия, 1985. – 351 с.
4. Принципы формирования жилой среды: район, квартал, дом [Электронный ресурс]. URL: <http://archspeech.com/image/uploads/file/principles-ostozhenka-kortros.pdf>.
5. Таберко, К. Градостроительные условия комфортности многоквартирных жилых образований в г. Минске / К. Таберко, К. Хачатрянц // Архитектура и стр-во. – 2011. – № 2 (220) [Электронный ресурс]. URL: <http://ais.by/story/12634>.
6. Тарасова, Л.Г. Смена парадигм в развитии теории и практики градостроительства / Л.Г. Тарасова // Архитектура и стр-во России. – 2009. – № 3. – С. 28–37.
7. Шлеймович, М.М. Новополоцк: год за годом (история, архитектура, строительство) / М.М. Шлеймович. – Минск : Беларусь, 2008. – 439 с.
8. Жизнь в модуле: архитекторы придумали альтернативу микрорайонам, чтобы спасти дворы от машин Новые подходы к застройке городов: многофункциональный модуль жилого района [Электронный ресурс]. URL: <https://realt.onliner.by/2014/04/22/modul>.

Поступила 08.11.2021

MICRODISTRICT FORMATION SYSTEM OF NOVOPOLOTSK: PROS, CONS, TRENDS

M. SHLEIMOVICH

The article touches upon topical issues of the formation of structural and planning elements of residential development on the example of the city of Novopolotsk. Design solutions of individual microdistricts and their implementation are analyzed, as well as trends in the creation of new planning units in Belarus. The research aims to draw attention to the positive and negative aspects of the microdistrict construction of residential formations and to characterize modern and promising building methods.

Keywords: *microdistrict, development, project, layout, quarter, residential building.*

УДК 628.16

**ОСНОВНЫЕ ПУТИ И РЕШЕНИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ СИСТЕМ ВОДОПОДГОТОВКИ
МАЛЫХ НАСЕЛЕННЫХ ПУНКТОВ В РЕСПУБЛИКЕ БЕЛАРУСЬ***канд. техн. наук, доц. В.Д. ЮЩЕНКО, Е.С. ВЕЛЮГО**(Полоцкий государственный университет)**Е.И. РАШКЕВИЧ, В.П. ПРОСОЛОВ**(Витебское областное коммунальное унитарное предприятие
водопроводно-канализационного хозяйства «Витебскоблводоканал»)**С.В. СЕДЛУХА**(Общество с ограниченной ответственностью «ЗападВодСтрой», Витебск)*

В статье описываются геохимические процессы, особенности формирования и миграции железа, марганца, азотосодержащих веществ в подземных водах, а также природные и техногенные факторы загрязнения природных вод. Приведены методы и схемы очистки подземных вод. Авторами предложены варианты применения аэрационных методов обработки подземных вод при проектировании станций обезжелезивания.

Ключевые слова: *подземные воды, качество воды, методы обезжелезивания, аэрационные методы, проектирование станций водоподготовки.*

Введение. Водоснабжение малых населенных пунктов в Беларуси осуществляется с помощью скважинных водозаборов из подземных источников.

На начальном этапе выполнения проектных работ по станциям водоподготовки необходимо выполнить по источнику водоснабжения предварительные микробиологические, химические и физические исследования состава воды. В дальнейшем, на основании оценки качества обрабатываемой воды и нормативных документов [1], следует предварительно определить методы и сооружения водоподготовки с уточнением результатов инженерных изысканий, выполняемых непосредственно у подземного источника водоснабжения [2]. Для обеспечения потребителя водой необходимо применять такую технологию ее обработки, которая позволит достичь требуемых результатов.

Проблемой прямого использования подземных вод для хозяйственно-питьевых нужд является наличие в них повышенного содержания железа, а в некоторых случаях марганца, аммиака, нитритов и нитратов [3; 4].

Поскольку химический состав подземных вод не одинаковый, а также показатели водной среды, такие, как величины рН и окислительно-восстановительный потенциал Eh перечисленных загрязнений, имеют различное значение, то одновременное удаление их из воды является сложным процессом. Зная порядок и условия окисления, а также взаимное влияние всех видов загрязнений, возможно определить их последовательность удаления или снижения в водной среде.

Цель исследований – проведение анализа химического состава подземных вод и определение загрязняющих веществ, влияющих на процессы обезжелезивания и обезмарганцевания; описание путей поступления в подземные воды загрязняющих веществ; краткое рассмотрение основных методов и технологических схем удаления перечисленных загрязняющих веществ с подбором наиболее эффективного, желательного экономичного, метода водоподготовки для малых населенных пунктов с учетом опыта эксплуатации сооружений, работающих в аналогичных условиях.

Объект исследования – системы очистки подземных вод малых и средних населенных пунктов Республики Беларусь.

Предмет исследования – технологические процессы очистки воды от железа с сопутствующими загрязняющими веществами, такими как марганец, аммиак, нитриты и нитраты.

Основная часть. На первом этапе рассмотрим подземные воды, содержащие преимущественно высокие значения растворенного железа.

Основной источник поступления железа в водную среду – это процесс химической эрозии горных пород, который влечет за собой их механическое разрушение с последующим растворением. Содержащиеся в природных водах органические и минеральные вещества в следствие взаимодействия образуют разнообразие форм железа в растворенном, коллоидном или взвешенном виде.

Для железа характерны двухвалентные и трехвалентные формы соединений, которые присутствуют в воде с разной степенью окисления в растворенном либо нерастворенном состоянии. Трехвалентное железо является более сильным окислителем. Одними из факторов наличия той или иной формы железа являются значения водородного показателя и окислительно-восстановительного потенциала в воде. Баланс соединений железа находится в зависимости от значений рН, окислительно-восстановительного потенциала Eh. Гидроксиды и оксиды, растворенные органические и неорганические вещества природных вод, которые находятся в ионной форме, могут представлять собой соединения растворенного железа. При этом существует прямая зависимость: чем выше величины рН и Eh, тем меньше общее содержание растворенного двухвалентного железа.

Осаждению железа содействуют щелочные и окислительные условия, в то время как кислые и восстановительные – наоборот растворяют. Свободное железо быстро фиксируется в виде гидроксидов и оксидов, замещает магний и алюминий и образует комплексы с химическими лигандами.

Высокая концентрация железа прослеживается в болотах, где оно располагается в виде гуматов (соли гуминовых кислот).

Значение общего железа зависит от сезонных изменений. Как правило, в поверхностных источниках значительное повышение концентрации железа в придонных слоях происходит из-за застоя воды в зимний и летний период. Смешение водных масс в осенне-зимнее время сопутствует окислению двухвалентного железа в трехвалентное с последующим образованием гидроксида железа (III) [4]. Установлено, что в озера железо попадает с проточной водой, где с помощью кислорода окисляется вплоть до трехвалентного железа с последующим образованием в нейтральных или щелочных условиях нерастворимой формы $\text{Fe}(\text{OH})_3$, которая оседает на дно. Тут из-за полного отсутствия кислорода и присутствия биогенного углекислого газа трехвалентное железо восстанавливается до двухвалентного, растворимого в воде [3; 5].

Высокая концентрация растворенного железа наблюдается в подземных водах с невысокими значениями pH и низкими, даже отрицательными, Eh. Объясняется это низкой концентрацией кислорода в жидкости и отсутствием прямого или косвенного контакта с атмосферой. В подземной воде преобладающей формой содержания железа является бикарбонат закиси (двууглекислое железо – $\text{Fe}(\text{HCO}_3)_2$). Это соединение является малоустойчивым и превращается в гидрат закиси $\text{Fe}(\text{OH})_2$ в результате реакции гидролиза.

Причина накопления Fe^{2+} в подземной воде заключается в том, что уже в первом водоупоре слагаемых пород исчезает кислород, в то время как при нейтральных значениях величины pH уменьшается концентрация гидроксильных ионов OH^- , которые необходимы для осаждения гидрата закиси железа. При этом будет происходить увеличение концентрации CO_2 со снижением величины pH системы. При наличии кислорода воздуха закиси железа подвергаются полному окислению с последующим переходом в различные нерастворимые формы.

Для станций водоподготовки малой и средней производительности наиболее рентабельным и наиболее часто применяемым способом водоподготовки является безреагентный метод очистки воды от железа упрощенной аэрацией и фильтрованием на безнапорных или напорных фильтрах.

Метод обезжелезивания воды упрощенной либо интенсивной аэрацией является основным от любых соединений железа, которые присутствуют в природной воде при pH = 6...8, кроме его комплексной формы.

В условиях пониженного значения величины pH, характерного для болотных вод, протекают окислительные реакции дисульфида железа (минерал пирит) до его сульфата [3–5]:



При $\text{pH} > 3,5$ двухвалентное железо существует в водном растворе только в виде комплекса, постепенно переходящего в гидроксид.

В области нейтральных величин pH и значений $\text{Eh} > 100$ мВ под воздействием кислорода протекает окисление железа Fe^{2+} в Fe^{3+} :



Заключительной стадией процесса является реакция гидролиза, приводящая к образованию красно-бурого осадка гидроксида железа (Fe^{3+}):



При $\text{pH} > 8$ железо (Fe^{2+}) может существовать в виде аквакомплекса, претерпевая окисление через стадию образования железа (Fe^{3+}):



Но основной формой при высоких значениях pH все же является $\text{Fe}(\text{OH})_3$.

В подземных водах марганец зачастую содержится совместно с железом, хотя количество его значительно ниже. Поэтому если вода содержит железо, то с большей вероятностью там находится и марганец. Но не наоборот. Марганец может присутствовать в воде и без содержания железа. Когда подземные воды выходят на поверхность, где происходит контакт с воздухом, нарушаются равновесные состояния растворенных веществ. В результате удаления углекислоты и поглощения кислорода происходит распад бикарбонатов и повышение pH воды.

Марганец по распространенности среди других элементов занимает четырнадцатое место. Нечасто встречается в чистом виде, зато входит в состав большого числа минералов. Некоторые кислые и железистые руды также содержат марганец.

В природе химический элемент марганец мало распространен. Он содержится в почве, воде, растениях, в организме людей и животных. В воду марганец попадает из минералов, а также от разложившихся животных и сине-зеленых растений, содержащихся в воде. В подземные источники большое содержание солей марганца поступает вымыванием из почвы [7]. Марганец находится преимущественно в форме бикарбоната двухвалентного марганца $\text{Mn}(\text{HCO}_3)_2$, хорошо растворимого в воде.

В природных водах миграция марганца протекает в разных формах: комплексных соединений с сульфатами и бикарбонатами, коллоидной, ионной – в поверхностных водах осуществляется переход в высоковалентные оксиды, выпадающие в осадок, комплексных соединений с органическими веществами (органическими кислотами, аминами, гумусовыми веществами и аминокислотами), сорбированных соединений (марганецсодержащих взвесей минералов, вымытых водами).

Количество марганца в воде, как и железа, постоянно колеблется в зависимости от сезона: содержание металла зимой и летом больше, а весной и осенью наоборот. Но также имеются другие условия, от которых зависит концентрация марганца в природной воде: температура, концентрация кислорода, значения величины pH, поглощение или, наоборот, выделение его водными организмами, влияние сточных вод и т.д.

В химических соединениях валентность марганца изменяется в пределах 2–7, увеличение степени окисления становится причиной возрастания окислительных и кислотных характеристик марганца. Характерные степени окисления марганца: 0, +2, +3, +4, +6, +7 (степени окисления +1, +5 мало характерны).

Все соединения Mn (+2) относятся к восстановителям. Оксид марганца имеет восстановительные свойства, серо-зеленого цвета, в воде и щелочах не растворяется, зато отлично растворяется в кислотах.



При окислении на воздухе пассивируется. Порошкообразный марганец сторае в кислороде:



Гидроксид марганца Mn(OH)₃ в воде не растворяется, по цвету белое вещество. Образование Mn (+4) может быть и окислителем, и восстановителем.

Гидроксиды Mn(OH)₂ и Mn(OH)₃ имеют основной характер, MnO(OH)₂ – амфотерный. Для окисления марганца необходимы более высокие значения pH и Eh, нежели для железа.

Аэрационные методы, которые применяются обычно при обезжелезивании воды, могут быть использованы для удаления марганца, а также и в случае одновременного присутствия в воде марганца и железа.

Отличительная черта данного метода состоит в том, что при аэрации из воды удаляется доля углекислоты и происходит насыщение воды кислородом. При этом увеличивается pH воды, что содействует процессу окисления и гидролиза железа и частично марганца с образованием соответствующих гидроокисей железа и марганца. Образовавшееся соединение окиси марганца (IV) является катализатором для последующего окисления и принимает участие в процессе.

Кроме того, необходимо принимать во внимание, что находящийся в подземных водах Mn²⁺ весьма долго окисляется до Mn³⁺ и Mn⁴⁺ с помощью аэрации или иными окислителями. Темп довольно стремительного автоокисления двухвалентного марганца находится в зависимости от pH воды. Для окисления марганца кислородом воздуха pH должно быть не менее 8, а интенсивный переход Mn²⁺ в Mn³⁺ и Mn⁴⁺ осуществляется при pH > 9,5.

Присутствие в подземной воде органических соединений определяет разнообразие ее состава [6]. В анаэробных условиях происходит микробиологическое разложение животных и растительных остатков (обычно выражается общей формулой CH₂O), причем часть из них растворяется в воде.

