

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 рэцэнзаваўне 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.
Редакторы С.Е. Рясова, Т.А. Дарьянова, И.Н. Чапкевич.

Подписано к печати 12.07.2021. Бумага офсетная 70 г/м². Формат 60×84¹/₈. Ризография.
Усл. печ. л. 16,27. Уч.-изд. л. 19,62. Тираж 100 экз. Заказ 500.

ГЕОДЕЗИЯ

УДК 551.2/3

ПРОЯВЛЕНИЕ ГЛОБАЛЬНОЙ ТЕКТониКИ НА РАЗЛИЧНЫХ ТЕКТониЧЕСКИХ СТРУКТУРАХ

канд. техн. наук, доц. Г.А. ШАРОГЛАЗОВА, д-р физ.-мат. наук, доц. В.Н. КОРОВКИН
(Полоцкий государственный университет)

На основании экспериментальных данных тектонически-активного восточного побережья Камчатки, расположенного на стыке Тихоокеанской и Евразийской тектонических плит, и территории Беларуси, входящей в относительно устойчивую Восточно-Европейскую платформу, осуществлена попытка найти признаки закономерности в распределении деформаций земной коры в соответствии с глобальной тектоникой Земли. Затронута концепция деформационных тектонических волн Земли, развиваемая на основе открытия Рихтером миграции очагов сильных землетрясений вдоль глубинных разломов и глобальной тектоники плит. Приведены экспериментальные данные волнового характера проявления вертикальных деформаций земной коры в пространстве с периодом порядка 5–6 км в условиях Беларуси, на Полоцком тектоническом разломе.

Ключевые слова: глобальная тектоника Земли, деформации земной коры, тектонические структуры, деформационные волны.

Введение. Научные открытия XX – начала XXI веков, а также созданные на основе их изобретения, свершения, технологии, круто изменившие ход развития цивилизации (полет человека в космос, космические и информационные технологии), расширили границы познания широчайшего круга ученых и инженеров, а не единичных прорицателей, о законах развития Земли, Солнечной Системы, Вселенной. Для многих стало очевидным, что земные процессы нашей 3-й по удаленности от Солнца планеты не могут рассматриваться вне законов функционирования Солнечной Системы: Земля, как и другие планеты, совершает вращение вокруг Солнца по эллиптической орбите, вращается с определенной скоростью вокруг своей оси, имеет свой энергетический запас и не может не взаимодействовать с планетами через гравитацию и корпускулярные воздействия от Солнца в виде космических лучей во время солнечных вспышек. Труды В.И. Вернадского, пришедшего к пониманию космической роли жизни от цикла геологических наук, А.Л. Чижевского – о влиянии солнечной активности на органическую жизнь Земли, К.Э. Циолковского, глубоко убежденного в существовании иных разумных цивилизаций во Вселенной, вошли в массовое сознание ученых многих направлений, включая и науки о Земле. В науках о Земле также созрело понимание необходимости междисциплинарного подхода к решению геодинамических проблем, в том числе при тесном взаимодействии с фундаментальными науками.

Жизнь Солнечной Системы, прежде всего движение ее планет и спутников, носит периодический характер: суточное вращение Земли вокруг своей оси; годичный оборот Земли вокруг Солнца; периодическое проявление солнечной активности и связанное с ней явление переполусовки магнитного поля Солнца в среднем через каждые 11 лет и т.д. В зависимости от расположения планет Солнечной Системы, главным образом Луны и Солнца, относительно Земли меняется гравитационное поле нашей планеты, что проявляется в морских, атмосферных и литосферных приливах. Периодически, 2 раза в сутки в результате морских приливов уровень гидросферы Земли колеблется на 1–3 м, а литосферы – до 50 см, что может быть одной из причин землетрясений и извержений вулканов.

Наиболее полный перечень связи земных процессов с космосом и закономерностях их развития, на наш взгляд, приведен в работе В.Е. Хаина [20]. В ней указывается на наличие циклической повторяемости событий, характерных для геологических и геодинамических процессов и дополнительно к выше упомянутым приводят следующие циклы: орбитальные циклы Миланковича и циклы трансгрессий и регрессий Вейля; тектонические циклы Штиле, Бертрана, Вилсона; циклы Гончарова [21] продолжительностью 800–900 млн лет с попеременным северным и южным дрейфом континентов и образованием суперконтинентов поочередно в северном и южном полушариях [2]. При этом циклы Чижевского и Бертрана твердо имеют космическую природу, а для всех остальных циклов такая связь предположительна, то есть считается вполне вероятным существование некоего универсального космического механизма их происхождения [10].

Изложенные закономерности развития земных процессов, связь их с космосом, а также тот факт, что структура нашей планеты, хотя и формируется вплоть до настоящего времени, основное свое развитие получила в самый ранний период истории Земли, то есть несколько миллиардов лет назад, приводят к выводу: Земля как составная часть Солнечной Системы сформирована давно и не может существовать вне ее законов и жизненных циклов, которые подчиняются определенным периодичностям. В то же время наша планета сама представляет собой сложную систему, состоящую из оболочек (геосфер), ведущих себя в какой-то степени автономно, но одновременно активно взаимодействуя друг с другом, что свидетельствует о единстве системы Земли.

Тектонические процессы, происходящие в земной коре, в настоящее время объясняются с точки зрения тектоники плит, все еще бурно обсуждаемой и находящей среди научных авторитетов как сторонников [20; 18; 16], так и ярых противников [6]. Нам представляется весьма убедительной предложенная В.П. Трубцыным теория мантийной конвекции с континентами, плавающими среди океанических плит, которая основана на экспериментальных данных сейсмической томографии, тепловых и гравитационных полей, рельефа дна океана, ГНСС измерений движения континентов и математических расчетах. Эта теория не только подтверждает тектонику плит, но и обобщает ее, объясняя, в частности, возникновение и распад суперконтинентов (циклы Вилсона).

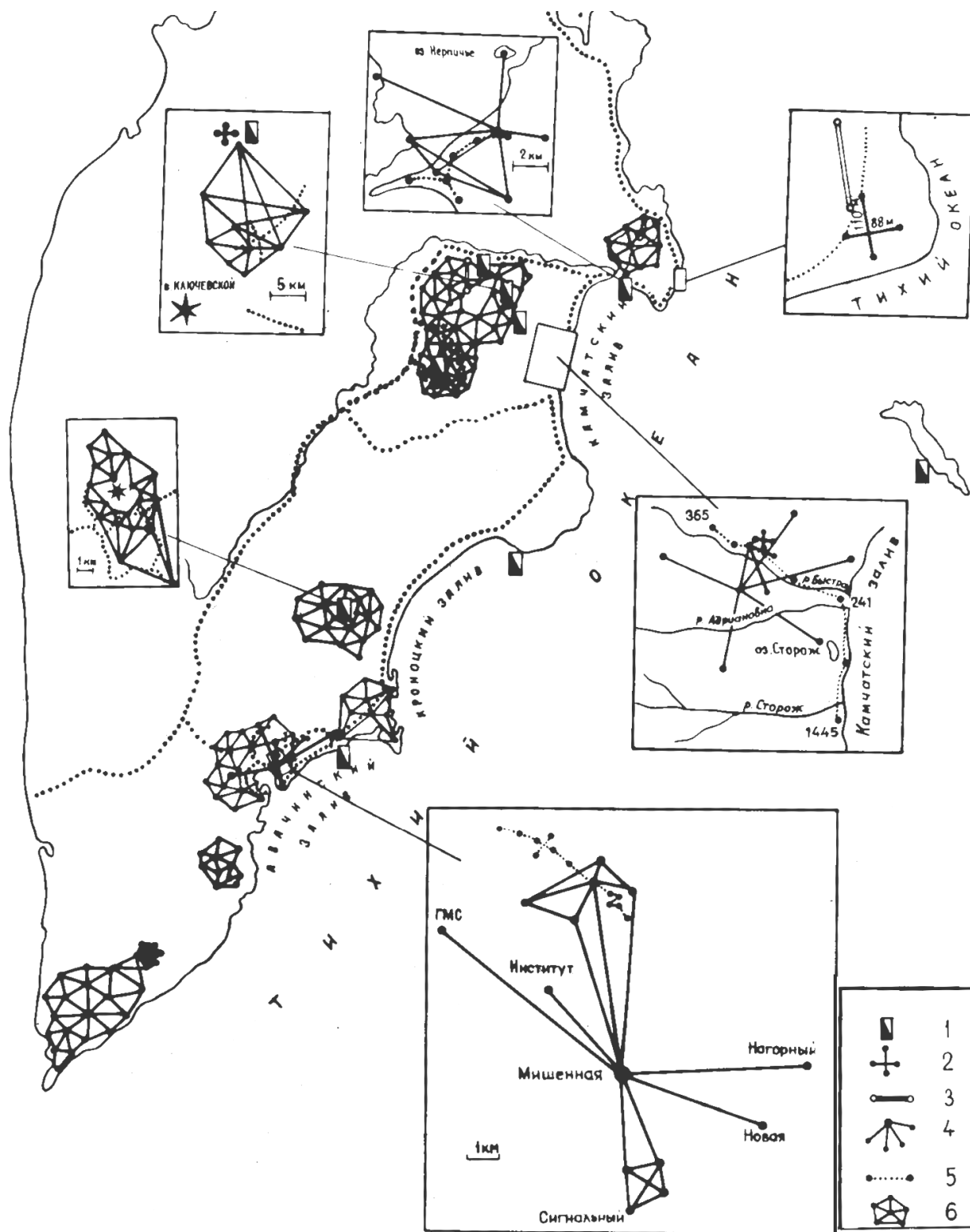
Авторы предлагаемой статьи на основании экспериментальных данных тектонически-активного восточного побережья Камчатки, расположенного на стыке Тихоокеанской и Евразийской тектонических плит, и территории Беларуси, входящей в относительно устойчивую Восточно-Европейскую платформу, осуществили попытку найти признаки закономерности в распределении деформаций земной коры в соответствии с глобальной тектоникой Земли. В работе также затронута концепция деформационных тектонических волн Земли, которая развивалась [3] на основе открытия Рихтером миграции очагов сильных землетрясений вдоль глубинных разломов [28; 29] и глобальной тектоники плит. В условиях Беларуси, на Полоцком геодинамическом профиле мы обнаружили волновой характер проявления вертикальных деформаций земной коры в пространстве с периодом порядка 5–6 км.

Глобальная тектоника и деформации земной коры на восточном побережье полуострова Камчатка. Полуостров Камчатка находится в зоне действия трех крупных литосферных плит: Евразийской, Североамериканской и Тихоокеанской [17]. Параллельно восточному побережью Камчатки простирается зона субдукции с подвигом Тихоокеанской плиты под Евразийскую и тянется Тихоокеанская сейсмофокальная зона, к которой приурочено большое число эпицентров землетрясений. Расположение полуострова на стыке Тихоокеанской и Евразийской плит, а также принадлежность составляющих его элементов к цепи островных дуг и других тектонических структур Тихоокеанского подвижного пояса обусловили высокую тектоническую, сейсмическую и вулканическую активность региона, проявляемую на поверхности в виде современных движений земной коры.

С целью усиления здесь комплексности геодинамических исследований в 70-е годы прошлого столетия была разработана программа геодезических работ по изучению современных движений земной коры (СДЗК) на Камчатке [19], которая осуществлялась силами Института вулканологии АН СССР и ПО «Дальаэрогеодезия» ГУГК СССР. Для изучения горизонтальной компоненты движений были созданы 8 геодинамических полигонов (ГДП), приуроченные к местам возможных сильных землетрясений и активным вулканам. Вертикальную компоненту изучали посредством линий повторного нивелирования (рисунок 1). Схемы геодезических построений на ГДП представляют собой площадные сети в виде треугольников со сторонами порядка 10 км, покрывающие территории 2,5–3,0 тыс. км². Геодезические работы на ГДП (ПО «Дальаэрогеодезия»), а также деформационных площадках (Институт вулканологии ДВО АН СССР) выполнялись наземными методами. После появления спутниковых средств измерений горизонтальную составляющую СДЗК на ГДП во всем мире, включая и Камчатский регион, стали определять с применением технологий ГНСС-наблюдений.

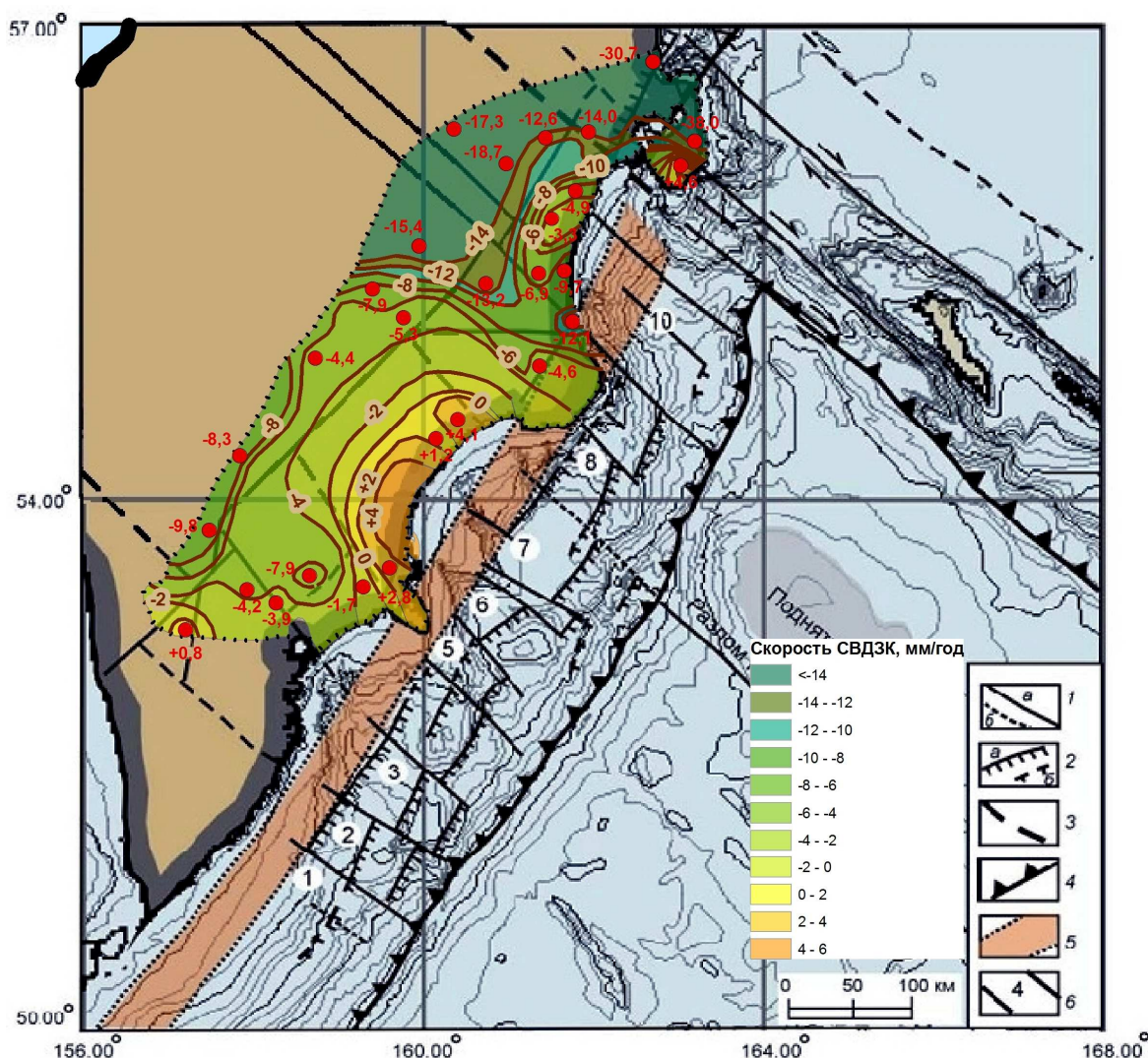
Основные результаты геодезических исследований прошлых лет на полуострове Камчатка изложены в [30; 27; 31; 24; 8; 14], современного периода – в [15]. Наиболее интересные данные по теме настоящей статьи получены, на наш взгляд, в работах [15; 8; 14] (рисунки 2–5).

Проанализируем результаты повторных геодезических измерений с позиции тектоники плит, в соответствии с которой вблизи и непосредственно под восточным побережьем Камчатки проходит зона субдукции с характерным погружением океанической плиты под континентальную. В [1] представлено деление этой зоны на 10 сегментов, которыми мы воспользуемся при описании проявлений деформаций на восточном побережье Камчатки. В работе [8] дана карта СВДЗК полуострова Камчатка (см. рисунок 2), а также две очень важные, на наш взгляд, схемы, демонстрирующие наличие унаследованных движений в современных движениях земной коры полуострова от позднеплейстоцен-голоценовой тектоники (см. рисунок 3) и голоценовых движений (см. рисунок 4).



1 – геофизические наклонометры; 2 – нивелирные линии по типу наклонометров; 3 – государственное нивелирование; 4 – линии светодальномерных режимных наблюдений; 5 – линия высокоточного повторного нивелирования; 6 – геодинамические полигоны (в направлении с севера на юг: Усть-Камчатский, Ключевской, Толбачинский, Карымский, Шипунский, Петропавловск-Камчатский, Гореловский, Паужетский). На врезках даны геодезические построения на деформационных площадках Института вулканологии ДВНЦ СССР.

Рисунок 1. – Схема геодезических построений по изучению СДЗК на полуострове Камчатка, развитых в соответствии с программой [19]

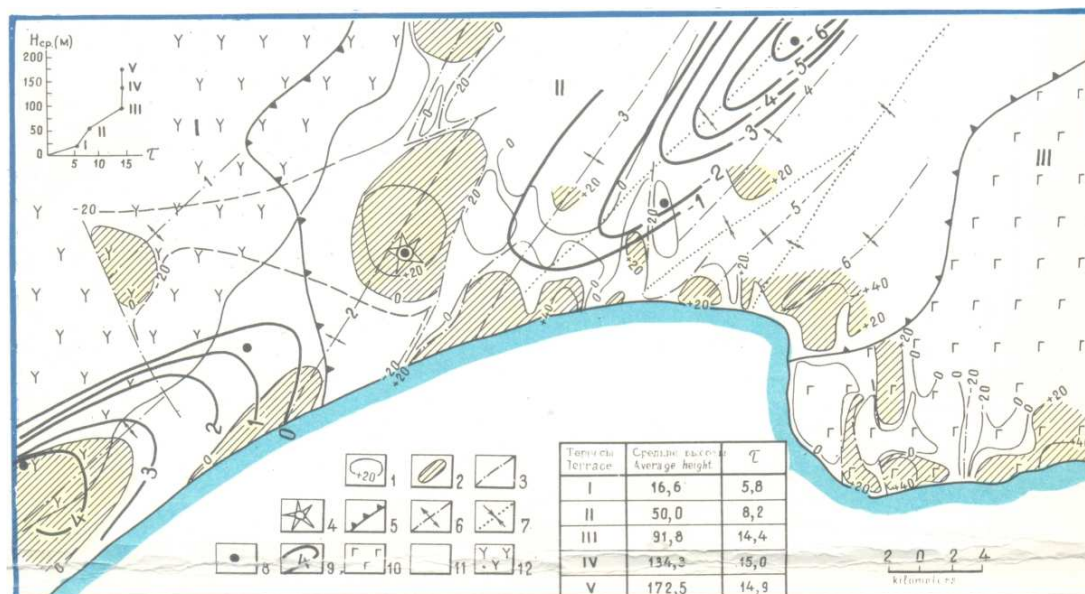


1 – сейсмоактивные разломы: а – отчетливо проявленные, б – слабо проявленные; 2 – сейсмоактивные взбросо-надвиги: проявленные (а), предполагаемые (б); 3 – предполагаемая граница между Охотской и Северо-Американской плитами над краем субдуцируемой Тихоокеанской плиты; 4 – ось глубоководного желоба; 5 – зона максимального числа землетрясений; 6 – сегменты и их номера (1 – Южно-Камчатский, 2 – Ходуткинский, 3 – Южно-Авачинский, 4 – Северо-Авачинский, 5 – Южно-Шипунский, 6 – Северо-Шипунский, 7 – Южно-Кроноцкий, 8 – Центрально-Кроноцкий, 9 – Северо-Кроноцкий, 10 – Усть-Камчатский).

Рисунок 2. – Карта скоростей СВДЗК Камчатки [8] и сеймотектонического районирования субдукционной системы Камчатско-Алеутского сочленения [1]

Согласно карте СВДЗК (см. рисунок 2) в Северо-Авачинском и Южно-Шипунском сегментах земная кора поднимается со скоростью 2–3 мм/год, Северо-Шипунском – 3–4 мм/год. Максимальный подъем наблюдается в Южно-Кроноцком сегменте (5–6 мм/год), а в Северо-Кроноцком – опускания со скоростью до 10 мм/год (линия повторного нивелирования идет несколько западнее Кроноцкого полуострова). В Усть-Камчатском сегменте замечены резкие контрастные движения с опусканиями и поднятиями. Таким образом, характер распределения скоростей СВДЗК на восточном побережье полуострова Камчатка подтверждает субдукционное взаимодействие в этом районе Тихоокеанской и континентальной тектонических плит. При этом субдукция наиболее целостно проявляется на территории, начиная от Северо-Авачинского сегмента и заканчиваясь в Южно-Кроноцком.

Интересные данные в плане унаследованности СВДЗК на восточном побережье Камчатки демонстрируют рисунки 3–4. Так на рисунке 3 осевые линии зон поднятия 1 (Богачевская) и 2 (Столбовская) согласуются с положительными скоростями СВДЗК от 0 до 4 мм/год, а осевая линия отрицательного опускания, проходящая в 4–6 км от Ольгинской (3) оси поднятия, – с отрицательными скоростями СВДЗК от –1 до –6 мм/год.

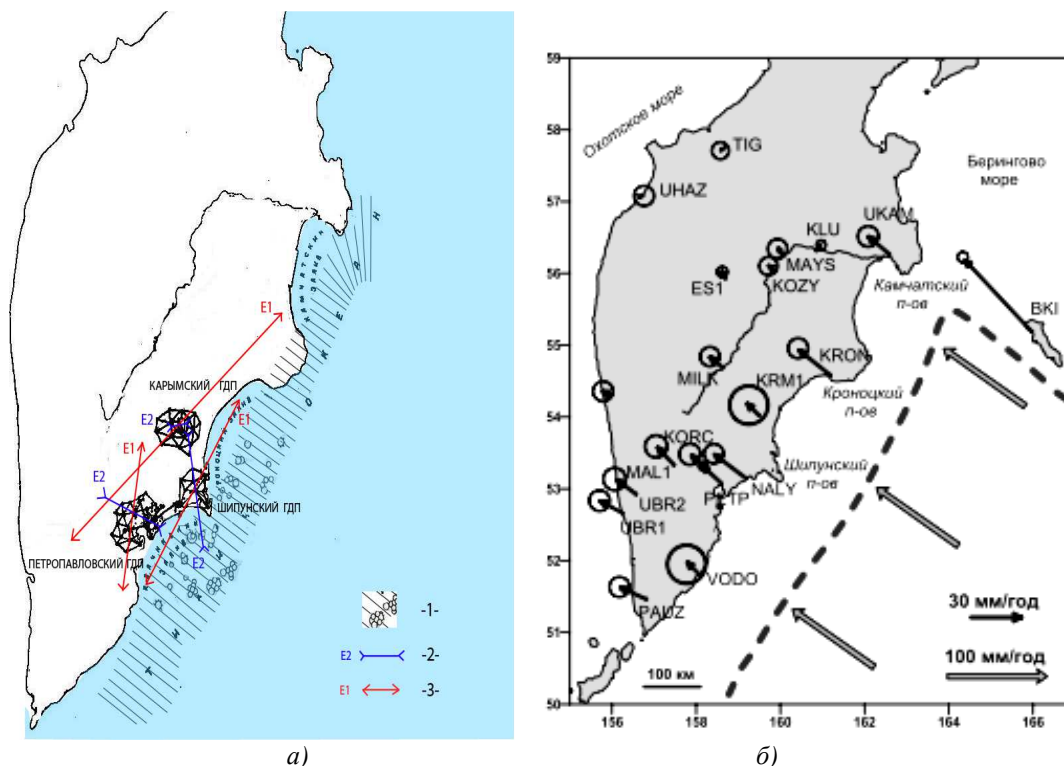


1 – равные амплитуды поднятий и опусканий, в метрах; 2 – участки проявления замедленных и интенсивных восходящих движений на локальных структурах; 3 – разрывные нарушения; 4 – абразионный останец (экструзия г. Круглая); 5 – границы структур с разным типом движений: I – Восточный вулканический пояс, II – Тюшевское опускание, III – Поднятие Кроноцкого полуострова; 6 – осевые линии зон поднятий: I – Богачевская, 2 – Столбовская, 3 – Ольгинская, 4 – Конусная, 5 – Волчинская, 6 – Бородавкинская; 7 – осевые линии зон опускания; 8 – геодезические пункты; 9 – изолинии скоростей современных вертикальных движений, в мм/год; 10 – палеогеновые лавы; 11 – плиоцен-миоценовые вулканогенно-осадочные образования, местами перекрытые рыхлыми осадками; 12 – четвертичные вулканические покровы и подножия стратовулканов.

Рисунок 3 – Влияние позднелейстоцен-голоценового структурного плана побережья бухты Ольга на характер современных движений [8].



Рисунок 4. – Влияние голоценовых движений на характер скоростей современных вертикальных движений на юго-восточном фланге Маленко-Петропавловской поперечной складчато-блоковой зоны [8]



а): -1- – сейсмофокальная зона (стык океанической Тихоокеанской и континентальной Евразийской плит);
 -2-, -3- – направления минимального E_2 и максимального E_1 растяжений.

б): скорости GPS пунктов сети KAMNET относительно Северной Америки: черные стрелки – скорости пунктов, кружки – ошибки измерения скорости, серые стрелки – направления сближения плит, пунктир – фокальная зона.

Рисунок 5 – Проявление современных горизонтальных деформаций земной коры на восточном побережье Камчатки: а) – по данным наземных геодезических измерений [14]; б) – по данным GPS наблюдений [15]

Согласованность по знакам скоростей голоценовых движений (пунктирные изолинии) и СВДЗК (сплошные изолинии) на рисунке 4 уверенно проявляется для территории юго-восточного фланга Малейско-Петропавловской поперечной складчато-блоковой зоны. Факт присутствия в скоростях СВДЗК унаследованных позднеплейстоцен-голоценовых и голоценовых движений свидетельствует об их связи с глобальными закономерными тектоническими процессами в системе Земля в частности и в Солнечной системе в целом.

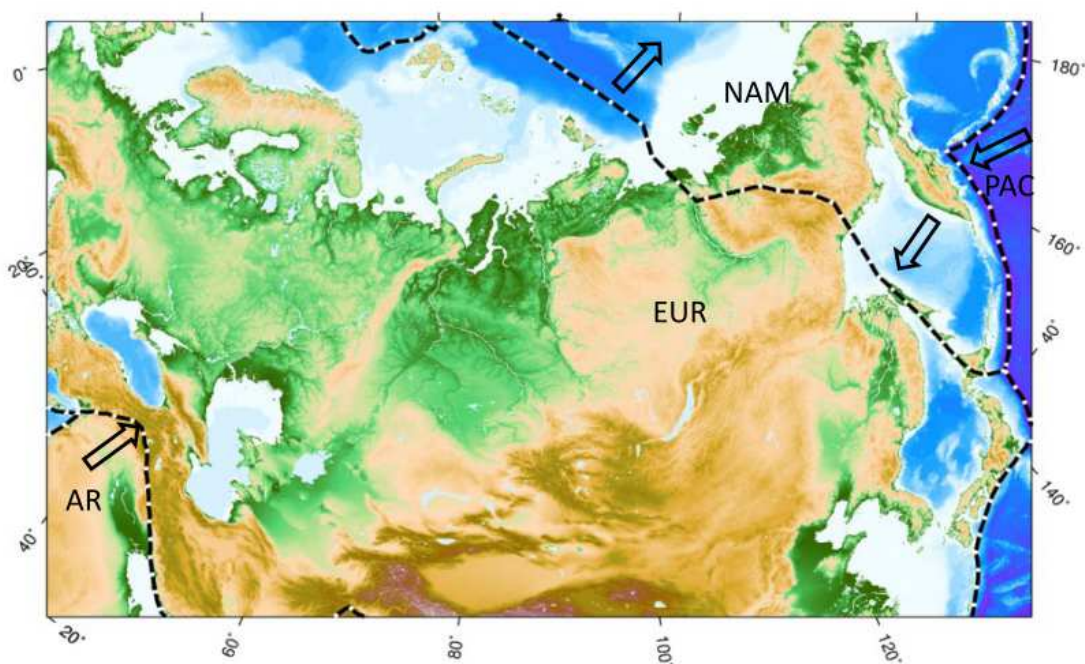
На рисунке 5, а) представлены результирующие направления максимального и минимального растяжений на трех Камчатских ГДП (Карымском, Шипунском и Петропавловск-Камчатском), которые получены по результатам повторных линейно-угловых измерений 1974 – 1981 гг. в соответствии с методикой дифференциального описания деформаций, используемой в теории упругости. Указанные полигоны, представляющие собой плановые линейно-угловые сплошные сети, построены в виде системы треугольников. Каждый из ГДП занимает территорию порядка 3 тыс. км²; средний из полигонов (Шипунский) находится на расстоянии примерно 100 км от северного Карымского ГДП и юго-западного Петропавловского. На выбранных полигонах для каждого треугольника геодезической сети, принятого за конечный элемент, по разностям координат его вершин между сравниваемыми эпохами геодезических измерений были вычислены максимальное E_1 и минимальное E_2 растяжения и их направления φ_{E1} и φ_{E2} по известной методике определения компонентов деформации [7; 22].

Выбор именно этих компонентов деформации обусловлен следующим. Согласно теории деформации любой участок поверхности, находящийся в состоянии однородного деформирования, характеризуется двумя взаимно перпендикулярными направлениями: максимального φ_{E1} и минимального φ_{E2} растяжений. Если предположить, что деформации земной коры на восточном побережье Камчатки в определенной степени обусловлены расположением полуострова на стыке двух тектонических плит (континентальной Евразийской и океанической Тихоокеанской), а также наличием здесь зоны субдукции, то можно ожидать, что «поднырывающая» под континентальную и постоянно расширяющаяся океаническая плита вызовет минимальное растяжение исследуемой территории в направлении движения Тихоокеанской плиты (примерно перпендикулярно береговой линии полуострова), а максимальное растяжение, сопровождаемое подъемом (подтверждается картой скоростей СВДЗК, см. рисунок 2), соответственно, вдоль нее. Результирующие значения E_1 и E_2 и их направления φ_{E1} и φ_{E2} для каждого из трех полигонов определены по правилу сложения векторов на плоскости по всем тре-

угольникам сети ГДП и показаны на рисунке 5, а). Хорошая согласованность направлений экстремальных растяжений наблюдается на Карымском и Шипунском полигонах, на Петропавловском – несколько меньше, но в целом можно сделать вывод, что закономерность в направлениях осей экстремальных напряжений на исследуемых территориях восточного побережья Камчатки наблюдается и согласуется с его расположением на стыке двух плит и наличием зоны субдукции.

На рисунке 5, б) дано распределение векторов горизонтальных смещений пунктов сети KAMNET в мм/год, которое также подтверждает обусловленность проявления движения земной коры на полуострове Камчатка глобальными тектоническими процессами. Сильные землетрясения этого региона с магнитудами 7–8 (24.11.1971 и 15.12.1971 ($M = 7.3$ и $M = 7.8$), 17.08.1983 ($M_w = 7.8$), 2.03.1992 ($M_w = 7.0$), 5.12.1997 ($M_w = 6.8$)) сами являются закономерным следствием этих процессов и вносят только коррективы в проявление деформаций от них на земной поверхности. Анализ деформаций земной коры, сопровождающих эти землетрясения, дан в работе [Левин, 2009], где приведены также данные светодальномерного мониторинга СДЗК района Авачинского залива и сделан вывод, что характер их проявления связан как с землетрясениями, так и с субдукционным взаимодействием Тихоокеанской и Евразийской тектонических плит.

Глобальная тектоника и деформации земной коры на территории Беларуси. Территория Беларуси расположена на западе Восточно-Европейской платформы (ВЕП), входящей в Евразийскую тектоническую плиту. В соответствии с глобальной тектоникой максимальное влияние на нее будет оказывать совокупное давление Аравийской и Африканской тектонических плит (рисунок 6), которые являются движущимися на север осколками Гондваны. Поэтому логично предположить, что Беларусь в целом будет испытывать сжатие в субмеридиональном направлении.



Стрелки – направления движения литосферных плит: EUR - Евразийская; NAM - Северо-Американская; PAC - Тихоокеанская; AR - Аравийская плита.

Рисунок 6 – Движение смежных литосферных плит относительно Евразийской плиты по данным ГНСС наблюдений [4]

Попытаемся сопоставить это предположение с результатами геодинамических исследований Белорусского участка ВЕП различных наук о Земле. В работе [5] представлена космотектоническая карта Беларуси масштаба 1:500000 (рисунок 7) с подробным описанием методики ее создания и анализом сопоставления полученных по космоаэрофотосъемочным материалам тектонических разломов с результатами геолого-геофизических, геодезических и сейсмологических исследований. Привлечение данных других наук о Земле обусловлено тем, что территория Беларуси практически полностью покрыта четвертичными отложениями, скрывающими строение древних платформенных образований фанерозоя, венда, рифея и дорифейских пород фундамента. Тем не менее, в данной работе сделан вывод [5, с.7], что крупные разломы доплатформенного заложения обнаруживают унаследованные движения, проявляющиеся вплоть до настоящего времени. При этом все крупные разломы территории Беларуси развиваются условиях субмеридионального сжатия и субширотного растяжения [9].

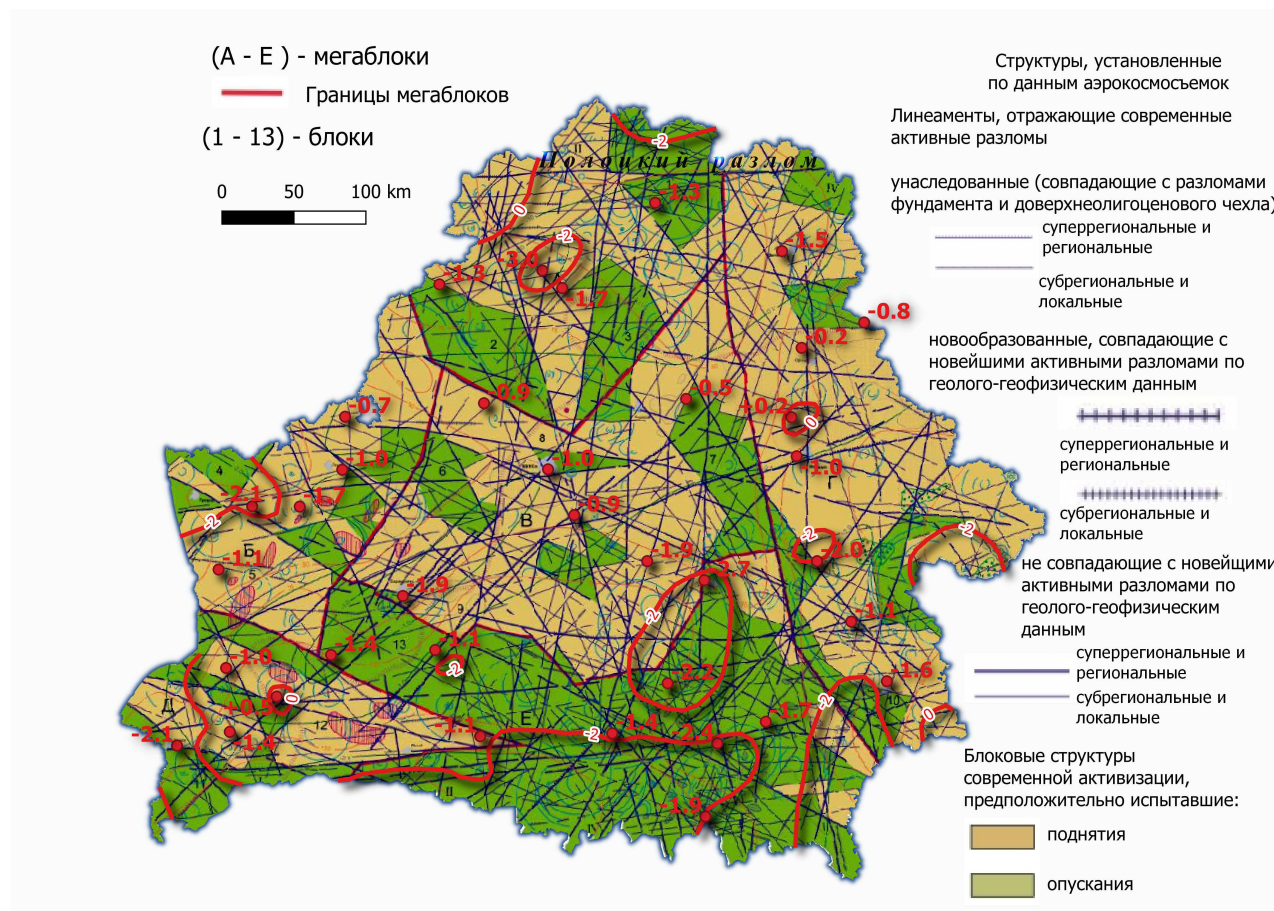
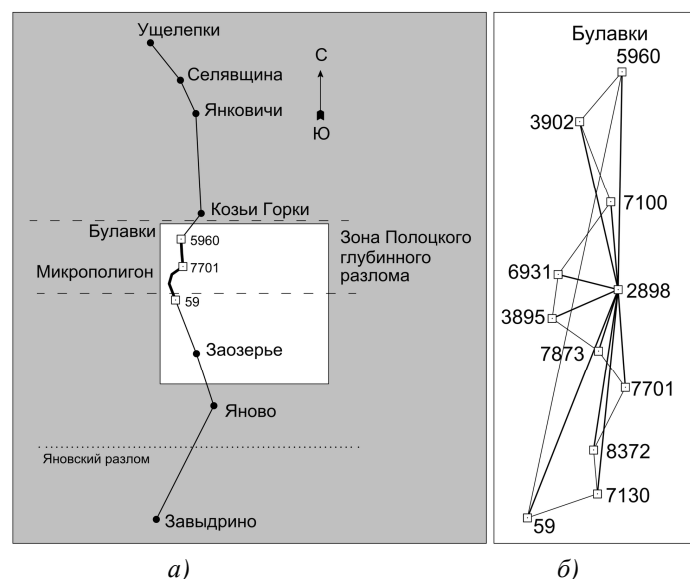


Рисунок 7. – Космотектоническая карта Беларуси [5] и скорости СВДЗК [11]. Цифрами и изолиниями показаны скорости СВДЗК в мм/год

Показанные на рисунке 7 скорости СВДЗК карты [11], которые в целом согласуются со значениями скоростей СВДЗК карты [12], свидетельствуют, что территория Беларуси опускается со скоростью 1–3 мм/год, испытывая поднятие в виде вкраплений на очень локальных участках со скоростью до 1 мм/год. Отрицательные скорости вертикальных движений земной коры на территории Беларуси согласуются с равнинно-низменным характером ее рельефа, и с точки зрения глобальной тектоники она может являться зоной компенсации расположенных к югу от нее горных областей, являющихся следствием движения на север осколков Гондваны (Африканской и Аравийской плит) и испытывающих современные поднятия.

Проявление деформационных тектонических волн Земли на территории Беларуси. Концепция деформационных волн Земли стала развиваться после обнаружения Ч. Рихтером в 1958 г. волнообразного характера миграции очагов землетрясений вдоль Северо-Анатолийского разлома в Турции. В работе [3] анализируется эта концепция с приведением данных наблюдений и различных теоретических моделей деформационных волн Земли. Интересной, на наш взгляд, представляется предложенная Эльзассером [25; 26] теория литосферных волноводов напряжений (stress guide), в которой напряжения распространяются горизонтально поверхности Земли по диффузионным законам при вязком сцеплении между литосферой и астеносферой. Можно предположить, что волновой характер распространения деформаций в земной коре проявляется не только во времени, но и в пространстве. Именно это мы и обнаружили на Полоцком геодинамическом микрополигоне (профиле), пересекающем субмеридионально Полоцкий региональный разлом, обозначенный на рисунке 7.

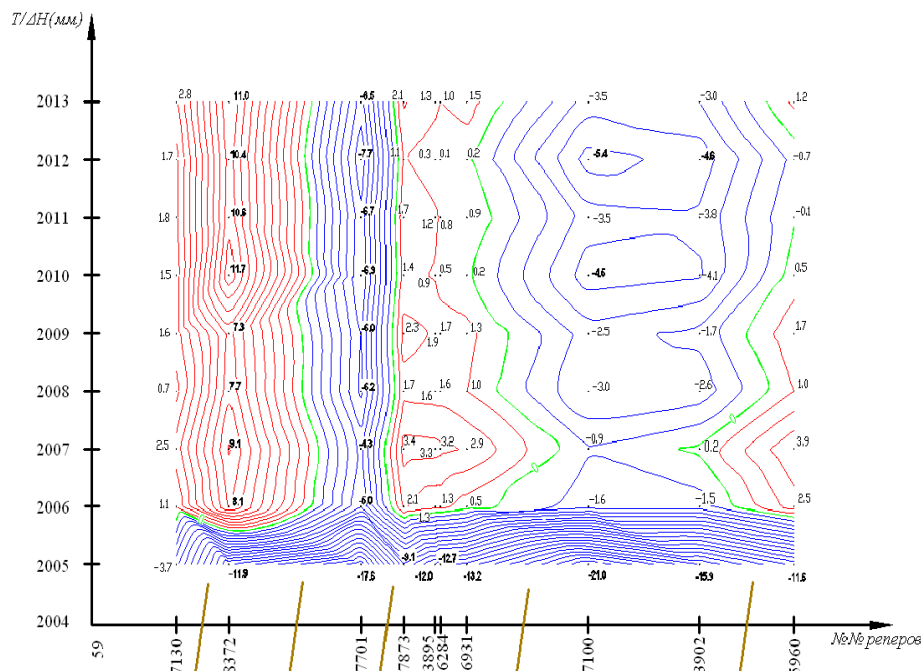
Полоцкий геодинамический микрополигон (рисунок 8) входит в состав геофизического полигона Института природопользования Национальной академии наук Беларуси и имеет протяженность в меридиональном направлении около 12 км. Фактически он занимает зону Полоцкого глубинного разлома и пересекает сеть разрывных нарушений, точное положение которых к началу постановки геодезических работ не было известно. Профиль был запроектирован в 2004 г. [23] с учетом уже имеющихся геофизических исследований в этом районе с целью детального исследования деформаций в зоне Полоцкого глубинного разлома. С самого начала работ на профиле нами предусматривалось получение максимально достоверной информации о движениях земной коры тектонического происхождения. Для этого был разработан специальный центр, устойчивый к сезонным колебаниям грунта при глубине промерзания до 1,5 м, а также оптимальная методика высокоточных нивелирных и ГНСС-наблюдений, позволяющая выполнять нивелирование с точностью не хуже 0,3 мм/км и измерения линий с точностью 1–2 мм.



а) – положение Полоцкого геодинамического микрополигона на Полоцком геофизическом полигоне (гравитационно-магнитометрические измерения); б) – схема геодезических построений на микрополигоне: 59 – 7130 – 8372 – 7701 – 7873 – 3895 – 6931 – 7100 – 3902 – 5960 – 59 – ходовая линия спутниковых наблюдений (без замыкания на 59 – она совпадает с линией высокоточного нивелирования); 2898 – связующий пункт.

Рисунок 8. – Схема инструментальных исследований в районе Полоцкого тектонического разлома

Волновой характер распространения деформаций на микрополигоне в меридиональном направлении прослеживается как по результатам нивелирования, так и по данным ГНСС наблюдений. Однако наиболее ярко это проявляется на вертикальных деформациях (рисунок 9), когда подъем земной поверхности периодически сменяется опусканием и наоборот.



Отметки реперов в каждую эпоху вычислены относительно репера 59, а их разности – между текущей и начальной эпохами наблюдений $\Delta H_T = H_T - H_{2004}$, где T – эпоха наблюдений. Изолинии для ΔH проведены через 1 мм: красный цвет – положительные разности, синий – отрицательные, зеленый – нулевые.

Значимые с вероятностью 0,95 разности отметок реперов выделены жирным шрифтом. На горизонтальной оси графиков наклонными линиями показаны тектонические разломы, выявленные по нивелирным данным. (Качество нивелирования 2005 г. вызывает сомнение и в дальнейшей интерпретации не участвует)

Рисунок 9. – Графики разностей отметок реперов ΔH мм в пространственно-временной области на Полоцком микрополигоне

Квазипериодический, волновой, характер поведения нивелирных знаков по Полоцкому профилю подтвержден исследованиями с привлечением тригонометрического ряда Фурье [13].

Заключение. Экспериментальные данные о распределении деформаций земной коры на различных тектонических структурах свидетельствуют о присутствии закономерностей в их развитии в соответствии с глобальной тектоникой Земли, что вытекает из следующего.

Камчатский регион:

1. Характер распределения скоростей СВДЗК на восточном побережье полуострова Камчатка подтверждает субдукционное взаимодействие в этом районе Тихоокеанской и континентальной тектонических плит. При этом субдукция наиболее целостно проявляется, начиная от Северо-Авачинского сегмента и заканчиваясь в Южно-Кроноцком сегменте.

2. Присутствие в скоростях СВДЗК унаследованных позднеплейстоцен-голоценовых и голоценовых движений свидетельствует об их связи с глобальными закономерными тектоническими процессами в системе Земля в частности и в Солнечной системе в целом.

3. Закономерность в направлениях осей экстремальных напряжений на Карымском, Шипунском и Петропавловском ГДП согласуется с его расположением на стыке двух плит и наличием зоны субдукции.

4. Распределение векторов горизонтальных смещений пунктов сети KAMNET и данные светодальномерного мониторинга СДЗК района Авачинского залива подтверждают обусловленность проявления движения земной коры на полуострове Камчатка глобальными тектоническими процессами, включая и субдукционным взаимодействием Тихоокеанской и Евразийской тектонических плит. Сильные землетрясения этого региона с магнитудами 7–8 сами являются закономерным следствием этих процессов и вносят только коррективы в проявление деформаций от них на земной поверхности.

Западный регион ВЕП (территория Беларуси):

1. Крупные разломы доплатформенного заложения обнаруживают унаследованные движения, проявляющиеся вплоть до настоящего времени. При этом все крупные разломы территории Беларуси развиваются в условиях субмеридионального сжатия и субширотного растяжения.

2. Отрицательные скорости вертикальных движений земной коры на территории Беларуси согласуются с равнинно-низменным характером ее рельефа, и с точки зрения глобальной тектоники она может являться зоной компенсации расположенных к югу от нее горных областей, являющихся следствием движения на север осколков Гондваны (Африканской и Аравийской плит) и испытывающих современные поднятия.

3. Квазипериодический, волновой характер поведения нивелирных знаков на Полоцком региональном тектоническом разломе, выявленный по результатам 10 циклов высокоточного нивелирования, согласуется с концепцией деформационных волн Земли и может быть использован в дальнейшем при ее исследовании.

ЛИТЕРАТУРА

1. Авдейко, Г.П. Сегментация Камчатской зоны субдукции и оценка сейсмической активности сегментов / Г.П. Авдейко, А.А. Палуева // Вестник КРАУНЦ. Науки о Земле. – 2010. – № 1(15). – С. 69–89.
2. Божко, Н.А. Дисимметрия тектонических процессов в ходе суперконтинентальной цикличности как динамические следствия относительных полярных смещений ядра и мантии Земли / Н.А. Божко, Ю.В. Баркин // Материалы 42-го тектонического совещания. – М.: ГЕОС, 2009. – С. 66–70.
3. Быков, В.Г. Деформационные волны Земли: концепция, наблюдения и модели / В.Г. Быков // Геология и геофизика. – 2005. – № 11. – С. 1176–1190.
4. Геодинамические аспекты развития национальной инфраструктуры навигации и позиционирования с повышенной точностью [Электронный ресурс] / Ю.А. Виноградов [и др.] // Геодезия России: История, современность, новые горизонты : материалы пленарного заседания, посвящ. 100-летию юбилею со дня образования Высшего геодезического управления, Новосибирск, 24 апр. 2019 г. Экспонент. – Режим доступа: <http://geosib.sgugit.ru/wp-content/uploads/2019/congress-materials/24-04/2konf-zal/plenary-session/%D0%92%D0%B8%D0%BD%D0%BE%D0%B3%D1%80%D0%B0%D0%B4%D0%BE%D0%B2-%D0%AE-%D0%90-%D0%A1%D1%82%D0%B5%D0%B1%D0%BB%D0%BE%D0%B2-%D0%93-%D0%9C-%D0%93%D0%B0%D0%B1%D1%81%D0%B0%D1%82%D0%B0%D1%80%D0%BE%D0%B2-%D0%AE-%D0%92-%D0%9A%D0%B0%D1%80%D0%BF%D0%B8%D0%BA-%D0%90-%D0%9F.pdf>. – Дата доступа: 23.04.2021.
5. Космотектоническая карта Беларуси масштаба 1:500000: создание и результаты / Р.Г. Гарецкий [и др.] // Літасфера. – 2013. – № 1 (38). – С. 3–30.
6. Гордиенко, В.В. О гипотезе тектоники плит / В.В. Гордиенко // Геофизический журнал. – 2013. – Т. 35. – № 6. – С. 71–100.
7. Есиков, Н.П. Тектонофизические аспекты анализа современных движений земной поверхности / Н.П. Есиков. – М.: Наука, 1979. – 152 с.
8. Золотарская, С.Б. Карта современных вертикальных движений земной коры полуострова Камчатка / С.Б. Золотарская, Г.Ф. Уфимцев, В.Н. Ставров // ГУГК при СМ СССР. Ин-т земной коры СО АН СССР. Ин-т тектоники и геофизики ДВНЦ АН СССР. – М., 1989.
9. К определению напряженного состояния земной коры древних платформ (на примере западной части Восточно-Европейской платформы) / А.К. Карабанов [и др.] // Тектоника земной коры и мантии. Тектонические закономерности размещения полезных ископаемых : материалы 38-го Тектон. совещ.-я. В 2 т. – М.: ГЕОС. 2005. – Т. 1. – С. 263–267.
10. Карпенко, И.В. Физическая природа циклов Вилсона, Бертрона, Штиле / И.В. Карпенко // Эволюция тектонических процессов в истории Земли : материалы 37-го тектон. совещ.-я. – Новосибирск, 2004. – С. 217–220.
11. Карта современных вертикальных движений земной коры по геодезическим данным на территорию СССР. М 1:5000000 / Л.А. Кашин (гл. ред.) [и др.]. / Гл. упр-е геодезии и картографии при СМ СССР. – М., 1989.

12. Карта современных вертикальных движений земной коры Восточной Европы. М 1:2 500000 / Ю.А. Мещеряков (гл. ред.). – М., 1973.
13. Коровкин, В.Н. Математическое моделирование геодинамических процессов / В.Н. Коровкин, А.Н. Соловьев // Вестн. Полоц. гос. ун-та. Сер. Ф. Строительство. Прикладные науки. – 2013. – № 16. – С. 117–121.
14. Коровкин, В.Н. Анализ гипотезы тектоники плит по результатам геодезических измерений и данных других наук о Земле / В.Н. Коровкин, Г.А. Шароглазова, В.А. Парфененко // Вестн. Полоц. гос. ун-та. Сер. С, Фундаментальные науки. – 2009. – № 9. – С. 109–114.
15. Левин, В.Е. GPS-мониторинг современных движений земной коры на Камчатке и Командорских островах 1997 – 2007 гг. / В.Е. Левин // Вулканология и сейсмология. – 2009. – № 3. – С. 60–70.
16. Пухляков, Л.А. О некоторых попытках опровергнуть гипотезу дрейфа континентов / Л.А. Пухляков // Изв. Томс. ордена Трудового красного знамени политехн. ин-та им. С.М. Кирова. – 1970. – Т. 218. – С. 58–60.
17. Соловьев, А.В. Изучение тектонических процессов в области конвергенции литосферных плит методами трекового датирования и структурного анализа : автореф. дис. ... д-ра геол.-минералог. наук : 25.00.03 / А.В. Соловьев ; Моск. гос. ун-т. – М., 2005.
18. Трубицын, В.П. Тектоника плавающих континентов / В.П. Трубицын // Вестн. Рос. Акад. Наук. – 2005. – Т. 75, № 1. – С. 10–21.
19. Федотов, С.А. Программа геодезических работ по изучению современных движений земной коры на Камчатке / С.А. Федотов, В.Б. Энман // Соврем. движения земной коры. – 1973. – № 5. – С. 267–273.
20. Хаин, В.Е. Об основных принципах построения подлинно глобальной модели динамики Земли / В.Е. Хаин // Геология и геофизика. – 2010. – Т. 51, № 6. – С. 753–760.
21. Хаин, В.Е. Геодинамические циклы и геодинамические системы разного ранга: их соотношения и эволюция в истории Земли / В.Е. Хаин, М.А. Гончаров // Геотектоника. – 2006. – № 5. – С. 3–24.
22. Шароглазова, Г.А. Применение геодезических методов в геодинамике / Г.А. Шароглазова. – Новополюцк : ПГУ, 2002. – 192 с.
23. Шароглазова, Г.А. Опыт выполнения геодинамических исследований на локальных вытянутых залесенных участках земной поверхности / Г.А. Шароглазова, С.К. Товбас, А.Н. Соловьев // Геодезия и картография. – 2013. – № 6. – С. 38–42.
24. Шароглазова, Г.А. Деформации земной поверхности, выявленные по геодезическим данным 1970 – 1986 гг., и сильные землетрясения в области сочленения Курило-Камчатской и Алеутской островных дуг / Г.А. Шароглазова, В.Н. Ставров // Вулканология и сейсмология. – 1989. – № 2.
25. Elsasser, W.M. Convection and stress propagation in the upper mantle / W.M. Elsasser // The Application of Modern Physics to the Earth and Planetary Interiors / Ed. S. K. Runcorn. – N.Y., Wiley, 1969. – P. 223–246.
26. Elsasser, W.M. Two-layer model of upper-mantle circulation / W.M. Elsasser // J. Geophys. Res., 1971. – Vol. 76. – № 20. – P. 4744–4753.
27. Maguskin, M.A. Ground surface deformation in Karymskiy volcanic area / M.A. Maguskin, G.A. Sharoglazova // Volcanology & Seismology. – 1993. – Vol. 14. – № 4. – P. 450–456.
28. Mogi, K. Migration of seismic activity / K. Mogi, // Bull. Earth Res. Res. – Tokyo Univ., 1968. – Vol. 46. – P. 53–74.
29. Richter, E.F. Elementary seismology / E.F. Richter. – San Francisco, W.H. Freeman and Co., 1958. – 768 p.
30. The study of deformations of the earth's surface on the Kamchatka peninsula: repeated geodetic measurements / S.A. Fedotov (et al.) // Journal of Geodynamics. – 1988. – Vol. 10. – № 2–4. – P. 175–188.
31. Deformations of the earth's surface on the Klyuchi geodynamic polygon, Kamchatka, 1978–1987 / S.A. Fedotov (et al.) // Tectonophysics. – 1992. – Vol. 202. – № 2–4. – P. 151–156.

Поступила 07.06.2021

THE MANIFESTATION OF GLOBAL TECTONICS ON VARIOUS TECTONIC STRUCTURES

G. SHAROGLAZOVA, V. KOROVKIN

Based on the experimental data of the tectonically active eastern coast of the Kamchatka Peninsula, located at the junction of the Pacific and Eurasian tectonic plates, and the territory of Belarus, which is part of the relatively stable Eastern European platform, an attempt was made to find signs of regularity in the distribution of crustal deformations in accordance with the global tectonics of the Earth. The concept of deformation tectonic waves of the Earth, developed on the basis of Richter's discovery of the migration of strong earthquake foci along deep faults and global plate tectonics, is touched upon. Experimental data on the wave nature of the phenomenon of vertical deformations of the Earth's crust in space with a period of about 5-6 km in the conditions of Belarus, on the Polotsk tectonic fault, are presented.

Keywords: global tectonics of the Earth, deformations of the Earth's crust, tectonic structures, deformation waves.

УДК 528.7

СОЗДАНИЕ ОРТОФОТОПЛАНА В ПРОГРАММЕ AGISOFT PHOTOSCAN

канд. техн. наук, доц. А.А. МИХЕЕВА, канд. техн. наук, доц. В.В. ЯЛТЫХОВ,
П.Ф. ПАРАДНЯ

(Полоцкий государственный университет)

Рассматривается технология создания ортофотопланов с использованием специализированного программного обеспечения Agisoft Photoscan. Весь процесс состоит из пяти этапов, в соответствии с рекомендациями разработчиков данного программного продукта. Подробно анализируется каждый этап. Акцентируется внимание на двусмысленном толковании некоторых технических моментов, описанных в руководствах пользователя Agisoft Photoscan. Руководства пользователя написаны на малопонятном даже для фотограмметристов языке. В них присутствует много жаргонных терминов, введенных разработчиками программы, и определений, не принятых в фотограмметрии. Работа выполнена по результатам фотосъемки с беспилотного летательного аппарата территории учебно-лабораторного корпуса № 3 Полоцкого государственного университета.

Ключевые слова: ортофотоплан, Agisoft Photoscan, облако точек, полигональная модель, матрица высот.

Введение. В настоящее время для создания картографических материалов все чаще используется съемка с беспилотных летательных аппаратов (БПЛА). Основные преимущества ее использования заключаются в следующем:

– высокая оперативность и производительность, т.е. возможность съемки территории за короткий период времени;

– низкие финансовые затраты;

– возможность съемки труднодоступных территорий.

Для обработки данных, полученных с БПЛА, используются различные программные средства. Одним из таких программных продуктов является Agisoft Photoscan. Он имеет модульную структуру, где каждый модуль выполняет ту или иную операцию.

Основная часть. Предполагаемые работы по созданию ортофотоплана в программе Agisoft Photoscan выполняются в следующей последовательности [1]:

1. Построение плотного облака точек.
2. Формирование полигональной модели местности.
3. Проецирование отдельных полигонов на заданную поверхность.
4. Создание матрицы высот.
5. Создание ортофотоплана.

Рассмотрим подробно данные этапы.

1. Построение плотного облака точек. На стадии построения сетей фототриангуляции были определены точки в требуемой системе координат, элементы взаимного и внешнего ориентирования. Все перечисленные параметры получены с высокой точностью. На этапе построения плотного облака точек выполняется повторный поиск общих точек и определение их положения [1]. В этом случае формируется намного более детальная точечная модель, покрывающая всю поверхность объекта на основе методов идентификации соответственных точек соседних снимков [1; 2]. Качество идентификации характеризует коэффициент корреляции R [2]. Коэффициент R определяется по яркости пикселей. В идеале $R = 1$. При малоконтрастных изображениях значение коэффициента корреляции R определяется ненадежно [2].

В другом месте работы [2] отмечается, что измерение соответственных точек стереопары заключается в нахождении продольных и поперечных параллаксов путем минимизации разности между яркостями фрагментов изображения двух снимков [2]. Для оценки качества отождествлений вычисляют стоимость как разность яркостей соответственных пикселей. Анализируя стоимости, находят минимальное значение для каждого пикселя. Чем меньше стоимость, тем больше вероятность, что пиксели левого и правого снимков соответствуют [2]. Затем, анализируя стоимости, находят для каждого пикселя с координатами x , y соответствующий параллакс p , для которого стоимость минимальная.

Возможно, качество идентификации в программе Agisoft Photoscan определяет коэффициент корреляции R , а оценку качества контролируют по стоимости.

Авторы работы [2] пишут, что легко идентифицируются точки стереопары, если измерения выполняет оператор. А при автоматическом отождествлении точек определить соответствующие точки можно в том слу-

чае, если угловые элементы внешнего ориентирования равны нулю и базис фотографирования параллелен оси X системы координат объекта [2]. А в работе [1] говорится, что «поскольку параметры взаимного ориентирования снимков уже известны с высокой точностью, это позволяет сузить область поиска общих точек и повысить достоверность определения их соответствия».

Судя по изложенному материалу в руководствах [1; 3], построение плотного облака точек выполняют по стереопарам взаимно сориентированным, т.е. в системе координат, принятой разработчиками программы, а не в системе координат объекта. Поэтому базис фотографирования не будет параллелен оси X системы координат объекта и угловые элементы внешнего ориентирования также не равны нулю. Чтобы углы были равны нулю и базис фотографирования параллелен оси X системы координат объекта, снимки должны трансформироваться по элементам внешнего ориентирования, а не взаимного.

Авторы работы [2] утверждают, что автоматическое построение плотного облака точек по паре снимков делят на три группы (локальное, глобальное, полуглобальное), и отмечают, что наиболее распространенным является группа полуглобального отождествления точек. Полуглобальный метод используется в программах Trimble UAS Master, Photomod и других [4]. На сайте Agisoft Photoscan [5] написано, что плотное облако точек в рассматриваемой программе строится на основе карт глубины, полученных по значениям минимальных стоимостей. Карта глубины отображает расстояния от точки фотографирования до точек объекта, которые пересчитываются в облако точек. В этом случае используется алгоритм полуглобального отождествления точек (Semi-Global Matching) [5]. Полуглобальный метод рассчитан на применение трансформированных снимков, т.е. все точки находятся вдоль базисных линий [2]. При этом не понятно, трансформируют относительно выбранной системы элементов взаимного или внешнего ориентирования. Можно понять, что многие нюансы программы разработчики не хотят разглашать, но общие положения следовало бы отметить. А в Agisoft Photoscan не говорится даже, в какой системе координат выполнено взаимное ориентирование снимков.

После выполнения идентификации точек решают прямые фотограмметрические засечки для каждого пиксела, чтобы получить 3D-модель в виде плотного облака точек. Координаты точек в моделях получают в системе координат, принятой авторами программы Agisoft Photoscan при взаимном ориентировании. Для всех пикселей определяется положение соответствующих им точек на местности.

2. *Формирование полигональной модели местности.* Полигональная модель местности формируется на основе плотного облака точек триангуляцией по точкам, часть точек при этом отфильтровывается [1].

Существует несколько алгоритмов построения полигональной модели по облаку точек: триангуляция Делоне, реконструкция поверхности Пуассона, алгоритм поворота шара (BPA) и другие. Однако, в программной документации ничего не сказано о применяемом разработчиками методе. Надо полагать, что на начальной стадии устраняются шумы (ошибочные точки) и для сокращения времени вычислений выполняется понижающая дискретизация, т.е. отбираются наиболее характерные точки.

Далее формируется топология поверхности объекта и создание триангуляционной сетки с вершинами, ребрами и гранями.

Пользователь программы может задать максимальное число полигонов в итоговой модели, установив параметр «Количество полигонов». Данный параметр может принимать значения: высокое, среднее, низкое. Они рассчитаны на основании отношения числа полигонов и точек в предварительно созданном плотном облаке: отношение равно 1/5, 1/15, и 1/45, соответственно. Эти значения отражают оптимальное количество полигонов для модели соответствующей детализации [3]. Кроме того, пользователь может задать желаемое число полигонов в итоговой модели (пользовательское значение параметра). Малое число полигонов ведет к построению грубой модели, а большое вызовет сложности, скорее всего, при визуализации модели во внешних программах.

Параметры для плотного облака точек в программе Agisoft Photoscan [1; 3]: очень высокое, высокое, среднее, низкое. Нами при настройке построения трехмерной полигональной модели по плотному облаку точек было принято среднее значение. Надо полагать, что фрагменты местности с примерно равными уклонами выделяют в треугольники, допуская незначительные превышения над выбранной плоскостью, а часть точек отфильтровывается. Программа анализирует, из каких точек сформировать треугольники. Как данный процесс выполняется – в руководстве не описано.

Фрагмент полигональной модели, полученной при обработке снимков корпуса № 3 Полоцкого государственного университета (ПГУ) приведен на рисунке 1.

В программе Agisoft Photoscan возможно построить модель только по точкам плотного облака, относящимся к выбранным классам [1]. В процессе классификации выполняется разделение точек облака на слои в соответствии с принадлежностью к тому или иному типу объекта местности: рельеф, растительность, бетонные или асфальтированные покрытия, здания и др. Классификационные слои – это группы точек облака, объединенные по общим признакам. Такое разделение точек позволяет повысить общую эффективность работы с облаком. Выбор и назначение классификационных слоев может быть различным в зависимости от решаемых задач. Точки плотного облака могут быть классифицированы в автоматическом или ручном режимах.

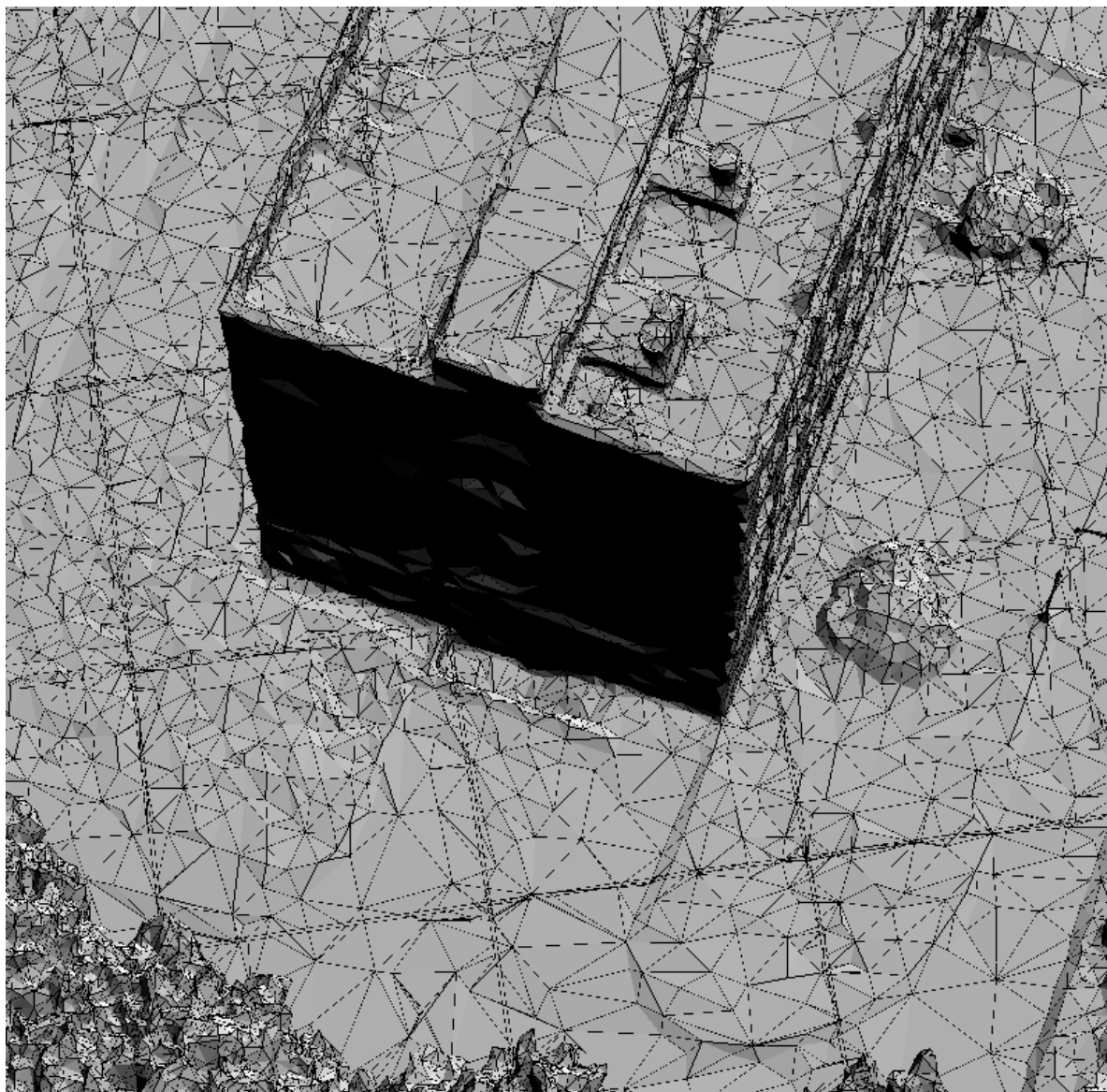


Рисунок 1. – Фрагмент полигональной модели

3. *Проецирование отдельных полигонов на заданную поверхность.* Авторы работы [1] почему-то озаглавили данную процедуру как «экспорт ортофото». При этом ортофотоплан еще не создан. Создание матрицы высот и ортофотоплана в руководстве [1] описаны позже проецирования. Да и ортофотоплан должен быть в заданной системе координат. Правда, после фразы «экспорт ортофото» они пишут, что «на основании построенной полигональной модели местности выполняется выбор участков исходных снимков, соответствующих отдельным полигонам модели и проецирование их на заданную поверхность» [1]. При экспорте можно выбрать тип проецирования, задать разрешение ортофотоплана и границы области экспорта.

Для проецирования на заданную поверхность необходимы либо опорные точки в заданной системе координат, либо элементы внешнего ориентирования, определенные относительно требуемой системы координат. В ходе построения сетей фототриангуляции были получены координаты всех связующих точек, включенных в сеть, и элементы внешнего ориентирования всех снимков относительно заданной системы координат. Авторы руководства [1] отмечают, что «при экспорте большое значение имеет выбранная система координат». Программа Agisoft Photoscan может экспортировать данные в локальной или географической системах координат (СК). Если модель привязана в локальной СК, то полученные ортофотопланы и матрица высот (DEM) тоже могут иметь привязку только в локальной системе координат. Если же модель привязана к географической СК, ортофотоплан и DEM могут быть экспортированы как с локальной, так и с географической привязкой. При экспорте производится проецирование модели высот, полученной при построении плотного облака точек, и фотоизображения на базовую поверхность, и выбранная система координат оказывает существенное влияние на проецирование.

Далее в работе [1] отмечают: «Локальная система координат – декартова, и при экспорте в локальной СК, проецирование выполняется на плоскость. При экспорте в географической СК фотоплан и матрица высот проецируются на поверхность эллипсоида с заданными параметрами, и затем это изображение известными преобразованиями «разворачивается» на плоскость». В общем, в программе могут использоваться различные системы координат.

Так как для построения плотного облака точек использовались стереопары, полученные в результате взаимного ориентирования, то в программе Agisoft Photoscan [1] на основании построенной полигональной модели выполняют «проецирование отдельных полигонов на заданную поверхность».

Элементы взаимного ориентирования не позволяют проецировать снимки в требуемую систему координат. Это можно сделать только по элементам внешнего ориентирования или по координатам опорных точек. Возможно, авторы работы [1] имели ввиду элементы внешнего ориентирования (ЭВО), а не взаимного ориентирования. Однако в работе [1] несколько раз говорилось об элементах взаимного ориентирования.

Поскольку построены и уравнены сети фототриангуляции и известны не только элементы взаимного ориентирования, но и внешнего ориентирования, то это позволило бы сузить область поиска общих точек и повысить достоверность определения их соответствия. Правда, в этом случае надо было бы выполнять трансформирование снимков, например, по элементам внешнего ориентирования (ЭВО) как делается во многих программах. Поиск точек на стереопаре идеального случая съемки легко осуществим ($\text{ЭВО} = 0$, а базис параллелен оси X объекта). Преобразование исходных снимков в стереопару идеального случая съемки широко используется в цифровых фотограмметрических системах. Полученные стереопары используют для построения ЦМР и цифровых моделей объектов [2].

С формулировками, приведенными в работе [1], нельзя согласиться т.к. сложно понять, что и в какой последовательности выполняется.

4. *Создание матрицы высот.* При создании модели высот фотограмметрическими методами, как отмечают авторы работы [2], слабым местом для цифровой модели рельефа (ЦМР) является необходимость знания хороших начальных приближений и большое число приближений. Для уменьшения числа приближений используют пирамиду исходных изображений. Для автоматического измерения точек используют градиент изображения [2]. Другой подход основан на свертке исходных изображений размером 3×3 пиксела [2]. Возможно, один из указанных подходов и используется в программе Agisoft Photoscan.

В руководстве пользователей [1] создание матрицы высот описано позже этапа проецирования отдельных полигонов на заданную поверхность. Хотя координаты всех точек определены уже в ходе построения плотного облака точек, но, похоже, они определены в системе координат взаимного ориентирования, принятой разработчиками программы. Для определения координат всех точек в требуемой системе координат, вероятно, снова проецируют координаты всех точек на заданную поверхность.

В ходе создания матрицы высот в программе Agisoft Photoscan формируется регулярная модель GRID и отмечается, что «в настоящее время в программе Agisoft Photoscan реализован экспорт модели поверхности только в виде регулярной сетки (grid)». Исходными данными для создания модели GRID могут быть: разреженное облако, плотное облако или полигональная модель. Нами при создании матрицы высот было использовано плотное облако точек.

В работе [6] говорится, что при создании регулярной сети высот (GRID) очень важно учитывать плотность (шаг) сетки, что определяет её пространственное разрешение. Чем меньше выбранный шаг, тем точнее ЦМР – выше пространственное разрешение модели, но тем больше количество узлов сетки, следовательно, больше времени требуется на расчет ЦМР и больше места для хранения на диске. Например, при уменьшении шага сетки в 2 раза, объём компьютерной памяти, необходимой для хранения модели, возрастает в 4 раза [6]. Отсюда следует, что надо найти баланс. К примеру, стандарт на ЦМР Геологической съемки США, разработанный для Национального цифрового картографического банка данных, специфицирует цифровую модель рельефа как регулярный массив высотных отметок в узлах сетки 30×30 м для карты масштаба 1:24000 [6]. Методика создания модели GRID в [3] не описана.

В ходе обработки снимков УЛК № 3 Полоцкого государственного университета для создания плана масштаба 1:2000 GRID строилась не для каждого пикселя, а для точек, расположенных на расстоянии 0,5–1 м на местности. Составим пропорцию: знаменатель масштаба 24000, расстояние между точками сетки 30 м, знаменатель масштаба 2000, расстояние между точками сетки должно быть в 12 раз меньше, т.е. 2,5 метра. У нас расстояние между узлами сетки GRID в районе сооружения 0,5 м, что меньше рассчитанного расстояния. Объясняется это тем, что на снимаемом объекте большие перепады отметок.

При создании матрицы высот нами была использована цифровая модель поверхности (ЦМП). Авторы работы [2] отмечают, что цифровая модель поверхности дает хороший результат, но требует значительных затрат на редактирование. ЦМП создается на основе плотного облака точек [2].

5. *Создание ортофотоплана.* Трансформированием снимков в фотограмметрии называется процесс преобразования исходного снимка в изображение в заданной проекции [2]. Если при трансформировании не учи-

тывается влияние кривизны Земли и проекция карты, трансформированное изображение представляет собой ортогональную проекцию местности на горизонтальную плоскость. Такое трансформирование называется ортотрансформированием [2]. Аналогичное высказывание приведено в работе [7]: «Ортотрансформированным называется снимок, полученный после преобразования в ортогональную проекцию с автоматическим устранением искажений, вызванных съемочной аппаратурой, углом наклона съемки и рельефом местности». В работе [3] есть пункт «Построение ортофотоплана», но не отмечено, в каком блоке программы и как создается ортофотоплан.

Как уже отмечалось в работе [1], «на основании построенной полигональной модели местности выполняется выбор участков исходных снимков, соответствующих отдельным полигонам модели и проецирование их на заданную поверхность». В полигон могут входить несколько смежных снимков, а как их будут проецировать и когда – не описано. Исходные снимки имеют искажения, обусловленные наклоном снимков, рельефом местности и сооружениями. И далее, авторы работы [1] снова отмечают, что ортофотоплан строится из исходной фотографии, которая имеет углы наклона, на основании данных о рельефе местности, который представляет полученная модель.

В работах [1; 3] трудно понять, выполняет ли программа Agisoft Photoscan трансформирование снимков. С одной стороны, отмечают, что проектируют построенную полигональную модель на заданную поверхность [1], а о проецировании снимков информация отсутствует. Однако, в работе [3] указано, что в некоторых случаях на ортофотоплане могут присутствовать артефакты при съемке территории под углом, на которой присутствуют высотные здания. Артефакты могут возникнуть как из-за наклонов снимков, так и за счет рельефа зданий. Но, как отмечают авторы [1], артефакты присутствуют на ортофотоплане, то есть на конечной продукции, чего быть не должно.

В «экспорте ортофото» работы [1] отмечается: «В настоящей инструкции рассматривается только получение матрицы высот и ортофотоплана». Основные отличия экспорта двух этих видов заключается в том, что «матрица высот формируется на основе только самой модели, а при экспорте ортофотоплана помимо модели используются и исходные фотоснимки». В работе [1] не поясняется, для какой цели используют исходные фотоснимки. В общем, авторы [1] неоднократно отмечают, что «ортофотоплан строится из исходной фотографии на основании данных о рельефе местности, который представляет полученная модель». Возможно, авторы работ [1; 3] решили, что ошибки из-за наклона снимков не окажут значительного влияния в силу небольших размеров кадра.

Рассмотрим величины искажений на снимках на примере съемки корпуса УЛК № 3 ПГУ.

Как отмечалось в работе [8] продольные φ и поперечные ω углы наклона снимков корпуса № 3 колеблются в диапазоне: продольные φ от $-1^{\circ}68'$ до $+1^{\circ}54'$; поперечные ω от -3° до $+3^{\circ}$. Общий угол наклона α составил $3^{\circ}44'$. В работе [9], в свою очередь, сказано, что углы наклона снимков, полученных с беспилотных летательных аппаратов, могут достигать 30° . Рассчитаем искажения за наклон снимков для обоих случаев по формуле (1) традиционной фотограмметрии [10]:

$$\delta_{\alpha} = \frac{r^2 \sin \alpha \sin \varphi}{f - r \sin \alpha \sin \varphi}, \quad (1)$$

где r – расстояние от точки нулевых искажений до текущей точки;

α – угол наклона снимка;

φ – угол между линией неискаженных масштабов и направлением на точку,

f – фокусное расстояние объектива, $f = 4,73$ мм [8].

Примем $\varphi = 90^{\circ}$, $\sin \varphi = 1$. С учетом $\sin \varphi = 1$ формула (1) примет вид:

$$\delta_{\alpha} = \frac{r^2 \sin \alpha}{f - r \sin \alpha}, \quad (2)$$

Размер кадра камеры FC-220, которая использовалась при съемке корпуса № 3 ПГУ составил [8]: длина 6,3185 мм, ширина 4,7389 мм, диагональ 7,8982 мм.

Рассчитаем расстояния r , приняв, что главная точка o и точка нулевых искажений s расположены по диагонали кадра, как показано на рисунке 2. Результаты расчетов расстояний от точек o , s до крайней точки кадра a по диагонали и искажения за наклон снимка по формуле (2) приведем в таблице.

Данные таблицы указывают на то, что искажения за наклон снимков значительные даже при угле наклона в 3° . Размер пиксела используемой камеры FC220 составляет $1,57 \times 1,57$ мкм [11], т.е. значительно меньше рассчитанных искажений. Пренебрегать ими нельзя.

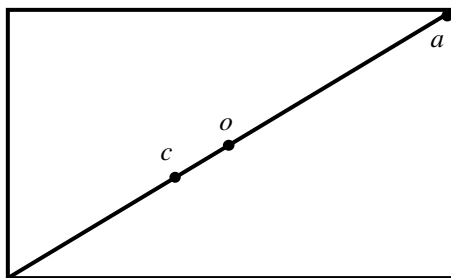
Рисунок 2. – Расположение точек o , c и a на кадре

Таблица.

$\alpha, ^\circ$	oc , мм	oa , мм	$ca = r$, мм	r^2	δ_α , мм
3,733	0,1542	3,9491	4,1033	16,83707	0,2456
30,0	1,2672	3,9491	5,2163	27,20979	6,4118

Похоже, программа Agisoft Photoscan снимки все же трансформирует. Проанализировав, мы пришли к выводу, что она это делает в блоке «Проецирование полигонов на заданную поверхность».

Искусственные сооружения, имеющие значительные превышения над ЦМР, при ортотрансформировании изображаются со смещениями относительно их положения в ортогональной проекции [2]. Для правильного отображения в ортогональной проекции необходимо иметь трехмерную ЦМР и цифровую модель сооружений (ЦМС) [2], или, как в нашем случае, – ЦМП. Ортотрансформирование снимков производится с использованием ЦМП, которая создается в автоматическом режиме на основе облака точек. Поскольку ЦМП может иметь ряд неточностей, например, в местах с резким перепадом высот (на краях крыш зданий, мосты, эстакады, трубопроводы и др. искусственные сооружения), то может потребоваться дополнительное редактирование этой модели при создании ортофотоплана. Автоматические алгоритмы классификации облака точек не могут точно отфильтровать эти сооружения, в результате их формы часто оказываются искаженными. Для исправления таких искажений в Agisoft Photoscan нет инструментов редактирования ЦММ.

Учитывая, что снимки трансформировались, рассчитаем искажения за рельеф δ_h для горизонтальных снимков по формуле (3) [10]:

$$\delta_h = \frac{rh}{H}, \quad (3)$$

где r – расстояние от главной точки снимка o до текущей;

h – превышение выбранной точки относительно заданной плоскости (в нашем случае, высота здания);

H – высота фотографирования.

Продольное и поперечное перекрытия снимков велики, поэтому примем $r = oa / 2$ (см. рисунок 2).

Сделаем расчеты для съемки корпуса № 3 ПГУ с параметрами [8] и предположим, что здание находилось на снимке на расстоянии $oa / 2$: $H = 52$ м; $h = 19$ м; $r = 1,975$ мм – расстояние равное отрезку $oa / 2$ (см. рисунок 2), $\delta_h = 0,722$ мм на снимке, то есть получили значительное искажение.

Т.к. расстояния между узлами сетки GRID составили 0,5 м, предположим, что узел сетки GRID оказался в 45 см от края крыши, что на снимке составит $450 \text{ мм} / m = 0,41$ мм. Здесь $m = 11000$ – знаменатель масштаба съемки. Тогда расстояние от главной точки o до узла сетки составит $r' = 2,384$ мм, а искажения для узла сетки $\delta_h = 0,871$ мм. Узел сетки GRID исправят по ЦМП, но разница искажений, равная $0,871 - 0,722 = 0,199$ (мм), останется. Это и будет артефакт при размере пикселя 1,57 мкм [8]. На местности же это искажение составит $0,199 \cdot 11000 = 1,64$ (м), что недопустимо.