Если в воде имеется какая-то концентрация растворенного кислорода, то будет происходить разложение органики, сопровождающее процесс минерализации веществ с образованием:



То есть в воде произойдет увеличение концентрации свободной углекислоты (процесс противоположный фотосинтезу для поверхностных вод).

Другая часть органических веществ может трансформироваться в новые соединения. Например, гумусовые вещества, попадающие в подземную воду, разлагаются на гуминовые кислоты и фульвокислоты, которые уже участвуют в образовании комплексов многих металлов.

Величина, характеризующая содержание в воде органических и минеральных веществ, при воздействии в определенных условиях одним из сильных химических окислителей, называется окисляемостью. Обусловливается присутствием органических и некоторых легкоокисляющихся неорганических примесей, таких, как железо (II), сульфиты, сероводород и др.

Источники окисляемости воды делятся на два типа: природные и антропогенные. К первому типу относятся различные процессы внутри водоемов и поступления извне, выпадения осадков и состав прилегающей почвы. Ко второму типу можно отнести бытовые, сельскохозяйственные и промышленные отходы, которые сливаются в реки и попадают инфильтрацией в подземные воды (как правило, скважины для забора подземных вод представляют собой инфильтрационные водозаборы).

Существует несколько видов окисляемости воды: перманганатная, бихроматная, йодатная, цериевая. Последние два вида окисляемости для оценки природных вод применяют очень редко, в основном для определения содержания органических веществ в воде промышленных и медицинских производств.

Для природных малозагрязненных вод рекомендовано определять перманганатную окисляемость (П), в более загрязненных водах определяют, как правило, бихроматную окисляемость (ХПК). Следует также отметить, что именно перманганатная окисляемость является единственным показателем из всех ее видов, регламентиру-

ющим качество питьевой воды [1]. Для водных поверхностных проток в паводковый период перманганатная окисляемость может быть до 60 и выше, а в болотных водах даже до 400 мгО₂/дм³. В подземной воде перманганатная окисляемость (П) может колебаться от 2–15 мгО₂/дм³ и обычно свыше 4-х указывает на ее загрязнение посторонними примесями, в основном органического и антропогенного характера.

В грунтовых водах окисляемость зависит от глубины их залегания. При этом, как и все остальные параметры, окисляемость зависит от периода года. Характер сезонных колебаний определяется, с одной стороны, гидрологическим режимом и зависящим от него поступлением органических веществ с водосбора, с другой – гидробиологическим режимом.

Подземные воды содержат меньшую окисляемость, чем поверхностные. Чем больше в воде находится продуктов разложения живой и неживой природы, тем выше окисляемость воды. Как правило, органические вещества, находящиеся в воде, не наносят вреда жизни и здоровью человека, но в присутствии марганца и железа трудно поддаются фильтрации, препятствуют обеззараживанию и образуют побочные элементы, отрицательно влияющие на эндокринную и пищеварительную систему человека.

Процесс дегазации и окисления растворенных в жидкости веществ аэрацией с последующей фильтрацией является одним из самых эффективных методов очистки воды от органических примесей и газов.

В подземных водах не редкость присутствие азотсодержащих веществ (соли аммония NH₄⁺, нитраты NO₃⁻ и нитриты NO₂⁻), что указывает на содержание в воде органических веществ животного происхождения. Образуются эти соединения в воде преимущественно в результате разложения мочевины и белков, поступающих в нее с бытовыми сточными водами.

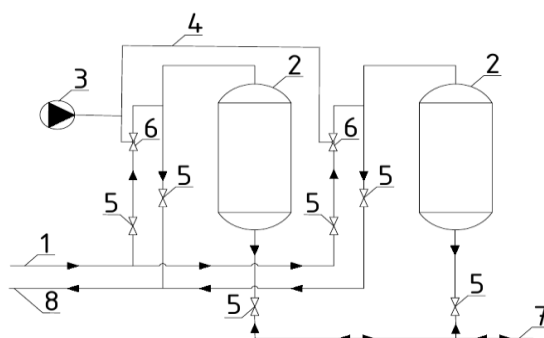
Общий аммонийный азот состоит из суммы аммония и аммиака, присутствующих в природных водах. Количество данных форм зависит от жесткости и pH воды: при pH > 8 вода содержит ионы аммония, при pH > 11 – ионы аммиака, при 8 < pH < 11 – обе формы. Изначально разлагается аммиак (аммонийный азот), являющийся признаком свежего фекального загрязнения (коммунальные очистные сооружения, отстойники промышленных отходов, животноводческие фермы, скопления навоза, азотных удобрений и др.).

В природной воде ионы аммония окисляются бактериями Nitrosomonas и Nitrobacter до нитритов и нитратов. Если в воде присутствует аммиак, и отсутствуют нитраты, то вода была загрязнена органическими веществами относительно недавно. Наиболее известным способом обработки воды с такими загрязнениями является аэрация. Присутствие в воде нитратов в отсутствии аммиака служит показателем более давнего органического фекального загрязнения, и следовательно, вода прошла частичное или полное самоочищение.

Кроме аэрации, при больших концентрациях нитритов и нитратов в исходной воде, часто применяется метод ионного обмена с применением натрий-хлорионирования. Но есть такой недостаток, как увеличение количества хлор-ионов и натрий-ионов уже в очищенной воде.

Для снижения затрат на очистку воды необходимо смешивать фильтрат с основным потоком исходной воды в определенном соотношении. В последнее время часто используется метод обратного осмоса.

Результаты и обсуждения. На основании опыта проведенных исследований и использования установок водоподготовки в Витебской области [8; 9], можно предложить при проектировании станций обезжелезивания следующие варианты применения аэрационных методов обработки подземных вод (рисунок 1).



- 1 – подача исходной воды из подземного источника; 2 – напорные фильтры; 3 – компрессор;
4 – трубопроводы сжатого воздуха; 5 – запорные устройства; 6 – смесительные вставки (как вариант, эжектора);
7 – фильтрат или подача промывной воды; 8 – трубопровод отвода промывной воды

Рисунок 1. – Принципиальная схема упрощенной или интенсивной аэрации артезианских вод

1. Метод упрощенной аэрации используется для большинства станций водоподготовки населенных мест при местном превышении железа, желательного до 5 мг/дм³. Причем опыт проектирования и реализации данного варианта, если загрязнителем является только железо, в основном положительный. Экспериментально подбирается объем загрузки фильтров, степень их аэрации, и определяются условия регенерации загрузки, часто в виде обратной промывки (может применяться и водо-воздушная). Загрузка фильтров состоит из песка или его смеси

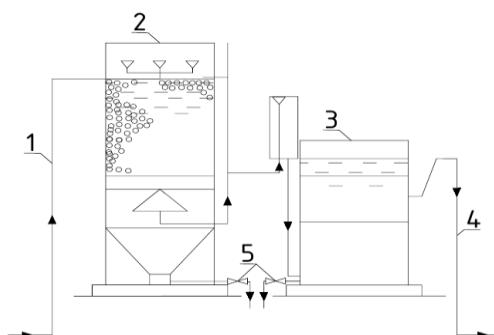
с модифицированными материалами, например, сорбентами (часто используются сорбенты АС или ОДМ-2ф), а подача воздуха на окисление железа производится эжекторами или компрессором обычно в соотношении 3–4:1 м³ воздуха к 1 м³ воды [9].

2. При «сухом фильтровании» процесс происходит аналогично методу упрощенной аэрации, но при меньших концентрациях железа в исходной воде (до 3–4 мг/дм³), а также концентрациях аммонийных солей до 1,5 мг/дм³. Гряземкость загрузки принимается порядка 50–70 г/м³. Сущность метода заключается в фильтровании водо-воздушной эмульсии через сухую (незатопленную или полужатопленную) фильтрующую загрузку путем подачи значительного количества воздуха с последующим отсосом из поддонного пространства. В поровых каналах загрузки образуется турбулентный режим движения смеси, способствующий молекулярному контакту воды с поверхностью зерен, на которых формируется плотная адсорбционно-каталитическая пленка из соединений железа и марганца, если последний присутствует в исходной воде. Водо-воздушное соотношение зависит от концентраций загрязнений и составляет 3–5:1.

Адсорбционно-каталитическая пленка на поверхности зерен загрузки состоит из сидерита, гематита, гетита и имеет плотную структуру в 4–5 раз меньше, чем при упрощенной аэрации. Вследствие этого, в фильтрах темп прироста потерь напора ниже, а продолжительность фильтроцикла выше и достигает 50–75 кг загрязнений на 1 м³ загрузки. Интенсивная аэрация с соотношением 5 м³ воздуха к 1 м³ воды и более, которая устанавливается индивидуально в каждом конкретном случае, осуществляется воздухом или озоном, причем лучше использовать компрессоры, чем эжекторы.

3. В 90-х годах прошлого века в Республике Беларусь стали применять биохимические технологии очистки подземных вод с использованием микроорганизмов биологически активной загрузки (БАЗ), состоящей, прежде всего, из различных видов железо- и марганцовокислых бактерий. Метод получил развитие как в реконструкции существующих станций напорного и безнапорного типа, так и в строительстве новых и является одним из современных направлений, повышающих эффективность удаления железа при наличии марганца и растворенных газов в скорых фильтрах [8]. У типичных представителей железо- и марганцовокислых бактерий родов *Leptothrix*, *Metallogenium*, *Siderocapsa* и др., развивающихся в пресных водах с нейтральной или слабощелочной средой, окисление железа и марганца происходит в результате взаимодействия выделяющейся перекиси водорода с ионами металлов (перекисный механизм). Активная реакция воды pH и окислительно-восстановительный потенциал Eh могут оказывать существенное влияние на развитие железобактерий, поэтому при использовании биотехнологий необходимо контролировать стабильность воды, что обычно не предусмотрено на станциях обезжелезивания. Одновременно происходят и физико-химические процессы, в основе которых лежит процесс сорбции, включающий механизм связывания соединений металлов внеклеточными экзополимерами с образованием биопленок, слизистых чехлов, капсул, нитей, т.е. механизм накопления оксидов железа включает в себя процессы как биологической природы (окислительные), так и небиологической (сорбционные).

В сущности, биотехнология обработки воды представляет собой два противоположных процесса: биологическое окисление и механическое фильтрование. Если процессы происходят в одном сооружении (например, скором фильтре), то ясно, что это не может быть решено оптимальным образом без ущерба одному из них. Поэтому в последнее время при проектировании и строительстве новых станций (установок) обезжелезивания воды рекомендуются двухступенчатые схемы удаления этих соединений в безнапорном варианте, т.е. разделение процессов биоокисления и фильтрования (рисунок 2).



1 – подача исходной воды из подземного источника; 1 – биореактор вертикального типа;
3 – скорые фильтры с плавающей загрузкой; 4 – фильтрат; 5 – отвод промывной воды и опорожнение фильтров

Рисунок 2. – Принципиальная схема биохимической обработки подземных вод

Предполагается обработку воды сначала проводить в аэрационной колонне – биореакторе – часть которой заполнена элементами со значительной активной поверхностью для роста биомассы, а уже затем направлять воду на фильтрование. В биореакторе предусматривают усиленную аэрацию-дегазацию исходной воды с проведением окисления железа в нем. Последующее фильтрование производят на фильтрах с плавающей загрузкой.

Принципиальная схема биохимической обработки подземных вод обеспечивает наиболее устойчивую и эффективную работу станции в широком диапазоне состава обрабатываемой воды с включением биологических процессов окисления железа, марганца и эффективного удаления растворенных газов (диоксида углерода, сероводорода и др.), а также соединений азотной группы.

Данный метод является практически универсальным, в т.ч. и для обработки воды сложного состава. К недостаткам можно отнести высокую стоимость и сложность в эксплуатации.

4. Если в воде кроме железа присутствуют еще и другие загрязнители, то необходимо проводить интенсивную аэрацию подземной воды, желательнее устройством отдельного напорного аэратора перед фильтрами. В качестве загрузки фильтров применяются песок, модифицированные материалы или их совместные отдельные слои. Например, песок + сорбент АС в пропорции 1:1 по высоте при удалении железа.

Если в воде присутствует еще и марганец, то дополнительно применяется и сорбент МС (допустим, в соотношении по высоте – 1,0:0,8:0,2), может быть песок + пиролюзит.

Для удаления аммонийного азота или солей возможно применение дополнительных методов обработки воды. Например, используется промежуточная емкость с устройством вентиляции (примерно ≈ 50 –60% от часового расхода воды, но не менее 3 м³), в которую подается сжатый воздух для отдувки аммиака или устанавливается дополнительная аэрационная колонна, с дальнейшей установкой второй ступени фильтров с загрузкой из активированного угля (особенно после резервуара), сорбентов (клиноптилолит-цеолиты) или их смеси. К интенсивной аэрации воды сложного состава дополнительно могут использоваться и специальные окислители, которые интенсифицируют процессы окисления различных загрязнителей, например, марганец и аммонийные соли. В качестве реагентных окислителей используются опять-таки озон или гипохлорит натрия (калия).

Заключение. На основании вышеизложенного можно сделать следующие выводы.

1. Выбор метода очистки зависит от исходной концентрации удаляемых соединений и наличия сопутствующих загрязнений. При содержании железа и марганца в воде для станций малой и средней производительности наиболее рентабельным и наиболее часто применяемым способом водоподготовки является безреагентный метод очистки воды упрощенной аэрацией и фильтрованием на безнапорных или напорных фильтрах.