Можно минимизировать смещения искусственных сооружений на ортофотоизображении по другим снимкам, выбирая для каждого пикселя изображения луч, наиболее близкий к надирному лучу [2]. Использовался ли этот прием в программе Agisoft Photoscan – не известно.

При ортотрансформировании возможны мертвые зоны, уменьшаемые, например, по другим снимкам. Мертвую зону можно определить по углу между отвесной линией и направлением на точки [2]. Проблемы могут быть и в случае, если элементы одной группы сооружений закрывают элементы другой группы [2]. Ортоизображение можно строить сразу на весь участок, по всем исходным снимкам, с учетом ЦМР и ЦМС. Авторы работы [1] отмечают, что в программе Agisoft Photoscan существует несколько режимов и способов получения единого изображения:

- усреднения, т.е. смешиванием исходных изображений;
- мозаика:

– отбор по яркости (минимальная или максимальная).

Указано, что в большинстве случаев используется режим «мозаика». Иногда для целей последующей векторизации более правильное (хотя и менее четкое) изображение формируется в режиме усреднения [1]. Режим «мозаика» подробно описан во многих работах. Возможно, поэтому авторы программы вообще его не описали.

На созданных в программе Agisoft Photoscan ортофотопланах также присутствуют артефакты, показанные на рисунке 3. Искажения изображения на ортофотопланах, полученных по снимкам корпуса № 3 ПГУ достигают 90 см, что в масштабе ортофотоплана 1:2000 составляет 0,4 мм. Кроме того, на рисунке 3 видна стена сооружения, чего быть не должно. Здание получилось как бы наклоненным, следовательно, с обратной стороны здания отображать объект придется по крыше, что недопустимо. Здание может закрыть объекты, находящиеся на земле.

Представляется вероятным, что полигональной модели было бы достаточно для получения ортофотоплана, не создавая модель GRID, что значительно бы ускорило процесс.



Рисунок 3. – Артефакты на ортофотоплане

Заключение. Таким образом, результат создания ортофотоплана в программе Agisoft Photoscan выявил ряд недостатков в её разработке и руководстве пользователя.

Автоматические алгоритмы классификации облака точек не могут точно отфильтровать здания и сооружения с резким перепадом высот, в результате чего их формы часто оказываются искаженными. Для исправления таких искажений в Agisoft Photoscan не предусмотрено инструментов редактирования ЦММ.

С формулировками, приведенными в руководствах пользователя Agisoft Photoscan [1; 3], нельзя согласиться, так как сложно понять, что и в какой последовательности выполняется. Например: «Проецирование отдельных полигонов на заданную поверхность» разработчики Agisoft Photoscan назвали «Экспорт ортофото», хотя на данном этапе еще нет ни матрицы высот, ни ортофотоплана. В руководствах выявлено множество опечаток, жаргонных слов, отсутствует логика в изложении материала, что значительно осложняет восприятие информации.

Большинство специализированного программного обеспечения, в том числе и Agisoft Photoscan, используют закрытый программный код. Следовательно, пользователю сложно получить правильный результат, не зная алгоритмов, по которым работает программа.

ЛИТЕРАТУРА

1. Обработка материалов аэросъемки в Agisoft Photoscan Pro. Получение ортофотопланов. Получение матриц высот (DSM) [Электронный ресурс]. – Режим доступа: https://download.geoscan.aero/public/Agisoft_PhotoScan_Pro.pdf. – Дата доступа: 30.05.2021.
2. Михайлов, А.П. Фотограмметрия : учеб. для вузов. / А.П. Михайлов, А.Г. Чибуничев ; под общ. ред. А.Г. Чибуничева. – М. : Изд-во МИИГАиК, 2016. – 294 с.
3. Agisoft PhotoScan: Professional Edition, версия 1.4 [Электронный ресурс]. – Режим доступа: https://www.agisoft.com/pdf/photoscan-pro_1_4_ru.pdf. – Дата доступа: 30.05.2021.
4. Рубцова, Н.Э. Обработка данных БПЛА в программе UASMASTER. / Н.Э. Рубцова // Геопрофи. – 2014. – № 3. – С. 24–29.
5. Metashape Professional | ГК Геоскан [Электронный ресурс]. – Режим доступа: https://www.geoscan.aero/ru/software/agisoft/metashape_pro. – Дата доступа: 30.05.2021.
6. Хромых, В.В. Цифровая модель рельефа : учеб. пособие / В.В. Хромых, О.В. Хромых. – Томск : «ТМЛ Пресс», 2007. – 178 с.
7. Цифровая фотограмметрическая система Photomod. Версия 7.0. [Электронный ресурс] : рук-во пользователя. Орто-трансформирование. – Режим доступа : <https://racurs.ru/downloads/documentation/rus/ortho.pdf>. – Дата доступа: 30.05.2021.

8. Михеева, А.А. Аэросъемка с беспилотного летательного аппарата. / А.А. Михеева, В.В. Ялтыхов, П.Ф. Парадня // Вестн. Полоц. гос. ун-та. Сер. Ф, Строительство. Прикладные науки. – 2018. – № 16. – С. 135–142.
9. Сечин, А.Ю. Беспилотный летательный аппарат: применение в целях аэросъемки для картографирования [Электронный ресурс] / А.Ю. Сечин, М.А. Дракин, А.С. Киселева. – Режим доступа: <https://racurs.ru/press-center/articles/bespilotnye-letatelnye-apparaty/UAV-for-mapping-2/>. – Дата доступа: 30.05.2021.
10. Михеева, А.А. Прикладная фотограмметрия : учеб.-метод. комплекс для студентов спец. 1-56 02 01 «Геодезия» и слушателей ИПК спец. 1-56 02 71 «Прикладная геодезия и геодезическое обеспечение кадастра» / А.А. Михеева, В.В. Ялтыхов. – Новополоцк : ПГУ, 2006. – 320 с.
11. Михеева, А.А. Анализ разрешающей способности снимков, полученных с беспилотного летательного аппарата. / А.А. Михеева, В.В. Ялтыхов, П.Ф. Парадня // Вестн. Полоц. гос. ун-та. Сер. Ф. Строительство. Прикладные науки. 2018. – № 8. – С. 185–193.

Поступила 10.06.2021

CREATION OF ORTHOPHOTOPLAN IN AGISOFT PHOTOSCAN SOFTWARE

A. MIKHEEVA, V. YALTYKHOV, P. PARADNYA

The article discusses the technology of creating an orthomosaic using the specialized software Agisoft Photoscan. The whole process is divided into six stages in accordance with the recommendations of the developers of this software product. Each stage is analyzed in detail. Attention is focused on the ambiguous interpretation of some of the technical issues described in the Agisoft Photoscan user manuals. User guides are written in a language that is difficult for even photogrammetrists to understand. They contain many jargon terms introduced by program developers and definitions not accepted in photogrammetry. The work was carried out based on the results of photography from an unmanned aerial vehicle of the territory of the educational and laboratory building No. 3 of Polotsk State University.

Keywords: orthomosaic, Agisoft Photoscan, point cloud, polygonal model, DEM.

ГЕОЭКОЛОГИЯ. ЭКОЛОГИЧЕСКАЯ БЕЗОПАСНОСТЬ СТРОИТЕЛЬСТВА И ГОРОДСКОГО ХОЗЯЙСТВА

УДК 628.16

ПРИЧИНЫ ЗАГРЯЗНЕНИЯ ПОДЗЕМНЫХ ВОД ЖЕЛЕЗОМ С УЧЕТОМ ЕГО ГИДРОГЕОХИМИЧЕСКИХ ОСОБЕННОСТЕЙ НА ТЕРРИТОРИИ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ

Е.С. ВЕЛЮГО*(Полоцкий государственный университет)*

В статье проводится анализ качества подземных вод Республики Беларусь. Автор описывает геохимические процессы, особенности формирования и миграции железа в подземных водах, а также природные и техногенные факторы загрязнения подземных вод.

Ключевые слова: подземные воды, качество воды, железо, геохимические процессы, причины загрязнений.

Введение. В Республике Беларусь ведется систематический контроль качества подземных вод и уровня, 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.

Анализ изменения качества подземных вод (среднегодовые концентрации макроэлементов) в период 2007 – 2020 гг., показывает, что основным элементом, наблюдаемым в подземных водах Беларуси в концентрациях, превышающих установленные в национальном стандарте СанПин10-124 РБ 99, является железо [1]. Очень часто это сопровождается дополнительным загрязнением подземных вод, например, марганцем, аммонийным азотом, нитритами и нитратами. Содержание железа в природной воде связано с региональными, климатическими, ландшафтными и гидрологическими особенностями зоны нашего проживания. Именно поэтому его избыточная концентрация присутствует повсеместно, охватывая почти все водоносные горизонты пресных вод и групповых водозаборов по областям Республики Беларусь, независимо от принадлежности к тому или иному артезианскому бассейну [2]. Повлиять на данный факт нет возможности, однако на этапе планирования, строительства и эксплуатации систем водоснабжения такая информация необходима.

Основная часть. График среднегодовой концентрации железа в подземных водах Беларуси в период 2006 – 2017 гг. свидетельствует о неуклонном увеличении концентрации макроэлемента (рисунок) [3].

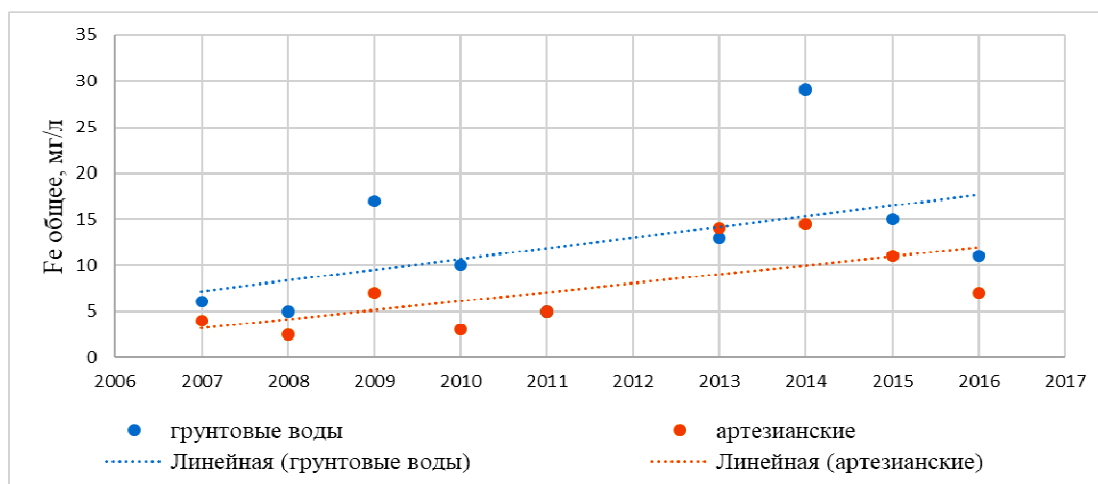


Рисунок. – График среднегодовой концентрации железа в подземных водах Беларуси (2006 – 2017 гг.)

При планировании размещения места водозаборных и водоочистных сооружений крайне важно изучать особенности формирования и миграции железа в подземных водах, обусловленных природными условиями конкретного региона и своеобразием проявлений техногенных изменений в подземной гидросфере [4]. Для определения миграционных свойств железа в природной воде необходимо четко понимать геохимические параметры данного элемента, которые обусловлены внешними и внутренними факторами. Внутренние факторы определяются формами железа, в которых оно присутствует в природной воде, а внешние, такие как гидрогео-

логические, метеорологические, гидро-литологические и прочие условия, формируют геохимическую обстановку, причем перечисленные факторы тесно взаимосвязаны.

Параметры железа – электроотрицательность, валентность, потенциал ионизации и др. зависят от физико-химических свойств водной среды – температура, величины pH и Eh, давление, жизнедеятельность организмов, а также окислительно-восстановительных и обменных процессов, протекающих в ней [5]. В зависимости от внешних условий, определяющих основные химические свойства железа, может изменяться валентность с двух- на трехвалентное и наоборот. Чем выше валентность железа в соединении, тем меньше его растворимость, поэтому окислы, силикаты и другие кислородные соединения трехвалентного железа являются практически нерастворимыми минералами [6]. Для геохимических процессов это свойство железа очень важно. Однако в кислых растворах растворимость таких соединений резко возрастает: кислые почвы богаты неорганическим железом вплоть до токсичных уровней (до нескольких десятков и сотен миллиграммов в 1 дм³), а щелочные содержат минимальные значения растворимого железа [7].

В хорошо аэрированных водах двухвалентное железо окисляется до трехвалентного, и его растворимость резко падает. Именно поэтому в подземных водоносных горизонтах содержится повышенное содержание двухвалентного железа в связи с низкой концентрацией кислорода в жидкости и отсутствием контакта с атмосферой. Закиси крайне неустойчивы и при контакте с воздухом доокисляются, переходя в другие нерастворимые формы. Скорость окисления зависит от кислорода, температуры среды и концентрации водород-ионов. Содержание углекислоты в воде дает обратный эффект: растворимость железистых минералов повышается.

Железо может образовывать органические и неорганические комплексы, что существенно влияет на его миграцию в подземных водах. Например, содержание в воде фторидных комплексов железа оказывают воздействие на перемещение трехвалентного железа [4]. Свободное железо быстро фиксируется в виде гидроксидов и оксидов, замещает магний и алюминий и образует комплексы с химическими лигандами [8].

Концентрация железа в почве зависит не только от изменения восстановительных и кислотно-щелочных условий, но и сторонних элементов, которыми они обогащены. Содержание железа в почвах на территории Республики Беларусь составляет около 3,11% и зависит от типа почвообразующей породы. Установлено, что колебания в содержании железа в различных почвах достигают значительных величин [8]. Например, кислые почвы содержат больше растворимого неорганического железа, чем нейтральные и щелочные, в то время как заболоченные почвы характеризуются процессом восстановления двухвалентного железа до трехвалентного, что обеспечивает увеличение растворимости железа. Данный процесс связан с метаболической деятельностью некоторых бактерий и может приводить к высокой концентрации двухвалентного железа в некоторых затопляемых почвах [14]. Дерново-подзолистые почвы содержат избыточное количество железа, а слабо аэрируемые кислые почвы характеризуются большим количеством закисных соединений железа. Данные соединения отрицательно влияют на рост растений. Избыток железистых соединений устраняется известкованием почв [15].

Железо в почвах присутствует в основном в виде оксидов и гидроксидов и находится либо в виде небольших частиц, либо связано с поверхностью минералов. Оно присутствует в форме хелатов в горизонтах с большим количеством органики, которые часто трансформируются в почве. При этом органика воздействует на образование оксидов этого микроэлемента. Гуминовые вещества, сидерофоры, органические кислоты, фенолы также взаимодействуют с железом. Например, при его контакте с гуминовыми веществами образуются водорастворимые и малорастворимые в воде соединения. В сравнении с фульвокислотами, гуминовые кислоты характеризуются большей склонностью к образованию нерастворимых соединений с металлами. Именно поэтому фульватные комплексы железа обращают на себя внимание при рассмотрении миграции железа по почвенному профилю, включая и его доступность растениям [8].

Дефицит железа широко распространен в регионах распространения карбонатных почв (30% поверхности земли), а также при высоком содержании в почве цинка, марганца, меди.

Железо поверхностных и подземных вод может оседать в любой растительности, в том числе и сельскохозяйственного растениеводства. Как биологически активный элемент, оно усваивается растениями в самом большом количестве, влияет на качественный состав микрофлоры и развития фитопланктона в водоеме, т.е. является функциональной составляющей, частью ферментативных систем.

Микроорганизмы тоже участвуют в преобразовании железа. Некоторые виды бактерий вовлечены в круговорот данного элемента и аккумулируют его на поверхности живых клеток [8]. Железообразующие бактерии способствуют накоплению железа в почве. В толще почвы можно наблюдать пласты оруднения, которые легко извлечь в виде небольших пластин [4].

Таким образом, в природных водах одновременно существуют множество взаимосвязанных процессов, что делает невозможным строгое аналитическое определение форм растворенного железа, а представленные выше геохимические особенности следует учитывать при выборе места расположения водозаборных сооружений.

С.Р. Крайнев, Г.А. Соломин и др. [9] выделили три геохимических типа железосодержащих подземных вод, используемых для питьевого водоснабжения: с высокими концентрациями органического вещества, в условиях присутствия бескислородной и бисульфитной среды, а также при наличии сульфидных соединений железа. Распределение этих вод в земной коре подчинено общей геохимической и окислительно-восстановительной зональности подземных вод.

Загрязнения пресных подземных вод определяются техногенными и природными факторами. Учитывая гидрогеохимические особенности железа, рассмотренные ранее, можно выделить несколько причин техногенного загрязнения подземных вод данным металлом:

- коррозионные процессы в стальных трубопроводах систем централизованного и автономного водоснабжения;
- использование бескислородных подземных вод из нижележащих водоносных горизонтов, так как в процессе интенсивного водоотбора снижается уровень воды в вышележащих;
- образование органических соединений, которые усиливают процессы комплексообразования железа в гидрогеохимических системах и расширяют Eh-pH диапазон его водной миграции.

Увеличение содержания соединений азотной группы, особенно NH_4^+ и др. органических веществ в подземных водах наблюдается на участках утечки силосных стоков и отходов животноводства [10]. При этом водорастворенные органические вещества, содержащиеся в стоках, активно окисляются кислородом подземных вод, что приводит к уменьшению в них концентрации кислорода и закономерному снижению величины Eh. В связи с этим резко увеличивается концентрация двухвалентного железа, мигрирующего в восстановительных условиях:

- поступление стоков и кислотных дождей промышленных предприятий (химических, металлургических и горнопромышленных, разрабатывающих сульфидные месторождения). В этот пункт можно включить окисление железосодержащих сульфидов в породах верхних водоносных горизонтов;
- поступление железа в подземные воды в результате его выноса из донных отложений и водовмещающих пород в процессе привлечения поверхностных вод.

В результате этих причин происходит изменение существующей гидрогеохимической обстановки (особенно величин Eh и pH) на более благоприятную для накопления железа, где ранее его содержание в подземных водах больше нормативного было не свойственно.

Если с рассмотренными выше причинами, являющимися результатами хозяйственной деятельности человека, все ясно и понятно, то естественные природные факторы загрязнения подземных вод иногда носят непредсказуемый характер и преподносят сюрпризы при бурении скважины. К природным факторам загрязнения подземных вод относятся [11]:

- взаимосвязь подземных вод с поверхностными;
- разрушение и растворение горных пород в воде при просачивании ее в глубинные водоносные пласты;
- геолого-гидрологические условия;
- переход железа в артезианские бассейны от растений, в т.ч. сельскохозяйственной продукции, и почвы при участии почвенной влаги.

В последнее время наблюдается тенденция увеличения железа в подземных водах зоны активного водообмена, качество которых зависит от загрязнения поверхностных водных объектов. В водоносные горизонты железосодержащие поверхностные воды поступают со стороны берега благодаря боковой фильтрации и с поверхности земли в паводковый период, когда происходит затопление поймы [12]. Главными источниками железа в поверхностных водах являются процессы химического выветривания горных пород, с последующим их механическим разрушением и растворением. В природных водах содержатся органические и минеральные вещества, которые в процессе взаимодействия с горными породами образуют сложный комплекс соединений железа, находящиеся в воде в коллоидном, растворенном или взвешенном состоянии. Кроме того, железо, являясь биологически активным элементом, может влиять на интенсивность развития фитопланктона и качественный состав микрофлоры в водоеме. Концентрация железа в поверхностной воде подвержена заметным сезонным колебаниям. Обычно в водоемах с высокой биологической продуктивностью в период летней и зимней стагнации заметно увеличение концентрации железа в придонных слоях воды. Это связано со способностью изменения валентности железа кислородсодержащих вод. В результате у поверхности концентрация железа примерно равна нулю, тогда как на глубине в некоторых озерах (и водохранилищах) достигает значительных величин. В подземную воду железо мигрирует главным образом в ионной форме, при этом наблюдается низкое значение окислительно-восстановительного потенциала Eh.

Повышенное содержание железа наблюдается также в болотных водах, где оно находится в виде комплексов с солями гуминовых кислот, так называемое «органическое» железо. Нет опасности выпадения охры в дренах на верховых болотах, но она существует на низинных, переходных болотах и достигает максимума на глеях и маршевых болотах с тонким слоем ила или торфа. Однако и на маршевых болотах степень выпадения охры в дренах зависит от местных условий. На заболоченной территории Белоруссии в основном распространены болотные железные руды (более 300 месторождений, крупнейшие – в Белорусском Полесье и северо-западной части территории республики), что значительно увеличивает концентрацию железа подземных вод на этих территориях [2].

Естественное присутствие железа в горных породах приводит к наличию железа и в подземных водах. По мере того, как вода движется через породы, часть железа растворяется и накапливается в грунтовых водах. Повышенное содержание железа в грунтовых водах возможно в переувлажненных бессточных понижениях, на низменностях, особенно в местах перехода минеральных почв в органические, в зонах влияния напорных вод, в почвах с низкими значениями pH, в областях, где соприкасаются грунтовые воды с высоким и низким pH. Не-

достаток железа наблюдается в основном на карбонатных щелочных почвах в засушливых условиях с плохим воздушным режимом [9]. Насыщенными железом оказываются подземные воды в толщах юрских глин. В глинах много пирита FeS, и железо из него относительно легко переходит в воду.

Важнейшими рудами железа являются красный железняк, магнитный железняк, бурый железняк, шпатовый железняк. В больших количествах встречается железный колчедан [16]. Месторождения железосодержащих руд на территории Республики Беларусь (Околовское, Новоселковское) при растворении также могут приводить к загрязнению подземных вод железом [12].

Заключение. Проанализировав причины загрязнения подземных вод железом с учетом его гидрогеохимических особенностей на территории Республики Беларусь, можно сделать следующие выводы.

Иногда в процессе эксплуатации водозаборных сооружений качество извлекаемых подземных вод ухудшается. Учитывая, что основным драйвером в выборе вариантов технологии водоподготовки является качество исходной воды, крайне важно изучать особенности формирования подземных вод, обусловленных природными условиями конкретного региона и своеобразием проявлений техногенных изменений в подземной гидросфере.

Изучение миграции железа в подземных водах в районах водозаборов является актуальной темой, так как оно не только позволяет прогнозировать изменение качества используемой воды, но и оценить характер, масштаб и эффективность методов обезжелезивания в заданных условиях.

ЛИТЕРАТУРА

1. Национальная система мониторинга окружающей среды Республики Беларусь : результаты наблюдений, 2018 год / Под общ. ред. Е.П. Богодяж – Минск : Респ. ц-р по гидрометеорологии, контролю радиоактивного загрязнения и мониторингу окружающей среды, 2019. – 476 с.
2. Водные ресурсы Республики Беларусь, их использование и охрана. – Минск : ЦНИИКиВР, 2016 – 24 с.
3. Рашкевич, Е.И. Технично-экономическое, природоохранное и социальное исследование строительства объектов водоснабжения со станциями обезжелезивания Витебской области : дис. .. магистр. техн. наук / Е.И. Рашкевич. – Новополоцк, 2019. – 70 л.
4. Труфанов, А.И. Рекомендации по унификации методов исследований пресных железистых вод / А.И. Труфанов ; Хабар. комплекс. НИИ ДВНЦ АН СССР. – Хабаровск, 1980 – 56 с.
5. Крайнов, С.Р. Методы геохимического моделирования и прогнозирования в гидрогеологии / С.Р. Крайнов, Ю.В. Шваров, Д.В. Гричук. – М. : «Недра», 1988. – 254 с.
6. Окунева, Н.И. К вопросу формирования железистых вод / Н.И. Окунева // Гидрогеология СССР. – М. : «Недра», 1971. – Т. XXIII. – С. 244–250.
7. Общее железо в воде [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://icolog.ru/gidrosfera/obshee-zhelezo-v-vode.htm>. – Дата доступа: 27.05.2021.
8. Железо. Питательные элементы [Электронный ресурс]. – Режим доступа: https://www.pesticidy.ru/active_nutrient/iron. – Дата доступа: 27.05.2021.
9. Казак, Е.С. Формирование железа в подземных водах водозаборных участков по данным экспериментальных исследований и геомиграционного моделирования : автореф. дис. ... канд. геолого-минер. наук : 25.00.07 / Е.С. Казак. – М., 2010. – 44 с.
10. Крайнов, С.Р. Геохимия подземных вод. Теоретические, прикладные и экологические аспекты / С.Р. Крайнов, Б.Н. Рыженко, В.М. Швец. – М. : Наука, 2004. – 677 с.
11. Киреева, Т.А. Гидрогеохимия : конспект лекций / Т.А. Киреева. – М. : МГУ им. М.В. Ломоносова, 2016 – 206 с.
12. Гольдберг, В.М. Гидрогеологические основы охраны подземных вод от загрязнения / В.М. Гольдберг, С. Газда. – М. : «Недра», 1984. – 262 с.
13. Кабата-Пендиас, А., Микроэлементы в почвах и растениях [пер. с англ.] / А. Кабата-Пендиас, Х. Пендиас. – М. : Мир, 1989. – 439 с.
14. Минеев, В.Г. Агрохимия : учеб. / В.Г. Минеев. – 2-е изд. перераб. и доп. – М. : Изд-во МГУ, 2004. – 720 с.
15. Кадацкая, О.В. Гидрохимическая индикация ландшафтной обстановки водосборов / О.В. Кадацкая. – Минск : Наука и техника, 1987. – 135 с.

Поступила 03.06.2021

THE CAUSES OF UNDERGROUND WATER POLLUTION WITH IRON IN THE TERRITORY OF THE REPUBLIC OF BELARUS FRE DESCRIBED, TAKING INTO ACCOUNT THE HYDROGEOCHEMICAL FEATURES OF THIS METAL

E. VELYUGO

The article analyzes the quality of underground water in the Republic of Belarus. The author describes the geochemical processes, features of the formation and migration of iron in underground waters. The article describes the natural and man-made factors of groundwater pollution.

Keywords: *underground water, water quality, iron, geochemical processes, causes of pollution.*

УДК 614.87

ПОТЕНЦИАЛЬНЫЕ РИСКИ ПРИ АВАРИИ НА АТОМНОЙ СТАНЦИИ

*канд. техн. наук, доц. Н.Е. ЖУРАВСКАЯ, П.И. СТЕФАНОВИЧ, И.С. СТЕФАНОВИЧ
(Киевский национальный университет строительства и архитектуры)*

В статье рассматриваются характеристики аварии на ЧАЭС, особенности воздействия работы АЭС на окружающую среду, уделено внимание главным последствиям нарушения ядерно-радиационной техногенной безопасности и путям их решения. Проведена систематизация и предложен методический подход по конкретизации работ, связанных с радиоактивными загрязнениями участков леса. Представленную информацию рекомендуется использовать для специальных мероприятий с подготовкой личного состава при проведении спасательных, восстановительных работ на опасных участках с радиоактивным загрязнением территории.

Ключевые слова: техногенная безопасность, потенциальные риски, радиоактивное загрязнение, окружающая среда.

Введение. Атомная энергия несет огромные возможности, но одновременно и огромную опасность. Реалии сегодня таковы, что полностью отказаться от использования атомной энергии невозможно. Поэтому, нужно подробно изучать опыт эксплуатации АЭС (в том числе и трагический опыт Чернобыля) с целью избежать атомных аварий в будущем и устранить (или, по крайней мере, минимизировать) негативные последствия Чернобыльской аварии сегодня.

Проведенный анализ радиационной обстановки, складывающейся после аварий на атомных станциях, показывает, что почва, участки леса, которые оказываются на пути движения радиоактивного облака, подвержены радиоактивному загрязнению в 1,5–2 раза больше, чем открытая местность вне атомной станции. Основной причиной этого является удерживающая способность почвы, леса в силу большей поверхности соприкосновения с радиоактивным облаком. Поэтому важным является проведение оперативных спасательных и других неотложных работ при авариях на АЭС и решение задач по вывозу зараженного грунта, консервации загрязненных участков леса и обоснованию необходимых для этих работ сил и средств [1–5].

Авторы обращают внимание на радиационную безопасность после аварий на атомных станциях (в том числе и на аварию на ЧАЭС), ликвидацию последствий этих аварий, а также показывают возможные составляющие мероприятий по консервации загрязненного леса, отдельных участков леса и вывозимой почвы, а также подсыпку чистого грунта на эти участки.

Целью статьи является анализ сверхмощных аварий на атомных станциях, в том числе на Чернобыльской атомной станции, последствий и проблем радиационной безопасности и путей их решения, влияния атомных станций на окружающую среду, а также составление перечня работ по вывозу радиоактивного грунта и консервации загрязненных участков леса с использованием необходимых сил и средств.

Основная часть. По данным мировой статистики, которая фиксируется в Главной службе данных опасных инцидентов (The Major Hazard Incident Data Service – MHIDAS), крупные аварии на предприятиях и объектах различных типов, где линейные размеры зон действия поражающих факторов достигают нескольких сотен или даже тысяч метров, к счастью, достаточно редки. Однако, в мире в среднем в год происходят около 2–3 подобных аварий. Аварии с гибелью более 25 человек и числом раненых более 100 регистрируются MHIDAS в среднем раз в 2,5 года. В целом, как считают специалисты, наблюдается неуклонный рост числа промышленных и энергетических аварий, вызванный, с одной стороны, увеличением количества опасных объектов, с другой стороны, ростом удельной плотности населения в зонах развития промышленных и энергетических объектов.

Крупнейшая в истории человечества радиационная катастрофа на Чернобыльской АЭС произошла 26 апреля 1986 (рисунок 1). Несколько лет после катастрофы все официальные источники в СССР сообщали, что жертвами Чернобыля стали только 33 человека – в основном пожарные, участвовавшие в первых работах. Потом стали появляться отдельные сообщения о том, что от лучевой болезни погибло несколько десятков ликвидаторов, а заболели тысячи. О жертвах среди местного населения не говорилось вообще. Режим секретности по вопросам аварии на ЧАЭС, который существовал до 1991 года, не позволял воссоздать объективную картину масштабов поражения населения. По современным представлениям, авария на ЧАЭС имеет серьезные последствия пролонгированного действия, в том числе такие, которые могут проявляться на генетическом уровне.

По оценкам, в течение 1986 – 1987 гг. к ликвидации последствий аварии было привлечено около 350 000 человек («ликвидаторов») из числа военнослужащих, работников АЭС, местной милиции и пожарных служб. Достаточно высокие дозы радиации получили около 240 000 человек во время проведения работ по ликвидации последствий аварии в пределах 30-километровой зоны, выполнявшие работы по консервации аварийного 4-го блока АЭС – строительству «Саркофага», очистке крыш, созданию системы защиты водных объектов. Впоследствии число зарегистрированных ликвидаторов увеличилось до 600 000. Весной и летом 1986 г. 116 тыс. человек были эвакуированы из зоны Чернобыльской АЭС. В последующие годы было переселено еще 230 тыс. человек, но лишь небольшая их часть подверглась воздействию высоких уровней радиации.

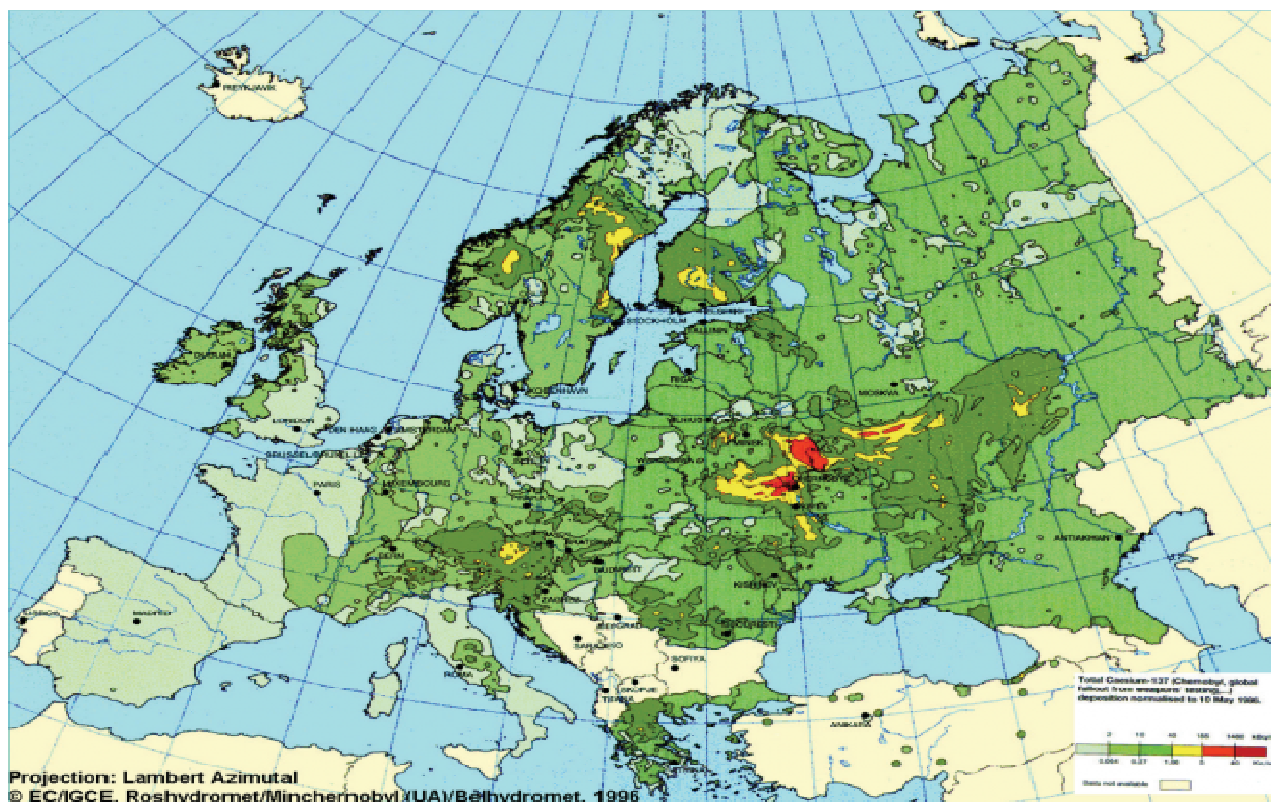


Рисунок 1. – Распространение радиоактивных выпадений на Европейском континенте 10 мая 1986 г. (цветом показана шкала активности выпадений ^{137}Cs в $\text{кБк}/\text{м}^2$, площади с желтым цветом – территории, не подвергшихся радиоактивному загрязнению вследствие аварии на Чернобыльской АЭС)

В настоящее время примерно пять миллионов человек проживают в районах Беларуси, Российской Федерации и Украины, где уровни радиоактивного загрязнения почв цезием превышают $37 \text{ кБк}/\text{м}^2$. Из них примерно 270 000 человек продолжают жить в районах, классифицированных советскими полномочными органами как зоны усиленного контроля (ЗПК), где заражения цезием (Cs) превышает $555 \text{ кБк}/\text{м}^2$.

В 2000 г. Всемирная организация здравоохранения (ВОЗ) сообщила, что Чернобыль мог стать причиной гибели 50 тыс. человек (в том числе с учетом самоубийств). По инициативе «Чернобыльского форума» ООН ВОЗ в период с 2003 по 2005 год провела ряд совещаний экспертов для рассмотрения всех научных данных о медицинских последствиях, связанных с этой аварией. Группа экспертов ВОЗ использовала в качестве основы, доклад 2000 г. Научного комитета ООН по действию атомной радиации (НКДАР ООН), и в обновленный вариант доклада вошли критические обзоры опубликованной информации, представленной правительствами трех стран. Ученые, проводившие исследования в трех странах, а также эксперты из ряда стран мира вошли в состав группы экспертов ВОЗ. В результате ВОЗ опубликовала доклад «Медицинские последствия Чернобыльской аварии и специальные программы медико-санитарной помощи» [6].

Несмотря на то, что эффективные дозы большинства жителей загрязненных районов являются достаточно низкими, необходимо отметить, что в первые дни после аварии значительная часть населения Украины и Беларуси получила большие радиационные нагрузки на щитовидную железу в результате ингаляционного поступления радиоактивного йода (J-131) в организм при прохождении йодного облака и употребления в первый месяц после аварии молока, содержащего J-131 . Период полураспада данного соединения – 8 суток. Наблюдения ученых-медиков в течение всей жизни лиц, подвергшихся воздействию радиации в результате аварии, указывают на увеличение количества случаев смерти от рака. Можно определить, какие конкретные случаи рака были вызваны радиацией, количество таких случаев смерти можно оценить лишь статистически на основе информации и проекций, полученных при исследованиях людей, выживших после взрывов атомных бомб, и других испытаниях ядерного оружия (рисунок 2).

Грепреасе считает масштабы катастрофы более масштабными, доказывая, что только в Беларуси зарегистрировано 273 тыс. случаев рака, вызванного последствиями Чернобыля, утверждая, что более 90 тыс. из них могут быть фатальными. Организация «Врачи мира для предотвращения ядерной войны» (International Physicians for the Prevention of Nuclear War) считает, что число смертельных случаев может достигать 50–100 тыс. Однако, в 2007 г. были опубликованы результаты исследования Совета исследований окружающей среды (Natural Environment Research Council): риск от воздействия радиации на людей, ставших жертвами аварии на Чернобыльской АЭС, намного менее серьезен, чем принято считать. Авторы сопоставили разрушительный эф-

фект черновыльсской радиации и воздействие, которое оказывают на организм человека такие факторы, как загрязнение воздуха, курение и ожирение. Во всех этих случаях (в том числе и для Чернобыля) риск смерти человека увеличивается незначительно – примерно на 1%.

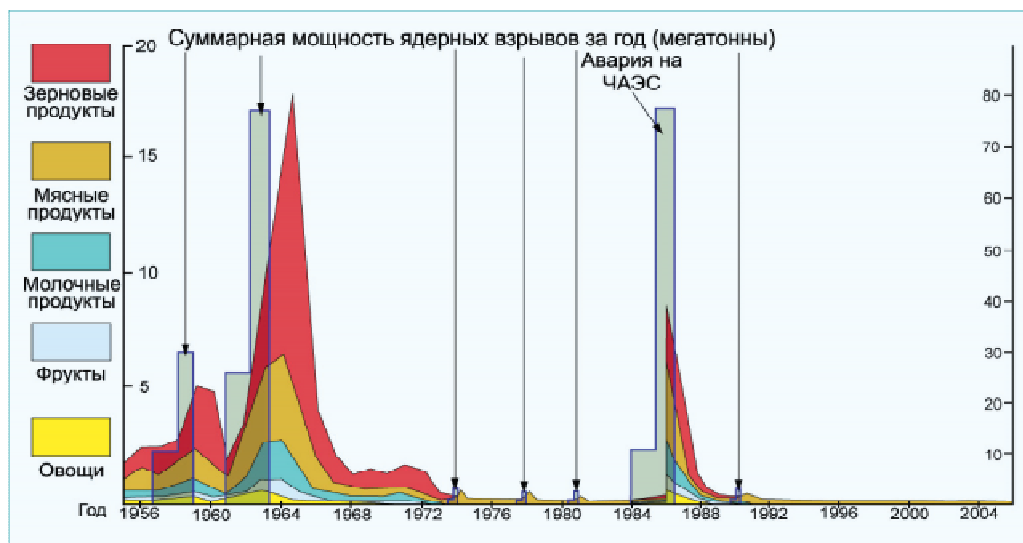


Рисунок 2. – Сравнительные данные по источникам радиоактивного загрязнения, формирующим дозовую нагрузку, обусловленную испытаниями атомного оружия и аварией на Чернобыльской АЭС

В результате трагедии население Украины и других государств сделало однозначный вывод: в случае подобной аварии человек лишается привычной жизни, а любая радиация – причина разнообразных болезней, генетических нарушений, смертельных онкологических заболеваний. Такое восприятие ядерной энергетики устойчиво и поддерживается в новых поколениях, что вызвало кризис доверия к данной отрасли.

1. Проблемы радиационной безопасности и пути их решения. Сегодня атомные электростанции планируются, строятся и работают таким образом, чтобы и персонал, и население были уверены в защищенности от вредных излучений. Вероятность серьезной аварии, способной вызвать выбросы значительного количества радиоактивных продуктов в атмосферу, будет постоянно снижаться через внедрение различных защитных мер и систем безопасности на АЭС третьего и последующих поколений. Основными направлениями, реализующими широкий комплекс технических и организационных мероприятий, направленных на минимизацию неблагоприятного радиационного воздействия на человека и окружающую среду, являются:

- реализация глубоководной многослойной защиты в системе распространения радиоактивных веществ и систем защиты и контроля этих барьеров;
- применение технических средств высокой степени надежности и использование систем управления и контроля процессов радиационной обстановки, построенных на принципах резервирования;
- обеспечение безопасности при всех экстремальных природных и техногенных воздействиях с вероятностью 1 раз в 10 000 лет;
- применение технических систем, обеспечивающих преодоление нарушений нормальной эксплуатации, и специальных систем безопасности, направленных на преодоление аварий с высокой степенью резервирования и реализацию защиты даже без участия персонала;
- применение технических решений, которые минимизируют образование радиоактивных отходов за счет совершенствования технологических процессов, систем очистки радиоактивно загрязненных сред с возвращением очищенных сред в технологический цикл;
- обязательная очистка загрязненных сбросов и выбросов, недопущение неконтролируемых выбросов в окружающую среду.