2. Проанализировав причины и механизм миграции загрязнений в водоносный горизонт можно сделать вывод, что формы и количество содержащихся в воде загрязнений зависят от температуры, концентрации кислорода, значения величины рН и Eh, влияния сточных вод и т.д. Кроме того, количество загрязнений в воде, постоянно колеблется в зависимости от сезона: содержание металла зимой и летом больше, а весной и осенью наоборот.

3. Анализ возможных методов и технологических схем удаления загрязнений, основанный на проведенных исследованиях и эксплуатации установок водоподготовки в Витебской области, показывает, что при сложном составе подземных вод необходимо использовать дополнительно аэрацию и, часто, вторую ступень фильтров с загрузкой из песка, активированного угля, модифицированных материалов, их совместные или отдельные слои.

4. Рассмотренный метод биохимической очистки подземных вод является практически универсальным, в т.ч. и для обработки воды сложного состава. К недостаткам можно отнести высокую стоимость и сложность в эксплуатации.

ЛИТЕРАТУРА

1. Питьевая вода. Гигиенические требования к качеству воды централизованных систем питьевого водоснабжения. Контроль качества : СанПиН 10-124 РБ 99 : введ. 01.01.2000. – Минск : М-во здравоохранения Респ. Беларусь, 1999. – 122 с.
2. Строительные нормы Республики Беларусь. Водоснабжение. Наружные сети и сооружения : СН 4.01.01-2019 : утв. постановлением М-ва архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь 31.10.19 № 59. – Минск : Минстройархитектуры, 2020. – 78 с.
3. Николадзе, Г.И. Обезжелезивание природных и оборотных вод / Г.И. Николадзе. – М. : Стройиздат, 1978. – 160 с.
4. Золотова, Е.Ф. Очистка воды от железа, марганца, фтора и сероводорода / Е.Ф. Золотова, Г.Ю. Асс. – М. : Стройиздат, 1975. – 176 с.
5. Труфанов, А.И. Формирование железистых подземных вод / А.И. Труфанов – М. : Наука, 1982. – 138 с.
6. Швец, В.М. Органические вещества подземных вод / В.М. Швец. – М. : Недра, 1973. – 192 с.
7. Юдович, Я.Э. Основные закономерности геохимии марганца / Я.Э. Юдович, М.П. Кетрис – Сыктывкар : Коми НЦ УрО РАН, 2013 – 40 с.
8. Седлухо, Ю.П. Инновационные технологии биологической очистки подземных вод / Ю.П. Седлухо, С.П. Иванов, В.Л. Еловик // Вода. – 2016. – № 11. – С. 2–6.
9. Рашкевич, Е.И. Основные технологические решения вариантов водоподготовки для небольших объектов водоснабжения / Е.И. Рашкевич, В.Д. Ющенко, Е.С. Велюго // Региональные проблемы природно-техногенных систем : сб. науч. тр. / Калининград. гос. техн. ун-т ; под ред. Г.А. Смирновой. – Калининград, 2020. – С. 74–85.

Поступила 13.12.2021

**THE MAIN WAYS AND SOLUTIONS FOR DESIGNING WATER TREATMENT SYSTEMS
FOR SMALL SETTLEMENTS IN THE REPUBLIC OF BELARUS**

V. YUSHCHENKO, E. VELYUGO, E. RASHKEVICH, V. PROSOLOV, S. SEDLUKHA

The article describes geochemical processes, features of formation and migration of iron, manganese, nitrogen-containing substances in groundwater, as well as natural and man-made factors of groundwater pollution. Methods and schemes of underground water treatment are given. The authors have proposed options for the application of aeration methods of groundwater treatment in the design of de-ironing stations.

Keywords: *groundwater, water quality, de-ironing methods, aeration methods, design of water treatment plants.*

УДК 696.41

ИССЛЕДОВАНИЕ ВЛИЯНИЯ ПРИНЯТЫХ НОРМАТИВНЫХ РАСХОДОВ ВОДЫ НА ЗАТРАТЫ В ТРУБОПРОВОДЫ СИСТЕМЫ ГОРЯЧЕГО ВОДОСНАБЖЕНИЯ МНОГОКВАРТИРНОГО ЖИЛОГО ДОМА

В.А. ЯКОВЛЕВА, канд. техн. наук А.М. НИЯКОВСКИЙ¹
Е.Ю. ДОРОФЕЕВ, А.А. НИЯКОВСКИЙ
(Полоцкий государственный университет)
ORCID <https://orcid.org/0000-0001-5106-6278>¹

Разработана целевая функция затрат в создание сети подающих трубопроводов системы горячего водоснабжения многоквартирного жилого дома, выражающая взаимосвязь между капитальными затратами, текущими издержками и принятыми для расчета вариантами нормативного часового расхода горячей воды одним потребителем. Предложенная целевая функция позволяет выполнять дискретную оптимизацию подающей трубопроводной сети по критерию нормативного расхода горячей воды, используемого при гидравлическом расчете. Установлено, что темп изменения суммарных приведенных затрат мало зависит от темпа изменения принимаемых в расчет величин нормативного расхода горячей воды. Таким образом, величина нормативного расхода горячей воды практически не влияет на суммарные приведенные затраты в подающие трубопроводы системы горячего водоснабжения.

Ключевые слова: целевая функция затрат, приведенные затраты, капитальные затраты, эксплуатационные затраты, системы горячего водоснабжения, гидравлический расчет, материальная характеристика трубопроводной сети, нормативные показатели.

Введение. В предыдущей работе авторов было показано, что при расчете систем горячего водоснабжения (СГВ) многоквартирных жилых домов материальная характеристика подающих трубопроводов системы горячего водоснабжения, а также потери давления в них, демонстрируют противоположную тенденцию: с увеличением часового расхода воды одним потребителем, выбранного в качестве нормативного, материальная характеристика сети возрастает, а потери давления снижаются [1; 2]. Это позволяет предположить, что в таком случае капитальные затраты в трубопроводную сеть должны возрастать, а эксплуатационные, связанные с затратами на перекачку воды, – снижаться; при этом суммарные приведенные затраты могут меняться незначительно.

Цель исследования: разработать и исследовать целевую функцию, определяющую влияние принятого в расчет нормативного часового расхода воды одним потребителем на величины капитальных, эксплуатационных и приведенных затрат в сети трубопроводов горячего водоснабжения многоквартирных жилых домов.

Объект исследования – СГВ многоквартирных жилых домов. Предмет исследования – функциональная связь между расходами воды в СГВ и затратами в трубопроводную сеть. В качестве основного метода исследования используется метод численного моделирования.

Разработка целевой функции. Вопросы определения оптимальных диаметров трубопроводных сетей и потерь давления в них при заданных расходах перемещаемой среды исследовались в работах различных авторов. В частности, научно обоснованная методика выбора оптимального распределения давлений в магистральных и нахождения экономически целесообразной материальной характеристики сети приведена в работах, посвященных технико-экономическим проблемам теплоснабжения [3; 4].

В этих работах показано, что материальная характеристика трубопроводной сети, вычисляемая по уравнению (1), является масштабом капитальных затрат в сети и одновременно представляет собой нелинейную функцию удельных потерь давления, которые, в свою очередь, выступают в качестве масштаба эксплуатационных издержек, связанных с затратами электрической энергии на перекачку теплоносителя. При этом целевая функция для оптимизации финансовых затрат в общем виде выражается следующим уравнением [4], руб./год:

$$П = \frac{1}{T} \cdot K + A + C_{эл} \cdot Э + I_{пр} \rightarrow \min, \quad (1)$$

где $П$ – приведенные затраты в трубопроводную сеть, руб./год;
 T – нормативный срок окупаемости капитальных вложений, лет;
 A – амортизационные отчисления от стоимости трубопроводной сети, руб./год;
 K – капитальные (единовременные) затраты в строительство трубопроводной сети, руб.;
 $Э$ – затраты электрической энергии на перекачку перемещаемой трубопроводами среды, кВт·ч/год;
 $C_{эл}$ – стоимость электрической энергии, руб./кВт·ч;
 $I_{пр}$ – прочие эксплуатационные издержки, руб./год.

Входящие в уравнение (1) величины капитальных затрат K и затрат электрической энергии $Э$ являются функцией заданных удельных потерь давления R , использованных при расчете диаметров главной магистрали

трубопроводной сети. Причем установлено, что для любого заданного потокораспределения в целом выполняется следующее условие [3]:

$$M_0 R_0 = M_k R_k^{0,19} = M_{k+1} R_{k+1}^{0,19} = \dots = M_{m-1} R_{m-1}^{0,19} = M_m R_m^{0,19} = M \cdot R^{0,19} = const, \quad (2)$$

где M и R – соответственно материальная характеристика трубопроводной сети, м^2 , и удельные потери давления в главном расчетном направлении трубопроводной сети, Па/м (индексы при M и R означают номер варианта величины удельных потерь давления R , для которого была получена соответствующая материальная характеристика M).

Из уравнения (2) следует, что материальная характеристика M для любого текущего значения удельных потерь давления в главной магистрали тепловой сети R_x может быть вычислена, если известна материальная характеристика сети M_0 при произвольно заданной величине удельных потерь давления R_0 , с помощью уравнения [3], м^2 :

$$M = M_0 \frac{R_0^{0,19}}{R_x^{0,19}}, \quad (3)$$

где R_x – некоторое текущее значение удельных потерь давления, принятых для расчета диаметров участков главного направления трубопроводной сети, отличающееся от произвольно выбранного значения R_0 , Па/м .

Материальная характеристика трубопроводной сети формирует величину капитальных затрат. Ее величина нелинейно снижается по мере роста удельных потерь давления в главной магистрали, которые, в свою очередь, при заданном расходе перемещаемой среды предопределяют величину затрат электрической энергии, идущей на привод перекачивающих насосов.

Капитальные затраты могут быть выражены через материальную характеристику следующим образом [4], руб.:

$$K = a \sum_1^n l_i + b \cdot M, \quad (4)$$

где a – удельные затраты в линейную часть трубопроводной сети, не связанные с диаметром трубопроводов, руб./м;
 b – удельные затраты в трубопроводную сеть, связанные с диаметром трубопроводов (стоимость единицы материальной характеристики), руб./ м^2 ;

l_i – длина участка трубопроводной сети, м.

Затраты электрической энергии на перекачку перемещаемой по трубопроводной сети среды могут быть выражены с помощью известного из механики жидкости и газов уравнения, кВт·ч:

$$\mathcal{E} = \frac{G_{\text{ср}} \cdot \Delta P_{\text{н}}}{\rho \eta_{\text{н.у}}} \cdot z, \quad (5)$$

где $G_{\text{ср}}$ – средняя за год подача насоса, кг/с;

$\Delta P_{\text{н}}$ – перепад давления, создаваемый насосом, Па;

z – число часов работы насоса в течении года, ч/год;

ρ – плотность перемещаемой среды, кг/ м^3 ;

$\eta_{\text{н.у}}$ – КПД насосной установки.

Совместное решение уравнений (1), (3)–(5) позволяет получить обобщенную целевую функцию для приведенных затрат в трубопроводную сеть, выраженную через единый аргумент – удельные потери давления для расчета главного магистрального направления трубопроводной сети, R_x , руб./год:

$$\Pi = \frac{1}{T} \cdot \left(a \sum_1^n l_i + b \cdot M_0 \frac{R_0^{0,19}}{R_x^{0,19}} \right) + A + C_{\text{эл}} \cdot \frac{G_{\text{ср}} \cdot \Delta P_{\text{н}}}{\rho \eta_{\text{н.у}}} \cdot z + I_{\text{пр}} \rightarrow \min. \quad (6)$$

Перепад давления, создаваемый насосом, складывается из потерь давления в сети ($\Delta P_{\text{с}}$) при движении по трубопроводной сети перемещаемой среды и дополнительных потерь, не связанных с перемещением среды, которые могут считаться относительно постоянными. Это позволяет исключить их при расчете целевой функции, так как в процессе дифференцирования они выпадут. Точно так же можно полагать условно постоянными прочие эксплуатационные издержки и исключить их из дальнейшего расчета, так как при дифференцировании они тоже выпадут.

Потери давления в сети могут быть представлены в следующем виде, Па:

$$\Delta P_{\text{с}} = R_x L (1 + \alpha), \quad (7)$$

где L – длина главного расчетного направления трубопроводной сети, м;

α – доля потерь давления в местных сопротивлениях.

Амортизационные издержки вычисляются в виде установленного процента от капитальных затрат, поэтому их можно учесть введением коэффициента A при первом слагаемом в уравнении (6).

С учетом этих уточнений уравнение (6) может быть представлено как функция аргумента R_x в следующем виде:

$$P = \frac{(1+A)}{T} \cdot \left(a \sum_1^n l_i + b \cdot M_0 \frac{R_0^{0,19}}{R_x^{0,19}} \right) + C_{эл} \cdot \frac{G_{ср} \cdot R_x L(1+\alpha)}{\rho n_{н.у.}} \cdot z \rightarrow \min. \quad (8)$$

Данное уравнение позволяет выполнить поиск локального минимума путем нахождения первой производной по аргументу R_x и приравнивания ее нулю, поскольку выражаемая им функция является непрерывной и определена во всем рассматриваемом диапазоне значений аргумента.

Однако полученное уравнение не может быть непосредственно использовано для оптимизации трубопроводной сети горячего водоснабжения и должно быть модифицировано по следующим причинам:

- 1) при его выводе режим течения жидкости по трубам был положен турбулентный, в автомобильной области, коэффициент гидравлического трения λ вычислялся по формуле Шифринсона;
- 2) абсолютная эквивалентная шероховатость стенок трубопроводов принималась как для стальных труб равной 0,5 мм, в то время как современные системы горячего водоснабжения проектируются из пластиковых труб;
- 3) материальная характеристика трубопроводов горячего водоснабжения, в отличие от теплопроводов магистральных тепловых сетей, принимает дискретные значения в силу конструктивных особенностей подводов, стояков и разводящих трубопроводов, диаметры которых предопределены присоединительными размерами водоразборной арматуры и удобствами выполнения СМР.

Граница турбулентного режима определяется значениями чисел Рейнольдса, превышающими величину переходного значения $Re_{пер}$. Это условие может быть записано в виде:

$$Re \geq Re_{пер}; \quad Re_{пер} = \frac{560 \cdot d}{K_3}, \quad (9)$$

где d – диаметр трубопровода, м;

K_3 – абсолютная эквивалентная шероховатость, м.

В системах горячего водоснабжения диаметры применяемых труб, как правило, меньше 0,065 м, что в случае применения стальных трубопроводов должно было свидетельствовать в пользу низких значений $Re_{пер}$. Однако, как уже отмечалось выше, в современных СГВ применяются преимущественно пластиковые трубы, например, из полипропилена, абсолютная эквивалентная шероховатость которых значительно меньше, чем у стальных труб, и составляет 0,01–0,02 мм [5; 6] (против 0,5 мм у стальных теплопроводов тепловых сетей). В силу указанных причин переходное значение числа Рейнольдса для пластиковых труб в 25–50 раз больше, чем для стальных такого же внутреннего диаметра. В результате течение воды в пластиковых трубах СГВ не является турбулентным, коэффициент гидравлического трения вычислять по формуле Шифринсона нельзя, то есть пластиковые трубы при их использовании в СГВ являются гидравлически гладкими, следовательно, коэффициент гидравлического трения для них будет зависеть от числа Re .

Для преодоления возникающих в связи с изложенным выше трудностей целевую функцию для оптимизации потерь давлений и материальной характеристики трубопроводов СГВ следует преобразовать к виду, допускающему численное решение в пределах заданных дискретных вариантов материальной характеристики:

$$\left\{ P_j = \frac{(1+A)}{T} \cdot \left(\sum_i^n (a_i \cdot l_i + b_i \cdot d_i \cdot l_i) \right)_j + C_{эл} \cdot \frac{G_j \cdot \Delta P_j \cdot z}{\rho n_{н.у.,j}} \right\} \rightarrow \min, \quad (10)$$

где j – номер дискретного варианта материальной характеристики, полученной для заданных вариантов нормативных расходов горячей воды;

i, n – соответственно номер участка трубопроводной сети и общее число таких участков;

ΔP_j – потери давления вдоль главного расчетного направления трубопроводной сети для каждого варианта нормативных расходов воды, Па;

m – число рассматриваемых вариантов нормативных расходов.

Уравнение (10) решается методом численного дифференцирования и нахождения локальных экстремумов путем сравнения полученных результатов для целевой функции. Для этого при выбранных значениях нормативных расходов воды следует выполнить гидравлический расчет, определить материальную характеристику сети, вычислить в каждом случае потери давления на главном расчетном направлении, уточнить КПД насоса и определить приведенные затраты P_j .

При этом дополнительно потребуется задать массивы данных для коэффициентов a и b , что можно сделать путем анализа объектных строительных смет конкретных объектов СГВ.

Исследование разработанной целевой функции. Целевая функция (10) записана в форме, предполагающей построение дискретного ряда вариантов материальной характеристики и его исследование. Отдельной оценке

подлежат показатели a , b , A . Первые два из них являются удельными стоимостными показателями, а третий представляет собой поток ежегодной капитальной текущей стоимости, приходящийся на единицу капитальных затрат в трубопроводную сеть СГВ, принимаемый в долях от нее.

Показатель A может быть условно принят равным норме амортизации или величине процента в оплату возвратных инвестиций. Что же касается стоимостных показателей a и b , то их величина может быть оценена на основе проведения анализа объектных строительных смет законченных проектированием реальных объектов СГВ или путем поэлементной оценки стоимости материалов и комплектующих, расходуемых на создание подающей трубопроводной сети СГВ с отнесением на них стоимости СМР, исчисленной по укрупненным показателям от стоимости материалов и комплектующих.

Амортизационные отчисления СГВ определяются сроком их предстоящей службы, который для трубопроводов из полимерных материалов может быть принят равным 40 лет [7]. Следовательно, норма амортизации в этом случае составит (при использовании линейного метода расчета) 2,5%.

Стоимость полимерных трубопроводов и их комплектующих различных диаметров может быть определена по ценовым предложениям изготовителей и поставщиков [8]. Стоимость строительно-монтажных работ может быть оценена, исходя из следующих укрупненных показателей по отношению к стоимости материалов, изделий и конструкций [9]: заработная плата – 45%, эксплуатация машин и механизмов – 30%, общехозяйственные и общепроизводственные расходы – 27%.

Таким образом, стоимость СМР и общие капитальные затраты в СГВ могут быть вычислены по следующим укрупненным формулам:

$$C_{\text{смп}} = (0,45 + 0,3 + 0,27) \cdot C_{\text{мат}}, \quad (11)$$

$$K = C_{\text{смп}} + C_{\text{мат}}, \quad (12)$$

Используя уравнения (11) и (12), для каждого диаметра трубопроводов можно вычислить затраты на СМР и общие капитальные затраты. В таблице 1 представлены результаты таких расчетов, произведенных на основе анализа ценовых предложений заводов-изготовителей и поставщиков труб и трубных элементов. При составлении таблицы условно принято, что затраты на выполнение СМР делятся между показателями a и b в соотношении 1:3, причем величина a принята одинаковой для всех диаметров труб и равной среднему значению 1/4 стоимости СМР, а стоимость материалов целиком отнесена к показателю b .

Таблица 1. – Оценка стоимостных показателей конструктивных элементов трубопроводной сети СГВ

Трубы полипропиленовые VALTEC PPR PN 20	Стоимость материалов и комплектующих, $C_{\text{мат}}$, руб./м	Материальная характеристика трубопровода единичной длины, m^2	Удельная стоимость СМР, руб./м	Удельная стоимость материальной характеристики (с учетом СМР), b , руб./ m^2	Удельные затраты в линейную часть трубопроводной сети, не связанные с диаметром трубопроводов, a , руб./м
20 мм	2,13	0,02	2,173	187,97	2,454
25 мм	3,38	0,025	3,448	238,63	2,454
32 мм	5,49	0,032	5,600	302,81	2,454
40 мм	8,25	0,04	8,415	364,03	2,454
50 мм	14,16	0,05	14,443	499,85	2,454
63 мм	24,33	0,063	24,817	681,63	2,454

На основании приведенных в таблице 1 стоимостных показателей и данных конструктивных расчетов определены капитальные затраты в подающую трубопроводную сеть СГВ для различных вариантов нормативных расходов горячей воды (таблицы 2–4).

Таблица 2. – Расчет капитальных затрат в подающие трубопроводы СГВ при нормативном расходе горячей воды одним потребителем в час наибольшего водопотребления, равном 8 л/ч (вариант $j = 1$, на 1 стояк)

№ участка	Длина участка l_i , м	Диаметр участка d_i , м	Материальная характеристика участка, $d_i \cdot l_i$, m^2	Стоимостной показатель b , руб./ m^2	Стоимостной показатель a , руб./м	Стоимость материальной характеристики участка, руб.	Затраты условно не зависящие от диаметра участка, руб.	Капитальные затраты в участок $\left(\sum_i^n (a_i \cdot l_i + b_i \cdot d_i \cdot l_i) \right)_j$ руб.
1.1	1,6	0,025	0,04	238,63	2,454	9,5452	3,9264	13,4716

Окончание таблицы 2

1	2	3	4	5	6	7	8	9
1.2	6,8	0,025	0,17	238,63	2,454	40,567	16,687	57,254
1.3	4,4	0,025	0,11	238,63	2,454	26,249	10,798	37,047
1.4	4,4	0,025	0,11	238,63	2,454	26,249	10,798	37,047
1.5	4,4	0,025	0,11	238,63	2,454	26,249	10,798	37,047
1.6	4,4	0,025	0,11	238,63	2,454	26,249	10,798	37,047
1.7	4,4	0,025	0,11	238,63	2,454	26,249	10,798	37,047
1.8	4,4	0,025	0,11	238,63	2,454	26,249	10,798	37,047
1.9	4,4	0,032	0,1408	302,81	2,454	42,636	10,798	53,433
1.10	3,1	0,032	0,0992	302,81	2,454	30,039	7,607	37,646
2	5,6	0,032	0,1792	302,81	2,454	54,264	13,742	68,006
3	3,5	0,032	0,112	302,81	2,454	33,915	8,589	42,504
4	10,1	0,04	0,404	364,03	2,454	147,068	24,785	171,854
5	0,5	0,04	0,02	364,03	2,454	7,2806	1,2270	8,5076
6	10	0,04	0,4	364,03	2,454	145,612	24,540	170,152
7	3,5	0,05	0,175	499,85	2,454	87,474	8,589	96,063
8	7,2	0,05	0,36	499,85	2,454	179,946	17,669	197,615

Таблица 3. – Расчет капитальных затрат в подающие трубопроводы СГВ при нормативном расходе горячей воды одним потребителем в час наибольшего водопотребления, равном 10 л/ч (вариант $j = 2$, на 1 стояк)

№ участка	Длина участка l_i , м	Диаметр участка d_i , м	Материальная характеристика участка, $d_i \cdot l_i$, м ²	Стоимостной показатель b , руб./м ²	Стоимостной показатель a , руб./м	Стоимость материальной характеристики участка, руб.	Затраты условно не зависящие от диаметра участка, руб.	Капитальные затраты в участок $\left(\sum_i^n (a_i \cdot l_i + b_i \cdot d_i \cdot l_i) \right)_j$ руб.
1.1	1,6	0,025	0,04	238,63	2,454	9,5452	3,9264	13,4716
1.2	6,8	0,025	0,17	238,63	2,454	40,567	16,687	57,254
1.3	4,4	0,025	0,11	238,63	2,454	26,249	10,798	37,047
1.4	4,4	0,025	0,11	238,63	2,454	26,249	10,798	37,047
1.5	4,4	0,025	0,11	238,63	2,454	26,249	10,798	37,047
1.6	4,4	0,025	0,11	238,63	2,454	26,249	10,798	37,047
1.7	4,4	0,032	0,1408	238,63	2,454	33,599	10,798	44,397
1.8	4,4	0,032	0,1408	238,63	2,454	33,599	10,798	44,397
1.9	4,4	0,032	0,1408	302,81	2,454	42,636	10,798	53,433
1.10	3,1	0,032	0,0992	302,81	2,454	30,039	7,607	37,646
2	5,6	0,032	0,1792	302,81	2,454	54,264	13,742	68,006
3	3,5	0,032	0,112	302,81	2,454	33,915	8,589	42,504
4	10,1	0,040	0,404	364,03	2,454	147,068	24,785	171,854
5	0,5	0,040	0,02	364,03	2,454	7,2806	1,2270	8,5076
6	10	0,040	0,4	364,03	2,454	145,612	24,540	170,152
7	3,5	0,050	0,175	499,85	2,454	87,474	8,589	96,063
8	7,2	0,050	0,36	499,85	2,454	179,946	17,669	197,615

Таблица 4. – Расчет капитальных затрат в подающие трубопроводы СГВ при нормативном расходе горячей воды одним потребителем в час наибольшего водопотребления, равном 12 л/ч (вариант $j = 3$, на 1 стояк)

№ участка	Длина участка l_i , м	Диаметр участка d_i , м	Материальная характеристика участка, $d_i \cdot l_i$, м ²	Стоимостной показатель b , руб./м ²	Стоимостной показатель a , руб./м	Стоимость материальной характеристики участка, руб.	Затраты условно не зависящие от диаметра участка, руб.	Капитальные затраты в участок $\left(\sum_i^n (a_i \cdot l_i + b_i \cdot d_i \cdot l_i) \right)_j$ руб.
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1.1	1,6	0,025	0,04	238,63	2,454	9,5452	3,9264	13,4716

Окончание таблицы 4

1	2	3	4	5	6	7	8	9
1.2	6,8	0,025	0,17	238,63	2,454	40,567	16,687	57,254
1.3	4,4	0,025	0,11	238,63	2,454	26,249	10,798	37,047
1.4	4,4	0,025	0,11	238,63	2,454	26,249	10,798	37,047
1.5	4,4	0,025	0,11	238,63	2,454	26,249	10,798	37,047
1.6	4,4	0,032	0,1408	238,63	2,454	33,599	10,798	44,397
1.7	4,4	0,032	0,1408	238,63	2,454	33,599	10,798	44,397
1.8	4,4	0,032	0,1408	238,63	2,454	33,599	10,798	44,397
1.9	4,4	0,032	0,1408	302,81	2,454	42,636	10,798	53,433
1.10	3,1	0,040	0,124	302,81	2,454	37,548	7,607	45,156
2	5,6	0,040	0,224	302,81	2,454	67,829	13,742	81,572
3	3,5	0,040	0,14	302,81	2,454	42,393	8,589	50,982
4	10,1	0,040	0,404	364,03	2,454	147,068	24,785	171,854
5	0,5	0,040	0,02	364,03	2,454	7,2806	1,2270	8,5076
6	10	0,050	0,5	364,03	2,454	182,015	24,540	206,555
7	3,5	0,050	0,175	499,85	2,454	87,474	8,589	96,063
8	7,2	0,050	0,36	499,85	2,454	179,946	17,669	197,615

Второе слагаемое в уравнении (10) характеризует собой годовые затраты на покупку электрической энергии, используемой для привода повысительно-циркуляционных насосов системы водоснабжения. Объем потребляемой электрической энергии на эти цели определен для трех вариантов нормативного потребления воды одним жителем в час наибольшего водопотребления. Результаты расчетов представлены в таблице 5.