В составе проектов АЭС предусматриваются обязательные специальные анализы безопасности, основанные на современных методах детерминистического и вероятностного анализа с обоснованием требований нормативных документов, в том числе в части воздействия на окружающую среду. Согласно проектам на современных АЭС уровень воздействия на окружающую среду при нормальной эксплуатации существенно ниже критериев радиационного воздействия на человека и окружающую среду, установленных в нормативных документах. Это положение обеспечивается для всех действующих АЭС, в том числе и в Украине. При эксплуатации АЭС газо-аerosольные выбросы в них значительно ниже проектных, а другие радиоактивные выбросы и сбросы практически исключены. Так, суточные газо-аerosольные выбросы на АЭС с реактором типа ВВЭР-1000 на Хмельницкой и Запорожской АЭС составляют для радиоактивных благородных газов лишь 1,5%, для йода-131 – 0,4%, для долгоживущих изотопов – 0,02% от нормативных.

В процессе развития атомной энергетики наблюдается неуклонная тенденция снижения вероятности неблагоприятных последствий даже в случае очень редких аварийных событий. Согласно проектам современных АЭС даже при указанных выше чрезвычайно редких аварийных событиях не требуется применения специальных мер относительно временного отселения людей за пределы расстояний 1-2 км от АЭС.

С учетом потенциальной опасности, вся дальнейшая деятельность в атомной энергетике Украины должна быть направлена на решение следующих задач:

1. Повышение уровня безопасности действующих АЭС с использованием дополнительных мероприятий (в настоящее время реализуется специальная программа), продолжение работ с учетом опыта эксплуатации, путем совершенствования нормативной базы [7–9].
2. Реализация технических решений, направленных на минимизацию РАО, создание государственной системы обращения с РАО, включая все стадии обращения с минимизацией последствий для окружающей среды.
3. Использование современных энергоблоков с самыми высокими показателями безопасности, достигнутыми в атомной энергетике, при создании новых мощностей.
4. Совершенствование системы контроля и мониторинга, в том числе окружающей среды.
5. Создание системы максимальной открытости атомной энергетики для широкой общественности.

Роль атомной энергетики в сохранении и дальнейшем развитии цивилизации невозможно переоценить. Уже сейчас очевидно, что экономически выгодных и одновременно экологически «чистых» энергоносителей быть не может. Но с ростом масштабов развития атомной энергетики в мире увеличивается воздействие излучения на население в результате попадания радионуклидов в окружающую среду. Поэтому, дальнейшее развитие атомной энергетики требует всестороннего повышения уровня ее безопасности и усиления международного сотрудничества для использования достигнутых высоких стандартов, а также критического отношения к недостаточно надежным технологическим системам и их элементам.

2. *Влияние АЭС на окружающую среду.* Атомная энергетика прошла путь от первых лабораторных экспериментов и установок (1890 – 1940 гг.) до строительства и эксплуатации крупных атомных электростанций (АЭС) различных типов и мощностей (с 1954 гг. до настоящего времени). Атомные станции сегодня, в основном, используют четыре типа реакторов первого – третьего поколений:

1. Легководные реакторы (LWR) двух модификаций – корпусные, с водой под давлением (PWR), и кипящие (BWR), а также разновидность LWR – водоохлаждаемые реакторы с графитовым замедлителем (LGR), которые используются преимущественно в России и постсоветских странах.
2. Тяжеловодные реакторы (HWR), в основном типа CANDU (Canadian D2O Uranium).
3. Газоохлаждаемые реакторы на природном (MAGNOX) или обогащенном уране (AGR – Advanced Gascooled Reactor).
4. Реакторы на быстрых нейтронах типа БН.

Сейчас наибольшая доля электроэнергии в мире производится на АЭС с легководными реакторами, мощность которых превышает 1300 ГВт (эл). С 1960 по 2010 год в мире было построено более 540 ядерных реакторов на АЭС (около 100 реакторов по разным причинам были закрыты). Эксплуатация ядерных реакторов в мире обеспечивается работой почти 250 заводов ядерного топливного цикла. В процессе реализации ядерных программ для научных целей был построен 651 исследовательский ядерный реактор, из которых сейчас работают 284, в том числе 2 в Украине.

В первые годы (1945 – 1960 гг.) первые реакторы на АЭС обладали относительно высоким уровнем аварийности по технологическим параметрам, недостаточными требованиями к ядерной и радиационной безопасности, в том числе из-за несовершенства нормативной базы. В дальнейшем, совершенствование технологии и повышение безопасности обеспечили возможность строительства мощных АЭС на фоне уменьшения природных запасов органических энергетических ресурсов (угля, нефти и газа), и во второй половине XX в. атомная энергетика стала новой многообещающей энергетической альтернативой традиционным источникам энергии. Так, по запасам энергии, содержащейся в разведанных залежах урана, они более чем в 20 раз превышают разведанные запасы нефти, газа и каменного угля. В связи с этим, уран рассматривается как очень перспективный вид топлива, так как 1 кг природного урана заменяет около 20 т угля.

Интенсивным строительство АЭС с ядерными реакторами первого поколения было в 1970 – 1980 годах. Несмотря на жестокую конкуренцию с энергетическими компаниями, эксплуатирующими тепловые электростанции, средний прирост мощностей ядерных реакторов на АЭС составлял примерно 25% в год. В 1980 – 1990 гг. прирост мощностей новых ядерных реакторов на АЭС снижается до 6% в год. В этот период появляются реакторы второго поколения. Однако против развития атомной энергетики все активнее протестуют представители «зеленого» движения и «антиглобалисты». Их деятельность особенно резко активизировалась после Чернобыльской катастрофы. Авария на Чернобыльской АЭС резко сокращает строительство новых блоков АЭС, а в большинстве стран вообще был объявлен мораторий на их строительство. Принятые серьезные усилия по обеспечению безопасности эксплуатируемых АЭС позволили в начале XXI в. в значительной степени восстановить доверие общества к атомной энергетике.

В практике эксплуатации энергетических и промышленных объектов не существует технических систем со стопроцентной надежностью и у каждой из них есть своя доля риска. Анализ риска в виде возможных нега-

тивных последствий требует учета и соизмеримости с ним пользы, которую приносит тот или иной процесс хозяйственной деятельности. Все познается в сравнении, поэтому мы можем оценить только сравнительную безопасность любой деятельности по отношению к другим видам, принятым обществом [10]. Нужно помнить, что любой крупный энергетический или промышленный комплекс, АЭС и другие объекты инфраструктуры ядерно-топливного цикла (ЯТЦ) при их эксплуатации выступают источниками определенного техногенного воздействия на природную среду и системы жизнедеятельности человека. При изготовлении электроэнергии и тепла АЭС имеет ряд преимуществ по сравнению с тепловыми станциями:

- для производства одинакового количества энергии требуется в несколько тысяч раз меньше ядерного топлива, чем угля для ТЭС;
- значительно упрощается доставка топлива;
- период работы АЭС при разовой загрузке ядерного топлива гораздо более длительный (от года и более), чем для ТЭС;
- при нормальной эксплуатации АЭС гораздо безопаснее ТЭС за выбросами химических и радиоактивных загрязнителей;
- отсутствует выброс «парниковых» газов в окружающую среду.

Сегодня общество знает, что практически очевидно «экологически чистых» или «абсолютно безопасных» энергетических технологий не может быть. Использование каждой станции для выработки электроэнергии неизбежно сопровождается тем или иным видом негативных воздействий. Так, при строительстве и эксплуатации АЭС и ТЭС, производящих базовую электроэнергию, в большей или меньшей степени существуют негативные воздействия на окружающую среду: химическое, тепловое и радиоактивное загрязнение; шумовое и электромагнитное воздействие на обслуживающий персонал; изъятие земельных ресурсов под энергетическое строительство; использование водных ресурсов для производственных нужд; активизация экзогенных геодинамических процессов в системе «объект энергетики - геологическая среда».

В 60-70-х гг. прошлого века энергоблоки АЭС имели незначительную мощность и количество их на одной площадке составляло не более трех. Увеличение мощности АЭС до 4...6 блоков приводит к изъятию под эти объекты значительных территорий. Эксплуатация таких АЭС требует большого количества водных ресурсов. В зонах влияния мощных АЭС возникает потенциальная техногенная нагрузка (тепловое, химическое и радиационное) на окружающую среду, возможна активизация некоторых опасных геодинамических процессов, которые могут снижать уровень общей и радиационной безопасности, но, в значительной степени, эти взаимодействия характерны и для тепловой энергетики, использующей органическое топливо. Для минимизации негативного влияния процессов на окружающую среду и уменьшения его до допустимых параметров, обеспечения безопасности АЭС потребуются дополнительные затраты на соответствующие защитные меры. Также необходим постоянный контроль посредством комплексного радиоэкологического мониторинга.

Значительная часть дополнительных средств используется на внедрение более совершенных систем безопасности АЭС, в том числе на защиту окружающей среды для штатных и аварийных условий эксплуатации этих объектов. Тепловое загрязнение является одним из серьезных негативных факторов воздействия на окружающую среду при функционировании АЭС. При КПД современных АЭС 33–35% около 65% тепловой энергии попадает в окружающую среду. В технологических схемах АЭС мощными открытыми источниками тепла являются градирни, водоемы-охладители (рисунок 3), брызгательные бассейны. Их эксплуатация, как правило, приводит к изменению микроклиматических характеристик, вызывает потепление водоемов, влияет на процессы жизнедеятельности флоры и фауны прилегающих к АЭС экосистем.



Рисунок 3. – Общий вид промплощадки Запорожской АЭС (Украина)

В качестве примера приведем данные о тепловом воздействии на окружающую среду Запорожской АЭС (ЗАЭС) – самой мощной по электрической мощности (6000 МВт) станции в Европе.

Изменение отдельных параметров микроклимата локализуются, преимущественно, в пределах санитарной защитной зоны ЗАЭС и связаны с поступлением в пограничный слой атмосферы значительного количества тепла и влаги, что обусловлено функционированием комплексной системы охлаждения, в состав которой входят водоем-охладитель, брызгательные бассейны, башенные градирни-охладители. Тепловое воздействие водоема-охладителя на атмосферу по данным мониторинга фиксируется в течение всего года, достигая высот 250–300 м и более, простираясь на расстоянии до 10 км. В теплый период года влияние водоема на смену температур воздуха незначительно: в малооблачную погоду на расстояниях до 100–200 м отмечается повышение температуры на 1,6 °С, в пасмурную – на 1,1 °С. В холодный период года при достаточно высокой влажности воздуха над водоемом образуются туманы, распространяющиеся на побережье, – в отдельные дни на расстояние 2,0–2,5 км от береговой линии. При этом зона ухудшенной видимости (менее 1 км) может отмечаться на расстоянии до 5 км. В зоне туманов наблюдается повышенная влажность воздуха, прекращается инсоляция, возникают гололедно-заморозковые явления, повышается интенсивность коррозионных процессов металлических и бетонных конструкций. Влияние брызгательных устройств на температуру воздуха максимально в холодный период: в ближайшей стометровой зоне температура воздуха повышается в среднем на 2,0–3,0 °С; на расстояниях 1–2 км – на 2,5–1,0 °С. При этом относительная влажность воздуха повышается соответственно на 8–10% и 4–5%. Охлаждение воды с помощью двух башенных испарительных градирен приводит к потере воды летом на 15%, зимой – на 1,3%. Последствиями выброса тепла и влаги градирнями-охладителями являются:

- формирование пароконденсатных факелов, распространяющиеся в холодный период года на расстояние до 2–3 км и более при устойчивой стратификационной атмосфере, а также до 0,5–0,7 км в летний период;
- «затмение» подстилающей поверхности и снижение в связи с этим на 30–50% прихода прямой солнечной радиации в ближней к факелам зоне;
- снижение дальности метеорологической видимости в экстремальных условиях до 2–4 км, а при «застойных» явлениях в холодный период года – менее 0,5 км.

Системы охлаждения ЗАЭС также влияют на гидрохимический и экологический режим прилегающих к площадке водоемов. Так, вода из брызгательных устройств, градирен и водоема-охладителя постоянно испаряется, а соли остаются. Это приводит к увеличению жесткости воды, используемой для охлаждения, что отрицательно влияет на работу оборудования и требует принятия специальных технологических мероприятий. Поэтому для сохранения солевого баланса часть воды из водоема-охладителя постоянно сбрасывается и заменяется свежей днепровской водой. Процесс замещения воды в водоеме-охладителе называется «продувкой». Расход продувки меняется в зависимости от времени года и составляет от 6 до 20 м³/с. При осуществлении плановых режимов продувки водоема-охладителя ЗАЭС распространение ореолов «теплого пятна» в акватории Каховского водохранилища с превышением температур на 3 °С фиксировалось на удалении до 300–500 м от водовыпуска, что соответствует требованиям Правил охраны поверхностных вод от загрязнения сточными водами, согласно которым температура воды в водоемах не должна повышаться по сравнению с естественной температурой более чем на 5 °С, с общим повышением не более чем до 28 °С летом и 8 °С зимой.

Продувка водоема-охладителя ЗАЭС согласно технологическому регламенту осуществляется в течение 9 месяцев в году, кроме периода нереста рыбы в Каховском водохранилище с апреля по июнь, когда перегретые воды, поступающие из скудного канала ЗАЭС, полностью локализуются в водоеме-охладителе. Процесс продувки и качественный состав сбрасываемой из водоема-охладителя ЗАЭС воды, поступающей в Каховское водохранилище, постоянно контролируются комплексным экологическим мониторингом, а также организациями Минприроды, Минздрава и Комитета по водному хозяйству.

Среди наиболее крупных аварий на АЭС, произошедших в различные периоды истории атомной энергетики, можно назвать ряд инцидентов, случившихся в разных регионах мира.

12 декабря 1952 вошло в историю как дата первой в мире серьезной аварии на атомной электростанции. Причиной стала ошибка технического характера, которую допустил персонал АЭС в штате Онтарио (Канада). Произошел перегрев и частичное расплавление активной зоны. Земля недалеко от реки Оттава, впитала в себя около 3800 м³ радиоактивно загрязненной воды. 10 октября 1957 г. произошла крупная авария на АЭС Виндскайле-Пайл (Великобритания). Из-за ошибки, допущенной при эксплуатации одного из двух реакторов по наработке оружейного плутония, резко увеличилась температура топлива в реакторе. Возник пожар в активной зоне, который длился четыре дня. Во время пожара сгорело 11 тонн урана. Радиоактивное облако дошло до территории Германии, Дании, Бельгии и Норвегии. В 1969 году произошла авария на АЭС Святой Лаврентий во Франции (рисунок 4). Из-за невнимательности оператора ночной смены был неправильно загружен топливный канал, что привело к взрыву запущенного реактора мощностью 500 МВт. Как следствие – элементы перегрелись и расплавились, около 50 кг жидкого топлива вытекло наружу. Десять миллионов долларов стоил пожар на реакторе Браунс Ферри в Алабаме (США), который произошел 22 марта 1975 г. Рабочий с зажженной свечой в руках решил проверить попадание воздуха через бетонную стену. Благодаря сквозняку огонь распространился через кабельный канал. Это «приключение» на год вывело АЭС из строя. Авария в 1979 году на атомной электростанции Айленд стала самой масштабной в истории США. По вине грубых ошибок операторов и серии сбоев в работе оборудования активная зона второго энергоблока АЭС была расплавлена на 53%. Из пострадавшего района были эвакуированы 200 тыс. человек. Кроме того, в атмосферу были выброшены инертные радиоактивные газы – йод и ксенон. В реку Сукуахана попало 185 м³ радиоактивной воды.



Рисунок 4. – Авария на АЭС Святой Лаврентий во Франции

Крупнейшая ядерная авария за всю историю человечества произошла в ночь с 25 на 26 апреля 1986 г. На четвертом блоке Чернобыльской АЭС частично была разрушена активная зона реактора. В результате аварии население Чернобыля ощутило на себе облучения в 90 раз больше, чем бомба, упавшая на Хиросиму. Общая площадь загрязнения составляет 160 тыс. км².

Крупнейшая ядерная авария в истории Японии произошла 30 сентября 1999 года. Из-за ошибки персонала на заводе, который специализируется на изготовлении топлива для АЭС в городе Токаймура началась неконтролируемая цепная реакция, которая продолжалась 17 часов. Дозу, превышающую ежегодно допустимый уровень, получили 119 человек. Всего были облучены 439 рабочих. Из трех людей, получивших критическую дозу, двое умерли. 9 августа 2004 г. в 320 км к западу от Токио, на острове Хонсю, произошла авария на АЭС Микава. Сверхмощный выброс раскаленного пара (около 200 °С) произошел в турбине третьего реактора. Сильные ожоги получили все сотрудники, которые были рядом. В момент аварии около 200 человек находилось в здании, где расположен третий реактор. Погибли 4 человека, пострадали еще 18 сотрудников. По количеству жертв эта авария стала самой серьезной в Японии. Вследствие мощнейшего за всю историю Японии землетрясения 11 марта 2011 г. была разрушена турбина на АЭС «Онагава» (рисунок 6). Возникший пожар был быстро ликвидирован. Гораздо серьезнее сложилась ситуация на АЭС «Фукусима-1», где из-за отключения охлаждающей системы расплавилось ядерное топливо в реакторе блока № 1. В связи с выявленной утечкой была проведена эвакуация в десятикилометровой зоне вокруг АЭС.



Рисунок 5. – Авария на АЭС «Онагава» в Японии

3. *Перечень работ по вывозу радиоактивного грунта и консервации загрязненных участков леса.* Радиоактивное загрязнение почвы является следствием аварии на радиационно-опасных объектах (РНО), АЭС, транспортных средствах с ядерными энергетическими установками. Наиболее опасными в плане загрязнения почвы и лесов являются аварии на АЭС. Исследования и опыт консервации радиоактивного леса и почвы показывают, что в зоне аварии на АЭС наиболее рациональным является засыпка спиленных деревьев, веток, вывоз радиоактивного грунта за пределы зараженной зоны и подсыпка нового растительного грунта.

После аварии на ЧАЭС в атмосферу было выброшено около 450 различных радионуклидов, многие из которых короткоживущие – ниобий-95, йод-131, стронций-89 и другие. Но, после распада основного количества короткоживущих радионуклидов остались долгоживущие – стронций-90 (период полураспада – 29,12 года), цезий-137 (30 лет), плутоний-238 (87,74 года), плутоний-239 (24 065 лет), плутоний-240 (6537 лет) и другие [11–12]. Поэтому оптимальной для проведения консервации загрязненных участков леса и вывоза радиоактивного грунта будет организация радиационной разведки, наблюдения и лабораторного контроля специальными службами радиационной безопасности и радиационной разведки.

По данным разведки и наблюдения определяются границы зон загрязнения, в которых планируются и будут проводиться подсыпка сухого и чистого песка между деревьями с целью снижения уровня радиоактивного фона для обеспечения работы личного состава и вывоза загрязненного грунта. Также определяют и спиливаемые деревья, проводят засыпку ущипленного завала слоем почвы определенной толщины (0,4–0,7 м). При образовании насыпи делается подсыпка поверхности насыпи растительного грунта, посев травы, посадка кустов и деревьев (дубы). Площадь леса, подлежащего консервации, делится на участки с противопожарными полосами (ширина 3–5 м), проводится срезка радиоактивного грунта. Считается, сколько нужно самосвалов для вывоза радиоактивного грунта и завоза песка, засыпки участков, откуда вывезли радиоактивный грунт, и определяется количество бульдозеров для разравнивания грунта между деревьями (толщина присыпки 0,3–0,4 м). Для спила радиоактивных деревьев вычисляется количество пил с производительностью работы не менее 6 м³/ч и коэффициентом использования Квп = 0,5 и более, и время работы. При этом, необходимо опеределить количество личного состава (80–100 человек), работающего посменно, в том числе: 4–5 бульдозеристов, 35–55 водителей, 45–53 механика для работы с пилами, обязательно, 2–3 разведчика-дозиметриста.

Заключение. Таким образом, учитывая экономическую выгоду действия атомных электростанций, следует осознавать ряд неотъемлемых рисков эксплуатации данных объектов. К категории опасных последствий безусловно причисляются те, что связаны с возможной аварией и утечкой радиоактивных элементов в окружающую среду: период полураспада отдельных соединений может достигать десятков тысяч лет, а зараженные территории оказываются надолго отчужденными от экономики государства в силу абсолютной непригодности для жизни человека и ведения в их границах какой бы то ни было хозяйственной деятельности. Последствия аварий на АЭС имеют пролонгированный характер, что мы наблюдаем до сего дня на примере катастрофы на Чернобыльской АЭС. Современные АЭС имеют достаточно высокую степень защиты от возможности неконтролируемой цепной реакции, однако их содержание и эксплуатация требуют значительных затрат природных ресурсов и влекут неотъемлемое ухудшение экологической обстановки в местах размещения.

Перечень работ по вывозу радиоактивного грунта и консервации загрязненных участков леса, приведенный в статье, позволяет минимизировать негативные последствия аварий и рекомендуется для практического использования соответствующими службами.

ЛИТЕРАТУРА

1. Кодекс цивільного захисту України. – К., від 02.10.2012 року, № 5403 – УІ.
2. Про єдину державну систему запобігання і реагування на надзвичайні ситуації техногенного та природного характеру : Постанова Кабінету Міністрів України. – Київ, 03.08.1998 року. – № 1198.
3. Про захист населення і територій від надзвичайних ситуацій техногенного та природного характеру : Закон України. – № 1809 – ІІІ-К., 2000.
4. Про захист людини від впливу іонізуючих випромінювань : Закон України, 14 січня 1998 року, № 15/98 – ВР.
5. Про статус і соціальний захист громадян, які постраждали внаслідок Чорнобильської катастрофи : Закон України. – № 796 – ХІІ – Київ, 1991 (зі змінами і доповненнями, внесеними відповідними Законами України).
6. Бубнов, В.П. Безопасность жизнедеятельности : пособие. В 3 ч. / В.П. Бубнов. – Минск : Амалфея, 2015. – Ч. 2. Радиационная безопасность. – 260 с.
7. Михнюк, Т.Ф. Безопасность жизнедеятельности : учеб. / Т.Ф. Михнюк. – Минск : ИВЦ Минфина, 2015. – 341 с.
8. Десять років після аварії на Чорнобильській АЕС / А.І. Авраменко [та інш.]. – Київ, 1996.
9. Бакуменко, В.Д. Сучасні підходи до вирішення проблем Чорнобильської Зони відчуження та безумовного (обов'язкового) відселення / В.Д. Бакуменко, М.І. Проскура, В.І. Холоша. – Київ, 2000.
10. Міністерства екології та природних ресурсів України [Електронний ресурс]. – Режим доступу: <http://www.menr.gov.ua/>.
11. Державна служба України з надзвичайних ситуацій [Електронний ресурс]. – Режим доступу: <http://www.dsns.gov.ua/>.
12. Рада національної безпеки і оборони України [Електронний ресурс]. – Режим доступу: <http://www.rainbow.gov.ua/>.

Поступила 13.05.2021

POTENTIAL RISKS IN AN ACCIDENT AT A NUCLEAR POWER PLANT

N. ZHURAVSKA, P. STEFANOVICH, I. STEFANOVICH

The article discusses the characteristics of the accident at the Chernobyl NPP, indicators of the effect of the NPP on the environment, the impact of the main consequences of nuclear-radiation technogenic safety and the ways of their solution are given. A systematization was compiled and a methodological approach was proposed to concretize the work related to radioactive contamination of forest areas. The information provided is recommended for special measures with the training of personnel when carrying out rescue recovery work in hazardous areas with radioactive contamination of the territory.

Keywords: *technogenic safety, potential risks, radioactive contamination, environment.*

УДК 66. 047.75.4/5

ТЕХНОЛОГИЯ СУШКИ ПРИРОДНОГО НЕФТЕСОРБЕНТА НА ОСНОВЕ ВОЛОСКОВ ГИНОФОРА ЛЕТУЧЕК РОГОЗА

¹ С.К. ПРОТАСОВ, ² О.Г. ГОРОВЫХ, ¹ А.А. БОРОВИК, ¹ К.Ф. САЕВИЧ¹(Белорусский государственный экономический университет)²(Минский городской технопарк, ООО «Белспецкомплект»)

Одно из новых направлений использования волосков гинофора летучек рогоза это применение его как сорбента нефти и нефтепродуктов при проведении работ по ликвидации аварийных разливов нефти на водной поверхности. Поставлена цель определить условия сушки пуха рогоза, позволяющие достичь влажности нефтесорбента, достаточной для его длительного хранения и устойчивости к микроорганизмам без снижения плавучести и сорбционной емкости, в том числе связанной с разрушительной деятельностью микроорганизмов. Приведены полученные авторами данные по нефтесорбенту на основе волосков гинофора летучек початков рогоза (пух рогоза), такие как сорбционная емкость, плавучесть, число циклов регенерации. Впервые определены исходная влажность пуха рогоза (более 58%) и его равновесное влагосодержание ($0,11 \text{ кг воды/кг сух.м.}$) при температуре воздуха $19,5^\circ\text{C}$ и относительной влажности 49%. Построены кривые сушки и кривые скорости сушки початков рогоза при температуре сушильного агента 60°C . На основе полученных зависимостей показано, что на прогрев початков рогоза необходимо затратить 60 минут, при этом скорость сушки доходит до величины $6,5 \cdot 10^{-5} \text{ с}^{-1}$. Установлено, что для полного высушивания пуха в початках до равновесной влажности потребуется примерно 8 часов. Это говорит о том, что конвективная сушка пуха рогоза в початках практически и экономически нецелесообразна.

Ключевые слова: рогоз, волоски гинофора летучек рогоза (пух рогоза), адсорбент, кинетика сушки, равновесная влажность, исходная влажность.

Введение. Рогоз является распространенным высшим водным растением, произрастающим почти по всему земному шару. Растут рогозы как правило, по топким берегам рек, озер, прудов, стариц, каналов, водохранилищ, на болотах, в сырых заболоченных местах, но преимущественно в мелких стоячих или медленно, реже быстротекущих, пресных, иногда слабосоленоватых, мягких водах. В тех случаях, когда рогоз выходит в открытую воду, он образует густые чистые заросли. В Республике Беларусь рогоз также широко распространен [1]. Отдельные части этого растения обладают многочисленными уникальными свойствами. Например, соцветия рогоза употребляют для очищения ран от гноя и для их быстрого заживления [2]. Одно из новых направлений использования волосков гинофора летучек рогоза – применение его как сорбента нефти и нефтепродуктов при проведении работ по ликвидации аварийных разливов нефти на водной поверхности [3]. К нефтяным сорбентам, используемым для ликвидации аварийных разливов нефти, предъявляется широкий спектр различных требований. Определяющими среди них являются сорбционная емкость, плавучесть, возможность регенерации, доступная экосовместимая утилизация и длительное хранение. По этим показателям волоски гинофора летучек рогоза (далее – пух рогоза) превосходят другие природные сорбенты на основе целлюлозосодержащих материалов, таких как торф, мох, солома, шелуха риса, гречихи, древесные опилки и т.д.

Сорбционная емкость пуха рогоза составляет от 17 до 45 г сорбата/г сорбента при проведении испытаний по п. 9.3.2. ГОСТ 33627–2015 (статические условия), у других природных сорбентов данный показатель в основном находится в интервале 4,5 – 7 г сорбата/г сорбента. Плавучесть пуха рогоза в нативном виде превышает 100 дней, в насыщенном нефтью состоянии – более 120 дней. Сорбент на основе волосков пуха рогоза подвергается регенерации методом отжима, причем количество циклов отжима составляет более 50 раз [4]. Отжатый после проведения ликвидации аварийных разливов нефти и нефтепродуктов пух рогоза можно утилизировать биологическим методом.

Одним из основных критериев оценки эффективности нефтесорбента, используемого при ликвидации аварийных разливов нефти и нефтепродуктов, является отношение нефтеемкости к стоимости. При этом под стоимостью понимают общую сумму затрат на закупку, транспортировку, хранение и применение сорбента (таблица 1).

Таблица 1. – Сравнение нефтесорбентов по показателю эффективности

Наименование нефтесорбента	Стоимость, бел. руб./кг	Нефтеемкость, г сорбата/г сорбента	Повторное использование, раз	Показатель эффективности сорбента, кг сорбата/бел. руб.
Сорбент на основе пуха рогоза	3,42	20	Более 50	5,85
Ньюсорб (на основе природных материалов – мох сфагнум)	4,47	4,6–9	1	1,03–2,01
Вспененный графит (пенографит)	607	45–55	1	0,07–0,09
Сорбент НП «СОНЕТ-1» (на основе природного материала – торфа)	2	2–4	1	1–2

Приведенные в таблице 1 значения эффективности показывают, что сорбент на основе пуха рогоза превосходит другие сорбенты от 2,9 до 83 раз.

Выпускаемые промышленностью природные нефтяные сорбенты обычно могут храниться в течение длительного периода. Например, производители сорбента «Ньюсорб» (основа – сфагновый торф) [5] и «Сорбойл» (торфяная основа) заявляют о возможности их хранения в течение неограниченного времени [6]. Для обеспечения длительного хранения нефтесорбента на основе пуха рогоза необходимо снизить его влажность до величины, при которой развитие на нем микроорганизмов, плесени, грибов и других нежелательных живых объектов становится невозможным или крайне медленным. При сборе початков рогоза его пух имеет высокую влажность. Хранение невысушенного пуха рогоза приводит к появлению моли и черной плесени. Для возможности длительного хранения сорбента на основе пуха рогоза необходимо удалить излишки влаги сушкой. Удаление влаги всего до 20% снижает скорость биохимических реакций и активность ферментов, а при влагосодержании 10–14% деятельность ферментов полностью прекращается, то есть останавливаются внутриклеточные процессы, ведущие к разложению действующих веществ. Кроме того, уменьшение в растительной массе влаги приводит к задержке и прекращению развития в ней различных плесневых грибов и микроорганизмов, которые также снижают качество сырья. Для большинства видов растительного сырья допустимый предел влажности обычно составляет 12–15%. Минимум влажности, при котором возможно развитие бактерий, 25–30%. Менее требовательны к влаге плесневые грибы. Они развиваются на субстратах и при 10–15% влажности (особенно пеницилловые и аспергилловые плесени).

Так как пух рогоза ранее в качестве нефтесорбента не применялся, технологии его сушки в литературе отсутствуют. Причем известно, что с увеличением температуры сушки снижается плавучесть сорбента, хотя и несколько увеличивается его сорбционная емкость. Снижение плавучести при температурном воздействии связано с частичным разрушением защитного воскового гидрофобного слоя, находящегося на поверхности отдельных волосков гинофора. Кроме того, сушку необходимо провести до состояния, когда отдельные волоски гинофора не ломаются и не перетираются в порошок, так как это приводит к снижению сорбционной емкости, т.е. волоски должны оставаться достаточно упругими.

Цель исследования – анализ методов и условий сушки, позволяющих достичь влажности нефтесорбента на основе пуха рогоза не более 15%, что позволит обеспечить его длительное хранение без снижения плавучести и сорбционной емкости, в том числе связанной с разрушительной деятельностью микроорганизмов.

Основная часть. В качестве объекта исследования использовали початки рогоза широколистного (*Typha latifolia*), собранного на берегах прудов в районе города Минска в начале ноября 2020 г. при различных погодных условиях. Средняя высота початков составляла 13,5 см.

Выбор конкретного метода, времени и температуры сушки растительного материала основывается на требованиях к качеству конечного продукта [7], в данном случае это обеспечение минимизации изменений в химическом составе гидрофобного слоя, имеющегося на поверхности отдельного волоска гинофора и достижение требуемой влажности (15%) за технологически и экономически приемлемые интервалы времени.

Методики, аппаратура, объекты исследования. К основным параметрам сушки, относятся: а) температура t_v и относительная влажность ϕ_v сушильного агента на входе в сушильную камеру и выходе из нее; б) длительность сушки, τ ; в) исходная влажность материала, подвергаемого сушке, $W_{исх}$. Эти параметры и были определены в данной работе.

1. Определение исходной влажности ($W_{исх}$) проводили в соответствии с ГОСТ 24027.2–80. Пробу пуха рогоза, предназначенную для определения исходной влажности, перемешивали и брали три навески по 3–5 г, взвешенные с погрешностью $\pm 0,01$ г. Каждую навеску пуха рогоза помещали в бокс с крышкой и ставили в сушильный шкаф, нагретый до 100–105 °С. Высушивание проводили в боксах со снятыми крышками. При взвешивании боксы закрывали. Первое взвешивание охлажденных в эксикаторе анализируемых образцов проводили через 1 час, затем через каждые 30 минут. Высушивание растительного материала проводили до постоянной массы, которая считалась достигнутой, если разница между двумя последовательными взвешиваниями не превышала $\pm 0,01$ г.

Расчет исходной влажности ($W_{исх}$) проводили по формуле (1)

$$W_{исх} = \frac{m_{нач} - m_{сух}}{m_{нач}} \cdot 100\%, \quad (1)$$

где $m_{нач}$ – масса пробы пуха рогоза до сушки, г;

$m_{сух}$ – масса пробы пуха рогоза после высушивания до постоянной массы, г.

Исходная влажность пуха колеблется в зависимости от погодных условий.

2. Поскольку масса сухого вещества в процессе сушки не меняется (или меняется незначительно), то использование влагосодержания в качестве расчетного параметра позволяет значительно упростить и ускорить вычислительный процесс. Определение влагосодержания (W) проводили по формуле (2). Влагосодержание представляет собой отношение массы влаги в материале к массе сухого вещества и рассчитывается по общеизвестной формуле [8].

$$W = \frac{m_{\text{H}_2\text{O}}}{m_{\text{сух}}} = \frac{m_{\text{нач}} - m_{\text{сух}}}{m_{\text{нач}}} \cdot 100\%, \quad (2)$$

где $m_{\text{H}_2\text{O}}$ – масса воды в исследуемой порции пуха рогоза, г;

$m_{\text{нач}}$ – начальная масса влажного материала, г;

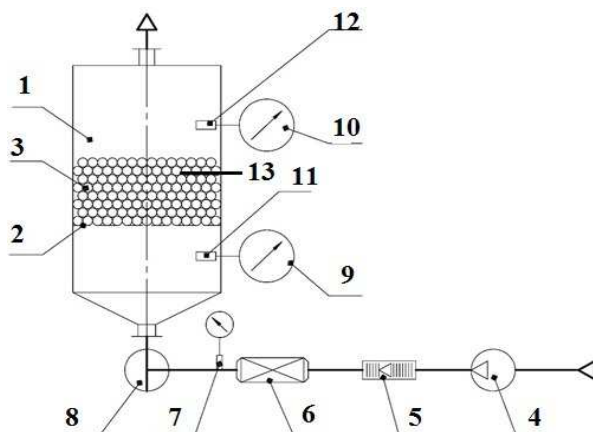
$m_{\text{сух}}$ – масса сухого вещества в материале, г.

3. Если над высушенным материалом находится влажный воздух, то со временем установится равновесие и обмен влагой между воздухом и материалом прекратится. Влагосодержание материала в этом состоянии называется равновесным влагосодержанием. Равновесное влагосодержание является функцией парциального давления водяного пара и температуры в окружающей среде. В литературных источниках отсутствуют данные о равновесном влагосодержании пуха рогоза, поэтому были проведены опыты по определению равновесного влагосодержания пуха рогоза при возможных условиях его хранения. Определение равновесного влагосодержания ($W_{\text{рав}}$) пуха рогоза проводили следующим образом. Брали навески пуха рогоза массой $44,00 \pm 0,01$ г и высушивали их в сушильном шкафу до сухого состояния (остаточная влажность не более 5%). Затем выдерживали эти высушенные навески при температуре воздуха $19,5^\circ\text{C}$ и относительной влажности 49% в течение месяца и ежедневно фиксировали их массу. Равновесное влагосодержание пуха рогоза при этих условиях вычисляли по уравнению (3)

$$W_{\text{рав}} = \frac{m_{\text{рав}} - m_{\text{сух}}}{m_{\text{нач}}}, \quad (3)$$

где $m_{\text{рав}}$ – конечная масса пробы пуха рогоза после выдержки в помещении в течении 1 месяца, г.

4. Надежные результаты по кинетике сушки могут быть получены только экспериментальным путем. Механизм перемещения влаги внутри материала очень сложный, поэтому чаще всего для решения технических проблем используют внешние параметры процесса сушки, которые легко можно контролировать. В этом случае полученные результаты имеют более высокую надежность при расчете процессов сушки и сушильных аппаратов. К внешним параметрам сушки относятся температура, скорость движения и влагосодержание сушильного агента. Кинетику конвективной сушки початков рогоза определяли по методу, который многократно апробирован при исследовании кинетики сушки, тепло-, массообмена и определения продолжительности сушки силикагеля и зерна пшеницы [9]. Сущность используемого метода заключается в фиксировании температуры и относительной влажности сушильного агента на входе и выходе из слоя материала, подвергающегося сушке, через определенные интервалы времени. С помощью этих параметров проводится расчет влагосодержания материала и скорости сушки в различные периоды процесса сушки. Исследования проводились в конвективной сушилке, схема которой представлена на рисунке 1. Конвективная сушилка работает следующим образом. Атмосферный воздух подается воздуходувкой 4 через ротаметр 5 в калорифер 6, а затем через трёхходовой кран 8 – в корпус сушилки 1. Температура воздуха на входе в сушилку контролируется термометром 7. После прогрева установки до заданной температуры воздух с помощью трёхходового крана 8 направляется в атмосферу, в корпус сушилки на опорную решетку 2 размещаются початки рогоза. Затем с помощью крана 8 нагретый воздух подается в сушилку, и начинается сушка. В процессе сушки через определенные промежутки времени фиксировалась температура и относительная влажность воздуха на входе и выходе из слоя початков с помощью термогигрометров 9 – 10, подключенных к датчикам 11 – 12. Температура початков контролировалась с помощью термометра 13.



1 – корпус сушилки, 2 – опорная решетка, 3 – початки рогоза, 4 – воздуходувка, 5 – ротаметр, 6 – калорифер, 7 – термометр, 8 – кран шаровой, 9, 10 – термогигрометры, 11, 12 – датчики термогигрометров, 13 – термометр.

Рисунок 1. – Схема экспериментальной установки конвективной сушилки

Исследования кинетики сушки проводили при постоянной скорости потока воздуха ($v_{\text{воз}} = 0,42$ м/с), рассчитанной на полное сечение сушилки диаметром 0,072 м. Начальные параметры сушильного агента – воздуха: температура $t_{\text{в}} = 60$ °С, относительная влажность $\phi_{\text{в}} = 12\%$. Початки рогоза в сушилке располагали вертикально.

Результаты и их обсуждение. Результаты определения исходной влажности и влагосодержания свежесобранных початков приведены в таблице 2.

Таблица 2. – Влажность и влагосодержание початков рогоза

№ партии	Влагосодержание исходное, W		Влажность исходная, $W_{\text{исх}}$, %
	%	кг _{воды} /кг _{с.м}	
1	141,6	1,42	58,9
2	159,0	1,59	61,3

Приведенные в таблице 2 данные показывают, что, в свежесобранных початках рогоза содержание влаги составляет более 58%, что является достаточным для интенсивного развития всех видов микроорганизмов.

Взятые на исследования равновесной влажности навески пуха рогоза массой $44,00 \pm 0,01$ г были высушены до массы $m_{\text{сух}} = 28,4 \pm 0,01$ г. К концу периода исследования установилась постоянная масса навесок, равная $31,52 \pm 0,01$ г. Равновесное влагосодержание пуха при этих условиях, определенное с помощью формулы (3) составило

$$W_{\text{рав}} = (31,52 - 28,4) / 28,4 = 0,11 \text{ кг}_{\text{воды}}/\text{кг}_{\text{сух.м.}}$$

Этой равновесной влажности ($0,11 \text{ кг}_{\text{воды}}/\text{кг}_{\text{сух.м.}}$) и необходимо достичь в процессе сушки для обеспечения длительной сохранности сорбента на основе пуха рогоза.

Результаты исследований кинетики сушки початков рогоза показаны в виде графических зависимостей (рисунки 2 и 3). На рисунке 2 представлена кривая сушки початков рогоза в виде зависимости влагосодержания початков рогоза от времени сушки.