Таблица 5. – Потребление электрической энергии на привод насосов водоснабжения при различных значениях нормативного расхода горячей воды одним потребителем в час наибольшего водопотребления

Показатель	Значение показателя		
	8,0	10,0	12,0
Вариант нормативного расхода, л/ч	8,0	10,0	12,0
Объем потребления электроэнергии, кВт·ч/год	615,19	622,24	626,75

Результаты расчета приведенных затрат в СГВ при различных вариантах нормативных расходов воды одним потребителем в час наибольшего водопотребления приведены в таблице 6. Величина тарифа на электрическую энергию определена в соответствии с Постановлением Министерства антимонопольного регулирования и торговли Республики Беларусь от 5 января 2021 года № 2 в размере 0,2092 руб./кВт·ч [10]. Срок окупаемости капитальных вложений принят равным 10 годам.

Таблица 6. – Расчет капитальных, эксплуатационных (электроэнергия) и приведенных затрат при различных значениях нормативного расхода горячей воды одним потребителем в час наибольшего водопотребления

Показатель	Значение показателя		
	8,0	10,0	12,0
Вариант нормативного расхода, л/ч	8,0	10,0	12,0
Капитальные затраты, приведенные к одному году, руб./год	549,78	567,86	592,13
Стоимость годового потребления электрической энергии, руб./год	128,70	130,17	131,12
Приведенные затраты, руб./год	678,48	698,04	723,25
Материальная характеристика, м ²	14,97	15,71	16,55

По итогам выполненных расчетов исследовано влияние принятой величины нормативного расхода горячей воды на приведенные и эксплуатационные затраты.

На рисунке 1 представлены графические зависимости изменения относительных показателей – суммарных приведенных затрат, капитальных затрат, приведенных к одному году, и годовых затрат на перекачку воды, отнесенных к величине материальной характеристики сети подающих трубопроводов СГВ.

Построенные графики показывают, что показатели, характеризующие все виды материальных затрат в СГВ, мало изменяются в зависимости от принятого в расчет нормативного расхода горячей воды одним потребителем в час наибольшего водопотребления.

Для подтверждения этого вывода исследована взаимосвязь между темпами роста нормативного расхода воды, принимаемого в расчет, и темпами изменения суммарных приведенных затрат, соответствующих каждому варианту этого нормативного расхода.

Полученные сравнительные результаты темпов изменения приведенных затрат и нормативных расходов $q_{hr,u}^h$ представлены на рисунке 2.

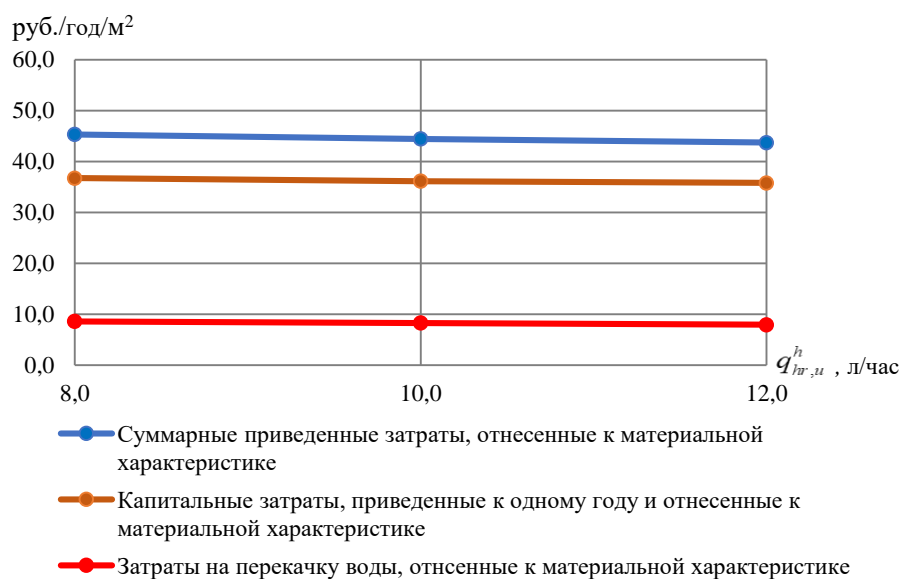


Рисунок 1. – Изменение отнесенных к материальной характеристике суммарных приведенных затрат, капитальных затрат и затрат на перекачку воды в зависимости от принятого при расчете сети нормативного расхода горячей воды

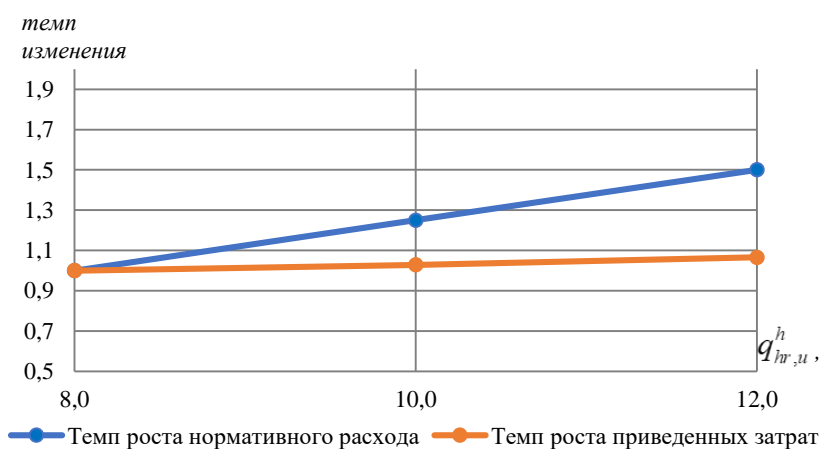


Рисунок 2. – Сравнение темпа роста суммарных приведенных затрат в трубопроводы СГВ и темпа роста принятого при расчете сети нормативного расхода горячей воды в зависимости от величины этого расхода

Как следует из рисунка 2, при росте принятого в расчет нормативного расхода воды $q_{hr,u}^h$ на 50% суммарные приведенные затраты в сеть трубопроводов возрастают только на 6,5%.

Заключение. На основании вышеизложенного можно сделать следующие выводы.

1. Разработана целевая функция затрат в создание подающей трубопроводной сети СГВ, выражающая взаимосвязь между суммарными приведенными затратами, капитальными затратами, текущими издержками и вариантами нормативного расхода горячей воды, принимаемыми для выполнения конструктивного расчета подающих трубопроводов СГВ. Предложенная целевая функция позволяет выполнять дискретную оптимизацию подающей трубопроводной сети по критерию нормативного часового расхода горячей воды одним потребителем, используемого при гидравлическом расчете.

2. Установлено, что темпы роста суммарных приведенных затрат практически не зависят от темпов роста принимаемых в расчет величин нормативного расхода горячей воды: возрастание нормативного расхода в 1,5 раза ведет к росту суммарных приведенных затрат лишь в 1,065 раза.

3. Полученные результаты позволяют полагать, что выбор величины нормативного расхода горячей воды для выполнения гидравлического расчета подающих трубопроводов СГВ практически не влияет на ее суммарные приведенные затраты.

ЛИТЕРАТУРА

1. Исследование влияния заданных нормативных величин расходов воды в системах горячего водоснабжения на конструктивные и эксплуатационные параметры подающих трубопроводов / А.М. Нияковский [и др.] // Вестн. Полоц. гос. ун-та. Сер. Ф, Стр-во. Прикладные науки. – 2021. – № 8. – С. 107–111.
2. Нияковский, А.М. Особенности подбора пластинчатых теплообменников горячего водоснабжения в модернизируемых тепловых пунктах жилых зданий / А.М. Нияковский, А.А. Нияковский, А.Ю. Сидорова // Вестн. Полоц. гос. ун-та. Сер. Ф, Стр-во. Прикладные науки. – 2018. – № 8. – С. 158–164.
3. Соколов, Е.Я. Теплофикация и тепловые сети : учеб. для вузов / Е.Я. Соколов. – 5-е изд., перераб. – М. : Энергониздат, 1982. – 360 с.
4. Теплоснабжение : учеб. для вузов / А.А. Ионин [и др.] ; под ред. А.А. Ионина. – М. : Стройиздат, 1982. – 336 с.
5. Система Экопластик. Инструкция по монтажу [Электронный ресурс]. – Режим доступа: https://wavin-ekoplastik.ru/wp-content/uploads/file/instrukciya_ekoplastik.pdf. – Дата доступа: 14.06.2021.
6. Добромыслов, А.Я. Таблицы для гидравлических расчетов напорных труб из полимерных материалов / А.Я. Добромыслов. – М. : ВНИИМП, 2004. – 209 с.
7. Об установлении нормативных сроков службы основных средств и признании утратившими силу некоторых постановлений Министерства экономики Республики Беларусь : постановление М-ва экономики Респ. Беларусь, 30 сент. 2011 г., № 161 // Национальный реестр правовых актов Респ. Беларусь. – 2011. – № 129. – 8/24359.
8. Каталоги полимерных труб ООО «Скайтерм» [Электронный ресурс]. – 2006. – Режим доступа: <https://teplokom.by/product/polipropilenovaya-truba-valtec-ppr-pn-20-20-mm>. – Дата доступа: 14.06.2021.
9. Захаренко, З.Н. Сметная стоимость строительства : учеб.-метод. пособие / З.Н. Захаренко. – Гомель : БелГУТ, 2015. – 38 с.
10. Об изменении постановлений Министерства антимонопольного регулирования и торговли Республики Беларусь : постановление М-ва антимонопольной политики и торговли Респ. Беларусь, 5 янв. 2021 г., № 2 // Национальный центр правовой информации Респ. Беларусь. – 2021. – 8/36254.

Поступила 15.11.2021

**INVESTIGATION OF THE INFLUENCE OF THE STANDARD HOURLY WATER CONSUMPTION
ON THE FINANCIAL COSTS OF CREATING THE SUPPLY PIPELINES
OF THE HOT WATER SUPPLY SYSTEM OF AN APARTMENT BUILDING**

V. YAKAULEVA, A. NIYAKOVSKII, E. DOROFEEV, A. NIYAKOVSKI

The objective function of the costs of creating a network of supply pipelines for the hot water supply system of an apartment building has been developed, expressing the relationship between capital costs, current costs and options for the standard hourly consumption of hot water by one consumer for calculation. The proposed objective function makes it possible to perform discrete optimization of the network of supply pipelines according to the criterion of the standard flow rate of hot water used in hydraulic calculation. It is established that the rate of change of the total reduced costs does not strongly depend on the rate of change of the taken into account values of the standard consumption of hot water. This, the value of the standard hot water consumption practically does not affect the overall reduced costs in the supply pipelines of the hot water supply system.

Keywords: *objective function of costs, capital costs, operating costs, hot water supply systems, hydraulic calculation, calculation method, material characteristics of the pipeline network, regulatory indicators.*

UDC 666.973.2:666.97.031

RESEARCH AND APPLICATION OF WOOD-CONCRETE IN WORLD PRACTICE: AN OVERVIEW

A. YAGUBKIN¹, Y. JINBIN²

(Polotsk State University)

ORCID <https://orcid.org/0000-0003-4124-3634>¹ORCID <https://orcid.org/0000-0003-0569-5633>²

Wood-concrete products are used for the construction of exterior walls and partitions, as well as heat and sound insulation material in buildings for various purposes. They were spread in such countries as Austria, Australia, Belarus, Brazil, Canada, China, Great Britain, Germany, Holland, India, Japan, Switzerland, Russia, USA, France, etc. Wood concrete products have high strength, low thermal conductivity, high heat capacity, are not subject to rotting, fungal and microorganism damage, and are environmentally friendly. In Polotsk State University (Belarus), a new generation of wood-concrete has been developed. The technology will make it possible to obtain a material with directional filler placement and desired properties. Arbel modifier additive allows to reduce the operating humidity and thermal conductivity of the material. The method of selection of additives allows you to quickly select the composition of the additive and wood-concrete.

Keywords: wood-concrete, international, world practice, overview, desired properties, energy efficiency.

Introduction. Wood-concrete products are used for the construction of exterior walls and partitions, as well as heat and sound insulation material in buildings for various purposes. They were spread in such countries as Austria, Australia, Belarus, Brazil, Canada, China, Great Britain, Germany, Holland, India, Japan, Switzerland, Russia, USA, France, etc. Wood concrete products have high strength, low thermal conductivity, high heat capacity, are not subject to rotting, fungal and microorganism damage, and are environmentally friendly.

We present the main consumer characteristics and advantages of wood-concrete products. In relation to wood: wood-concrete is not subject to rotting, defeat by fungi and microorganisms, does not burn, has improved air exchange and humidity regulation in the room. In relation to gas silicate, foam concrete blocks, bricks, heavy concrete: concrete can be easily machined (sawing, drilling, cutting), reliably holds fasteners, has high sound absorption, has an increased crack resistance when the maximum permissible loads are exceeded, which allows to transfer sediments without damage building. Minimum use of lifting equipment in the implementation of construction using the intended products due to the unique physical characteristics.