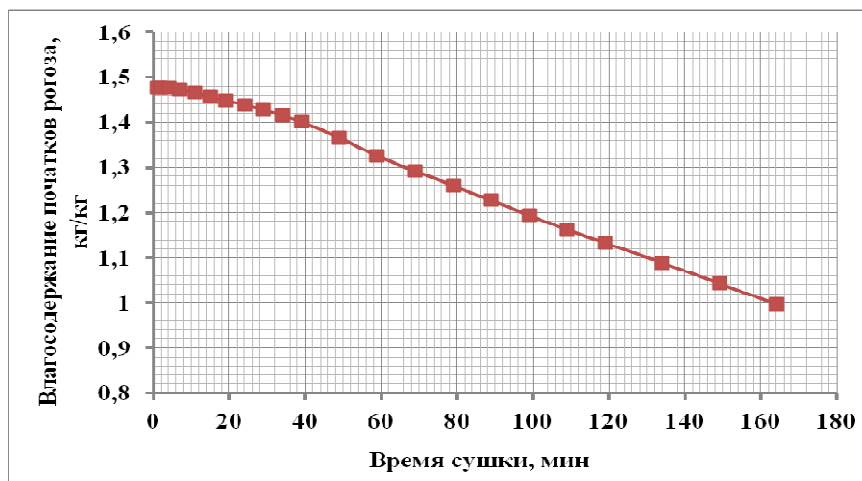


Рисунок 2. – Кривая сушки початков рогоза

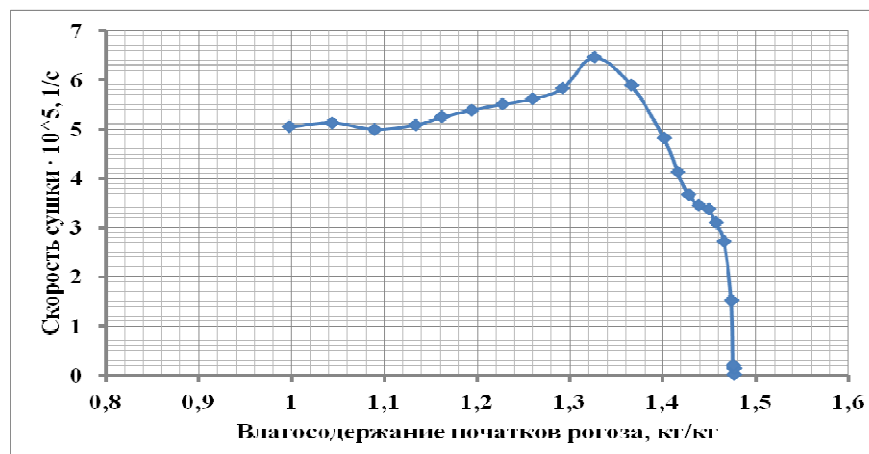


Рисунок 3. – Кривая скорости сушки початков рогоза

Анализ представленных на рисунке 2 данных показывает, что при конвективной сушке пуха рогоза в початках в течение 164 минут влагосодержание пуха снизилось от 1,48 до 1,0 кг_{воды}/кг_{сух.м}. Ориентировочные расчеты говорят о том, что приблизиться к состоянию равновесия ($W_{\text{рав}} = 0,11$ кг_{воды}/кг_{сух.м}) между пухом в початках и окружающим воздухом возможно в том случае, если проводить сушку в течение 7,68 часов, что практически и экономически нецелесообразно.

Интенсивность сушки твердых тел характеризуется скоростью сушки, которая определяется отношением массы испаряемой влаги к массе сухого вещества за единицу времени. Скорость сушки зависит от таких параметров, как внутренняя структура материала, теплофизические свойства материала, размеры, форма и состояние контактирующей с сушильным агентом поверхности, от параметров сушильного агента – температуры, относительной влажности, скорости движения относительно материала.

Используя кривую сушки, можно построить кривую скорости сушки, т.е. зависимость скорости сушки от влагосодержания материала. Кривую скорости сушки получают путем графического дифференцирования кривой сушки. Для этого в каждой точке кривой сушки проводят касательную линию, тангенс угла наклона которой к оси абсцисс равен скорости сушки. В процессе сушки выделяют три периода: прогрев материала от начальной температуры до температуры мокрого термометра t_m , период постоянной скорости сушки и период падающей скорости. Прогрев материала (первый период) осуществляется, как правило, довольно быстро. В периоде постоянной скорости сушки вся теплота, подводимая к материалу, затрачивается на испарение влаги, скорость сушки на этом этапе максимальна и зависит от внешних условий. В периоде падающей скорости интенсивность удаления влаги зависит от сопротивления ее движению внутри материала [10]. Однако, при анализе кривой сушки (см. рисунок 2) можно выделить период прогрева початков рогоза от влагосодержания 1,48 до 1,13 кг_{воды}/кг_{сух.м} и начала периода постоянной скорости процесса от влагосодержания 1,13 до 1,0 кг_{воды}/кг_{сух.м}. Окончание периода постоянной скорости и период падающей скорости в ходе эксперимента не достигнуты.

Совместный анализ рисунков 2 и 3 показывает, что на прогрев початков рогоза необходимо затратить 60 минут. При этом скорость сушки возрастает до $6,5 \cdot 10^{-5} \text{ с}^{-1}$. Затем скорость сушки снижается, и через 130 минут принимает практически постоянное значение до завершения исследования. Длительное время прогрева и сушки можно обосновать большим термическим и диффузионным сопротивлениями, которые связаны с высокой плотностью пуха в каждом початке и относительно большим диаметром початка (порядка 0,025 м).

Заключение. Таким образом, определена исходная влажность пуха початков рогоза, которая составляет более 58%, что говорит о необходимости осуществлять сушку пуха для предотвращения развития микроорганизмов. Впервые установлено равновесное влагосодержание пуха початков рогоза при температуре воздуха 19,5 °С и относительной влажности 49%, которое составляет $W_{\text{рав}} = 0,11$ кг_{воды}/кг_{сух.м}. Анализ впервые полученных при конвекционной сушке кривых сушки и скорости сушки пуха в початках рогоза показал, что на прогрев початков рогоза необходимо затратить 60 минут. Скорость сушки во втором периоде возрастает до $6,5 \cdot 10^{-5} \text{ с}^{-1}$, при дальнейшей сушке материала скорость сушки снижается, и через 130 минут принимает практически постоянное значение. Для полного высушивания пуха в початках при конвективной сушке початков потребуется примерно 8 часов. Это говорит о том, что конвективная сушка пуха рогоза в початках практически и экономически нецелесообразна.

ЛИТЕРАТУРА

1. Гигевич, Г.С. Высшие водные растения Беларуси: эколого-биологическая характеристика, использование и охрана / Г.С. Гигевич, Б.П. Власов, Г.В. Вынаев. – Минск : Белорус. гос. ун-т, 2001. – 230 с.
2. Two new cerebrosides from the pollen of *Typha angustifolia* / W.W. Tao [et al.] // *Fitoterapia*. – 2010. – Vol. 81(3). – P. 196–199.
3. Горовых, О.Г. Волоски околоцветника початков рогоза как природный сорбент нефти и нефтепродуктов / О.Г. Горовых, Б.А. Альжанов // *Наука и Мир*. – 2019. – № 4(68). – С. 51–57.
4. Оценка стоимости нефтяного сорбента из волосков околоцветника рогоза / Горовых, О.Г. [и др.] // *Наука и инновации*. – 2020. – № 5(207). – С. 78–83.
5. ЛАРН 32. Сорбент «Ньюсорб». [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://www.larn77.ru/catalog/detail6.htm>. – Дата доступа: 18.12.20.
6. Сорбент торфяной для удаления нефтепродуктов «Сорбойл» : ТУ 0392-021-00-493929-2005.
7. Обоснование параметров сушки растительного сырья по критериям качества конечного продукта / И.Я. Федоренко [и др.] // *Вестн. Алтай. гос. аграр. ун-та*. – 2020. – № 10(192). – С. 105–111.
8. Процессы и аппараты химической технологии / И.В. Войтов [и др.] // *Массообменные процессы : сб. примеров и задач*. – Минск : БГТУ, 2017. – 509 с.
9. Протасов, С.К. Исследование кинетики сушки слоя капиллярно-пористого дисперсного материала / С.К. Протасов, Н.П. Матвейко, А.А. Боровик // *Химическая промышленность*. – 2019. – № 2. – С. 87–94.
10. Протасов, С.К. Применение обобщенной кривой для определения продолжительности сушки слоя дисперсных материалов / С.К. Протасов, Н.П. Матвейко, А.А. Боровик // *Химическая промышленность*. – 2020. – № 1. – С. 43–48.

11. Протасов, С.К. Исследование тепло- и массообмена в конвективной сушилке / С.К. Протасов, А.А. Боровик, Н.П. Матвейко // Химическая промышленность. – 2017. – № 2. – С. 85–88.

Поступила 17.05.2021

TECHNOLOGY OF DRYING OF NATURAL OIL SORBENT BASED ON THE FUZZ GYNOPHORE OF CATTAIL COBS

S. PROTASOV, O. GOROVYKH, A. BOROVIK, K. SAEVICH

One of the new directions in the use of gynophore hairs of cattail fly is its use as a sorbent for oil and petroleum products when carrying out work to eliminate emergency oil spills on the water surface. The goal is to determine the conditions for drying cattail down, allowing to achieve the moisture content of the oil sorbent providing its long-term storage and resistance to microorganisms, without reducing the buoyancy and sorption capacity, including those associated with the destructive activity of microorganisms. For the first time, such indicators of cattail fluff are the initial moisture content (over 58%) and equilibrium moisture content ($0.11 \text{ kg}_{\text{water}} / \text{kg}_{\text{dry-m.}}$) at an air temperature of $19,5^\circ\text{C}$ and a relative humidity of 49 %. Curves of drying and curves of speed of drying of cattail cobs at the temperature of the drying agent of 60°C were constructed. On the basis of the obtained dependences, it was shown that it is necessary to spend 60 minutes on warming up the fuzz of cattail cobs, while the drying rate reaches $6,5 \cdot 10^{-5} \text{ s}^{-1}$. It has been established that it takes about 8 hours to completely dry the cobs fuzz to equilibrium moisture content, which indicates that convective drying of the cobs fuzz is practically economically inexpedient.

Keywords: cattail, the fuzz gynophore of cattail cobs (cattail fluff), adsorbent, drying kinetics, equilibrium humidity, initial humidity.

СТРОИТЕЛЬСТВО И АРХИТЕКТУРА

УДК 691.162

ФИЗИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА СТРУКТУРНЫХ ИЗМЕНЕНИЙ В БЕТОНЕ

Е.С. БОРОВКОВА, канд. техн. наук Д.Н. ШАБАНОВ
(Полоцкий государственный университет)

Представлены исследования механики разрушения бетона, в котором деформационные процессы происходят самосогласованно на разных масштабных уровнях. Показано, что энергия внутренних связей между структурными элементами в твердом теле является основой его прочности и целостности. Приведены результаты экспериментальных исследований напряженно-деформационного состояния бетонных образцов методом акустической эмиссии (АЭ) и установлена связь между сигналами АЭ и энергетическими характеристиками материала. Приведенные закономерности могут послужить основой для создания критерия процесса разрушения бетона и оценки степени опасности повреждений на объектах различного назначения.

Ключевые слова: *структурообразование бетона, мезомеханика, энергия связи, акустическая эмиссия.*

Введение. В условиях стремительного развития новых технологий в строительстве и усовершенствования строительных материалов изготовление и применение изделий из бетона уже не первое десятилетие занимают одно из лидирующих мест в данной области. Бетон как искусственный конгломерат представляет научный интерес тем, что структурно развивается на протяжении всей своей «жизни», т.е. от начала взаимодействия компонентов портландцемента с водой до момента потери эксплуатационных характеристик строительных конструкций. Поэтому данный строительный материал претерпевает изменения, которые оказывают как положительное, так и отрицательное влияние на структуру бетона на разных масштабных уровнях. Информация о поведении материалов на этих уровнях является крайне важной для оценки надежности, долговечности и эксплуатационных характеристик строительных конструкций, а также для создания новых материалов и технологий с заданными прогнозируемыми свойствами. Изучением данных вопросов занимается физическая мезомеханика. В данном разделе науки твердые тела рассматриваются как иерархические системы, в которых деформационные процессы происходят самосогласованно на разных масштабных уровнях.

Основная часть. *Физические свойства бетона на этапах структурирования.* Структура твердеющего бетона как композиционного материала на основе неорганических связующих (гидросиликатов кальция) состоит [1]:

- из твердой фазы, включающей гель гидросиликатов и гидроалюминатов кальция, обладающих свойствами коллоидов, относительно крупные кристаллы этtringита, а также непрореагировавшие зерна клинкера, содержание которых уменьшается по мере гидратации цемента;
- пор (поры геля размером менее 100 нм, капиллярные поры размером от 100 нм до 10 мкм, воздушные поры и пустоты размером от 50 мкм до 2 мм).

Принято выделять четыре основных периода в процессе структурообразования бетона [2]:

- надмолекулярный (диаметр частиц d лежит в интервале $10^{-9} < d \leq 5 \cdot 10^{-9}$ м);
- субмикроскопический ($5 \cdot 10^{-9} < d \leq 10^{-7}$ м);
- микроскопический ($10^{-7} < d \leq 5 \cdot 10^{-4}$ м);
- макроскопический ($d > 10^{-4}$ м).

Для более детального изучения вопроса рассмотрим основные силы и связи, возникающие на различных масштабных уровнях и зависящие в основном от заряда, размеров частиц и расстояний между ними. Процесс производства бетона начинается с бетонной смеси, которую получают при затворении водой смеси цемента и заполнителей. Вода наравне с частицами портландцемента участвует на всех этапах структурирования цементного камня, и от ее свойств зависит конечный продукт. Между частицами твердой и жидкой фазы возникают различные силы [3]:

- механические (силы внутреннего трения) – возникающие между частицами размером 1–4 мм;
- межмолекулярного взаимодействия (силы Ван-дер-Ваальса). Энергия определяется теплотой испарения молекулярных веществ и лежит в интервале 0,1–40 кДж/моль;
- капиллярные (силы поверхностного натяжения в водных менисках) – между частицами размером 0,1–1 мм;
- флокулообразующие (электрические силы) – между частицами размером 0,1– $2 \cdot 10^{-4}$ мм. Это силы притяжения между молекулами воды и зарядами кристаллов цемента вследствие концентрации на поверхности частиц свободных электронов (радикалов) и положительно заряженных поверхностных атомов;

– коллоидные – между частицами размером $2 \cdot 10^{-4} - 10^{-6}$ мм. Это силы взаимодействия между частицами через возникающую на их поверхности оболочку, состоящую из воды, адсорбционно связанной на поверхности твердой фазы.

Помимо сил между частицами различных уровней возникают динамические связи [1]:

- ковалентные – действующие на расстоянии 0,1–0,2 нм и имеющие энергию 209–6270 кДж/моль;
- ионные, радиус действия которых 0,2–0,3 нм, а энергия – 4857 кДж/моль;
- водородные – на расстоянии 0,24–0,32 нм, обладающие энергией ~ 62,7 кДж/моль;
- криогидратные – на расстоянии 0,2–0,3 нм, их энергия составляет ~ 20,9 кДж/моль;
- дальние действия – действующие на расстоянии 2–300 нм с энергией 4,18 кДж/моль.

Внутренняя энергия бетона с точки зрения физики делится на две составляющие:

- кинетическую энергию (поступательное, колебательное, вращательное движения атомов и молекул).

Само тепловое движение, хоть и незначительно, вносит нарушения в упорядоченное расположение атомов в кристалле, т.к. мгновенное расположение атомов будет отличаться от последующего из-за их колебаний;

– потенциальную (силы притяжения и отталкивания между атомами и молекулами). Величину потенциальной энергии межатомных связей принимают как один из основных критериев оценки прочностных свойств твердого тела.

Энергия связи – это энергия между частицами системы, которая равна работе, затраченной на разделение этой системы на ее составляющие и удаление их друг от друга на такое расстояние, на котором их взаимодействием можно пренебречь [4]. Между различными минералами в бетоне возникают различные энергии связи по своей величине (рисунки 1, 2), вследствие чего возникают локальные места с более высокими прочностными характеристиками и наоборот.

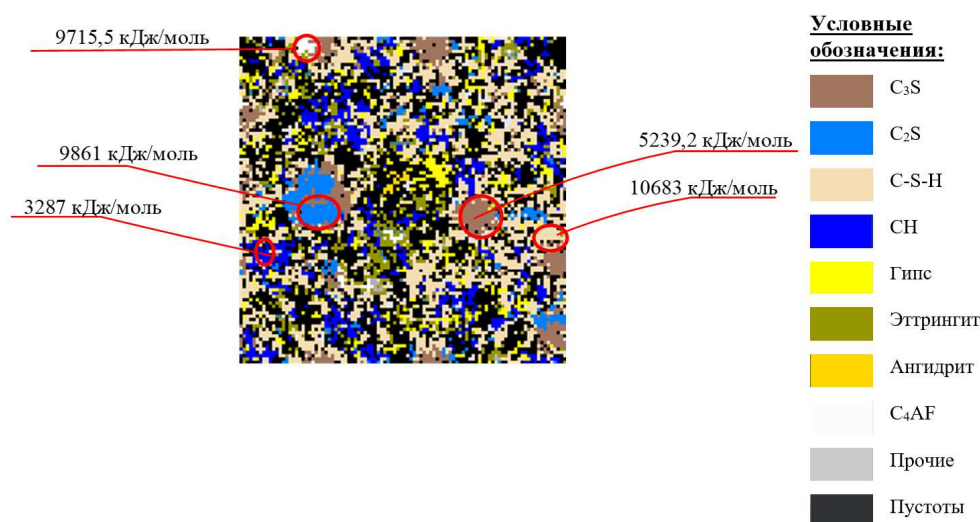


Рисунок 1. – Энергия связи минералов на виртуальной модели исследуемого цементного композита, возраст которого 72 ч

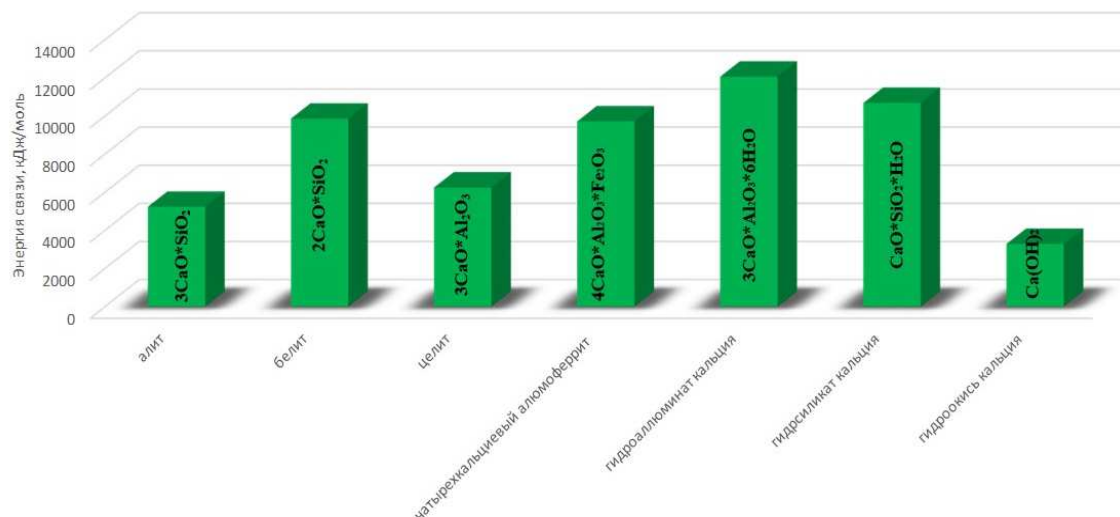
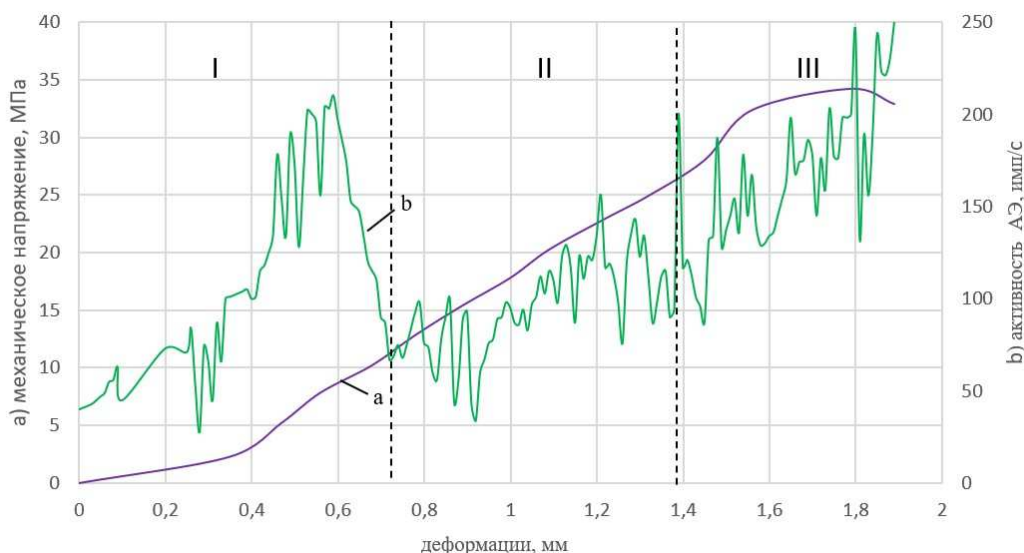


Рисунок 2. – Энергия связи минералов

Первоначально энергетический подход механики разрушения был предложен А.А. Гриффитсом. Данная концепция заключается в накоплении потенциальной энергии твердого тела в процессе деформации и превращении ее в поверхностную энергию образующихся новых поверхностей. Распространение трещины происходит в том случае, если при этом понижается полная энергия системы [4]. Основное влияние на деструктивные явления оказывают прочность связей, поры и дефекты в цементном камне, т.к. с ростом прочности связей и уменьшением пористости в нем аккумулируется больше упругой энергии и снижаются пластические свойства [3].

Исследование разрушения бетона. Одним из наиболее перспективных методов изучения структурных изменений и определения ресурса прочности природных и искусственных конгломератов является метод АЭ. Этот метод неразрушающего контроля основан на генерации упругих волн при структурных изменениях материала. Достаточно быстрые физические процессы структурных изменений в ограниченном объеме материала (пластическая деформация, разрушение, образование и рост трещин, движение дислокаций, фазовые превращения, трение и др.) сопровождаются излучением акустических волн [5]. В данной работе был проведен ряд экспериментальных исследований по испытанию образцов при их циклическом нагружении с заданной скоростью вплоть до разрушения. В качестве экспериментального образца использовался бетонный камень кубической формы размером 100×100×100 мм. При испытаниях бетонного образца одновременно запускаются две программы: одна для регистрации сигналов АЭ, вторая – механических величин. В процессе нагружения образца в его материале происходят локальные изменения структуры, эти физические явления сопровождаются излучением АЭ сигналов (рисунок 3).



**а – зависимость механической нагрузки от относительной деформации;
б – зависимость активности АЭ от деформации.**

Рисунок 3. – Зависимость прочностных и АЭ характеристик образца бетона

На начальном этапе циклических испытаний происходит разрушение слабых межатомных связей, т.к. для их разрыва требуется приложение наименьшей нагрузки. Разрушение происходит в результате концентрации механических напряжений в областях, в которых возникла наименьшая энергия связи между отдельными структурными элементами, зависящая от их взаиморасположения и объемного содержания. В результате возникновения очагов перенапряжений происходит разрушение межатомных связей с перераспределением нагрузки на соседние элементы. Упругая сила внутри материала, ранее приходящаяся на область решетки, занятую трещиной, обходит ее по самому краю. В результате возникают неупругие деформации, что сопровождается значительной активностью акустической эмиссии (I область, см. рисунок 3).

По мере дальнейшего увеличения нагрузки количество прочных межатомных связей также увеличивается из-за разрушения слабых связей между структурными элементами образца при меньших нагрузках, а вследствие этого активность АЭ уменьшается (II область, см. рисунок 3). Структурные неоднородности и области с различными энергиями связи между составляющими произвольно распределены по всему объему образца, что приводит к разбросу значений пределов прочности при их испытаниях [8]. В связи с этим вероятность встретить в образце «слабое звено» оказывается тем больше, чем больший объем оно занимает. Поэтому разрушающее напряжение выше для областей с меньшим занимаемым объемом и для малых образцов.

Если нагрузка меньше порогового значения, способного вызвать образование дефектов, то процесс будет затухающим. При превышении механического напряжения на образец некоторого порогового значения проис-

ходит образование новых трещин в данном микрообъеме, разрыв более прочных межзатомных связей с перераспределением нагрузки. Этот процесс носит лавинообразный характер, приводящий к полному разрушению, разделению образца на части и сопровождающийся ударной волной [3]. В результате растет активность АЭ (III область, см. рисунок 3).

Заключение. Таким образом, проведенные исследования расширяют представления об энергии внутренних связей в бетоне, а также о физической сущности процесса разрушения неоднородного материала. Применение мезомеханических моделей структурирования, процессов разрушения материала, взаимосвязанных с ними параметров акустической эмиссии позволяет предложить информативные и физически обоснованные критерии оценки надежности, долговечности и эксплуатационных характеристик строительных конструкций, а также для создания новых материалов и технологий с заданными прогнозируемыми свойствами.

ЛИТЕРАТУРА

1. Вернигорова, В.Н. Химия композиционных материалов на неорганических вяжущих / В.Н. Вернигорова, К.Н. Махамбетова, С.М. Саденко. – Пенза : ПГУАС, 2014. – 163 с.
2. Ратинов, В.Б. Добавки в бетон / В.Б. Ратинов, Т.И. Розенберг. – М. : Стройиздат, 1989. – 103 с.
3. Ахвердов, И.Н. Основы физики бетона / И.Н. Ахвердов. – М. : Стройиздат, 1981. – 464 с.
4. Гуртов, В.А. Физика твердого тела для инженеров : учеб. пособие / В.А. Гуртов, Р.Н. Осауленко. – Изд. второе. – М. : Техносфера, 2012. – 560 с.
5. Морозов, Н.Ф. Проблемы динамики разрушения твердых тел / Н.Ф. Морозов, Ю.В. Петров. – СПб. : Изд-во СПбГУ, 1997. – 132 с.
6. Бехер, С.А. Основы неразрушающего контроля методом акустической эмиссии : учеб. пособие / С.А. Бехер, А.Л. Бобров. – Новосибирск : Изд-во СГУПС, 2013. – 145 с.
7. Кучеренко, А.А. Трансформация энергии межзатомных связей цементного вяжущего / А.А. Кучеренко // Вісн. ОДАБА. – 2011. – № 40. – С. 183–187.
8. Федоров, Б.В. Элементы физики твердого тела : учеб. пособие / Б.В. Федоров, Д.Ф. Нерадовский. – Тюмень : ТюмГНГУ, 2012. – 236 с.
9. Параметры сигналов акустической эмиссии и их применение при мониторинге состояния структуры бетона / Д.Н. Шабанов [и др.] // Вестн. Полоц. гос. ун-та. Сер. Ф, Строительство. Прикладные науки. – 2019. – № 8. – С. 74–78.
10. Акустико-эмиссионная диагностика конструкций / А.Н. Серьезнов [и др.] ; под ред. Л.Н. Степановой. – М. : Радио и связь, 2000. – 280 с.
11. Nosov, V.V. Automated Evaluation of the Service Lives of Specimens of Structural Materials on the Basis of a Micromechanical Model of the Time Dependences of Acoustic Emission Parameters / V.V. Nosov // Russian Journal of Nondestructive Testing. – 2014. – Vol. 50, № 12. – P. 719–729.
12. Aitcin, P.-C. The Art and Science of Durable High-Performance Concrete / P.-C. Aitcin / Nelu Spiratos Symposium on Superplasticizers. – June 2003. – P. 69–88.
13. Di Maio, A.A. Chloride profiles and diffusion coefficients in structures located in marine environments / A.A. Di Maio, L.J. Lima, L.P. Traversa // Structural Concrete. – 2004. – № 1. – P. 1–4.
14. Нарышкин, Д.А. Особенности акустико-эмиссионного корреляционного контроля разрушения горных пород / Д.А. Нарышкин // Сб. тр. Всерос. науч. конф., посвящ. 100-летию со дня рождения А.В. Римского-Корсакова, Москва, 10–11 нояб. 2010 г. – М. : ГЕОС, 2010. – С. 139–142.

Поступила 15.06.2021

PHYSICAL PROPERTIES OF STRUCTURAL CHANGES IN CONCRETE

D. SHABANOV, E. BOROVKOVA

The paper presents studies of the mechanics of concrete destruction, in which the deformation processes occur self-consistently at different scale levels. It is shown that the energy of internal connections between structural elements in a solid is the basis of its strength and integrity. The results of experimental studies of the stress-strain state of concrete samples by acoustic emission (AE) are presented and the relationship between the AE signals and the energy characteristics of the material is established. These patterns can serve as a basis for creating a criterion for the process of concrete destruction and assessing the degree of damage risk at various facilities.

Keywords: concrete structure formation, mesomechanics, binding energy, acoustic emission.

УДК 691.32:620.193/199

**ОЦЕНКА КАРБОНИЗАЦИИ И РАЗВИТИЯ ЕЕ ПАРАМЕТРОВ ВО ВРЕМЕНИ
ПО СЕЧЕНИЮ БЕТОНОВ ДЛЯ РАЗЛИЧНЫХ ЭКСПЛУАТАЦИОННЫХ УСЛОВИЙ****канд. техн. наук, доц. А.А. ВАСИЛЬЕВ****(Белорусский государственный университет транспорта, Гомель)**

Выполнен анализ оценки и прогнозирования развития карбонизации бетона на основе существующих методик и показана необходимость разработки новых. Предложены новые показатели карбонизации бетона (цементно-песчаной фракции) и современная методика их определения, позволяющая объективно оценивать параметры карбонизации бетона. Получены расчетно-экспериментальные зависимости прогнозирования изменения во времени по сечению бетонов различных классов по прочности на сжатие карбонатной составляющей и степени карбонизации бетона. Предложены граничные условия для оценки карбонизации бетона и ее влияния на состояние защитных свойств бетона по отношению к стальной арматуре. Выполнено сравнение полученных автором результатов с существующими в части рекомендуемых классов бетонов по прочности на сжатие для различных эксплуатационных условий.

Ключевые слова: бетон, железобетонные элементы, железобетонные конструкции, карбонизация, граничные условия, защитные свойства бетона, прочность на сжатие.

Введение. Основную долю строительных конструкций зданий и сооружений, эксплуатируемых в настоящее время, составляют железобетонные элементы (ЖБЭ) и конструкции (ЖБК) различных типов.

Большинство ЖБЭ (ЖБК) эксплуатируются в различных воздушных средах, их долговечность во многом определяется концентрацией и степенью агрессивности содержащихся в них компонентов.

Основным видом коррозии бетона в любых атмосферных средах является карбонизация бетона. Вызывая структурные изменения цементного камня, она приводит к изменению его физико-химических характеристик, уменьшая защитные свойства по отношению к стальной арматуре, что в определенных условиях вызывает образование и развитие коррозионных процессов различной степени интенсивности в стальной арматуре, снижая несущую способность ЖБЭ (ЖБК), определяя в целом техническое состояние ЖБЭ и ЖБК и их долговечность.

Основная часть. Механизм карбонизации, влияние карбонизации на физико-химические характеристики бетона и зависимость скорости карбонизации от различных факторов исследовались и исследуются многочисленными учеными различных стран [1–40]. Подавляющая доля исследований была проведена в лабораторных условиях, и только отдельные выполнены на ЖБЭ, эксплуатировавшихся длительные сроки в реальных условиях [5; 6; 8; 18; 19]. Изучалось воздействие карбонизации на пористость и проницаемость, прочность, усадку, состояние защитных свойств бетона и, наоборот, влияние технологических и климатических факторов на карбонизацию.

Все исследования карбонизации бетона базируются на основном уравнении карбонизации, которое введено авторами работы [1], опираясь на теоретические основы диффузионной кинетики и экспериментальные результаты, в которых нейтрализация бетона углекислым газом рассматривается с позиций гетерогенных химических реакций. В общем виде оно записывается следующим образом:

$$x = A\sqrt{\tau}, \quad (1)$$

где x – толщина нейтрализованного слоя по фенолфталеиновой пробе, см;

A – коэффициент;

τ – время службы конструкции, с,

$$A = \sqrt{\frac{2D'C}{m_0}}, \quad (2)$$

где D' – эффективный коэффициент диффузии CO_2 , $\text{см}^2/\text{с}$;

C – концентрация CO_2 в атмосфере в относительных единицах по объему;

m_0 – реакционная емкость бетона, см^3 .

Необходимо отметить, что понятие эффективного коэффициента диффузии CO_2 было введено искусственно, чтобы увязать толщину нейтрализованного слоя бетона, определяемого по фенолфталеиновому тесту (ФФТ), с параметрами карбонизации. Было принято, что бетон в неокрашенной зоне карбонизирован и полностью потерял свои защитные свойства по отношению к стальной арматуре, в окрашенной – полностью сохраняет свои защитные свойства. Таким образом, карбонизация развивается по сечению бетона жестко линейно, деля бетон на «больной» и «здоровый».

Результаты, полученные учеными в оценке механизма карбонизации и зависимости скорости карбонизации от различных параметров бетонной смеси, атмосферных условий, значительно отличаются [1; 5; 6; 14; 24]. Кроме того, многолетние авторские исследования карбонизации бетона как лабораторных образцов, так и образцов бетона из реально эксплуатируемых длительные сроки в различных атмосферных условиях ЖБЭ показали результаты в части распределения эффективного коэффициента диффузии, а также реакции и механизма карбонизации, значительно отличающиеся от общепринятых [5; 8–10; 13; 15].

Многочисленными учеными постоянно производятся исследования различных параметров, влияющих на коэффициент A (в части состава бетона, технологических параметров, условий эксплуатации и др.) для улучшения соответствия расчетных результатов реальным. Исследователи считают, что уточняя отдельные параметры, изменяя подходы (но не отменяя основу – ФФТ), можно приблизить расчетные значения глубины карбонизации к фактическим, однако, это невозможно уже хотя бы потому, что в капиллярно-пористой структуре бетона не может быть резкого перехода (как считается, толщиной около 1 мм) «больного» бетона в «здоровый».

Поскольку карбонизацию бетона определяют ФФТ, резко изменяющим окраску бетона в определенной зоне, значит, он должен показывать либо границу карбонизированного слоя (остановка карбонизации), либо, при продолжении карбонизации по сечению бетона и во времени, изменение толщины слоя, потерявшего свои защитные свойства по отношению к стальной арматуре. Важнейшим фактором является то, что ФФТ не показывает границу прекращения карбонизации бетона. Насыщение бетона углекислым газом – карбонизация, продолжается вглубь по сечению бетона практически всю жизнь ЖБЭ (ЖБК), эксплуатирующихся в воздушных средах [5–8]. На основании результатов исследования более 10 000 образцов бетона, отобранных по сечению реально эксплуатируемых ЖБЭ и отдельно, в зоне расположения стальной арматуры, было доказано, что карбонизация не происходит линейно по сечению бетона, деля его на «больной» и «здоровый», а развивается по сложной экспоненциальной зависимости, причем, если количественно содержание карбонатов кальция максимально в поверхностных слоях и уменьшается по сечению до минимума, то изменение щелочности поровой жидкости по сечению бетона обратно пропорционально. Также и другие ученые, приводя результаты своих исследований, показывают, что поглощение углекислого газа по сечению бетона происходит не линейно, а по сложной зависимости. Первыми, в своей работе [1], были С.Н. Алексеев и Н.К. Розенталь, приведшие зависимости распределения связанной углекислоты по сечению образцов цементно-песчаного раствора с различными В/Ц, однако в дальнейшем это не было развито, т.к. не вписывалось в существующую теорию карбонизации.

ФФТ – химическая реакция взаимодействия фенолфталеина с едким натром и гидроксидом кальция, вызывающая обесцвечивание (окраску) раствора при определенном значении показателя щелочности поровой жидкости (рН), но никак не индикатор окончания карбонизации, соответственно, ФФТ не показывает границу карбонизированного слоя бетона.

При эксплуатации ЖБЭ (ЖБК), особенно длительные сроки, при вскрытии бетона защитного достаточно часто стальная арматура находится в коррозионном состоянии различной степени интенсивности в зоне, которая после обработки бетона фенолфталеином имеет ярко выраженную окраску, что легко объяснимо. Общеизвестно, что ФФТ показывает изменение показателя щелочности среды в области значений рН от 8,5 до 14, изменяя окраску с бесцветной до ярко-малиновой, а состояние стальной арматуры в таком огромном диапазоне щелочности определяется от пассивного до коррозионного высокой степени интенсивности. Ранее в [19] по результатам исследования образцов цементно-песчаной фракции было получено, что значение границы нейтрализованного слоя соответствует показателю рН $\approx 10,3$, т.е. стальная арматура, находясь в зоне, считающейся защитной для стальной арматуры (рН = 10,3–11,8), может и корродировать в условиях доступа кислорода и влаги из воздуха.

Таким образом, все результаты, полученные на основе ФФТ, не позволяют объективно оценивать и прогнозировать карбонизацию бетона. ФФТ – частный случай, показывающий толщину бетона, снизившего свои защитные свойства до показателя рН $\approx 10,3$, что не дает возможность оценивать и прогнозировать карбонизацию до и после граничного значения рН и ее влияние на состояние защитных свойств бетона по отношению к стальной арматуре.

Приведенное выше обуславливает необходимость применения новых подходов и методов исследования карбонизации бетона. Авторские исследования карбонизации во времени по сечению бетонов различных классов по прочности на сжатие (составов) выполнялись методами рН- и карбометрии. Определялись показатели рН (водородный показатель водной вытяжки цементного камня) и КС (карбонатная составляющая), поскольку показатель рН является основной количественной характеристикой перерождения цементного камня в карбонаты под воздействием внешней среды и является универсальной характеристикой состояния бетона и его защитных свойств по отношению к стальной арматуре, а показатель КС характеризует количественное содержание карбонатов в цементно-песчаной фракции бетона в массовых процентах и его влияние на изменение показателя рН. Были разработаны экспресс-методы определения показателей рН и КС цементно-песчаной фракции бетона [8].

На основании исследования образцов цементно-песчаной фракции, отобранных из бетонов различных классов по прочности на сжатие, как лабораторных составов, так и реально эксплуатируемых ЖБЭ были полу-

чены усредненные регрессионные зависимости карбонизации во времени по сечению бетонов классов по прочности на сжатие $C^{12/15}-C^{30/37}$ для различных степеней агрессивности воздушных сред [8]. В общем виде

$$KC(l, t) = \alpha_1 + (\alpha_2 + \alpha_3 \sqrt{t}) e^{\left(14,2 - \left(\frac{l+100}{5,05}\right)^{0,85}\right)}, \quad KC(l, t)_{\max} = \alpha_4 \alpha, \quad (3)$$

где α – степень гидратации цемента, %;

$\alpha_1-\alpha_4$ – коэффициенты.

Значения коэффициентов $\alpha_1-\alpha_4$ для бетонов классов по прочности на сжатие $C^{12/15}-C^{30/37}$ и различных эксплуатационных условий приведены в таблице 1.

Таблица 1. – Значения показателей $\alpha_1-\alpha_4$

Класс бетона по прочности на сжатие	α_1	α_2	α_4	α_3					
				СХ О	СХ У	ОПЗ О	ОПЗ У	А О	А У
$C^{12/15}$	2,39	0,500	27,3	0,619	1,16	0,312	0,882	0,676	0,962
$C^{16/20}$	2,77	0,560	36,1	0,577	1,11	0,274	0,825	0,634	0,906
$C^{18/22,5}$	3,04	0,585	39,6	0,549	1,07	0,249	0,791	0,609	0,869
$C^{20/25}$	3,22	0,625	43,1	0,529	1,05	0,223	0,758	0,586	0,843
$C^{22/27,5}$	3,39	0,655	45,6	0,512	1,03	0,208	0,729	0,567	0,818
$C^{25/30}$	3,62	0,710	49,6	0,485	0,996	0,172	0,688	0,538	0,782
$C^{28/35}$	4,12	0,760	56,3	0,438	0,937	0,105	0,621	0,485	0,717
$C^{30/37}$	4,32	0,790	58,8	0,419	0,913	0,077	0,585	0,464	0,692

Примечание. СХ, ОПЗ, А – условия, соответственно, сельскохозяйственных зданий; общественных зданий и промышленных – с неагрессивной эксплуатационной средой; открытой атмосферы; О, У – области, соответственно, обычной и ускоренной карбонизации.

Путем математической обработки получены зависимости изменения показателей $\alpha_1-\alpha_4$ от гарантированной прочности бетона на сжатие [8]:

$$KC(l, t) = (0,0874C + 1,0423) + \left((0,0134C + 0,2944) + \alpha_3 \sqrt{t}\right) e^{\left(14,2 - \left(\frac{l+100}{5,05}\right)^{0,85}\right)}, \quad (4)$$

$$KC(l, t)_{\max} = (1,399C + 7,4773) \alpha, \quad (5)$$

где C – гарантированная прочность на сжатие, МПа.

Полученные регрессионные зависимости позволяют прогнозировать во времени изменение показателя КС по сечению бетона с момента изготовления изделия.

При выполнении детального обследования эксплуатируемых ЖБЭ и ЖБК для прогнозирования изменения карбонизации необходимо учитывать фактическое значение показателя КС (KC_{ϕ}) на момент обследования (время t_{ϕ}).

Регрессионные зависимости изменения во времени ($t_{\text{прог}}$) показателя карбонатной составляющей ($KC_{\text{прог}}$) во времени по сечению бетонов классов по прочности на сжатие $C^{12/15}-C^{30/37}$ для различных степеней агрессивности воздушных сред с учетом значений карбонатной составляющей (KC_{ϕ}) на момент обследования в общем виде:

$$KC_{\text{прог}} = KC_{\phi} + \alpha e^{\left(14,2 - \left(\frac{l+100}{5,05}\right)^{0,85}\right)} \left(\sqrt{t_{\text{прог}}} - \sqrt{t_{\phi}}\right), \quad (6)$$

где α – коэффициент, соответствует коэффициенту α_3 (таблица 2).