Scientific research in this area was carried out in many countries of the world. The main directions of these studies are as follows: the development of wood-filling mineralizers, the development of wood-concrete mixture modifiers, the development and optimization of methods for compacting the mixture, the development of methods for influencing the material at the hardening stage.

Main part. The article provides an overview of the study and use of wood-concrete in different countries of the world. Since there are a lot of studies in the field of wood concrete, only a few of them are presented in the overview.

In America, the study of wood-concrete devoted to the work of the following authors: R. Gutkowski, M.R. Le-Borgne, J.T. Kevern, B. Koohestani, E.Y.A. Okino, A. Quiroga, et al.

In Colorado State University (USA) the test results show that it is possible to achieve medium to high degrees of composite action in layered solid wood-concrete beam specimens using nominal dimension lumber and a notched shear key/anchor detail [1]. Wood-concrete composite beams are an efficient way to construct and renovate floors that require a high stiffness and load carrying capacity [2].

In the article [3] presents the results of a testing plan designed to evaluate the effects of macro synthetic fibers on pervious concrete material properties and durability.

In Canada fulfilled experimental study investigates the influence of maple-wood sawdust addition on the mechanical and microstructural properties of cemented paste backfill [4].

Six eucalypts species and two clones of rubberwood, planted in Brazil, were used to manufacture wood cement-bonded particleboard. The hydration test has shown that all six mixtures of species were compatible with Portland cement. The mixtures investigated were classified as being of "moderate inhibition", even without addition of chemical additive. Calcium Chloride enhanced the performance of the mixtures, which grades were classified as being of "low inhibition" [5].

In Argentina studies water extraction, alkaline hydrolysis and coating of the wood surface are convenient technological strategies to avoid setting inhibition phenomena [6].

In Asia, the study of wood-concrete devoted to the work of the following authors: Ch. Ruilin, Z. Jiamin, P.M. Katkar, C.A. Patil, P.A. Khude et al.

At Huaqiao University (China) bamboo fibers were extracted using mosso bamboo as raw material for concrete thereby making bamboo fiber concrete. In the concrete preparation process, after sand, stone and cement were uniformly mixed, bamboo fiber was added to the mixture together with water to obtain a bamboo fiber concrete mix. Through axial

compressive and tensile strength experimental analysis, the mechanical properties of bamboo fiber concrete were reduced in comparison with ordinary concrete, but the ductility and toughness of the concrete were significantly improved. Overall, the addition of bamboo fibers resulted in a significant improvement in the overall performance of the concrete, and it is believed that the concrete strength problem could be solved if a higher strength outer layer of bamboo fibers was used after special treatment (Y. Ni, 1995)¹.

In India, the DKTEs Institute of Textiles and Engineering studied the feasibility of coconut shell fiber reinforced cement boards for civil engineering projects. The experiments were carried out on coconut shell fiber reinforced cement boards, unboiled coconut shell fiber non-textile reinforced concrete boards and boiled coconut shell fiber non-textile reinforced concrete boards and the three different boards were compared for thermal conductivity, flexural and compressive strength and water absorption. The experimental results show that the performance of the boiled coconut shell fiber non-textile reinforced concrete slabs is optimal, with lower thermal conductivity, moderate water absorption and higher compressive and tensile strengths [7].

In Australia and Japan, natural plant fibers (mainly wood fibers) and concrete blending research has been vigorously carried out since the mid-1990s, and many patented results have been obtained [8].

In Africa, the study of wood-concrete devoted to the work of the following authors: Z. Kammoun, D. Taoukil, A. O. Olorunnisola, M. S. Mungwa, M. Bederina et al.

In Tunisia, found that concrete with cactus fibers led to a reduction in thermal conductivity, but with the addition of cactus fibers, the thermal conductivity and compressive strength of the material decreased [9].

In Algeria, found that concrete with wood fibers increased its mechanical strength and had good mechanical properties [10].

In Cameroon, found that wood-concrete structures have higher stiffness, ductility and ultimate strength than concrete-steel structures [11].

In Nigeria, researchers have focused on the effect of wood particles on the properties of concrete, finding that the smaller the particle size, the stronger the material produced [12].

In Morocco, researchers have worked on the water absorption of wood-concrete at various wood contents, and studies have shown that wood-concrete has a high-water absorption capacity [13].

In Europe, the study of wood-concrete devoted to the work of the following authors: B. Kasal, M. Khorami, T. Salem, C. Lacoste, N. Subbotina et al.

Researchers at Germany found that concrete incorporated with wood fibers had low water permeability, frost resistance and high durability. And the longer the length of the fibers, the more pronounced the effect [14].

In the UK, researchers found that agricultural wood fiber waste from bagasse, wheat and eucalyptus increased the compressive strength of concrete [15].

In France scientists found that using maple fibers to add to concrete did not negatively affect it, but rather increased its strength and durability [16]. Researchers there worked on the feasibility of wood-concrete with alginate as a binder. The results of the study showed that this approach was feasible and increased the compressive strength of the new material [17].

In Russia, some researchers found that using phosphate as a buffer improved the strength and reduced the water absorption of the new material [18].

In Antarctica, in February 1962, the USSR began construction of the "Molodezhnaya" International Station in Antarctica for scientific research. At that time, widely produced wood concrete panels were chosen as the material for the wall bodies. By 1967, 3 residential buildings and a canteen building made of wood concrete with a thickness of only 30 cm were built².

Conclusion. The Republic of Belarus, as part of the world scientific community, is also engaged in scientific research in the field of wood-concrete. In Polotsk State University, a new generation of wood-concrete has been developed [19]. The technology will make it possible to obtain a material with directional filler placement and desired properties [20]. Arbel modifier additive allows to reduce the operating humidity and thermal conductivity of the material [21]. The method of selection of additives allows you to quickly select the composition of the additive and wood concrete [22].

REFERENCES

1. Gutkowski, R., Brown, K., Shigidi, A., & Natterer, J. (2008). Laboratory tests of composite wood-concrete beams. *Construction and Building Materials*, 22, 1059–1066. DOI: [10.1016/j.conbuildmat.2007.03.013](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2007.03.013).
2. LeBorgne, M.R., & Gutkowski, R. (2010). Effects of various admixtures and shear keys in wood-concrete composite beams. *Construction and Building Materials*, 24, 1730–1738. DOI: [10.1016/j.conbuildmat.2010.02.016](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.02.016).
3. Kevern, T.T., Biddle, D., & Cao Q. (2015). Effects of macrosynthetic fibers on pervious concrete properties. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 27(9), 06014031-1 - 06014031-6. DOI: [10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0001213](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001213).
4. Koohestani, B., Koubaa, A., Belem, T., Bussi re, B., & Bouzahzah H. (2016). Experimental investigation of mechanical and microstructural properties of cemented paste backfill containing maple-wood filler. *Construction and Building Materials*, 121, 222–228. DOI: [10.1016/j.conbuildmat.2016.05.118](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.05.118).

¹Ni, Y. (1995). Natural fibre reinforced cement composites [Doctoral dissertation, Victoria University of Technology]. VU Research Repository. https://vuir.vu.edu.au/15654/1/Ni_1995compressed.pdf.

²Arbolit v Antarktide. URL: <https://derevobeton12.rf/arbolit-v-antarktide/>.

5. Okino, E.Y.A., de Souza, M.R., Santana, M.A.E., da S. Alves, M.V., de Sousa, M.E., & Teixeira, D.E. (2004). Cement-bonded wood particleboard with a mixture of eucalypt and rubberwood. *Cement & Concrete Composites*, 26, 729–734. DOI: [10.1016/S0958-9465\(03\)00061-1](https://doi.org/10.1016/S0958-9465(03)00061-1).
6. Quiroga, A., Marzocchi, V., & Rintoul I. (2016). Influence of wood treatments on mechanical properties of wood cement composites and of Populus Euroamericana wood fibers. *Composites Part B: Engineering*, 84, 25–32. DOI: [10.1016/j.compositesb.2015.08.069](https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2015.08.069).
7. Katkar, P.M., Patil, C.A., Khude, P.A., Jain, A.M., & Chougule S.S. (2012). Coir-cement composite. *Melliand International*, 18(2), 132–134. https://www.researchgate.net/publication/287047716_Coir-cement_composite.
8. Kayali, O., Haque, M.N., & Zhu, B. (1999). Drying shrinkage of fibre-reinforced lightweight aggregate concrete containing fly ash. *Cement and Concrete Research*, 29, 1835–1840. DOI: [10.1016/S0008-8846\(99\)00179-9](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(99)00179-9).
9. Kammoun, Z., & Trabelsi, A. (2013). Development of lightweight concrete using prickly pear fibers. *Construction and Building Materials*, 48, 104–115. DOI: [10.1016/j.conbuildmat.2019.03.167](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.03.167).
10. Bederina, M., Laidoudi, B., Goullieux, A., Khenfer, M.M., Bali, A., & Quéneudec, M. (2009). Effect of the treatment of wood shavings on the physico-mechanical characteristics of wood sand concretes. *Construction and Building Materials*, 23, 1311–1315. DOI: [10.1016/j.conbuildmat.2008.07.029](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2008.07.029).
11. Mungwa, M.S., Jullien, J.-F., Foudjet, A., & Hentges, G. (1999). Experimental study of a composite wood-concrete beam with the INSA-Hilti new flexible shear connector. *Construction and Building Materials*, 13, 371–382. DOI: [10.1016/S0950-0618\(99\)00034-3](https://doi.org/10.1016/S0950-0618(99)00034-3).
12. Olorunnisola, A.O. (2009). Effects of husk particle size and calcium chloride on strength and sorption properties of coconut husk-cement composites. *Industrial crops and products*, 29, 495–501. DOI: [10.1016/j.indcrop.2008.09.009](https://doi.org/10.1016/j.indcrop.2008.09.009).
13. Taoukil, D., El Bouardi, A., Sick, F., Mimet, A., Ezbakhe, H., & Ajzoul, T. (2013). Moisture content influence on the thermal conductivity and diffusivity of wood-concrete composite. *Construction and Building Materials*, 48, 104–115. DOI: [10.1016/j.conbuildmat.2013.06.067](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.06.067).
14. Fu, Q., Yan, L., Ning, T., Wang, B., & Kasal, B. (2020). Interfacial bond behavior between wood chip concrete and engineered timber glued by various adhesives. *Construction and Building Materials*, 238, 117743. DOI: [10.1016/j.conbuildmat.2019.117743](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.117743).
15. Khorami, M., & Ganjian, E. (2011). Comparing flexural behaviour of fibre-cement composites reinforced bagasse: Wheat and eucalyptus. *Construction and Building Materials*, 25, 3661–3667. DOI: [10.1016/j.conbuildmat.2011.03.052](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.03.052).
16. Salem, T., Fois, M., Omikrine-Metalssi, O., Manuel, R., & Fen-Chong T. (2020). Thermal and mechanical performances of cement-based mortars reinforced with vegetable synthetic sponge wastes and silica fume. *Construction and Building Materials*, 264, 120213. DOI: [10.1016/j.conbuildmat.2020.120213](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.120213).
17. Lacoste, C., Bergeret, A., Corn, S., & Lacroix, P. (2018). Sodium alginate adhesives as binders in wood fibers/textile waste fibers biocomposites for building insulation. *Carbohydrate Polymers*, 184, 1–8. DOI: [10.1016/j.carbpol.2017.12.019](https://doi.org/10.1016/j.carbpol.2017.12.019).
18. Subbotina, N., Gorlenko, N., Sarkisov, Y., Naumova, L., & Minakova, T. (2016). Control of Structurization Processes in Wood-Cement Systems at Fixed pH. *AIP Conference Proceedings*, 1698, 060003-1 - 060003-6. DOI: [10.1063/1.4937858](https://doi.org/10.1063/1.4937858).
19. Yagubkin, A.N. (2017). Innovatsionnyi konstruksionno-teploizolyatsionnyi arbolit s zadannymi svoistvami. *BST: byulleten' stroitel'noi tekhniki*, 10 (998), 42–43. <http://bstmag.ru/article?id=1506>.
20. Bozylev, V.V., & Yagubkin, A.N. (2017). Innovatsionnyi arbolit s zadannymi svoistvami. *Problemy sovremennogo betona i zhelezobetona : sb. nauch. tr.*, 9, 96–112. DOI: [10.23746/2017-9-7](https://doi.org/10.23746/2017-9-7).
21. Bozylev, V.V., & Yagubkin, A.N. (2011). Izuchenie mekhanizma deistviya dobavki Arbel na protsessy nabora prochnosti tsementnoi sostavlyayushchei arbolita. *Vestnik Polotskogo gosudarstvennogo universiteta. Seriya F, Stroitel'stvo. Prikladnye nauki*, 16, 89–96. http://elib.psu.by:8080/bitstream/123456789/711/1/Bozylev_2011-16-p89.pdf.
22. Bozylev, V.V., & Yagubkin, A.N. (2009). K voprosu razrabotki metodiki ekspress-analiza otsenki vliyaniya dobavok na prochnost' arbolita. *Vestnik Polotskogo gosudarstvennogo universiteta. Seriya F, Stroitel'stvo. Prikladnye nauki*, 6, 71–76. https://elib.psu.by/bitstream/123456789/2243/1/Бозылев_2009-6.pdf.