Таблица 2. – Значения показателя α_3

Условия эксплуатации	Коэффициент α_3
СХ О	$-0,0091C + 0,7565$
СХ У	$-0,0112C + 1,3295$
ОПЗ О	$-0,0108C + 0,4882$
ОПЗ У	$-0,0135C + 1,0929$
А О	$-0,0097C + 0,8267$
А У	$-0,0123C + 1,1495$

Приведенные расчетно-экспериментальные зависимости карбонизации бетона показывают изменение во времени карбонатной составляющей (показателя КС). Для различных классов бетона по прочности на сжатие величина карбонатной составляющей зависит от количества использованного цемента (Ц), В/Ц, способа твердения бетона и др. Одно и то же численное значение карбонатной составляющей для одних бетонов может свидетельствовать о начале карбонизации, для других – уже о полной карбонизации в рассматриваемом сечении. Таким образом, показатель КС не позволяет объективно оценивать карбонизацию бетона. Для оценки карбонизации необходим параметр, который независимо от состава бетона позволял бы оценивать его коррозионное состояние. Таким показателем предлагается принять степень карбонизации бетона (показатель СК) – величину, определяющую процент гидроокиси кальция и гидратированных клинкерных материалов, перешедших в карбонаты на разной глубине бетона.

Показатель СК рассчитывается из пропорции

$$X \% \text{СК}_l = \frac{\% \text{КС}_l \cdot 100}{\% \text{КС}_{\max}}, \quad (7)$$

где СК_l и КС_l – соответственно, значения степени карбонизации и карбонатной составляющей, %, в рассматриваемом сечении бетона;

$\text{КС}_{\max}$ – максимальное значение карбонатной составляющей,

$$\text{КС}_{\max} = \text{ПВК} \cdot \alpha. \quad (8)$$

где ПВК – предельная величина карбонизации бетона, %;

α – степень гидратации цемента, %.

Методика определения ПВК приведена в [8].

Предлагаемый показатель не имеет никакого отношения к общепринятому понятию степени карбонизации, в соответствии с которым степень карбонизации бетона определяется количеством поглощенного бетоном CO_2 воздуха.

Предлагаемые на основании выполненных исследований и расчетов усредненные регрессионные зависимости изменения степени карбонизации во времени по сечению бетонов классов по прочности на сжатие $\text{C}^{12/15}$ – $\text{C}^{30/37}$ для различных степеней агрессивности воздушных сред в общем виде

$$\text{СК}(l, t) = \frac{\alpha_1 + (\alpha_2 + \alpha_3 \sqrt{t}) e^{\left(14,2 - \left(\frac{l+100}{5,05}\right)^{0,85}\right)}}{\alpha_4 \alpha}, \quad (9)$$

где α – степень гидратации цемента, %;

α_1 – α_4 – коэффициенты.

Значения показателей α_1 – α_4 приведены в таблице 3.

Таблица 3. – Значения показателей α_1 – α_4

Класс бетона по прочности на сжатие	α_1	α_2	α_3						α_4
			СХ О	СХ У	ОПЗ О	ОПЗ У	А О	А У	
$\text{C}^{12/15}$	2,39	0,500	0,619	1,16	0,312	0,882	0,676	0,962	19,5
$\text{C}^{16/20}$	2,77	0,565	0,577	1,11	0,274	0,825	0,634	0,906	25,8
$\text{C}^{18/22,5}$	3,04	0,585	0,549	1,07	0,249	0,791	0,609	0,869	28,3
$\text{C}^{20/25}$	3,22	0,625	0,529	1,05	0,223	0,758	0,586	0,843	30,8
$\text{C}^{22/27,5}$	3,39	0,655	0,512	1,03	0,208	0,729	0,567	0,818	32,6
$\text{C}^{25/30}$	3,62	0,710	0,485	0,996	0,172	0,688	0,538	0,782	35,4
$\text{C}^{28/35}$	4,12	0,760	0,438	0,937	0,105	0,621	0,485	0,717	40,2
$\text{C}^{30/37}$	4,32	0,790	0,419	0,913	0,077	0,585	0,464	0,692	42,0

Примечание. СХ, ОПЗ, А – условия, соответственно, сельскохозяйственных зданий; общественных зданий и промышленных – с неагрессивной эксплуатационной средой; открытой атмосферы; О, У – области, соответственно, обычной и ускоренной карбонизации.

Путем математической обработки получена зависимость изменения показателей α_1 – α_4 от гарантированной прочности бетона на сжатие (коэффициент α соответствует коэффициенту α_3 , таблица 3):

$$\text{СК}(l, t) = \frac{(0,0874C + 1,0423) + \left[(0,0134C + 0,2944) + \alpha_3 \sqrt{t}\right] e^{\left(14,2 - \left(\frac{l+100}{5,05}\right)^{0,85}\right)}}{(1,399C + 7,4773)\alpha}. \quad (10)$$

В общем виде зависимости изменения карбонатной составляющей и степени карбонизации бетона от расхода цемента

$$KC(C, l, t) = (0,0080C + 0,6747) + \left[(0,0012, 97C + 0,2308) + \gamma_3 \sqrt{t} \right] e^{\left(14,2 - \left(\frac{l+100}{5,05} \right)^{0,85} \right)}, \quad (11)$$

$$СК(C, l, t) = \frac{(0,0080C + 0,6747) + \left[(0,0012C + 0,2308) + \gamma_3 \sqrt{t} \right] e^{\left(14,2 - \left(\frac{l+100}{5,05} \right)^{0,85} \right)}}{(0,0912C + 0,2581)\alpha}, \quad (12)$$

где C – расход цемента, кг/м³ (таблица 4).

Таблица 4. – Значения показателя γ_3

Условия эксплуатации	Коэффициент γ_3
СХ О	$-0,0007C + 0,7730$
СХ У	$-0,001C + 1,3791$
ОПЗ О	$-0,0007C + 0,4672$
ОПЗ У	$-0,0010C + 1,0964$
А О	$-0,0007C + 0,8390$
А У	$-0,0010C + 1,1854$

Полученные зависимости (11) и (12) позволяют прогнозировать на стадии изготовления бетона изменение показателей КС и СК во времени по сечению бетонов различных классов по прочности на сжатие для разных атмосферных условий.

Оценка карбонизации и прогнозирование ее развития важны, прежде всего, с точки зрения изменения во времени защитных свойств бетона по отношению к стальной арматуре. Поскольку в зоне нанесения индикатора ФФТ показывает изменение показателя pH в пределах от 8,3 до 14, в зоне резкого перехода цвета цементно-песчаной фракции значение показателя pH составляет $\approx 10,3$. При pH = 9,0 бетон полностью теряет свои защитные свойства по отношению к стальной арматуре, а в соответствии с термодинамическими расчетами В.И. Бабушкина [3] коррозия стальной арматуры возможна при pH < 11,8. Таким образом, значение pH = 10,3 не является граничным и никак не позволяет корректно судить о степени потери защитных свойств бетона по отношению к стальной арматуре. Кроме того, отсутствуют критерии оценки потери защитных свойств бетона по отношению к стальной арматуре, что не позволяет судить о техническом состоянии ЖБЭ и ЖБК и тем более прогнозировать его изменение.

На основании многолетних исследований распределения по сечению бетонов различных классов по прочности на сжатие показателей pH и КС (СК) была выявлена их взаимосвязь [8], а также их взаимосвязь с состоянием стальной арматуры.

Для оценки корректности предложенной методики оценки толщины бетона, потерявшего свои защитные свойства по отношению к стальной арматуре по показателю СК, было выполнено сравнение полученных результатов с результатами других авторов. Сравнение выполнялось только для показателей pH = 10,3 (ФФТ) и pH = 10,3 (СК = 36%), т.к. отсутствуют исследования другими авторами зон до и после граничного значения показателя pH. Были проанализированы результаты определения толщины бетона, потерявшего свои защитные свойства, по отношению к стальной арматуре для бетонов классов бетона по прочности на сжатие $C^{12/15} - C^{30/37}$ и одинаковых эксплуатационных условий.

Предложенные различными авторами выражения для расчета глубины карбонизации от прочности бетона на сжатие не учитывают состав бетона (тип и количество цемента, водоцементное отношение, технологические факторы), а именно он определяет коррозионную стойкость (по исследованиям проф. В.В. Бабицкого, класс бетона по прочности на сжатие $C^{20/25}$ можно получить 972 составами и долговечность такого бетона (по карбонизации (ФФТ)) будет составлять от 13 до 114 лет). Поэтому сравнивали полученные результаты с результатами оценки карбонизации бетона по модели проф. В.В. Бабицкого, которая учитывает не только состав бетона (количество цемента и В/Ц), степень гидратации цемента, но и капиллярную пористость бетона, в значительной степени определяющую его карбонизацию, формулы (13)–(16).

$$X = \sqrt{\frac{2ctD}{m_0 \frac{C}{300}}}, \quad (13)$$

$$D = k_q \cdot D_0 \left(\Pi_k^6 - 0,03 \right)^3, \quad (14)$$

$$\Pi_k^6 = \frac{\Pi [0,98(V/\Pi) - 0,0094 - 0,369\alpha]}{1000}, \quad (15)$$

$$m_0 = k_{\text{ум}_0} \alpha \Pi (1 - \eta), \quad (16)$$

где Π – количество цемента в 1 м³ бетона, кг;

$k_{\text{ц}}$ – коэффициент, определяющий вид цемента, для портландцемента $k_{\text{ц}} = 12$;

D_0 – коэффициент диффузии газа в газе, см²/с; для углекислого газа $D_0 = 1,65 \cdot 10^{-1}$;

Π_k^6 – капиллярная пористость бетона, д. ед.;

V/Π – водоцементное отношение;

α – степень гидратации цемента;

$k_{\text{ум}_0}$ – коэффициент, учитывающий влияние вида цемента на реакционную емкость бетона, см³/кг;

для портландцемента $k_{\text{ум}_0} = 0,205$ см³/кг;

η – содержание инертных минеральных добавок в вяжущем, д. ед.

Определяли развитие карбонизации до возраста бетона 50 лет для бетонов классов по прочности на сжатие $C^{12}/_{15}$ – $C^{30}/_{37}$, условий открытой атмосферы, усредненных составов (ПЦ 500, Д0; ОК = 1–4 см).

Результаты вычислений по методике проф. В.В. Бабицкого представлены на рисунке 1, по авторской методике – на рисунке 2.

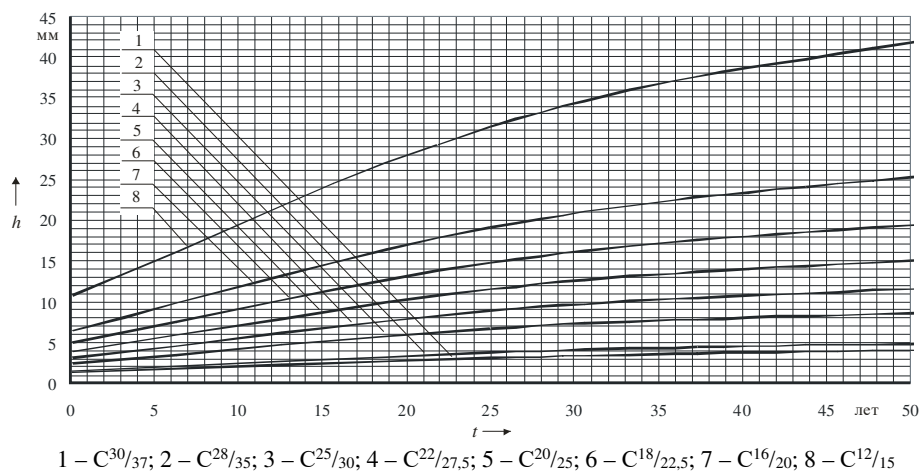


Рисунок 1. – Усредненные регрессионные зависимости t - h развития карбонизации для различных классов бетона по прочности на сжатие, условий открытой атмосферы, области ускоренной карбонизации по методике проф. В.В. Бабицкого (ФФТ; $pH \approx 10,3$)

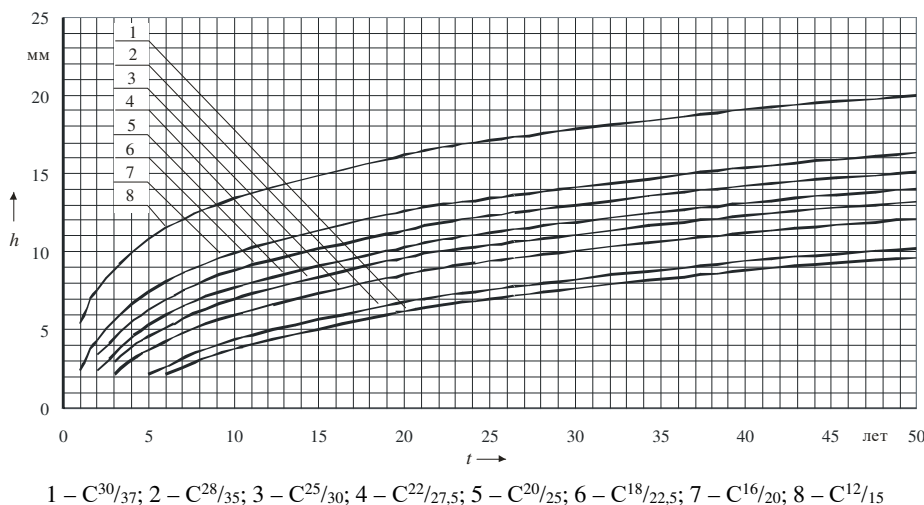


Рисунок 2. – Усредненные регрессионные зависимости t - h развития карбонизации для различных классов бетона по прочности на сжатие условий открытой атмосферы, области ускоренной карбонизации по авторской методике ($pH \approx 10,3$; СК = 36%)

Анализ сравнения результатов изменения во времени глубины карбонизации различных авторов показывает, что обе зависимости близки по характеру, однако авторские располагаются «более компактно», абсолютные значения для времени эксплуатации 25 и 50 лет (что соответствует европейским нормам) для бетонов классов по прочности на сжатие $C^{18/22,5}$ – $C^{25/30}$ отличаются незначительно. Таким образом, выполненные исследования позволяют оценивать и прогнозировать толщину бетона, потерявшего свои защитные свойства по отношению к стальной арматуре, для различных граничных условий. Так, например, в [8] приведена оценка для следующих граничных значений карбонизации: $pH = 11,8$; $СК = 13\%$ (потеря защитных свойств бетона по отношению к стальной арматуре, возможность начало коррозии стальной арматуры); $pH = 11,3$; $СК = 18\%$ (гарантированное начало коррозии стальной арматуры); $pH = 10,8$; $СК = 26\%$ (развитие коррозии стальной арматуры низкой степени интенсивности); $pH = 10,3$; $СК = 36\%$ (потеря защитных свойств бетона по отношению к стальной арматуре по ФФТ).

Кроме того, результаты исследований дают возможность подбирать класс бетона по прочности на сжатие не только для определенных условий эксплуатации, но и для конкретной толщины бетона защитного слоя [14]. Так, в таблицах 5–7 приведено сравнение (для разных граничных условий) рекомендуемых классов бетона по прочности на сжатие, при использовании в условиях карбонизации бетона, различными нормативными документами и автора.

Таблица 5. – Рекомендуемые классы бетона по прочности на сжатие для планируемого срока службы 50 лет ($СК = 18\%$; $pH = 11,3$)

Категория по условиям эксплуатации	Условия эксплуатации	Толщина защитного слоя, мм	Рекомендуемый класс бетона по прочности на сжатие		
			СТБ EN 206-1-2009	СНБ 5.03.01-02	авторский
XC1	ОПЗ О	10	$C^{20/25}$	$C^{12/15}$	$C^{30/37}$
		15			$C^{25/30}$
		20			$C^{18/22,5}$
		25			$C^{16/20}$
XC2	А О	10	$C^{25/30}$	$C^{16/20}$	$\gg C^{30/37}$
		15			$\gg C^{30/37}$
		20			$C^{30/37}$
		25			$C^{20/25}$
XC3	ОПЗ У	10	$C^{30/37}$	$C^{20/25}$	$\gg C^{30/37}$
		15			$\gg C^{30/37}$
		20			$> C^{30/37}$
		25			$C^{22/27,5}$
XC4	А У	10	$C^{30/37}$	$C^{25/30}$	$\gg C^{30/37}$
		15			$\gg C^{30/37}$
		20			$> C^{30/37}$
		25			$C^{25/30}$
XC5	СХ У	10	–	–	$\gg C^{30/37}$
		15			$\gg C^{30/37}$
		20			$\gg C^{30/37}$
		25			$C^{28/35}$

Примечание. XC5 – рекомендуемая автором категория по условиям эксплуатации; СХ, ОПЗ, А – условия, соответственно, сельскохозяйственных зданий; общественных зданий и промышленных – с неагрессивной эксплуатационной средой; открытой атмосферы; О, У – области, соответственно, обычной и ускоренной карбонизации.

Таблица 6. – Рекомендуемые классы бетона по прочности на сжатие для планируемого срока службы 50 лет ($СК = 36\%$; $pH = 10,3$)

Категория по условиям эксплуатации	Условия эксплуатации	Толщина защитного слоя, мм	Рекомендуемый класс бетона по прочности на сжатие		
			СТБ EN 206-1-2009	СНБ 5.03.01-02	авторский
XC1	ОПЗ О	10	$C^{20/25}$	$C^{12/15}$	$C^{16/20}$
		15			$C^{12/15}$
		20			$C^{12/15}$
		25			$C^{12/15}$
XC2	А О	10	$C^{25/30}$	$C^{16/20}$	$C^{25/30}$
		15			$C^{16/20}$
		20			$C^{12/15}$
		25			$C^{12/15}$
XC3	ОПЗ У	10	$C^{30/37}$	$C^{20/25}$	$C^{28/35}$
		15			$C^{18/22,5}$
		20			$C^{12/15}$
		25			$C^{12/15}$

Окончание таблицы 6

Категория по условиям эксплуатации	Условия эксплуатации	Толщина защитного слоя, мм	Рекомендуемый класс бетона по прочности на сжатие		
			СТБ EN 206-1-2009	СНБ 5.03.01-02	авторский
XC4	А У	10	$C^{30/37}$	$C^{25/30}$	$C^{30/37}$
		15			$C^{18/22,5}$
		20			$C^{16/20}$
		25			$C^{12/15}$
XC5	СХ У	10	–	–	$> C^{30/37}$
		15			$C^{22/27,5}$
		20			$C^{16/20}$
		25			$C^{12/15}$

Таблица 7. – Рекомендуемые классы бетона по прочности на сжатие для планируемого срока службы 50 лет (СК = 74%; рН = 9,00)

Категория по условиям эксплуатации	Условия эксплуатации	Толщина защитного слоя, мм	Рекомендуемый класс бетона по прочности на сжатие		
			СТБ EN 206-1-2009	СНБ 5.03.01-02	авторский
XC1	ОПЗ О	10	$C^{20/25}$	$C^{12/15}$	$C^{12/15}$
		15			$C^{12/15}$
		20			$C^{12/15}$
		25			$C^{12/15}$
XC2	А О	10	$C^{25/30}$	$C^{16/20}$	$C^{12/15}$
		15			$C^{12/15}$
		20			$C^{12/15}$
		25			$C^{12/15}$
XC3	ОПЗ У	10	$C^{30/37}$	$C^{20/25}$	$C^{16/20}$
		15			$C^{12/15}$
		20			$C^{12/15}$
		25			$C^{12/15}$
XC4	А У	10	$C^{30/37}$	$C^{25/30}$	$C^{16/20}$
		15			$C^{12/15}$
		20			$C^{12/15}$
		25			$C^{12/15}$
XC5	СХ У	10	–	–	$C^{16/20}$
		15			$C^{12/15}$
		20			$C^{12/15}$
		25			$C^{12/15}$

Оценка степени карбонизации бетона, основанная на использовании ФФТ, в Республике Беларусь осуществляется на основании СТБ 1481. В нем степень карбонизации бетона характеризуется содержанием химически связанного цементным камнем диоксида углерода (CO_2) в виде карбоната кальция, т.е. его количеством. Это не только не логично, но и просто непонятно, поскольку степень любого параметра должна определять отношение величин, но никак не количество. Заявлено определение степени карбонизации, значит, не только целесообразно, но и необходимо определять карбонатную составляющую (показатель КС, %), т.е. количество образовавшегося карбоната кальция ($CaCO_3$). Именно его образование вызывает структурные изменения бетона, приводя к его деградации. В результате химического анализа определяется степень карбонизации бетона с точностью до 0,2%. Полученная абсолютная величина, %, ни с чем не сравнивается. Отсутствуют критерии оценки состояния бетона и, как следствие, неясен смысл проведения анализа.

Таким образом, необходима разработка национального нормативного документа по определению карбонизации бетона с использованием результатов исследований изменения по сечению бетонов предложенных параметров: карбонатной составляющей и степени карбонизации.

Заключение. Выполненные исследования позволили обосновать необходимость:

- исследований изменения карбонизации во времени по сечению бетона и ее влияния на состояние защитных свойств бетона по отношению к стальной арматуре не индикаторными методами, а методами рН-и карбометрии;
- создания на основе результатов реальных исследований параметров карбонизации и ее влияния на изменение защитных свойств бетона по отношению к стальной арматуре нормативного документа Республики Беларусь по оценке степени карбонизации бетона.

ЛИТЕРАТУРА

1. Алексеев, С.Н. Коррозионная стойкость железобетонных конструкций в агрессивной промышленной среде / С.Н. Алексеев, Н.К. Розенталь. – М. : Стройиздат, 1976. – 205 с.

2. Бабицкий, В.В. Прогнозирование глубины карбонизации бетона железобетонных мостовых конструкций / В.В. Бабицкий, М. Годшани // Стр. наука и техника. – 2011. – № 3 (36). – С. 54–58.
3. Бабушкин, В.И. Термодинамика силикатов / В.И. Бабушкин, Г.М. Матвеев, О.П. Мчедлов-Петросян ; под ред. О.П. Мчедлова-Петросяна. – 4-е изд. – М. : Стройиздат, 1986. – 408 с.
4. Бородай, Д.И. Прогноз сроков карбонизации бетона защитного слоя железобетонных элементов автодорожных мостов / Д.И. Бородай, А.А. Матюнин // Вестн. Донбас. нац. акад. стр-ва и архитектуры. – 2009. – Вып. 1 (75). – С. 147–151.
5. Васильев, А.А. Карбонизация и оценка поврежденности железобетонных конструкций / А.А. Васильев ; Белорус. гос. ун-т трансп. – Гомель : БелГУТ, 2012. – 263 с.
6. Васильев, А.А. Карбонизация бетона (оценка и прогнозирование) / А.А. Васильев ; Белорус. гос. ун-т трансп. – Гомель : БелГУТ, 2013. – 303 с.
7. Васильев, А. А. Расчетно-экспериментальная модель карбонизации бетона / А. А. Васильев ; Белорус. гос. ун-т трансп. – Гомель: БелГУТ, 2016. – 263 с.
8. Васильев, А.А. Оценка и прогнозирование технического состояния железобетонных конструкций с учетом карбонизации бетона / А.А. Васильев ; Белорус. гос. ун-т трансп. – Гомель : БелГУТ, 2019. – 215 с.
9. Васильев, А.А. Исследование кинетики и механизма карбонизации поровой влаги бетона в реальных условиях / А.А. Васильев // Стр. наука и техника. – 2007. – № 6. – С. 39–44.
10. Васильев, А.А. Исследование коэффициента диффузии углекислого газа воздуха в карбонизированном бетоне / А.А. Васильев // Вестн. Белорус. гос. ун-та трансп. – 2008. – № 2 (17). – С. 73–75.
11. Васильев, А.А. Оценка существующей модели карбонизации бетона / А.А. Васильев // Стр. наука и техника. – 2009. – № 1 (22). – С. 54–58.
12. Васильев, А.А. Модель карбонизации бетона в атмосферных условиях / А.А. Васильев // Вестн. Полоц. гос. ун-та. Сер. Ф, Строительство. Прикладные науки. – № 12. – С. 69–82.
13. Васильев, А.А. Исследование характера изменения щелочности поровой жидкости по сечению бетона / А.А. Васильев, Д.Н. Шевченко // Стр. наука и техника. – 2012. – № 1 (40). – С. 10–13.
14. Васильев, А.А. Оценка применимости бетонов в железобетонных элементах и контрукциях для различных эксплуатационных условий / А.А. Васильев // Вестн. Белорус. гос. ун-та трансп. – 2017. – № 2 (35). – С. 133–135.
15. Васильев, А.А. К вопросу объективности современной оценки и прогнозирования карбонизации бетона на основе индикаторного метода. / А.А. Васильев // Вестн. Брест. гос. техн. ун-та. Строительство и архитектура. – 2020. – № 1. – С. 77–80. Textbook on behavior, design and performance, Structural Concrete: December 2009, – Bulletin 53. – Second edition. – fid. 3. – 2010. – Vol. 3. – 381 p.
16. Васильев, А.И. О выборе толщины защитного слоя бетона мостовых конструкций / А.И. Васильев, А.С. Бейвель, А.М. Подвальный // Бетон и железобетон. – 2001. – № 5. – С. 25–27.
17. Карапетов, Э.С. Прогноз срока службы железобетонных мостов на основе модели процесса карбонизации защитного слоя / Э.С. Карапетов, Д.А. Шестовицкий // Современ. технологии – транспорту : Изв. Петербург. ун-та транспорта. – 2016. – № 1. – С. 14–24.
18. Кудрявцев, И.А. Исследование карбонизации железобетонных конструкций с длительным сроком эксплуатации / И.А. Кудрявцев, В.П. Богданов // Материалы, технологии, инструменты. – 2000. – Т. 5, № 3. – С. 97–100.
19. Кудрявцев, И.А. Исследование равномерности глубины залегания карбонизированного слоя по глубине в балке пролетного строения / И.А. Кудрявцев, В.П. Богданов // Проблемы технологии производства строительных материалов, изделий и конструкций, строительства зданий и сооружений, подготовки инженерных кадров для строительной отрасли : материалы VII Междунар. науч.-практ. семинара. – Минск : Стринко, 2001. – С. 227–229.
20. Леонович, С.Н. Теоретические основы расчета, долговечности железобетона при карбонизации // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров в Республике Беларусь : материалы VI Междунар. науч.-техн. семинара. – Минск : Технопринт, 2000. – С. 225–237.
21. Розенталь, Н.К. Карбонизация бетона в условиях тропического климата / Н.К. Розенталь, Х. Суаснабар // Бетон и железобетон. – 1986. – № 7. – С. 11–13.
22. Степанова, В.Ф. Разработка модели расчета коррозионной стойкости бетона при воздействии агрессивной углекислоты воздуха / В.Ф. Степанова, Г.В. Чернышук // Долговечность и защита от коррозии. Строительство, реконструкция (теория, исследования, практика, ресурсосбережение и экология, оценка качества, сертификация) : материалы Междунар. конф. – М., 1999. – С. 75–80.
23. Чернякевич, О.Ю. Расчет срока службы железобетонных конструкций в условиях коррозии карбонизации / О.Ю. Чернякевич, С.Н. Леонович // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров : материалы XVII Междунар. науч.-метод. семинара, Гродно, 27–28 мая 2010 г. – С. 369–375.
24. DuraCrete 7: General guidelines for durability design and redesign. The European Union – Brite EuRam III, Project No. BE95-1347, Probabilistic Performance-based Durability Design of Concrete Structures, Report No. T7-01-1. – 1999. – P. 250.
25. Czarnecki, L. Modelling of concrete carbonation; is it a process unlimited in time and restricted in space? / L. Czarnecki, P. Woyciechowski // Bulletin of the Polish academy of sciences technical sciences. – 2015. – Vol. 63, No 1. – P. 43–54.
26. Do Lago Helene, P.R. A novel method to predict concrete carbonation / P.R. Do Lago Helene, P. Castro-Borges // Investigación y Desarrollo. Concreto y cemento. – Diciembre 2009. – Vol. 1, Núm. 1. – P. 25–35.
27. Ishida, T. Modeling of Carbonation based on Thermo-Hygro Physics with Strong Coupling of Mass Transport and Equilibrium in Micropore Structure of Concrete / Tetsuya Ishida, Chun He Li // Journal of Japan Society of Civil Engineers. – July 2008. – No. 14. – P. 590–591.
28. Jaekiewicz-Rek W. Carbonation rate of airentrai-ned fly ash concretes / W. Jaekiewicz-Rek, P. Woyciechowski // Cement-Lime-Concrete. – 2011. – XVI/XXVIII (5). – P. 249–256.
29. Effect of carbonation on the rebound number and compressive strength of con-crete / J. Kim [et al] // Cem. Concr. Compos. – 2009. – P. 139–144.

30. Prediction model for carbonation of concrete structure considering heat and moisture transfer / Y. Kishitani [et al] // J. Structural and Construction Engineering–Trans, AIJ 595. – 2005. – P. 17–22.
31. Te Liang, M. Mathematical modeling and prediction method of concrete carbonation and its applications / M. Te Liang, W. Jun Qu, Ch.-H. Liang // J. Marine Science and Technology. – 2002. – 10 (2). – P. 128–135.
32. Masuda, Y. Mathematical model on process of carbonation of concrete / Y. Masuda, H. Tanano // Concrete Research and Technology. – 1991. – 2 (1). – P. 125–134.
33. Papadakis, V. Fundamental modeling and experimental investigation of concrete carbonation / V. Papadakis, C. Vayenas, M. Fardis // ACI Materials Journal. – 1991. – Vol. 4, No 88. – P. 363–373.
34. Saeki, T. Mechanism of carbonation and prediction of carbonation process of concrete / T. Saeki, H. Ohga, S. Nagataki // Concrete Library International: JSCE. – 1991. – No 17. – P. 23–36.
35. Saetta, A.V. The carbonation of concrete and the mechanism of moisture, heat and carbon dioxide flow through porous materials / A.V. Saetta, B.A. Schrefler, R.V. Vitaliani // Cem. Concr. Res. – 1993. – № 23 (4). – P. 761–772.
36. Uomoto, T. Factors affecting concrete carbonation ratio / T. Uomoto, Y. Takada // Concrete library International, JSCE. – 2011. – P. 31–44.
37. Yoda, A. Carbonation depth of concrete using different types of cement / A. Yoda, T. Yokomuro // Proceedings of the Japan Concrete Institute. – 1987. – No 9 (1). – P. 327–332.
38. Ying-yu, L. The Mechanism of Carbonation of Mortars and the Dependence of Carbonation on Pore Structure / L. Ying-yu, W. Quidong // Concrete Durability-Katharine and Bryant Mather International Conference. – Detroit : American Concrete Institute, 1987. – Vol. 2. – P. 1915–1943.
39. Yoon, I. Prediction of Carbonation Depth of Concrete Structures Considering Atmospheric Change / I. Yoon, C. Lee, J. Seol // CONSEC'04 : Proceedings of the 4th International Conference on Concrete Under Severe Conditions. – Seoul, 2004. – P. 189–204.
40. Wang, X. A model for predicting the carbonation depth of concrete containing low-calcium fly ash / X. Wang, H. Lee // Constr. Build. Mater. – 2009. – P. 725–733.

Поступила 23.02.2021

ASSESSMENT OF CARBONIZATION AND DEVELOPMENT OF ITS PARAMETERS DURING TIME CROSSED CONCRETE FOR DIFFERENT OPERATING CONDITIONS

A. VASILIEV

Analysis of assessment and forecasting of concrete carbonation development based on existing methods has been performed and the need to develop new ones has been shown. New indicators of concrete carbonization (cement-sand fraction) and a modern method of their determination were proposed, allowing objective assessment of concrete carbonization parameters. Calculated-experimental dependencies of prediction of change in time by cross section of concretes of different classes on strength-strength for compression of carbonate component and degree of concrete carbonation are obtained. Boundary conditions are proposed for assessment of concrete carbonation and its effect on state of concrete protective properties in relation to steel reinforcement. The results obtained by the author were compared with existing ones in terms of recommended classes of concretes in terms of compressive strength for various operating conditions.

Keywords: concrete, reinforced concrete elements, reinforced concrete structures, carbonization, boundary conditions, protective properties of concrete, compressive strength.

УДК 674.047

РАЗВИТИЕ ОРЕБРЕНИЯ СЕКЦИОННЫХ АЛЮМИНИЕВЫХ ОТОПИТЕЛЬНЫХ ПРИБОРОВ

доц. П.М. ГЛАМАЗДИН, канд. техн. наук П.А. ПАСЕЧНИК
(Киевский национальный университет строительства и архитектуры)

Рассматриваются особенности формы оребрения алюминиевых секционных отопительных приборов, полученных разными способами изготовления секций. В частности в противовес исчерпавшей себя технологии литья предложена технология экструзии, которая позволяет изготавливать оребрение с ребрами с большей эффективностью, а именно перейти от максимально эффективной длины ребра при изготовлении литьем в 80 мм к эффективной длине ребра в 100 мм. Предложенная конструкция ребер дает возможность увеличить площадь теплопередачи отопительного прибора, тем самым интенсифицировав теплообменные процессы между секцией и омывающим ее воздухом. Приведены экспериментальные данные, касающиеся температуры лицевого ребра, а также гидравлические характеристики изготовленных секций.

Ключевые слова: отопление, алюминиевые обогреватели, теплопередача, экструзия.

Постановка проблемы. В последнее время в системах теплоснабжения, в частности в системах отопления как одного из элементов систем теплоснабжения, просматривается устойчивая тенденция к снижению температурных графиков – в магистральных тепловых сетях с графика 150–70 °С на график 115–70 °С, а для небольших сетей – 95–70 °С. Для систем отопления привычный график 95–70 °С снижается до 80–60 °С или еще ниже. Но график 80–60 °С наиболее распространен, поскольку привязан к конденсационным отопительным котлам, постепенно вытесняющим обычные котлы в диапазоне нагрузок вплоть до 0,5 МВт единичной мощности [1].

Поскольку количество теплоты, передаваемое отопительными приборами системы отопления в помещение для компенсации тепловых потерь через ограждения, определяется уравнением (1) [2], то для поддержания комфортной внутренней температуры в помещении при снижении температурного графика (т.е. ΔT) необходимо либо увеличивать интенсивность теплоотдачи прибора, либо увеличивать его площадь:

$$Q = k \cdot F \cdot \Delta T, \text{ Вт}, \quad (1)$$

где k – коэффициент теплопередачи между теплоносителем и помещением, Вт/(м² К);

F – площадь отопительных приборов, м²;

ΔT – разность температур между температурой стенки прибора и температурой воздуха в помещении, °С.

Увеличение площади отопительных приборов нежелательно с точки зрения дизайна помещений. Кроме того, это повлечет возрастание стоимости системы отопления. Таким образом, необходимо искать пути интенсификации теплопередачи от отопительных приборов в отапливаемое помещение.

Анализ литературы. Общий анализ теплообмена между отопительным прибором и отапливаемым помещением показывает, что теплопередача осуществляется двумя механизмами – излучением и свободной конвекцией для большинства известных типов отопительных приборов [2], и определяется величиной суммарного коэффициента теплоотдачи для сложного теплообмена:

$$\alpha_s = \alpha_{\text{л}} + \alpha_{\text{к}}, \quad (2)$$

где $\alpha_{\text{л}}$ – коэффициент теплоотдачи излучением от стенок прибора в помещение, Вт/м²·К;

$\alpha_{\text{к}}$ – коэффициент теплоотдачи свободной конвекцией от стенок прибора в помещение, Вт/м²·К.

Суммарный коэффициент теплоотдачи α_s зависит в большой степени от соотношения между этими коэффициентами теплоотдачи. Исходя из этих соображений можно построить классификацию известных типов отопительных приборов и выбрать наиболее перспективный для дальнейшего совершенствования тип. Информация об используемых в настоящее время в проектах и находящихся в эксплуатации в Украине типах отопительных приборов приведена в [3], что позволяет построить классификацию в виде, представленном на рисунке 1.

Отопительные приборы с принудительной конвекцией имеют довольно специфические сферы применения и в данной работе не рассматривались. Проведенный ранее авторами анализ теплообмена между отопительными приборами и помещениями показал, что наиболее перспективным типом приборов для дальнейшего совершенствования является комбинированные приборы, а именно колончатые оребренные в виде секционных алюминиевых радиаторов [4]. Однако совершенствование алюминиевых секционных приборов, выпускающихся в настоящее время разными производителями, сдерживается естественными пределами, диктуемыми технологией производства. Секции производятся методом литья и для них оптимальная форма у всех производителей одинакова: центральный канал, собственно колонка, оребренный вертикальными ребрами (рисунок 2, а) [5].

Аналитическое исследование эффективности оребрения в приборах, изготавливаемых методом литья, показало, что длина наружного ребра ограничена, приблизительно 80 мм [5]. Дальнейшее увеличение длины ребра приводит к существенному снижению его эффективности. Выходом из этой ситуации является изменение

технологии изготовления отдельных секций – переход от литья к экструдированию. Такая технология позволяет резко изменить форму ребер центральной колонки (рисунок 2, б). Новая форма оребрения позволяет увеличить длину наружного ребра до 120 мм без потери его эффективности по отношению к ребру, полученному методом литья (рисунок 2, а). Результаты теоретического анализа позволили изготовить опытные образцы приборов методом экструзии и провести исследования их теплоотдачи [5].

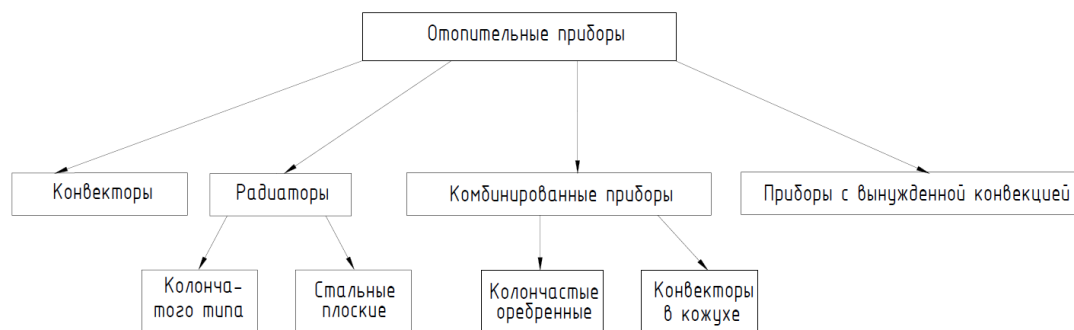
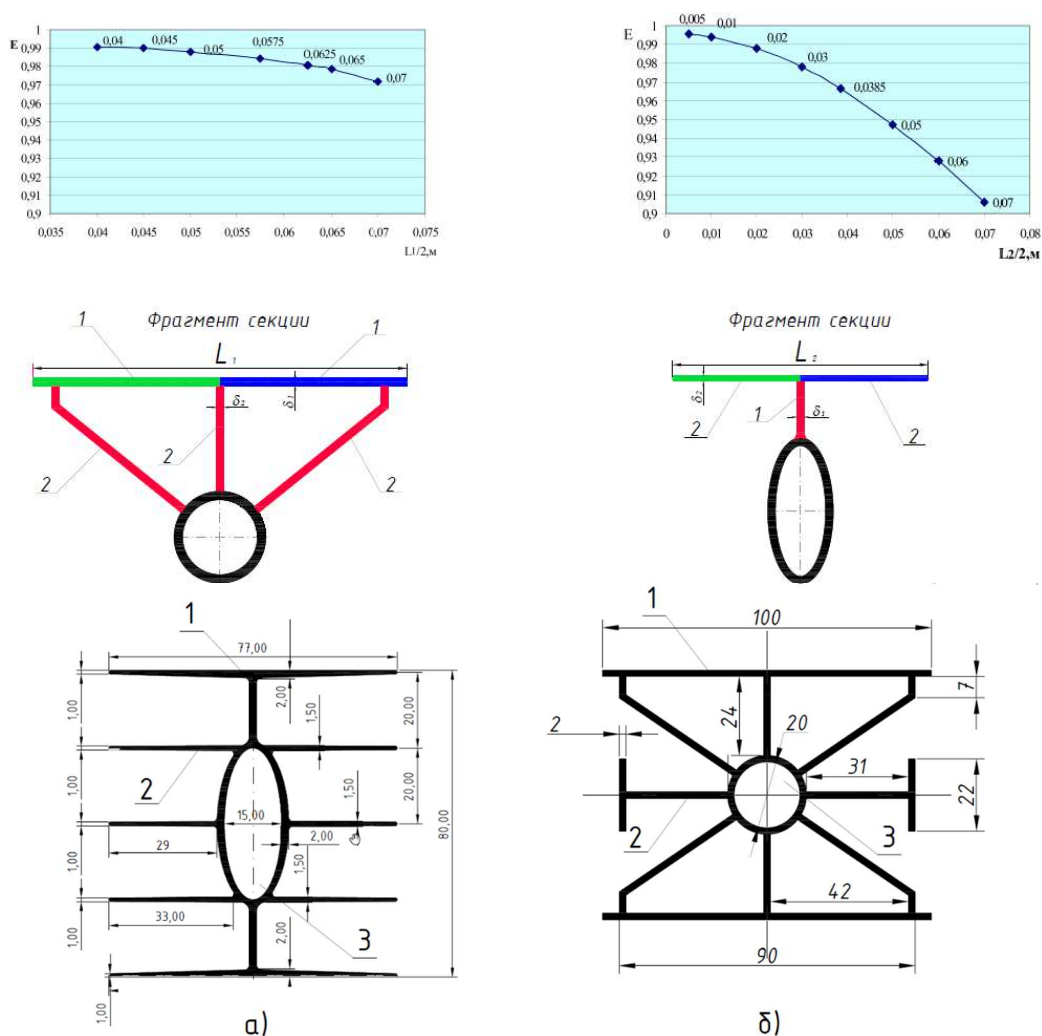


Рисунок 1. – Классификация существующих типов отопительных приборов



1 – наружное ребро; 2 – связующее ребро.

Рисунок 2. – Эффективность ребер в секциях, полученных методом литья (а) и методом экструзии (б)

Цель статьи. Цель работы – представить результаты экспериментальной проверки предложенной новой формы оребрения колонок секционных алюминиевых радиаторов, изготовленных методом экструдирования, в частности эффективности этих ребер. Кроме того, показать практическую целесообразность перехода на но-

вые отопительные приборы, что позволяет уменьшить общую металлоемкость системы отопления и ее общее гидравлическое сопротивление.

Основные результаты. Результаты исследований показали, что механизм теплообмена как внешнего ребра с воздухом в помещении, так и внутри каналов, образованных наружным ребром и внутренними ребрами, описывается общими уравнениями естественной конвекции. Но теплообмен во внутренних каналах при том, что его механизм соответствует естественной конвекции, не вполне описывается общей формулой для естественной конвекции. Результаты экспериментального исследования температуры наружной поверхности ребра, представленные на рисунке 3, четко указывают на то, что механизм теплообмена на нем описывается представлениями естественной конвекции на плоской вертикальной поверхности с ярко выраженным срывом ламинарного пограничного слоя и его перехода в турбулентный.

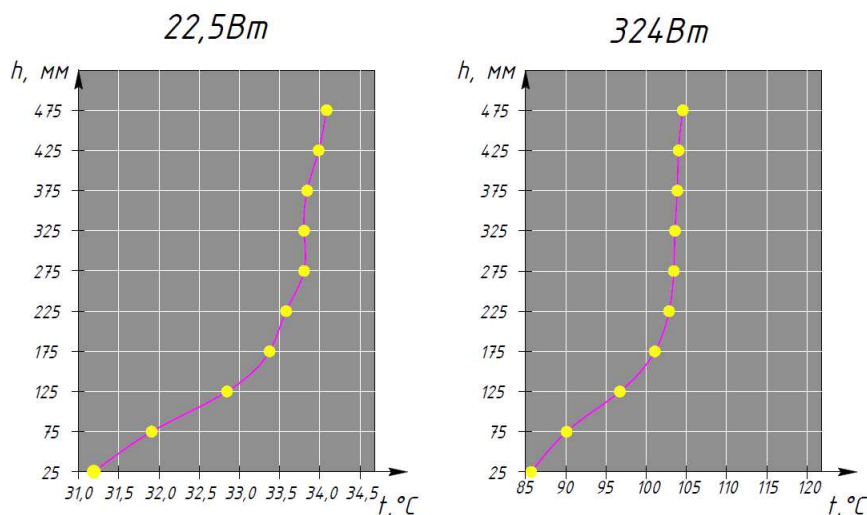


Рисунок 3. – Результаты экспериментального исследования температуры наружной поверхности ребра

Для проверки аналитических расчетов по определению зависимостей эффективности наружного ребра от его длины были проведены специальные эксперименты с измерением температуры ребра на наружной плоскости по ширине ребра. Для проведения исследований изготавливаются специальные экспериментальные секции отопительных приборов, нагрев которых вместо горячей воды осуществляется электронагревом. Электронагрев организуется за счет того, что в канал для теплоносителя монтируется специально изготовленный на Фастовском заводе электротермических приборов трубчатый электронагреватель (ТЭН). Это позволяет моделировать теплогидравлические характеристики теплообмена в каналах между ребрами и на внешних ребрах при различных режимах работы исследуемой секции отопительного прибора. К трубчатым электронагревателям подключается электротрансформатор РНО. Опытные секции имеют высоту 500 мм. Мощность теплоты, выделяющейся в секции, определяется в секции по формуле [6]

$$Q = IU, \quad (3)$$

где I – измеренное значение силы электрического тока, А;

U – измеренное значение падения напряжения, В.

Считаем, что все тепло, которое выделяется в середине исследуемой секции, распространяется в окружающую среду через саму секцию и передается через ее поверхности. Количество тепла, которое передается в окружающую среду через различные поверхности секции, будет неодинаково из-за различных условий теплообмена этих поверхностей с окружающей средой.

Результаты измерений температуры представлены на рисунке 4. При низких нагрузках (22 Вт) на секцию разница между температурой наружного ребра на его окончании и в центре, где оно присоединяется к центральному внутреннему ребру, колеблется для разной высоты от 0,6 °C до 1 °C. При этом наибольшая разница температур приходится на местоположение срыва ламинарного пограничного слоя и его перехода к турбулентному, где толщина ламинарного погранслоя наименьшая. При увеличении нагрузки разность температур между краями и центром ребра (осью симметрии) увеличивается. При нагрузке 324 Вт на секцию максимальное значение этой разности температур достигает 5,4 °C, а минимальная снижается до 3,6 °C. Необходимо отметить, что исследование было проведено на одиночной секции и поэтому на краях наружного ребра температура оказалась ниже, чем она будет в аналогичных местах в собранном приборе при соприкосновении ребер отдельных секций. При этом распределение изотерм по высоте сохраняется и остается аналогичным распределению при малых нагрузках.

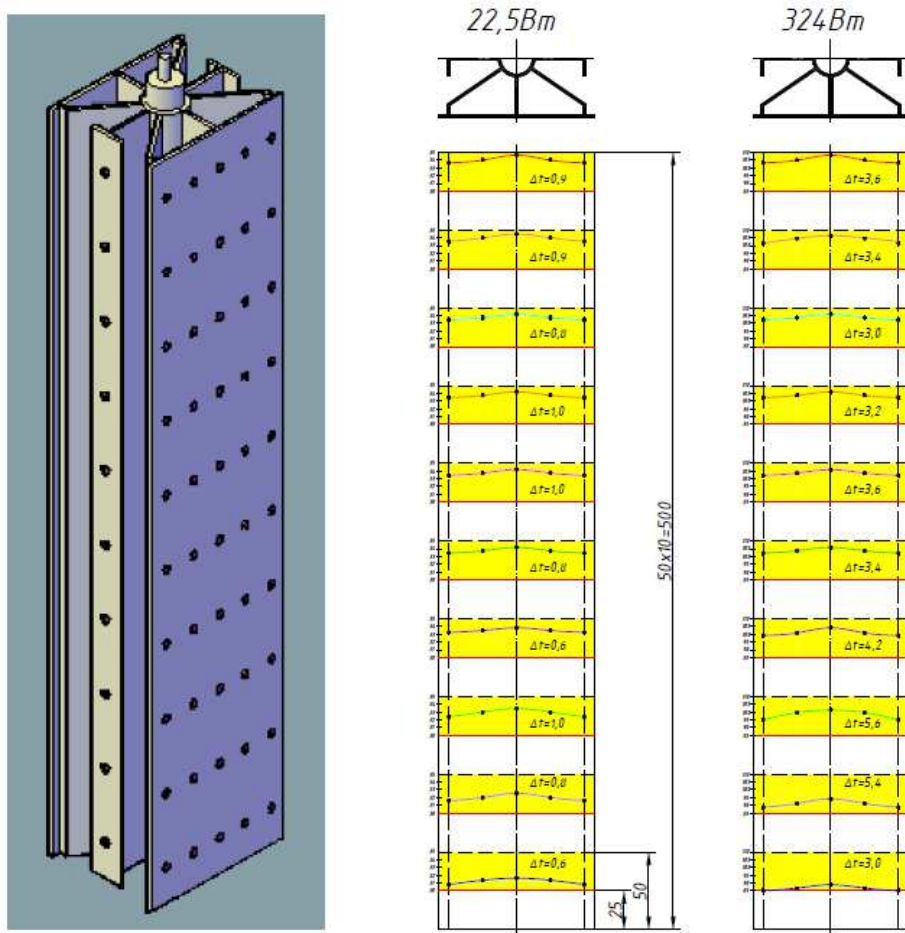


Рисунок 4. – Температура лицевого ребра, полученная экспериментальным путем

Таким образом, можно утверждать, что механизм теплообмена определяется закономерностями естественной конвекции. Температуры по ширине ребра практически не изменяются на любой высоте от нижней кромки ребра до верхней, что подтверждает постоянство эффективности внешнего ребра по всей его ширине в пределах ширины ребра до 120 мм. Практическим выходом этого эффекта является возможность уменьшения количества колонок в одном отопительном приборе при сохранении постоянства его мощности. Так, для секционного алюминиевого прибора производства, например, фирмы Jolli, мощностью 1000 Вт в нем должно быть скомпоновано 7 секций с шириной внешнего ребра 80 мм, а для прибора, скомпонованного из секций с предложенным оребрением, количество секций при той же мощности уменьшилось до 5 штук с длиной ребра 120 мм. Соответственно уменьшается количество колонок, а значит, и гидравлическое сопротивление прибора, и его металлоемкость.

Для проверки высказанных положений были выполнены расчеты на условной модели системы отопления.

Для сравнительного расчета принимаем типовую двухтрубную горизонтальную систему отопления для условного четырехэтажного дома с четырьмя разными типами отопительных приборов: чугунными MC-140, стальными панельными фирмы Kermi (Германия), алюминиевыми фирмы Fondital (Италия) и предлагаемыми алюминиевыми. Гидравлические характеристики приборов взяты из справочной литературы, а по предлагаемому прибору взяты данные, что определены в результате испытаний в Сертификационном центре отопительного оборудования (Киев) по методике РМИ-ПЕ-14315701-35 «Рабочая методика выполнения испытаний запорной регулирующей арматуры, сосудов, работающих под давлением, на прочность и герметичность». Для расчета принимаем помещения с одинаковыми теплопотерями, трубопроводы для разных систем одинаковых диаметров. Благодаря этому определялось влияние именно отопительных приборов на систему отопления.

В данном случае нас интересует только гидравлические параметры. Расчет должен дать представление о гидравлических характеристиках отопления одного дома при использовании разных типов отопительных приборов.

Результаты расчета показывают, что наиболее высокие показатели расхода $G = 0,287$ кг/с и потерь давления $P = 17,1$ кПа имеет система отопления с использованием стальных панельных радиаторов Kermi. Система с алюминиевыми радиаторами Fondital имеет показатели расхода $G = 0,268$ кг/с и перепад давления $P = 14,4$ кПа. Система, оснащенная предложенными радиаторами, имеет следующие показатели: $G = 0,255$ кг/с, $P = 13,4$ кПа.

Расчеты выполнялись в программе фирмы KAN-therm.CO.Graf [7]. Результаты расчетов подтвердили высказанные положения.

Заключение. Таким образом, было подтверждено предположение о возможности интенсификации процессов теплообмена в секционных алюминиевых отопительных приборах путем изменения формы оребрения колонок. Для работы системы с предложенными радиаторами, изготовленными методом холодной экструзии, необходимо менее мощное насосное оборудование, что удешевляет сам проект и его дальнейшую эксплуатацию.

Полученное подтверждение служит обоснованием для продолжения работ в этом направлении.

ЛИТЕРАТУРА

1. Гламаздин, П.М. Современное оборудование для крышных котелен / П.М. Гламаздин // Сантехника, отопление, кондиционирование. – 2008. – № 12. – С. 40–41.
2. Ральчук, І. Опалювальні прилади в Україні / І. Ральчук, А. Рудницький, В. Осьмак // М+Т. – 2000. – № 5. – С. 24–31.
3. Малкін, Е.С. Нові тенденції підвищення ефективності опалювальних приладів / Е.С. Малкін, П.М. Гламаздин // Вентиляція, освітлення та теплогазопостачання. – Київ : КНУБА, 2001. – Вип. 1. – С. 74–80.
4. Гламаздин, П.М. Експериментальне дослідження тепловіддачі опалювальних приладів з екструдованих алюмінієвих секцій / П.М. Гламаздин, П.О. Пасічник // Енергоефективність в будівництві та архітектурі. – 2019. – №13. – С. 49–57.
5. Гламаздин, П.М. Особливості сучасних алюмінієвих опалювальних приладів / П.М. Гламаздин, Л.П. Швець // Будівельні матеріали, виробництво та санітарна техніка. – 2004. – № 19. – С. 55–59.
6. Бошняк, Л.Л. Измерения при теплотехнических исследованиях / Л.Л. Бошняк, – Л. : Машиностроение, 1974 – 447 с.
7. Система KAN-therm [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://ua.kan-therm.com/>.

Поступила 02.06.2021

EXTENSION OF HEAT EXCHANGE AREA IN ALUMINUM HEATING DEVICES

P. GLAMAZDIN, P. PASICHNYK

The article discusses the features of the shape of the ribbing of aluminum sectional heating devices, starting from the method of manufacturing the sections. In particular, in contrast to the exhausted casting technology, a cold extrusion technology has been proposed, which makes it possible to produce ribbing with ribs with greater efficiency, namely, to go from the most effective rib length when manufacturing by casting is 80mm to an effective rib length of 100mm. This fact makes it possible to increase the heat transfer area of the heater, thereby intensifying the heat exchange processes between the section and the air washing it. Experimental data concerning the temperature of the front rib, as well as the hydraulic characteristics of the manufactured sections are given.

Keywords: heating, aluminum heaters, heat transfer, extrusion.

УДК 697.9

ОЦЕНКА ВЛИЯНИЯ ТОЛЩИНЫ ПРОСЛОЙКИ ВОЗДУХОПРИЕМНОГО КАНАЛА НА ЭФФЕКТИВНОСТЬ ОРГАНИЗОВАННОЙ ПРИТОЧНО-ВЫТЯЖНОЙ ВЕНТИЛЯЦИИ МНОГОЭТАЖНОГО ЗДАНИЯ

В.А. ЗАФАТАЕВ

(Полоцкий государственный университет)

ORCID <https://orcid.org/0000-0001-8058-2263>

Проведена оценка термодинамической и экономической эффективности системы организованной приточно-вытяжной вентиляции многоэтажного здания, в которой для подогрева приточного воздуха, проходящего в воздухоприемном щелевом канале, образованном наружной поверхностью стен здания и остекленным навесным фасадом, используется теплота солнечного излучения и теплота удаляемого из помещений воздуха. Эффективность системы вентиляции определена при двух вариантах толщины прослойки воздухоприемного щелевого канала.

Ключевые слова: тепловой поток, воздухоприемный щелевой канал, солнцеприемная панель, излучение, конвекция, вентиляция, энергосбережение.

Введение. Мировое потребление топливно-энергетических ресурсов (далее – ТЭР) увеличивается с каждым годом, несмотря на глобально принимаемые меры по внедрению новых энергоэффективных технологий и процессов. В Республике Беларусь, где энергоемкость валового внутреннего продукта существенно выше, чем во многих развитых странах, особенно важно искать возможности снижения уровня потребления ТЭР в различных секторах национальной экономики. Наибольшая доля потребления по секторам национальной экономики приходится на тепловую энергию; ее доля в топливно-энергетическом балансе достигает до 33% (рисунок 1), а в промышленном и жилищном секторах составляет 37 и 38% соответственно [1].

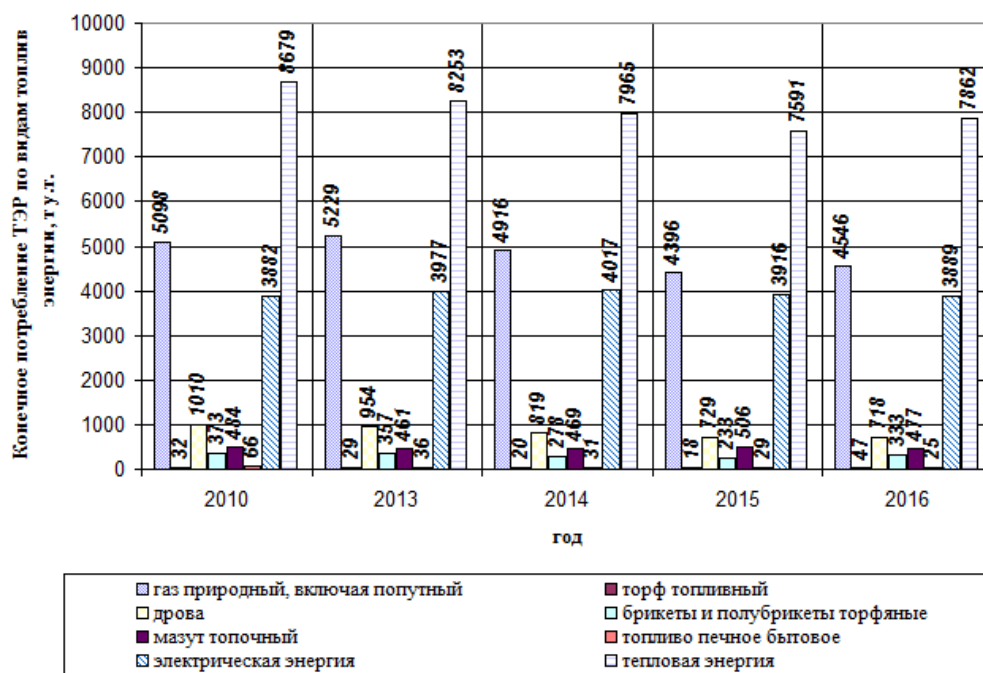


Рисунок 1. – Конечное потребление ТЭР по видам топлива и энергии, т у.т. в угольном эквиваленте

Тепловая энергия не является импортируемым ресурсом. Для обеспечения потребностей в тепловой энергии требуются ресурсы для ее производства, которые Беларуси приходится импортировать по причине малой обеспеченности собственных недр и экономической нецелесообразности их добычи и переработки (рисунок 2).

Причиной высокого уровня энергопотребления является в т.ч. технологически устаревшее, часто физически изношенное оборудование с низким показателем эффективности использования энергии. Не является исключением и оборудование, используемое сегодня в системах отопления, вентиляции и кондиционирования воздуха зданий различного назначения. Становится очевидным, что для повышения эффективности использо-

вания ТЭР, в частности тепловой энергии, в системах, создающих и поддерживающих нормируемые условия микроклимата, необходимо разрабатывать и внедрять передовые энергоэффективные процессы, схемы и технологии, которые допускают использование дешевых энергетических ресурсов – солнечной радиации, бытовых тепловыделений и др.

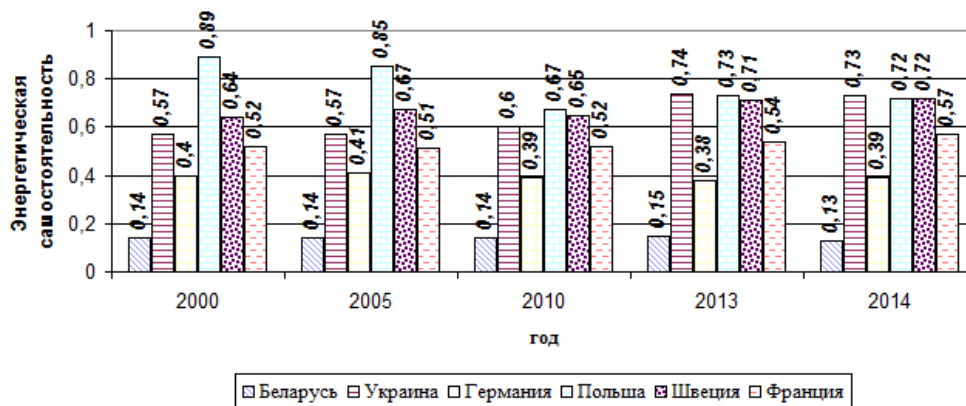


Рисунок 2. – Показатель энергетической самостоятельности некоторых стран

Постановка задачи. Для повышения эффективности потребления ТЭР в зданиях на нужды отопления и вентиляции предлагается система организованной приточно-вытяжной вентиляции [3; 4], где подогрев приточного воздуха осуществляется в щелевом канале 1 вентилируемого фасада 2 под действием солнечного излучения (рисунок 3).

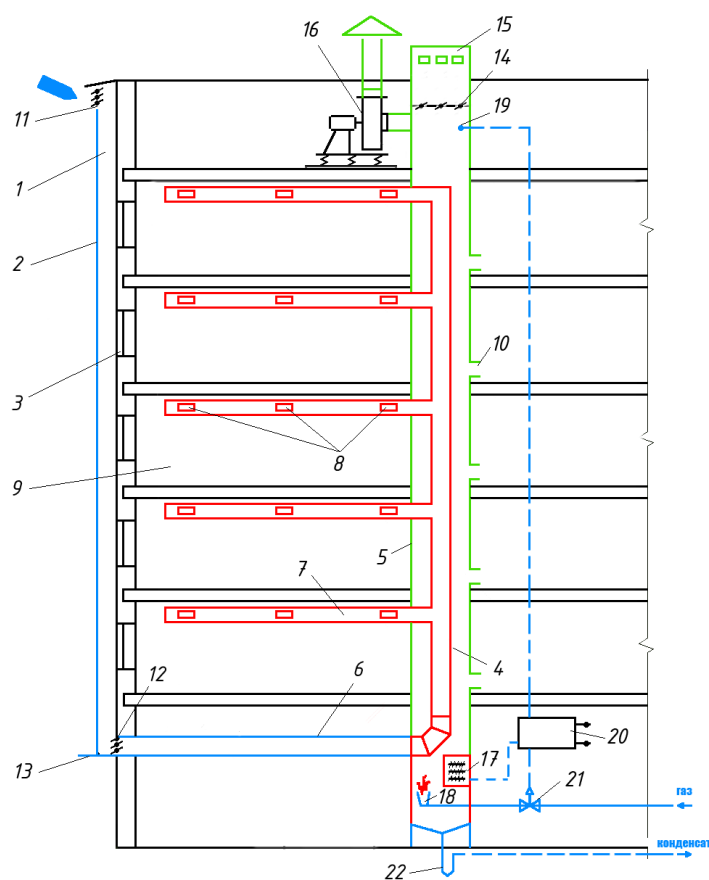


Рисунок 3. – Схема приточно-вытяжной системы вентиляции многоэтажного здания

При движении по щелевому каналу воздух аккумулирует теплоту солнечного излучения, в т.ч. отраженную от наружной поверхности стены. Также в системе осуществляется передача теплоты от греющего теплоносителя – вытяжного воздуха – к нагреваемому приточному воздуху в прямоточном теплообменнике 4-5,

конструктивно выполненном по схеме «труба в трубе», оборудованном в нижней части устройством дополнительного подогрева воздуха 20, содержащим электронагреватель 17 и тепловую пушку с газовой горелкой 18.

Расчет эффективности предлагаемой системы вентиляции заключается в определении необходимости использования устройства дополнительного (пикового) подогрева приточного воздуха при различных температурах наружного воздуха в отопительный период и при условии наличия устойчивого солнечного облучения, а также сравнение величин затрат на нужды отопления и вентиляции при работе предлагаемой системы вентиляции и традиционной системы – без возможности использования дешевой энергии возобновляемых источников и вторичных ресурсов. В расчетах учтено загрязнение атмосферного воздуха, характерное для крупных городов, из-за чего воздушная среда становится оптически более плотной, что влечет ухудшение условий инсоляции и пропуска инфракрасного излучения. Кроме того, пылевые и сажевые микрочастицы, витающие в воздухе, способны оседать на поверхности светопрозрачных элементов зданий, снижая степень их свето- и теплопропускания.

Описание методики расчета и результаты оценки эффективности предлагаемой системы вентиляции для условий чистого атмосферного воздуха представлены в [3; 5]. Результаты исследований в настоящей работе получены при уменьшенной толщине воздушной прослойки воздухоприемного щелевого канала – 5 см против 10 см в ранних исследованиях.

Исследовательская часть. В диапазоне температур наружного воздуха $-25...+8\text{ }^{\circ}\text{C}$ в отопительный период при устойчивом солнечном облучении на выходе из воздухоприемного канала воздух имеет в среднем на $1,0\text{--}1,9$ градусов более высокую температуру при меньшей толщине щели (рисунок 4). Зависимость температуры на выходе из воздухоприемного канала практически линейная от температуры наружного воздуха для обеих толщин прослоек. При низких температурах наружного воздуха нагрев воздуха в тонкой прослойке (5 см) происходит интенсивнее, чем при 10-сантиметровой толщине прослойки, но при увеличении температуры наружного воздуха интенсивность теплообмена в обеих прослойках практически выравнивается. Интенсивность теплообмена по высоте щелевого канала снижается в т.ч. вследствие уменьшения температурного напора между подогреваемым воздухом и температурой поверхности стены.

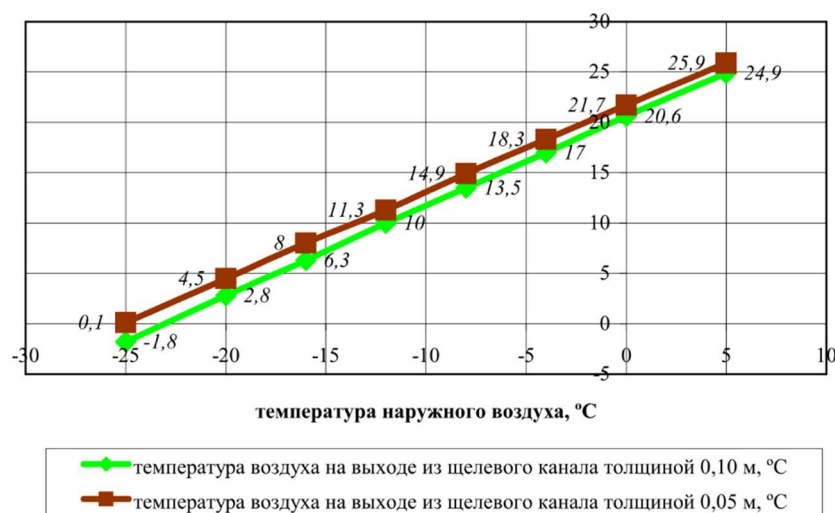


Рисунок 4. – Изменение температуры приточного воздуха в воздухоприемном щелевом канале при разной толщине воздушной прослойки

Требуемая величина догрева приточного воздуха после щелевого канала снижается при увеличении температуры наружного воздуха, и при температурах загрязненного наружного воздуха от $-1,9\text{ }^{\circ}\text{C}$ и выше догрев воздуха вовсе не требуется, независимо от выбранной толщины воздушной прослойки (5 и 10 см). Как было указано в [3], для недопущения перегрева помещений в периоды, когда не требуется догрев воздуха после щелевого канала, удаление загрязненного воздуха из помещений следует производить по резервированным вентиляционным шахтам, без утилизации теплоты удаляемого воздуха в теплообменнике «труба в трубе» приточно-вытяжной шахты.

Для обеспечения нормируемой температуры подаваемого в помещения воздуха в условиях устойчивого солнечного облучения использование дополнительных устройств подогрева загрязненного приточного воздуха в предлагаемой системе вентиляции необходимо при температурах наружного воздуха от $-6\text{ }^{\circ}\text{C}$ и ниже в обоих рассматриваемых вариантах толщин воздушных прослоек. Теплообменник приточно-вытяжной шахты «труба в трубе» без включения устройств дополнительного подогрева должен эксплуатироваться в диапазоне температур наружного воздуха $-5,9...-2\text{ }^{\circ}\text{C}$ для обоих вариантов толщин воздушных прослоек.

В диапазоне температур наружного воздуха $-25...+8\text{ }^{\circ}\text{C}$ за отопительный период при устойчивом солнечном облучении на выходе из воздухоприемного канала толщиной 10 см воздух имеет в среднем на 6 градусов

более высокую температуру в условиях чистой атмосферы, чем при ее загрязнении продуктами сгорания (рисунок 5). В условиях чистой атмосферы догрев воздуха в теплообменнике «труба в трубе» не требуется при температурах наружного воздуха от $-5,9^{\circ}\text{C}$ и выше.



Рисунок 5. – Изменение температуры приточного воздуха в воздухоприемном канале при различных условиях загрязнения атмосферы

Эффективность теплообмена в теплообменнике «труба в трубе» вентиляционной шахты зависит от размеров его теплообменной поверхности, и чем выше здание, тем более значительна доля утилизированной теплоты удаляемого воздуха. В случае незадействования устройств пикового подогрева воздуха верхним температурным пределом для приточного воздуха в таком теплообменнике является температура воздуха, удаляемого из помещений. Таким образом, при повышении температуры наружного воздуха тепловая эффективность теплообменника снижается. Согласно результатам исследования утилизация теплоты удаляемого воздуха в теплообменнике «труба в трубе» предлагаемой системы вентиляции без включения устройств пикового подогрева необходима и целесообразна только в узком диапазоне температур наружного воздуха от $-5,9$ до -2°C . Это утверждение справедливо для обеих рассматриваемых толщин воздушных прослоек.

При движении сверху вниз в воздухоприемном канале температура воздуха повышается и, наконец, становится выше, чем температура поверхности стены здания. В этот момент вектор конвективного теплового потока меняет направление на противоположное, в результате воздух при движении вниз начинает охлаждаться, отдавая стене теплоту конвекцией. При этом результирующий поток излучением падает медленнее, чем конвективный поток, и по своей величине для прослойки толщиной 5 см оказывается на 6–13% выше, чем для прослойки в 10 см (меньшие значения соответствуют более низким температурам наружного и подогреваемого в щелевом канале воздуха, и наоборот). Изменение направления вектора конвективного потока для рассматриваемого 9-этажного здания происходит на уровне 3–5 этажей в зависимости от температуры наружного воздуха при условии устойчивого солнечного облучения (рисунки 6, 7).

Во всем диапазоне температур наружного воздуха в отопительный период при устойчивом солнечном облучении в условиях загрязненного атмосферного воздуха величина конвективного потока от воздуха в щелевом канале к поверхности стены здания в 2,36–7,23 раза выше в прослойке толщиной 5 см, чем в прослойке толщиной 10 см (меньшие значения соответствуют более высоким температурам наружного и подогреваемого в щелевом канале воздуха, и наоборот).

Чем уже щель, тем более выраженной становится нелинейность изменения конвективного теплового потока от воздуха в канале к поверхности стены.

Как было отмечено ранее [3], определить эффективность использования энергии отдельно по каждому месяцу отопительного периода на нужды отопления и вентиляции здания, оборудованного предлагаемой системой вентиляции, относительно затрат на работу аналогичной системы вентиляции, где не используются нетрадиционные источники энергии, невозможно по причине отсутствия взаимосвязи между месячной продолжительностью солнечного сияния и температурой наружного воздуха. Для решения указанной проблемы разработан следующий подход [3]: величину экономии энергии на нужды отопления и вентиляции здания по каждому месяцу определили как долю максимально возможной экономии энергии на нужды отопления и вентиляции в отопительный период за счет применения нетрадиционных источников энергии в зависимости от температуры наружного воздуха, а в качестве коэффициента пропорциональности использовали отношение

продолжительности солнечного сияния в часах по каждому месяцу отопительного периода к количеству часов в соответствующем месяце отопительного периода. Таким образом, для г. Полоцка длительность солнечного сияния в октябре составила 10,7% от времени работы предлагаемой системы вентиляции за этот месяц, в ноябре – 4,2%, в декабре – 3,0%, в январе – 5,3%, в феврале – 8,3%, в марте – 14,9%.

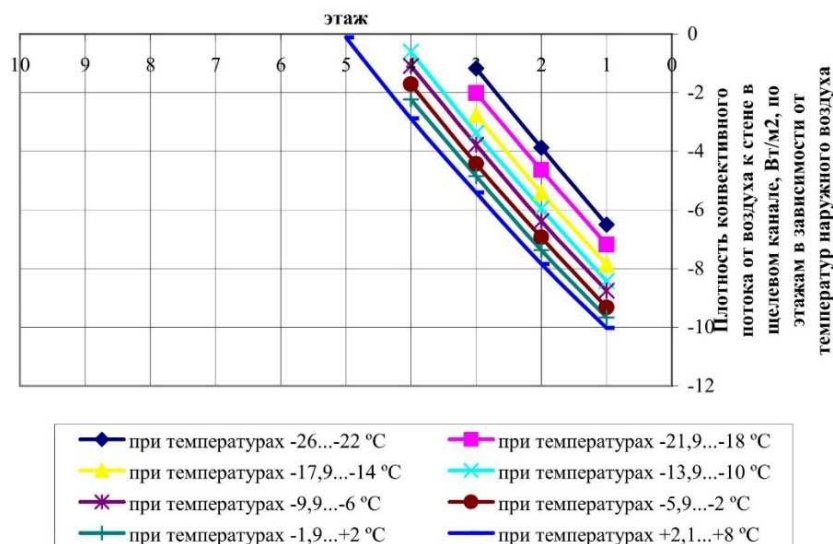


Рисунок 6. – Изменение плотности конвективного потока в воздухоприемном канале с толщиной щели 10 см от воздуха к стене по этажам здания при наличии солнечного облучения в условиях загрязненной атмосферы

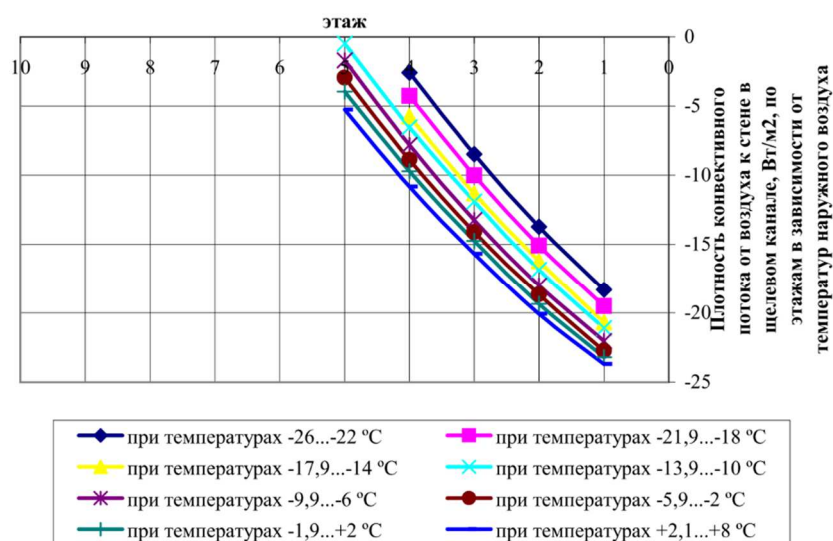


Рисунок 7. – Изменение плотности конвективного потока в воздухоприемном канале с толщиной щели 5 см от воздуха к стене по этажам здания при наличии солнечного облучения в условиях загрязненной атмосферы

На рисунке 8 показано изменение величин возможной экономии энергии на нужды отопления и вентиляции здания за счет применения предлагаемой системы вентиляции (при наличии устойчивого солнечного облучения) и величин затрат энергии на нужды отопления и вентиляции (в случае отсутствия или неиспользования нетрадиционных источников энергии, которыми оснащена предлагаемая система вентиляции) в зависимости от температуры наружного воздуха для условий загрязненной атмосферы крупных городов и при двух вариантах толщин прослоек воздухоприемного канала.

В условиях загрязненной атмосферы и при наличии устойчивого солнечного облучения здания предлагаемая система вентиляции будет обеспечивать и поддерживать допустимые условия микроклимата без необходимости использования дополнительных (пиковых) устройств подогрева при температурах наружного воздуха от $-1,9^{\circ}\text{C}$ и выше при толщине прослойки 5 см и от $+2,1^{\circ}\text{C}$ и выше при толщине прослойки 10 см.

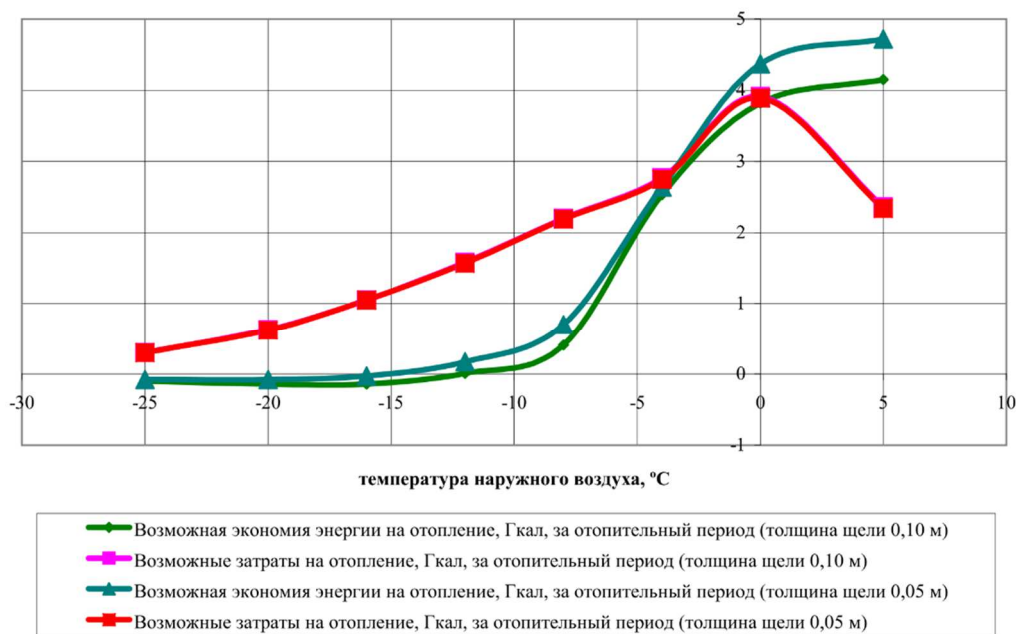


Рисунок 8. – Возможная экономия и затраты энергии на нужды отопления и вентиляции, Гкал, за отопительный период в расчете на одну солнцеприемную панель девяти типовых жилых комнат при разных толщинах прослойки воздухоприемного щелевого канала

Максимальная теоретическая экономия энергии на нужды отопления и вентиляции по предлагаемой системе вентиляции будет по своей величине выше затрат на те же нужды, обеспечиваемые традиционной системой вентиляции без использования нетрадиционных источников энергии при температурах наружного воздуха от $-1,9^{\circ}\text{C}$ и выше при толщине прослойки 5 см и при температурах наружного воздуха от $+2,1^{\circ}\text{C}$ и выше при толщине прослойки 10 см в условиях загрязненной атмосферы.

При температурах наружного воздуха от -14°C и ниже в условиях загрязненной атмосферы в предлагаемой системе вентиляции отсутствует экономический эффект за счет использования тепловой энергии из нетрадиционных источников. В эти периоды нормируемые условия микроклимата должны обеспечиваться предлагаемой системой вентиляции за счет включения устройств дополнительного подогрева воздуха. Эти обстоятельства характерны для обоих вариантов толщин воздушных прослоек.

Максимальные затраты энергии на нужды отопления и вентиляции в отопительный период в системе вентиляции без использования нетрадиционных источников энергии или в случае полного отсутствия солнечного облучения остается практически неизменной при уменьшенной толщине воздушной прослойки (затраты на компенсацию роста аэродинамического сопротивления минимальны против увеличения интенсивности теплообмена в канале приточного воздуха), а максимальная экономия энергии на нужды отопления и вентиляции за отопительный период в аналогичном здании с предлагаемой системой вентиляции в случае наличия устойчивого солнечного облучения составит 10,54 Гкал (835,27 бел. руб.) при толщине щели 10 см и 12,41 Гкал (982,77 бел. руб.) при толщине щели 5 см.

Максимальная теоретическая величина экономии тепловой энергии на нужды отопления и вентиляции по предлагаемой системе вентиляции при наличии устойчивого солнечного облучения в течение всего отопительного периода составляет 71,3% от затрат тепловой энергии в традиционных системах отопления и вентиляции аналогичного здания (при толщине щели 10 см) и 84,4% при толщине щели 5 см. Реальная же экономия в расчете на одну солнцеприемную панель девяти типовых жилых комнат за 385 ч солнечного сияния (по г. Полоцку) в течение отопительного периода составляет 0,82 Гкал (65,28 бел. руб.) при толщине щели 10 см и 0,97 Гкал (76,81 бел. руб.) при толщине щели 5 см. Таким образом, чем меньше толщина щели воздухоприемного канала, тем выше величина экономии энергии в предлагаемой системе вентиляции (в целом, согласно приведенным выше значениям, предлагаемая система вентиляции работает экономичнее на 15% при уменьшенной в 2 раза толщине воздушной прослойке).

Заключение. Результаты выполненных исследований могут служить примером модернизации традиционных систем отопления и вентиляции, поскольку настоящим показана возможность снижения потребления энергии на нужды отопления и вентиляции в эксплуатируемых зданиях за счет использования нетрадиционных источников тепловой энергии.