Поступила 05.12.2021

ИССЛЕДОВАНИЯ И ПРИМЕНЕНИЕ ДЕРЕВОБЕТОНА В МИРОВОЙ ПРАКТИКЕ: ОБЗОР

А.Н. ЯГУБКИН, Ю. ЦЗИНЬБИНЬ

Изделия из деревобетона используются для возведения наружных стен и перегородок, а также в качестве тепло- и звукоизоляционного материала в зданиях различного назначения. Они получили распространение в таких странах, как Австрия, Австралия, Беларусь, Бразилия, Канада, Китай, Великобритания, Германия, Голландия, Индия, Япония, Швейцария, Россия, США, Франция и др. Изделия из деревобетона обладают высокой прочностью, низкой теплопроводностью, высокой теплоемкостью, не подвержены гниению, поражению грибками и микроорганизмами, экологически чистые. В Полоцком государственном университете (Беларусь) было разработано новое поколение деревобетона. Технология позволяет получать материал с направленным расположением заполнителя и заданными свойствами. Добавка-модификатор Арбел позволяет снизить эксплуатационную влажность и теплопроводность материала. Методика подбора добавок позволяет быстро подобрать состав добавки и деревобетона.

Ключевые слова: деревобетон, международный, мировая практика, обзор, заданные свойства, энергетическая эффективность.

UDC 666.973.2:666.97.031

INFLUENCE OF TEMPERATURE ON THE THERMO-HUMIDITY CONDITIONS OF WALL MATERIALS

A. YAGUBKIN¹, D. SHABANOV², Y. JINBIN³
(Polotsk State University)

ORCID <https://orcid.org/0000-0003-4124-3634>¹

ORCID <https://orcid.org/0000-0002-8505-2015>²

ORCID <https://orcid.org/0000-0003-0569-5633>³

The construction of energy efficient housing is a strategically important scientific, technical, economic, social and political trend. The goal of the work is to show the influence of temperature on the thermo-humidity conditions of various wall materials. To achieve this goal, a testing complex was developed at Polotsk State University. The testing complex consists of a laboratory installation with the ability to change samples of wall materials, temperature and humidity sensors, an information input-output interface, software. The experiment showed comparable heat retention results for mineral wool, expanded polystyrene, wood-concrete and foil sample. The results obtained indicate that the proposed technology can be used both in existing buildings and in buildings under construction.

Keywords: temperature, thermo-humidity conditions, humidity, desired properties, energy efficiency, wood-concrete, sensors.

Introduction. The construction of energy efficient housing is a strategically important scientific, technical, economic, social, and political trend. Those countries that have previously and further advanced along this path have received serious advantages already now since they have made a breakthrough in solving many painful problems of energy conservation.

Energy efficient materials are gaining popularity all over the world. Analysis of publications allows us to conclude that wood-concrete is one of these materials [1–18].

The increase in the energy efficiency of residential buildings, dictated by the energy crisis, required a significant increase in regulatory requirements for the resistance to heat transfer of the building envelopes and the development of a set of energy-saving measures. One of these activities is the use of smart systems to control and regulate the parameters of enclosing structures.

Cold air, especially highly saturated with moisture, takes heat from the outer structures of the facade. As a result, energy efficiency decreases and the thermal stability of the enclosing structures decreases [19].

The goal of the work is to show the influence of temperature on the thermo-humidity conditions of various wall materials.

Main part. To achieve this goal, a testing complex was developed at Polotsk State University. The testing complex consists of a laboratory installation with the ability to change samples of wall materials, temperature and humidity sensors, an information input-output interface, and software.

The software and the information input-output interface are implemented on the arduino platform.

A sensor is a device that detects and measures a physical quantity from the environment and converts it into an electronic signal. The physical quantity could be moisture, temperature, motion, light or any other physical phenomenon. Examples of sensors include: oxygen sensors, temperature sensors, infra red sensors, humidity sensors, soil moisture sensors and motion detection sensors. The output of the sensors is usually charge, current or voltage¹.

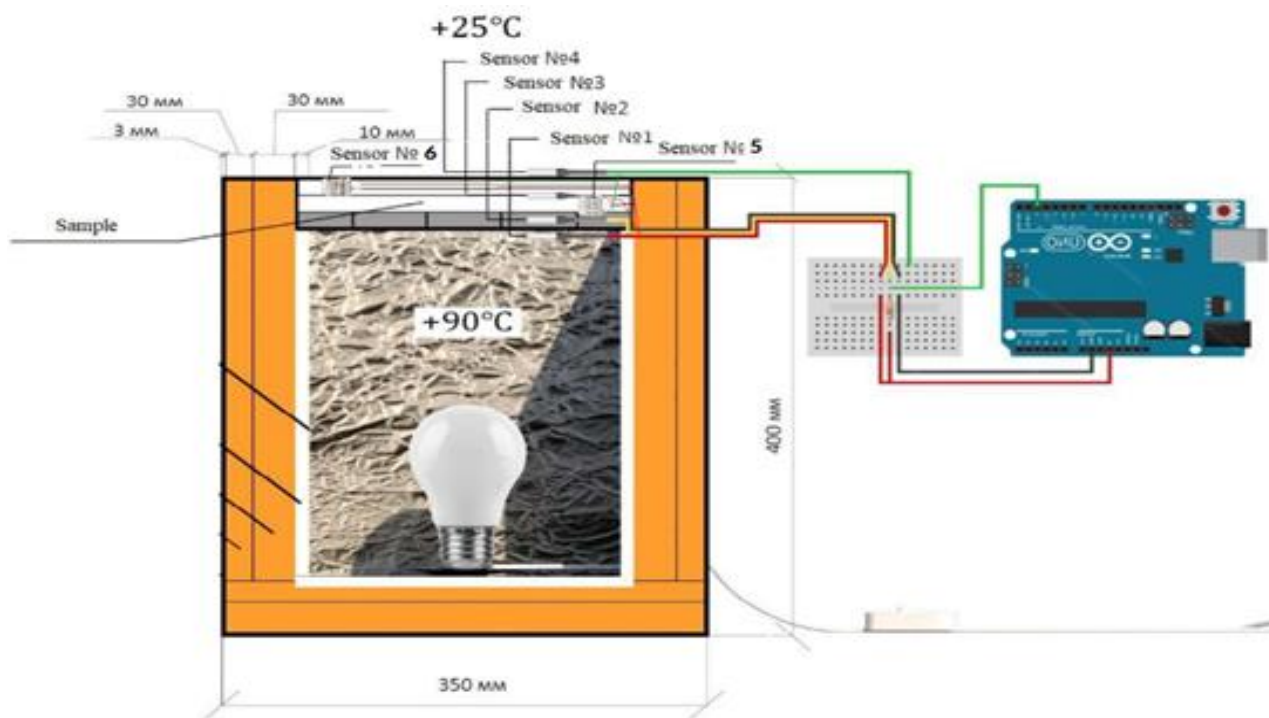
To carry out the experiment, an installation and a model of a three-layer wall structure were created (figure 1). The structural system of its four side walls is as follows: 3 mm cardboard; penoplex 20 mm (density 35 kg/m³); expanded polystyrene 30 mm (density 35 kg/m³); PVC panel 10 mm (in which air channels are directed vertically); foil. Installation base: cardboard 3 mm; penoplex 20 mm (density 35 kg/m³); expanded polystyrene 30 mm (density 35 kg/m³); foil. In the middle of the base the unit is equipped with a heat source (lamp).

A sample (with sensors inside) was placed on the setup, a lamp inside the sample was turned on and heated the space. The temperature and humidity readings were recorded by sensors and provided information to the specialized program Arduino Uno. The automated processing of the obtained experimental data was carried out using the Microsoft Office Excel software package.

The DS18B20 digital thermometer provides 9-bit to 12-bit Celsius temperature measurements and has an alarm function with nonvolatile user-programmable upper and lower trigger points. The DS18B20 communicates over a 1-Wire bus that by definition requires only one data line (and ground) for communication with a central microprocessor. Each DS18B20 has a unique 64-bit serial code, which allows multiple DS18B20s to function on the same 1-Wire bus. DHT22 output calibrated digital signal. It utilizes exclusive digital-signal-collecting-technique and humidity sensing technology, assuring its reliability and stability. Its sensing elements is connected with 8-bit single-chip computer. Every sensor of this model is temperature compensated and calibrated in accurate calibration chamber and the calibration-coefficient

¹URL: <https://amperka.ru/page/kak-vybrat-datchik-dlya-arduino>.

is saved in type of program in OTP memory, when the sensor is detecting, it will cite coefficient from memory. Arduino Uno is a microcontroller board based on the ATmega328P (datasheet). It has 14 digital input/output pins (of which 6 can be used as PWM outputs), 6 analog inputs, a 16 MHz ceramic resonator (CSTCE16M0V53-R0), a USB connection, a power jack, an ICSP header and a reset button. It contains everything needed to support the microcontroller; simply connect it to a computer with a USB cable or power it with a AC-to-DC adapter or battery to get started. The Uno board and version 1.0 of Arduino Software (IDE) were the reference versions of Arduino, now evolved to newer releases. The Uno board is the first in a series of USB Arduino boards, and the reference model for the Arduino platform; for an extensive list of current, past or outdated boards see the Arduino index of boards. The Arduino Uno has a resettable polyfuse that protects your computer's USB ports from shorts and overcurrent. Although most computers provide their own internal protection, the fuse provides an extra layer of protection².



Sensors 1-4 – DS18B20³; sensors 5-6 – DHT22⁴

Figure 1. – Sectional view of the pilot plant

A prototype was placed on the top of the pilot plant. The pilot plant was heated to create a temperature difference of +90°C and +25°C, after heating the incandescent lamp was turned off and the temperature readings as well as the rate at which the heat from the pilot plant went outside were monitored.

The experiment showed comparable heat retention results for mineral wool, expanded polystyrene, wood-concrete and foil sample [19]. The test results are shown in figure 2. Mineral wool heats up in the installation to the maximum temperature in 140 minutes, cools down in about the same time (figure 2, a). Expanded polystyrene heats up to a maximum temperature in 105 minutes, cools down in 130 minutes (figure 2, b). Wood-concrete heats up to a maximum temperature in 190 minutes, cools down in 160 minutes (figure 2, c). Foil sample heats up to a maximum temperature in 240 minutes, cools down in 100 minutes (figure 2, d). The leader in heating is expanded polystyrene, which is ahead of mineral wool by 35 minutes, wood concrete by 85 minutes, foil sample by 135 minutes. The leader in cooling (heat accumulation) is wood concrete, which cools down longer than expanded polystyrene by 30 minutes, than mineral wool by 20 minutes, foil sample by 60 minutes.

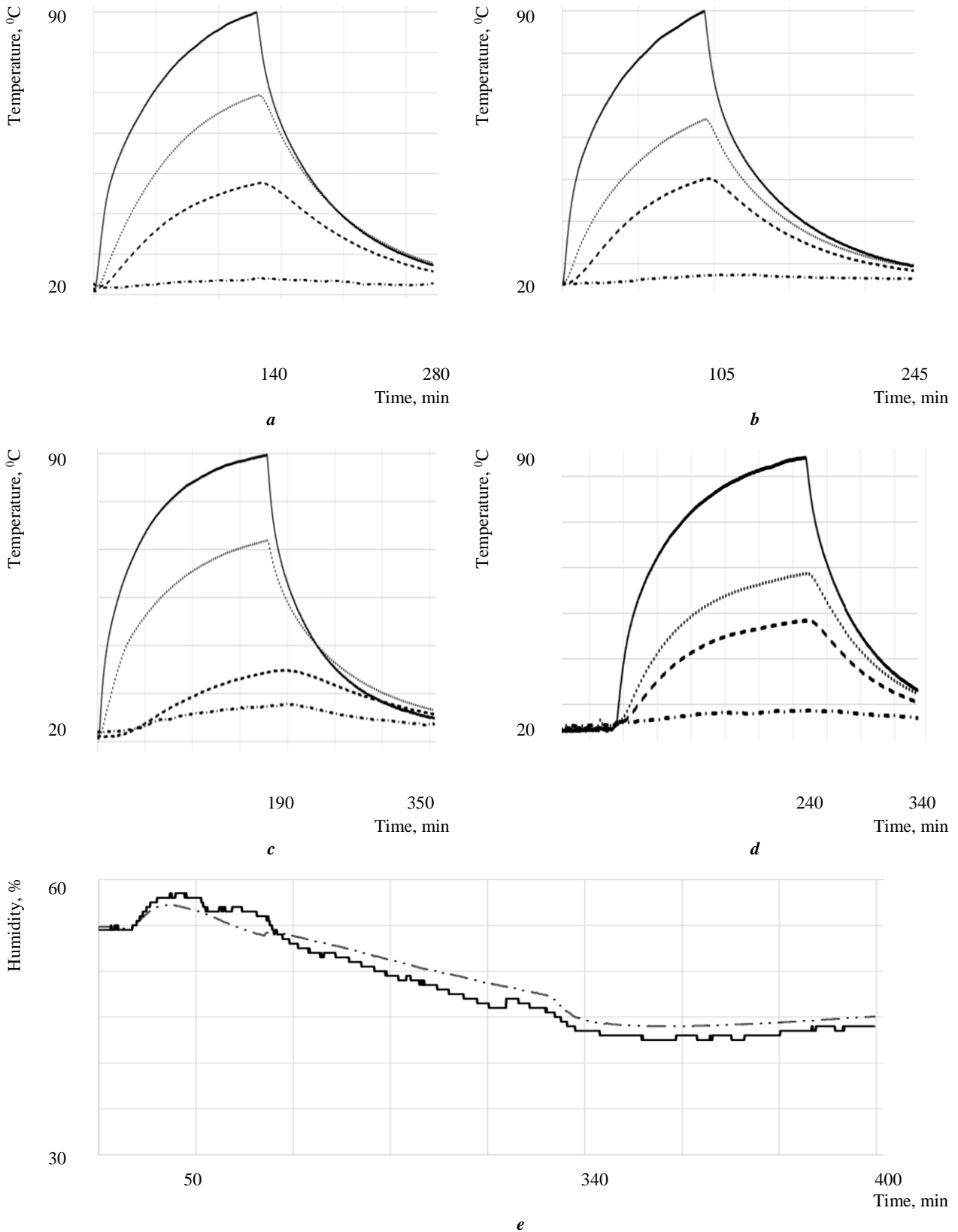
The humidity content in different parts of the foil sample (figure 2, e) first had some growth of 5–7% (due to humidity migration due to heating of the inner space of the experimental setup), and then decreased by 25–30% (due to heating of the material).

The advantages of the developed testing complex are the speed of data acquisition, mobility, cross-platform.

² URL: <https://store.arduino.cc/products/arduino-uno-rev3/>.

³ URL: <https://datasheets.maximintegrated.com/en/ds/DS18B20.pdf>.

⁴ URL: <https://www.sparkfun.com/datasheets/Sensors/Temperature/DHT22.pdf>.



— sensor 1; sensor 2; - - - - sensor 3; - · - · - sensor 4; - · - · - sensor 5; —┐— sensor 6
a – mineral wool test; *b* – expanded polystyrene test; *c* – wood-concrete test; *d* – foil sample test; *e* – humidity test
Figure 2. – Test results

Conclusion. The goal of the work was fully achieved. Developed testing complex consists of a laboratory installation with the ability to change samples of wall materials, temperature and humidity sensors, an information input-output interface, and software has shown its worth.

The experiment showed comparable heat retention results for mineral wool, expanded polystyrene, wood-concrete and foil sample. The results obtained indicate that the proposed technology can be used both in existing buildings and in buildings under construction. Having finished laboratory tests the authors are going to carry out full-scale tests in existing buildings, what will allow to continuously monitor the temperature and maintain an optimal thermal regime as well as save energy for heating.

It is also planned to use strain sensors (for the control of mechanical characteristics) and ph-sensors (to control carbonation and durability of concrete).

REFERENCES

1. Salem, T., Fois, M., Omikrine-Metalssi, O., Manuel, R., & Fen-Chong T. (2020). Thermal and mechanical performances of cement-based mortars reinforced with vegetable synthetic sponge wastes and silica fume. *Construction and Building Materials*, 264, 120213. DOI: [10.1016/j.conbuildmat.2020.120213](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.120213).
2. Fu, Q., Yan, L., Ning, T., Wang, B., & Kasal, B. (2020). Interfacial bond behavior between wood chip concrete and engineered timber glued by various adhesives. *Construction and Building Materials*, 238, 117743. DOI: [10.1016/j.conbuildmat.2019.117743](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.117743).
3. Lacoste, C., Bergeret, A., Corn, S., & Lacroix, P. (2018). Sodium alginate adhesives as binders in wood fibers/textile waste fibers biocomposites for building insulation. *Carbohydrate Polymers*, 184, 1–8. DOI: [10.1016/j.carbpol.2017.12.019](https://doi.org/10.1016/j.carbpol.2017.12.019).
4. Subbotina, N., Gorlenko, N., Sarkisov, Y., Naumova, L., & Minakova, T. (2016). Control of Structurization Processes in Wood-Cement Systems at Fixed pH. *AIP Conference Proceedings*, 1698, 060003-1 - 060003-6. DOI: [10.1063/1.4937858](https://doi.org/10.1063/1.4937858).
5. Koohestani, B., Koubaa, A., Belem, T., Bussi re, B., & Bouzahzah H. (2016). Experimental investigation of mechanical and micro-structural properties of cemented paste backfill containing maple-wood filler. *Construction and Building Materials*, 121, 222–228. DOI: [10.1016/j.conbuildmat.2016.05.118](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.05.118).
6. Kevern, T.T., Biddle, D., & Cao Q. (2015). Effects of macrosynthetic fibers on pervious concrete properties. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 27(9), 06014031-1 - 06014031-6. DOI: [10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0001213](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001213).
7. Kammoun, Z., & Trabelsi, A. (2013). Development of lightweight concrete using prickly pear fibers. *Construction and Building Materials*, 48, 104–115. DOI: [10.1016/j.conbuildmat.2019.03.167](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.03.167).
8. Taoukil, D., El Bouardi, A., Sick, F., Mimet, A., Ezbakhe, H., & Ajzoul, T. (2013). Moisture content influence on the thermal conductivity and diffusivity of wood–concrete composite. *Construction and Building Materials*, 48, 104–115. DOI: [10.1016/j.conbuildmat.2013.06.067](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.06.067).
9. Khorami, M., & Ganjian, E. (2011). Comparing flexural behaviour of fibre–cement composites reinforced bagasse: Wheat and eucalyptus. *Construction and Building Materials*, 25, 3661–3667. DOI: [10.1016/j.conbuildmat.2011.03.052](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.03.052).
10. Gutkowski, R., Brown, K., Shigidi, A., & Natterer, J. (2008). Laboratory tests of composite wood–concrete beams. *Construction and Building Materials*, 22, 1059–1066. DOI: [10.1016/j.conbuildmat.2007.03.013](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2007.03.013).
11. LeBorgne, M.R., & Gutkowski, R. (2010). Effects of various admixtures and shear keys in wood–concrete composite beams. *Construction and Building Materials*, 24, 1730–1738. DOI: [10.1016/j.conbuildmat.2010.02.016](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.02.016).
12. Okino, E.Y.A., de Souza, M.R., Santana, M.A.E., da S. Alves, M.V., de Sousa, M.E., & Teixeira, D.E. (2004). Cement-bonded wood particleboard with a mixture of eucalypt and rubberwood. *Cement & Concrete Composites*, 26, 729–734. DOI: [10.1016/S0958-9465\(03\)00061-1](https://doi.org/10.1016/S0958-9465(03)00061-1).
13. Quiroga, A., Marzocchi, V., & Rintoul I. (2016). Influence of wood treatments on mechanical properties of wood cement composites and of Populus Euroamericana wood fibers. *Composites Part B: Engineering*, 84, 25–32. DOI: [10.1016/j.compositesb.2015.08.069](https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2015.08.069).
14. Katkar, P.M., Patil, C.A., Khude, P.A., Jain, A.M., & Chougule S.S. (2012). Coir-cement composite. *Melliand International*, 18(2), 132–134. https://www.researchgate.net/publication/287047716_Coir-cement_composite.
15. Kayali, O., Haque, M.N., & Zhu, B. (1999). Drying shrinkage of fibre-reinforced lightweight aggregate concrete containing fly ash. *Cement and Concrete Research*, 29, 1835–1840. DOI: [10.1016/S0008-8846\(99\)00179-9](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(99)00179-9).
16. Bederina, M., Laidoudi, B., Goullieux, A., Khenfer, M.M., Bali, A., & Qu neudec, M. (2009). Effect of the treatment of wood shavings on the physico-mechanical characteristics of wood sand concretes. *Construction and Building Materials*, 23, 1311–1315. DOI: [10.1016/j.conbuildmat.2008.07.029](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2008.07.029).
17. Mungwa, M.S., Jullien, J.-F., Foudjet, A., & Hentges, G. (1999). Experimental study of a composite wood–concrete beam with the INSA-Hilti new flexible shear connector. *Construction and Building Materials*, 13, 371–382. DOI: [10.1016/S0950-0618\(99\)00034-3](https://doi.org/10.1016/S0950-0618(99)00034-3).
18. Olorunnisola, A.O. (2009). Effects of husk particle size and calcium chloride on strength and sorption properties of coconut husk–cement composites. *Industrial crops and products*, 29, 495–501. DOI: [10.1016/j.indcrop.2008.09.009](https://doi.org/10.1016/j.indcrop.2008.09.009).
19. Shabanov, D.N., Bryantsev, E.G. & Krupenichik, I.V. (2020). Rekupe-ratsiya v ogra-zhdayushchikh konstruksiyakh. *Vestnik Polotskogo gosudarstvennogo universiteta. Seriya F, Stroitel'stvo. Prikladnye nauki*, 8, 76–79. https://elib.psu.by/bitstream/123456/25837/1/ШабановБрянцевКрупенчик_2020-8.pdf.

Поступила 05.12.2021

ВЛИЯНИЕ ТЕМПЕРАТУРЫ НА ТЕРМО-ВЛАЖНОСТНОЕ СОСТОЯНИЕ СТЕНОВЫХ МАТЕРИАЛОВ

А.Н. ЯГУБКИН, канд. техн. наук Д.Н. ШАБАНОВ, Ю. ЦИНЬБИЛЬ

Строительство энергоэффективного жилья – стратегически важное научное, техническое, экономическое, социальное и политическое направление. Цель работы – показать влияние температуры на термо-влажностное состояние различных стеновых материалов. Для достижения этой цели в Полоцком государственном университете разработан испытательный комплекс. В состав испытательного комплекса входят лабораторная установка с возможностью замены образцов стеновых материалов, датчики температуры и влажности, интерфейс ввода-вывода информации, программное обеспечение. Эксперимент показал сопоставимые результаты по сохранению тепла для минеральной ваты, пенополистирола, деревобетона и образца из фольги. Полученные результаты свидетельствуют о том, что предложенная технология может быть использована как в существующих зданиях, так и в строящихся зданиях.

Ключевые слова: температура, термо-влажностное состояние, влажность, заданные свойства, энергетическая эффективность, деревобетон, датчики.

СОДЕРЖАНИЕ

Памяти заслуженного деятеля науки Республики Беларусь, лауреата премий Совета Министров БССР и Совета Министров Республики Беларусь, доктора технических наук, профессора Тимофея Максимовича ПЕЦОЛЬДА	2
--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	---

ГЕОДЕЗИЯ

<i>Сенько Ю.Г., Волошина М.В.</i> Топографо-геодезическое обеспечение сейсморазведочных работ.....	3
----------------------------------------------------------------------------------------------------	---

ГЕОЭКОЛОГИЯ

<i>Новикова О.К., Шуберт А.Ю.</i> Управление водными ресурсами в агрогородке Кадино	8
<i>Рашкевич Е.И., Юценко В.Д.</i> Техничко-экономическое, природоохранное и социальное обеспечение строительства объектов водоснабжения со станциями обезжелезивания Витебской области	13

СТРОИТЕЛЬСТВО

<i>Бакатович А.А., Бакатович Н.В., Gaspar F.</i> Влияние микроструктуры тростника и соломы на коэффициент теплопроводности структурообразующей композиции теплоизоляционного материала	19
<i>Боровкова А.А.</i> Студенческое общежитие – многофункциональное пространство для жизни	25
<i>Босаков С.В., Козунова О.В., Щетько Н.С.</i> Использование зависимости «момент – кривизна» при нелинейном расчете железобетонных балок.....	31
<i>Вишняков Н.Н.</i> Исследование очертания поверхности скольжения при потере несущей способности грунтового анизотропного основания распорных сооружений.....	36
<i>Воробей А.П., Тур В.В.</i> Экспериментальные исследования сопротивления срезу самонапряженных бетонных балок, армированных FRP при различных условиях нагружения.....	41
<i>Гиль А.И.</i> Результаты экспериментальных исследований сопротивления изгибу статически неопределимых железобетонных балок с комбинированным армированием растянутой зоны опорного сечения.....	58
<i>Козунова О.В., Сирош К.А.</i> Расчет бесконечной системы перекрестных балок на упругом основании вариационно-разностным методом	65
<i>Лазовский Д.Н., Глухов Д.О., Лазовский Е.Д.</i> Общий метод расчета прочности и деформаций на основе нелинейной деформационной модели косо сжатых колонн, усиленных железобетонной обоймой	72
<i>Лазовский Е.Д., Глухов Д.О.</i> Образование трещин в железобетонных элементах при совместном действии изгибающих моментов, продольных и поперечных сил	80
<i>Малков И.Г., Руденкова И.В.</i> Предпосылки, целесообразность и особенности перепрофилирования зданий.....	86
<i>Новосельцев В.Г., Новосельцева Д.В.</i> Изучение эффективности методов балансировки систем водяного отопления	94
<i>Ржевуцкая В.А., Москалькова Ю.Г.</i> Относительные деформации полной усадки керамзитобетона.....	99
<i>Соловьёв А.А.</i> Подвалы главного корпуса монастыря бернардинцев в Полоцке: натурное обследование	106
<i>Черноиван В.Н., Черноиван Н.В., Новосельцев В.Г., Торхова А.В.</i> Оценка влияния материала теплоизоляционного слоя на эксплуатационные характеристики утепленной кирпичной кладки	112
<i>Шлеймович М.М.</i> Микрорайонная система формирования Новополоцка: плюсы, минусы, тенденции	117
<i>Юценко В.Д., Велюго Е.С., Рашкевич Е.И., Просолов В.П., Седлуха С.В.</i> Основные пути и решения проектирования систем водоподготовки малых населенных пунктов в Республике Беларусь	124
<i>Яковлева В.А., Нияковский А.М., Дорофеев Е.Ю., Нияковский А.А.</i> Исследование влияния принятых нормативных расходов воды на затраты в трубопроводы системы горячего водоснабжения многоквартирного жилого дома	131
<i>Yagubkin A., Jinbin Y.</i> Research and application of wood-concrete in world practice: an overview	139
<i>Yagubkin A., Shabanov D., Jinbin Y.</i> Influence of temperature on the thermo-humidity conditions of wall materials	142