ЛИТЕРАТУРА

1. Энергетический баланс Республики Беларусь [Электронный ресурс] / редкол.: И.В. Медведева (отв. ред.) [и др.] // Национальный статистический комитет Республики Беларусь. – Минск, 2017. – 153 с. –

2. Беларусь и страны мира [Электронный ресурс] / редкол.: И.В. Медведева (отв. ред.) [и др.] // Национальный статистический комитет Республики Беларусь. – Минск, 2016. – 389 с. –
3. Зафатаев, В.А. Термодинамическое обоснование применения системы приточно-вытяжной вентиляции зданий с утилизацией теплоты удаляемого воздуха в условиях ее работы при низких температурах наружного воздуха / В.А. Зафатаев, С.В. Ланкович, А.С. Лапезо // Архитектурно-строительный комплекс: проблемы, перспективы, инновации : электрон. сб. ст. II междунар. науч. конф., Новополоцк, 28–29 нояб. 2019 г. / Полоц. гос. ун-т ; под ред. Л.М. Парфеновой. – Новополоцк, 2020. – С. 499–513.
4. Устройство тепловой вентиляции : изобр. 22969 / В.И. Липко, В.А. Зафатаев, С.В. Ланкович. – Опубл. 30.06.2020.
5. Зафатаев, В.А. Термoeкономический анализ отопительно-вентиляционной системы здания с утилизацией теплоты вентиляционных выбросов в рекуперативных теплообменниках / В.А. Зафатаев // Вестн. науки и образования Северо-Запада России. – 2017. – Т. 3, № 4. – С. 1–16.

Поступила 07.06.2021

INFLUENCE ESTIMATION OF THE AIR INTAKE DUCT INTERLAYER THICKNESS ON THE ORGANIZED SUPPLY-AND-EXHAUST VENTILATION EFFICIENCY IN A MULTI-STOREY BUILDING

V. ZAFATAYEU

The assessment of the thermodynamic and economic efficiency of the organized supply-and-exhaust ventilation system in a multi-storey building is carried out, in which the solar radiation heat and the heat of the air removed from internal apartments is used for heating of the incoming air passing in the air-receiving slot-hole channel formed by the building walls external surface and the glazed curtain facade. The efficiency of the ventilation system is determined with two options for the air-receiving slot-hole channel thickness of the layer.

Keywords: *heat flow; air-receiving slot-hole channel; solar panel; radiation; convection; ventilation; energy saving.*

УДК 624.131.2:711

ИССЛЕДОВАНИЕ ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ И ДЕФОРМАЦИЯМ ГЛИНИСТЫХ ОСНОВАНИЙ КОРОТКИХ ГОТОВЫХ (ЗАБИВНЫХ) СВАЙ МАЛОГО ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ ПРИ ИХ ВДАВЛИВАНИИ И ВЫДЕРГИВАНИИ

*канд. техн. наук, доц. В.Н. КРАВЦОВ
(РУП «Институт БелНИИС», Минск)*

Представлены результаты и анализ экспериментальных лабораторных и натурных исследований несущей способности и деформаций глинистых оснований готовых (забивных) коротких железобетонных и металлических тензометрических свай малого поперечного сечения (100×100)–(200×200) мм, нагруженных статической вдавливающей или выдергивающей нагрузками. В процессе исследований уточнены область рационального применения и представления об их работе в глинистых грунтах с учетом размеров поперечного сечения и глубины погружения опытных коротких свай. Установлено, что отклонения между значениями несущей способности, полученными по результатам испытаний и аналитическим расчетам по методам норм, составляют 30–50%, в связи с чем они требуют корректировки. Подтверждена эффективность разработанных в РУП «Институт БелНИИС» конструкций коротких свай малого поперечного сечения для малоэтажных (до 3-х этажей) зданий и сооружений. Результаты исследований положены в основу совершенствования конструкций и методов их расчета с учетом грунтовых условий белорусского региона, обеспечивающих снижение себестоимости трудоемкости изготовления фундаментов малоэтажных гражданских и производственных зданий и сооружений до 30%.

Ключевые слова: *глинистые основания, сваи готовые (забивные) малого поперечного сечения, статические испытания, несущая способность, деформации основания, надежность, эффективность.*

Введение. Объемы внедрения свайных фундаментов в Республике Беларусь с каждым годом интенсивно возрастают. При этом на долю фундаментов из готовых (забивных) свай стандартной номенклатуры по [1; 2] приходится до 80% от их общего количества, используемого в строительстве. Они универсальны, промышленны, всепогодны, применяются в любых грунтовых условиях для всех типов зданий и сооружений, передающих на основания как большие, так и незначительные усилия.

Вместе с тем номенклатура типоразмеров стандартных забивных свай по [1; 2] ограничена по минимальным размерам: длине $L = 3$ м и поперечному сечению $b \times h = 250 \times 250$ мм. В связи с этим они не экономичны для малоэтажного индивидуального жилищного строительства и временных сооружений с незначительными нагрузками на фундамент, получивших в последнее время широкое развитие в Республике Беларусь. В этом случае требуются сваи меньших размеров, чем имеются в типовых сериях. Использование для малонагруженных объектов стандартных свай с размерами больше, чем необходимо по расчету, как правило, приводит к их недопогружению, срубке оголовков, излишней материалоемкости и повышенной себестоимости фундаментов.

Для решения указанной проблемы тема по исследованию и внедрению коротких готовых (забивных) свай малого поперечного сечения от 100×100 до 200×200 мм (далее – сваи СМ) в качестве фундаментов малонагруженных объектов на основе существующего парка форм, оборудования и механизмов была включена, как одна из приоритетных задач стройкомплекса страны в республиканскую программу Минстройархитектуры Республики Беларусь по ресурсо- и материалосбережению в строительстве на 2008–2022 гг.

К преимуществам предлагаемых свай СМ можно отнести:

- возможность применения более «легких» молотов, уменьшающих энергоемкость процесса забивки, в результате снижения сопротивления грунта погружению в него конструкции меньшего размера, чем по [1; 2];
- возможность заглубления свай до проектной отметки (без срубки голов) даже в прочные грунты, что обеспечивает практически одинаковую несущую способность по грунту, материалу и снижение материалоемкости.

По указанной теме выполнен комплекс лабораторных и натурных исследований несущей способности и деформативности песчаных и глинистых оснований свай СМ Республики Беларусь, на базе которых уточнены методы их расчета и разработана требуемая техническая документация (рекомендации и регламент) по проектированию и изготовлению фундаментов из свай СМ в развитие действующих ТНПА.

Цель работы – разработка ресурсосберегающих конструкций, технологий устройства железобетонных коротких свай малого поперечного сечения (100×100)–(200×200) мм для фундаментов малоэтажных зданий и временных сооружений с учетом грунтовых условий Республики Беларусь, обеспечивающих снижение стоимости, трудоемкости и материалоемкости по сравнению с их традиционными решениями (свайные, плитные) до 30%.

Задачи работы – комплексные исследования несущей способности и деформативности оснований коротких забивных железобетонных свай малого поперечного сечения, разработка эффективных методов их расчета и рекомендаций по проектированию и устройству, учитывающих особенности грунтов Республики Беларусь.

В данной статье приведены результаты одного из этапов исследования и анализа несущей способности и деформативности глинистых оснований коротких свай СМ, разработанных РУП «Институт БелНИИС», на вертикальные осевые статические вдавливающие или выдергивающие нагрузки.

Основная часть. *Программа, методы и задачи исследований.* При исследовании оснований свай СМ решались задачи и использовались следующие методы:

- лабораторные эксперименты (в грунтовых лотках) с моделями натуральных свай СМ – для изучения их работы (качественной картины) в основании (несущей способности и деформативности) с различными характеристиками свойств грунта (пески, глинистые) и размерами конструкций (длина, поперечное сечение) при вдавливающей и выдергивающей нагрузках;
- натурные полевые эксперименты – для изучения взаимодействия свай СМ, в т.ч. и тензометрических, с различными грунтами (оценка НДС основания, несущей способности и деформативности грунтов при вдавливании и выдергивании) и сопоставления полученных данных с результатами лабораторных исследований;
- теоретические методы строительной механики и механики грунтов; средства вычислительной техники и физико-математического аппарата – при разработке аналитических зависимостей, базирующихся на результатах лабораторных и натуральных исследований;
- апробация результатов работы на реальных объектах (техничко-экономический анализ, вариантное проектирование, оценка и выбор рациональных конструктивных решений и технологии устройства фундаментов, сравнительный анализ полученных экспериментальных данных с теоретическими предпосылками).

Методы лабораторных исследований. В механике грунтов при лабораторных исследованиях оснований и фундаментов наиболее широкое распространение нашли методы маломасштабного лабораторного моделирования (далее – МЛМ) процессов их совместной работы с применением грунтовых лотков. Это один из видов физического моделирования в линейной постановке, осуществляемый с использованием моделей малого размера согласно теорий подобия и эксперимента [3–5 и др.]. Метод МЛМ позволяет при незначительных затратах средств и времени быстро моделировать поведение оснований фундамента от различных нагрузок и любых грунтовых условий, значительно сократив объем дорогостоящих натуральных экспериментов.

Основными измеряемыми параметрами в процессе изучения НДС нагруженных оснований модельных коротких свай СМ являются деформации (осадки) и перемещения грунта вокруг них. Учитывая то, что осадки оснований СМ достаточно малы и находятся в пределах пороговой чувствительности измерительных приборов, для целей МЛМ использовалась теория простого физического подобия, что позволило применять для изготовления их моделей подобные натурные материалы (дерево, металл), а в качестве основания – натуральный грунт (песок, глинистый) с соответствующими природным материалом, характеристиками и единицами измерений. При таком условии критерии оригинала и модели однозначно достаточны и равны (подобны), т.к. сохраняется физическая природа явления.

Согласно [4] материал, применяемый при изготовлении моделей коротких свай СМ, подбирался таким образом, чтобы удовлетворять следующим соотношениям механических и деформационных характеристик: для модуля упругости материала модели E_m , как правило, ниже натурального материала E_n , для плотности ρ_m – выше, с соблюдением граничных условий: необходимого – $1,0 \leq E_n/E_m \leq 10,0$ с $\rho_m \geq 0,8$ г/см³; оптимального – $1,0 \leq E_n/E_m \leq 5,0$ и $\rho_m \geq 1,2$ г/см³. Указанным критериям для моделей свай СМ удовлетворяют металл и частично дерево. При их изготовлении учитывались также следующие технические требования [3]:

- материал модели должен по характеристикам (деформативности, прочности) соответствовать натурному, в частности, вышеуказанным соотношениям E_n/E_m ;
- материал модели должен сохранять стабильность физико-механических характеристик с отклонением не более 5% на протяжении всего периода исследований;
- характеристики материала не должны зависеть от температуры, с допуском не более 0,5% на 1 °С, в зоне температур от 15 до 25 °С;
- модели изготавливаются с учетом требования их простого геометрического подобия относительно натурной конструкции. При этом соотношение между масштабом и механическими характеристиками материала модельных и натуральных свай СМ устанавливается на основании двойного неравенства [5]:

$$0,24 \sqrt{\frac{E_m \rho_m}{E_n \rho_n}} \leq \frac{l_m}{l_n} \leq \sqrt{\frac{E_m \rho_m}{E_n \rho_n}}, \quad (1)$$

где E_m, ρ_m, l_m – характеристики модели свай СМ соответственно: модуль упругости (МПа), плотность (кг/м³) и характерный линейный размер (длина) модели (м);

E_n, ρ_n, l_n – то же, для натурной сваи.

Исходя из условия (1) вышеуказанных требований, размеров лотков (см. ниже), масштаб моделей принят М1:10, а в качестве их основного материала – металл и дерево с плотностью материала моделей $\rho_m = 7850$ кг/м³ (для металла), $\rho_m = 800$ кг/м³ (для дерева) длиной $l_m = 10$ –60 см, что соответствует плотности материала исследуемых натуральных свай СМ $\rho_n = 2500$ кг/м³ (для железобетона), 7850 кг/м³ (для металла) и их длине l_n от 1,0

до 6,0 м. В связи с этим конструкции моделей коротких натурных свай СМ выполнены в виде деревянного или металлического стержня с поперечным сечением $b \times h = (1 \times 1) - (2 \times 2)$ см, отвечающим натурным сваям размером: $b \times h = (10 \times 10) - (20 \times 20)$ см, что обеспечивает геометрическое подобие и моделирование процесса работы натурных коротких свай СМ в грунте (песок, глинистый) при их испытании в лотке. Механическое подобие регламентировалось свойствами дерева (металла) модельной сваи СМ (E , ρ , шероховатость и др.), а статическое подобие (деформативность) основания модели – сопоставимыми коэффициентами подобия жесткости натурного и моделируемого основания:

$$K = \frac{E_n}{E_e} \geq 1000 \leq \frac{E_n}{E_e}, \quad (2)$$

где E_e , E_n и E_m – модули упругости (деформации) соответственно грунта натурной и модельной сваи СМ, МПа.

Исследования глинистых оснований моделей коротких свай СМ проведены в плоском и объемном лотках (рисунок 1) с ограничением выпора грунта в перпендикулярной плоскости (плоская задача). Плоский лоток представляет собой деревянный ящик размером $25 \times 840 \times 700$ мм, объемный лоток – металлический ящик размером $100 \times 100 \times 100$ мм, в которые укладывался исследуемый грунт. Лотки оборудованы светопрозрачными стенками, загрузочным устройством и индикаторами часового типа для измерения деформации грунта и осадок моделей.

Лабораторные испытания служили для качественной оценки несущей способности и деформативности глинистых (песчаных) оснований моделей коротких свай СМ при вдавливании и выдергивании с учетом различных глубин их погружения от поверхности грунта и размеров поперечные сечения. По результатам испытаний строились зависимости $s = f(P)$, $\Delta v = f(P_v)$, осадки (s) и выхода (Δv) моделей разных размеров (длина L , сторона квадратного или диаметр круглого поперечного сечения d_c) от вдавливающей (P) или выдергивающей (P_v) нагрузок.

В процессе лабораторных испытаний определялись также деформируемые зоны основания модельных коротких свай СМ вдоль их стволов, выше и ниже уровней нижних концов.

В качестве «моделей» грунтового основания использовались наиболее распространенные в Республике Беларусь пески [6] и глинистые грунты (супесь, суглинок), от слабого ($I_L \geq 0,75$) до средней прочности ($I_L \leq 0,5$) с характеристиками, наиболее распространенными в белорусском регионе:

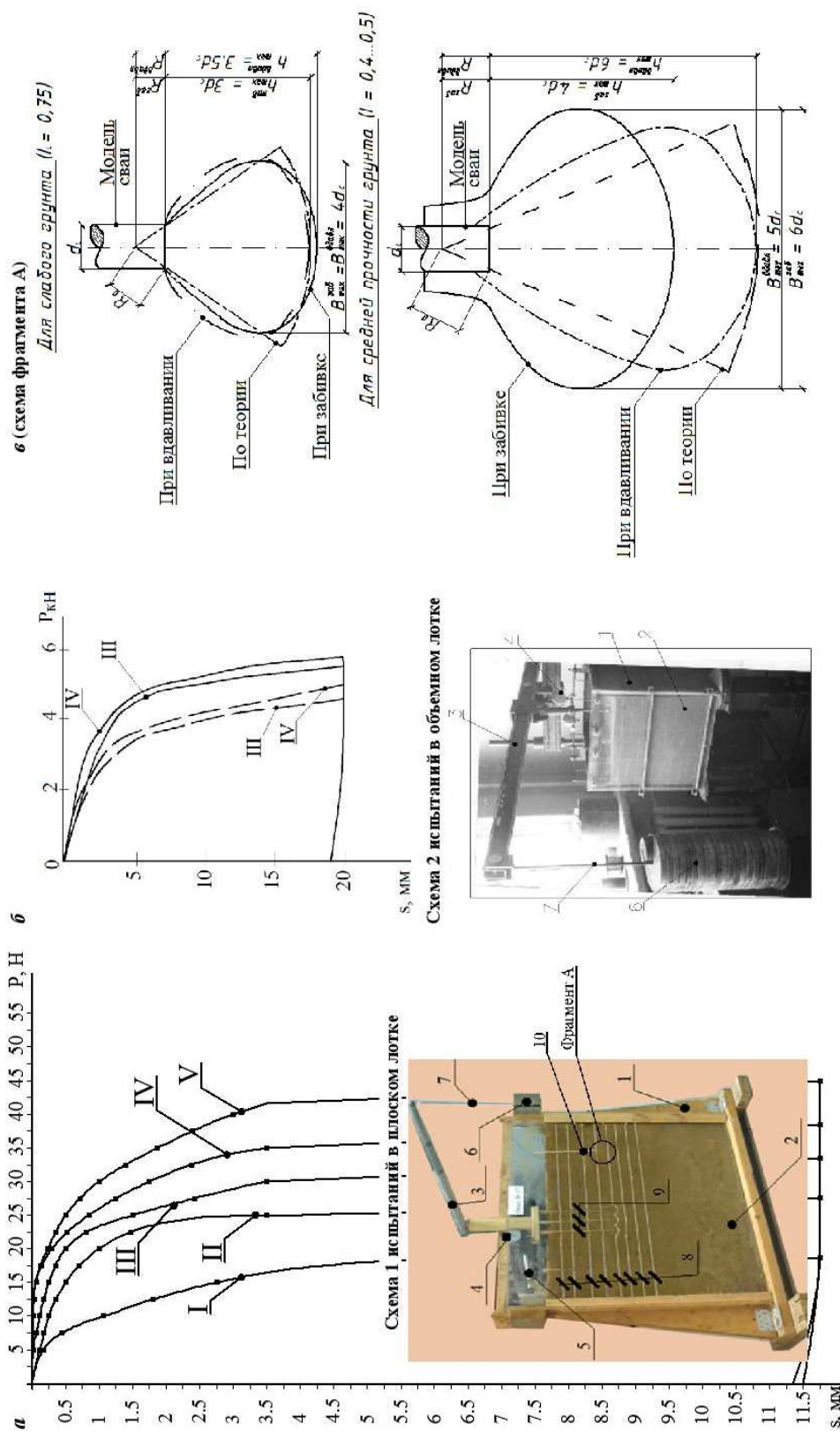
- плотность ρ от 1,60 г/см³ до 2,0 г/см³;
- влажность $\omega = 8,0\%$;
- сцепление c от 0,011 МПа до 0,030 МПа;
- угол внутреннего трения ϕ от 15° до 23°.

Для моделирования глинистого основания требуемых свойств и состава (с модулем деформации от 5–7 МПа до 15 МПа) использовался природный грунт, который высушивался до постоянного веса при комнатной температуре 25 °С в воздушно-сухой среде, увлажнялся перед укладкой до необходимой влажности и послойно засыпался в лоток слоями по 20–30 мм. Отсыпка производилась с уплотнением каждого слоя ударами ручного уплотнителя массой 100–150 г до достижения требуемой плотности по данным пенетрации. В промежутках между слоями песка устраивались горизонтальные полоски из мела для фиксации деформации грунта в процессе загрузки моделей коротких свай СМ. Такая технология подготовки грунтового массива позволяет моделировать основание моделей свай СМ с заданной плотностью и влажностью. Лоток заполнялся до верхнего уровня прозрачных стенок (рисунок 1).

Общая конструкция грунтовых лотков, приборы и оборудование, использованные для их испытаний, даны на рисунке 1. Нагружение при испытании модели сваи СМ осуществлялось ступенями, посредством рычажного загрузочного устройства (рисунок 1), грузами с массой, равной 1/5–1/10 от максимальной реальной расчетной нагрузки $P(P_v)$. Грузы синхронно ступенями укладывались на подвесные секторные площадки: с правой (загрузочной) и левой (противовесной) сторон рычага. Каждое последующее нагружение, в соответствии со ступенью нагружения, производилось после стабилизации осадки модели короткой сваи СМ от предыдущего нагружения (0,1 мм за последние 15 мин).

Измерение вертикальных деформаций осадок модельных коротких свай СМ и грунта основания осуществлялось индикаторами часового типа (ИЧ), с точностью измерений 0,01 мм, устанавливаемыми на верхнем оголовке модели при помощи трубины, прикрепленной к корпусу лотков (рисунок 1). Подвижный шток каждого из ИЧ приводился в соприкосновение с верхним торцом модельной сваи СМ, а при ее выдергивании дополнительно к поверхности грунта в пределах зоны его деформирования.

Методы натурных исследований. Экспериментальное исследование совместной работы глинистых оснований и опытных свай СМ проводилось на 3 основных опытных площадках (далее ОП 1–ОП 3). Характеристики опытных площадок, грунтов, их слагающих, и оборудования даны в таблице 1 и на рисунке 2.



1 – лоток (плоский или объемный) для испытания моделей СМ; 2 – грунт; 3 – рычажное устройство для нагружения; 4 – индикатор часового типа; 5 – струбина для установки индикатора; 6 – тарированные грузы для нагружения; 7 – нагружающая подвеска; 8 – контрольные меловые полосы; 9 – куст модельных свай СМ; 10 – одиночная модельная свая СМ

а – график зависимости $s = f(P)$ осадки s от нагрузки P , для суглинка средней прочности ($l_L = 0,4-0,5$) от вдавливания моделей свай:

1 – эквивалентной натурной свай длиной $L = 1,5$ м (15 см) с поперечным сечением $b \times h = 10 \times 10$ см (1x1 см, испытанной в плоском лотке (см. схему 1); II – то же, $L = 2$ м (20 см), III – то же, $L = 3$ м (30 см), IV – то же, $L = 3$ м (25 см), $b \times h = 20 \times 20$ см (2x2 см), V – то же, $L = 5$ м (50 см), $b \times h = 20 \times 20$ см (2x2 см); б – то же, для моделей свай (III, IV), погруженных забивкой (сплошная линия) и вдавливанием (пунктир) в объемном лотке (см. схему 2); в – результаты определения активной зоны модельных свай СМ (III, IV) в слабом ($l_L \geq 0,75$) и средней прочности ($l_L = 0,4-0,5$) глинистом грунте

Рисунок 1. – Осредненные результаты испытаний модельных свай СМ (серия 12) разной длины и поперечного сечения

Таблица 1. – Характеристика объекта, опытной площадки (оборудования), натуральных свай СМ

Номер опытной площадки (ОП) и ее месторасположение (адрес)	Номер опытной свай СМ на площадке и ее характеристика	Характеристика опытных свай СМ (бетон класса С16/20, арматура Ø10-12S500)			Оборудование для погружения и испытаний	Характеристика грунтов основания	
		Диаметр (<i>d_c</i>) или размеры (<i>b</i> × <i>h</i>) поперечного сечения, мм	Площадь (числитель) <i>A</i> , м²; периметр и СМ от поверхности (знаменатель), м	Глубина погружения свай СМ от поверхности грунта, м		Тип и свойства грунтов (плотность, т/м³; угол внутреннего трения φ, град; сцепление <i>c</i> , МПа; пористость <i>e</i> ; модуль деформации <i>E</i> , МПа)	Среднее значение сопротивления грунта под конусом зонда <i>q_c</i> , МПа
ОП3 на объекте: Микрорайон «Заднепровский-5», г. Могилев, возле жилого дома № 63	Готовая (забивная) квадратная железобетонная сплошная № (2, 3, 11, 12, 13, 23)	200×200	$\frac{0,04}{0,8}$	3	Упорная балка, заанкеренная в грунте винтовыми металлическими сваями, гидравлический домкрат ДГ 50–ДГ100 для передачи усилия на сваю (рисунок 2); установка для погружения свай СМ – дизельный молот С996 или С330	Суглинок (ρ = 2 т/м³, φ = 20°, <i>c</i> = 0,025 МПа, <i>e</i> = 0,7, <i>E</i> = 14 МПа <i>I_L</i> = 0,5)	1,5–2 МПа
	Готовая (забивная) квадратная железобетонная сплошная № (4–10, 25)	200×200	$\frac{0,04}{0,8}$	5			
	Тензометрическая (забивная) круглая металлическая (кольцевого сечения) № (26, 26а)	114	$\frac{0,01}{0,358}$	4			
	Тензометрическая (забивная) круглая металлическая (кольцевого сечения) № (27, 27а)	160	$\frac{0,02}{0,502}$	4			
	Тензометрическая (забивная) круглая металлическая (кольцевого сечения) № (28, 28а)	219	$\frac{0,038}{0,69}$	4			

Использовались забивные железобетонные сваи СМ сечением (100×100)–(200×200) мм, разработанные в РУП «Институт БелНИИС», и контрольные сваи сплошного сечения стандартной номенклатуры 300×300 мм по [1; 2]. Применялись также круглые металлические тензометрические сваи кольцевого сечения с различной площадью поперечного сечения и длины, позволяющие отдельно фиксировать усилия: общее на сваю СМ и приходящееся на нижний торец (пята) при их одновременном нагружении [6]. Технические характеристики опытных забивных железобетонных квадратных и круглых тензометрических свай СМ приведены в таблице 1.

Опытные сваи погружались в основание при помощи штангового дизельмолота марки С330 с массой ударной части 2500 кг и высотой ее падения 2600 мм или С996 с массой молота 1800 кг (см. таблицу 1).

Нагружение опытных свай СМ (в т.ч. тензометрических) осуществлялось гидравлическими домкратами ДГ50, ДГ100, ДГ200, упором для которых служила металлическая балка, заанкеренная в грунте винтовыми металлическими сваями (см. рисунок 2). Давление в домкратах поддерживалось при помощи насосной станции НСР 400 и контролировалось манометром на 400 атм с ценой деления 5 атм (см. рисунок 2).

Испытания опытных свай СМ (включая тензометрические) статическими осевыми вдавливающими и выдергивающими нагрузками проводились по стандартной методике СТБ 2242 [7] до их срыва (вертикальное смещение сваи без дополнительной нагрузки) или доведения осадок (выхода) не менее, чем до 20–40 мм. После этого они разгружались с замером упругого подъема. Критическая нагрузка на опытную сваю СМ, согласно [8], определялась при осадке $s = \xi s_{u, \text{нт}}$, где $\xi = 0,2$, $s_{u, \text{нт}} = 8$ см – предельная осадка для гражданских и производственных зданий.

В качестве аппаратуры, регистрирующей напряжения, приходящиеся от общей нагрузки на торец испытываемых тензометрических свай, использовалась портативная тензостанция (измеритель деформации) ИД-62 М или ИДЦ 1 (см. рисунок 2). Усилия в силоизмерительных мессдозах фиксировались до начала испытаний (нулевые отсчеты) и далее на каждой ступени нагружения, начиная с приложения нагрузки, с тем же временным интервалом, что и для снятия показаний с прогибомеров, в соответствии с методикой [7], до полной стабилизации осадки на каждой ступени.

С целью определения деформируемой (активной) зоны оснований опытных свай СМ, возле некоторых из них производилась послойная отрывка шурфов на всю глубину их погружения с испытанием грунта в каждом уровне с интервалами по глубине, равными 0,5 м, плотномером и отбором проб и монолитов для определения его характеристик лабораторными методами. До отрывки шурфа основания свай СМ испытывались методом статического и динамического зондирования с использованием установки С-832 согласно ГОСТ 19912-2001 [9], или динамического зонда, а в процессе его отрывки плотномером согласно [10].

По изменению свойств грунта относительно его природного состояния вдоль стволов и под пятой опытных свай СМ до их погружения и испытания устанавливалась граница деформируемой (активной) зоны основания, размеры которой практически совпали с полученными в лабораторных исследованиях (см. рисунок 1, в).

Результаты исследований и их анализ. Лабораторные и полевые исследования в объеме указанных выше задач включали:

- изготовление комплекса натуральных свай СМ на заводах ЖБК по рабочим чертежам РУП «Институт БелНИИС» размером $b \times h$ от 100×100 до 200×200 мм длиной от 1,5 до 5 м, а также маломасштабных их аналогов для лотковых исследований (см. выше);

- исследование напряженно-деформационного состояния (НДС) глинистых (песчаных) оснований, натуральных свай СМ (см. таблицу 1) в лабораторных и полевых условиях с определением их активной (деформируемой) зоны;

- испытание моделей и натуральных свай СМ на вдавливающие и выдергивающие нагрузки с определением нагрузки, приходящейся на ствол, пяту, и их апробация в производственных условиях.

Экспериментальные исследования свай СМ выполнены лабораторными и полевыми натурными методами с использованием отечественных механизмов, оборудования, маломасштабных моделей и лабораторных лотков.

Лабораторные исследования по испытанию однородных глинистых оснований (см. выше) маломасштабными моделями свай СМ дали качественную картину их взаимодействия с грунтом. Оценки пределов их несущей способности, активной (деформированной) зоны и характера развития в ней пластических деформаций в зависимости от размеров, глубины заложения опытных свай в грунт z и плотности грунтов ρ – см. рисунок 1. Результаты лабораторных опытов послужили основой для разработки программы натуральных исследований опытных коротких свай СМ.

За критерий предельного характеристического сопротивления грунта вдавливанию/выдергиванию (несущей способности) модели короткой сваи СМ принята величина нагрузки, на одну ступень меньше предельных вдавливающей P или выдергивающей P_v вертикальных нагрузок, приходящихся на нее, и не менее ее осадки s выхода из грунта Δv , равных $0,1d_c$ (где d_c – диаметр или большая сторона модели сваи СМ).

Лабораторные исследования выполнены методом лабораторного моделирования в грунтовой лотке (см. рисунок 1) в плоской постановке.

Каждая серия опытов в грунтовой лотке проводилась с 2–3-кратной повторяемостью для каждого типа грунта (супесь, суглинок слабый средней прочности, см. выше) и модели свай СМ (при разных: глубине зало-

жения их нижних концов $z = 150\text{--}600$ мм и размерах поперечного сечения $d_c = 10\text{--}20$ мм диаметр круглых или большая сторона квадратных моделей. Всего проведено 12 серий опытов по 6 испытаний в каждой серии с использованием плоского лотка и 3 серии – в объемном лотке.

Обобщенные результаты одной из серий модельных испытаний глинистых оснований свай СМ средней прочности на выдергивающие и вдавливающие нагрузки приведены на рисунке 1 в виде графиков $\Delta v = f(P)$, $s = f(P)$ выхода Δv (мм), осадки s (мм) от вертикальных нагрузок соответственно выдергивающей P_v (Н) и вдавливающей P (Н), прикладываемым к ним.

В процессе лабораторных исследований установлено, что в основании модельной короткой сваи СМ при воздействии на нее вдавливающей и выдергивающей нагрузок формируется активная несущая зона, размеры которой зависят от глубины заложения z (мм), и размеров d_c (мм) ее ствола, вида и плотности–влажности грунта.

При воздействии на модельную короткую сваю СМ вдавливающей и выдергивающей нагрузок активная (деформируемая) зона основания в супеси и суглинке составляет (см. рисунок 1): по высоте $h_{max} \cong (3,0\text{--}3,5)d_c$ (меньшее при задавливании, большее при забивке), по ширине $B_{max} \cong 4d_c$ для слабого грунта ($I_L \geq 0,7$) и $h_{max} \cong (4\text{--}6)d_c$ (большее при вдавливании), $B_{max} \cong (5\text{--}6)d_c$ (большее при забивке) для грунтов средней прочности ($I_L \leq 0,5$).

После приложения предельной вдавливающей нагрузки $P_{пр}$ к модели короткой сваи СМ, как правило, при осадке, не превышающей 10 мм, при постоянной нагрузке наступает ее «срыв» в виде непрерывной осадки. В результате происходит внутренний выпор грунта из-под нижнего торца с ее просадкой вниз от исходного положения на (10–15) мм, которая прекращается после формирования новой несущей зоны примерно тех же (исходных) размеров. При этом объем деформируемого грунта в активной зоне под пятой вдавливаемой модели короткой сваи СМ остается примерно одинаковым как для супеси, так и суглинка (см. рисунок 1, в). Величина несущей способности глинистых оснований моделей свай СМ обусловлена сцеплением, а также размерами ствола и глубиной их погружения от поверхности грунта. Давление ниже торца модели короткой сваи СМ в супеси и суглинке распространяется под углом $\alpha \cong 45^\circ$ (см. рисунок 1, в), а в средней прочности под углом $\alpha \cong 45^\circ$ (при задавливании) и $\alpha \cong 60^\circ$ (при забивке).

Установлено что, сопротивление глинистых невлажных ($I_L \leq 0,5$) оснований при вдавливании в них ствола моделей коротких свай СМ в диапазоне глубины погружения от 15 см ($\approx 1,5$ м) до 60 см (≈ 6 м) примерно на 20–40% выше, чем при его выдергивании (большее для глубин погружения моделей больше 30 см (≈ 3 м для натуральных свай СМ)).

Для проверки достоверности результатов лабораторных исследований на 3-х опытных площадках (ОП 1–ОП 3) проведен комплекс натурных экспериментальных работ с опытными сваями СМ в различных грунтовых условиях (см. таблицу 1). Ниже приведены материалы комплексных экспериментальных работ на ОП 3 с натурными сваями СМ, разработанными в РУП «Институт БелНИИС», и их тензометрическими аналогами, погруженными в однородный суглинок. Программа исследований и методика испытаний – см. выше.

Полевые эксперименты. Для оценки усилий, воспринимаемых нижним концом (пятой) и стволом коротких свай СМ, они испытаны как на вдавливающие, так и на выдергивающие нагрузки. Удельные силы трения, приходящиеся на боковую поверхность ствола, приняты исходя из разности усилий между вдавливающей и выдергивающей нагрузками. На ОП 3 испытаны железобетонные квадратные сваи СМ (см. таблицу 1), а также разработанные металлические тензометрические сваи кольцевого поперечного сечения диаметром $d_c = 114, 160$ и 219 мм. Принцип их действия обеспечивает раздельное измерение усилий под нижним торцом (пятой) и вдоль ствола [6].

Грунты основания на ОП 3 представляют собой моренные суглинки, плотные и средней плотности, влажные ($I_L = 0,4$) с включением гравия мелкого и средней крупности (см. таблицу 1).

Железобетонные квадратные сваи СМ испытаны на вдавливание и выдергивание, а круглые тензометрические (далее – сваи ТС) – только на вдавливание.

Для свай СМ часть нагрузки, воспринимаемая пятой, определялась как разность между общей, вдавливающей и выдергивающей нагрузками. Удельные силы трения вдоль ствола свай СМ оценивались, в зависимости от глубины их погружения, посредством деления критической нагрузки P_v при выдергивании на площадь боковой поверхности ее ствола. Согласно [8] характеристическое сопротивление грунта (несущая способность) от вдавливания свай СМ (F_k) принята для ее осадки $s = \xi s_{u,mt}$ (где $\xi = 0,2$, $s_{u,mt} = 8$ см), т.е. $s = 16$ мм, от выдергивания (F_{kt}) для выхода), $\Delta_v = \xi \Delta_{v,mt} = 0,1 \cdot 20 = 2$ мм (где $\xi = 0,1$ – коэффициент перехода от деформаций здания к выходу сваи при ее выдергивании, $\Delta_v = 2$ см).

Нагрузка, передаваемая на грунт пятой и стволом по результатам их испытаний на выдергивание и вдавливание, оценивалась по кривой «нагрузка–деформация» $s = f(P)$, $\Delta_v = f(P_v)$, где s – осадка, мм; Δ_v – выход сваи СМ, мм; P , P_v – вертикальная осевая статическая нагрузка, соответственно при вдавливании и выдергивании, кН.

Всего проведено 14 испытаний опытных натуральных свай СМ (см. таблицу 1), в т.ч.: длиной $L = 4,0$ м, размером $d_c = (20 \times 20)$ см, погруженных на глубину $z = 2,5\text{--}3$ м – 6 шт., № (2, 3, 11, 12, 13, 23); длиной $L = 5,0$ м, $d_c = (20 \times 20)$ см, $z = 4,5\text{--}5,0$ м – 8 шт., № (4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 25).

Результаты испытаний приведены в таблицах 2 и 3 и на рисунке 2 в виде кривых $\Delta_v = f(P_v)$, $s = f(P)$.

Из графиков $\Delta_v = f(P_v)$ свай СМ видно, что их перемещения, соответствующие предельным выдергивающим нагрузкам, до 4 раз больше перемещений, соответствующих критическим нагрузкам, допускаемым для малонагруженных гражданских и производственных зданий при выходе свай из грунта $\Delta_v = (1-2)$ см, которые на 20–30% меньше, чем полученные по графикам $\Delta_v = f(P_v)$, по результатам испытания свай ТС вдавливающей нагрузкой с разделенным определением сил, приходящейся на их пяту и ствол.

В таблицах 2 и 3 приведены средние опытные значения удельных расчетных сопротивлений грунта вдавливанию в него пяты R и ствола R_f (сил трения) и общие критические нагрузки на основания свай СМ и ее пяты с учетом глубины погружения $z = (3 \text{ и } 5) \text{ м}$.

Таблица 2. – Расчетные сопротивления грунта R_f вдавливанию ствола свай СМ в суглинок ($I_L = 0,4-0,5$) по результатам испытаний на ОП 3

Номер (№) и глубина погружения опытных свай СМ	Среднее значение сопротивления грунта R_f вдавливанию ствола (удельной силы трения), кПа
№ (2, 3, 11, 12, 13, 23), $z = 3 \text{ м}$	34,7
№ (4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 25), $z = 5 \text{ м}$	37,5

Опытные значения удельных сил трения R_f (см. таблицу 2) на ОП 3 для боковой поверхности свай СМ длиной $L = 3,0 \text{ м}$ по результатам испытаний на ОП 1–ОП 3 составляют 35 кПа; при $L = 5,0 \text{ м} \sim 40 \text{ кПа}$ (получены делением критической нагрузки P на площадь боковой поверхности свай СМ), т.е. увеличиваются с глубиной. При выдергивании выход свай СМ Δ_v может продолжаться после снятия предельной нагрузки.

Следует различать силы сопротивления грунта, полученные в результате вдавливания и выдергивания ствола свай СМ. По результатам испытания тензометрических свай установлено, что $R_{\text{вдавл.}} = k_0 \cdot R_{\text{выдерг.}}$, $k_0 \approx 1,1 + 2,5$ в зависимости от вида грунта и глубины погружения свай СМ. Это обстоятельство следует учитывать при определении удельных сил трения по результатам испытаний свай СМ на выдергивание.

Табличные значения R_f , кПа, используемые в расчетах свай по методике ТКП [11], для суглинка составляют при показателе текучести $I_L = 0,4$ и $L = 3 \text{ м}$ $R_f = 22-28 \text{ кПа}$; для $L = 5 \text{ м}$ $R_f = 34 \text{ кПа}$, что значительно меньше опытных данных для свай СМ (см. таблицу 2). Поэтому данные таблиц, приведенные в [11], требуют уточнения.

Таблица 3. – Результаты определения несущей способности глинистых оснований свай СМ для пяты и ствола на ОП 3

Глубина погружения свай, м	Общая критическая нагрузка на сваи СМ при вдавливании P , кН	Общая критическая нагрузка на сваи СМ при выдергивании P_v , кН	Критическая нагрузка для пяты $P = P - P_v$, кН	Критическая нагрузка для пяты в % от полной нагрузки P
3,0	162,5	83,3	79,2	54
5,0	330,0	150,0	180	46

Из таблицы 3 видно, что, при глубине погружения $z = 3-5 \text{ м}$ глинистым основанием пяты свай коротких СМ воспринимается до 50% от общей нагрузки, передаваемой на нее.

Выводы.

1. По итогам выполнения экспериментальных исследований глинистых оснований свай малого поперечного сечения (СМ) на трех опытных площадках (ОП 1–ОП 3), в т.ч. тензосвай, подтверждена эффективность конструкций, разработанных в РУП «Институт БелНИИС»; изучен характер их взаимодействия с глинистыми и песчаными [6] грунтами, который в полной мере соответствует двухкомпонентной расчетной схеме, принятой в действующих нормах [8].

2. Установлено, что через ствол свай СМ длиной 2–5 м, погруженных в однородные по плотности и влажности глинистые грунты боковой поверхностью, при нагрузках, близких к предельным, на грунт передается до 70% от их общей величины, а при критических – до 40–50%.

3. Опытные величины R_f для глинистых и песчаных [6] грунтов, в т.ч. водонасыщенных, в 1,5–2 раза превышают табличные нормативные значения по [11], поэтому требуется их корректировка в сторону увеличения при использовании для расчета оснований свай СМ.

4. Распределение сил трения вдоль ствола коротких забивных свай СМ, погруженных в однородные супеси, суглинки, близко к равномерному, за исключением участка, примерно 0,5 м, расположенного у поверхности грунта, на котором они плавно снижаются до 0. Срыв (сдвиговая осадка) коротких свай СМ происходит при 2–5 мм ее осадки. Расчетное сопротивление R в пределах критической глубины $L/d_c = 8-15$ сначала возрастает, затем остается постоянным и снова увеличивается в уровне нижнего конца свай СМ на участке $(2-3)d$ вверх от него.

5. На основе настоящих и ранее выполненных исследований [6] разработаны таблицы расчетных сопротивлений грунта вдавливанию нижнего конца (пяты) R и ствола R_f свай СМ [12], обеспечивающие повышение точности их расчетов по сравнению с нормами [11] на 20–30%.

ЛИТЕРАТУРА

1. Сваи железобетонные. Общие технические условия : СТБ 1075-97. – Введ. 01.03.1998. – Минск : МАиС РБ : Стройтехнорм, 1998. – 34с.
2. Сваи забивные железобетонные. Сваи сплошные квадратного сечения с поперечным и без поперечного армирования ствола и сваи квадратного сечения с круглой полостью. Типовые конструкции и детали зданий и сооружений : Серия 1.011-6. – М : НИИЖБ: Госстрой СССР, 1975. – Вып. 1. – 89 с.
3. Шенк, Х. Теория инженерного эксперимента / Х. Шенк. – М. : Мир, 1972. – 380 с.
4. Разоренов, Г.И. Выбор масштаба при моделировании / Г.И. Разоренов. – М. : Совет. радио, 1973. – 160 с.
5. Гухман, А.А. Введение в теорию подобия / А.А. Гухман. – М. : Высш. шк., 1973. – 193 с.
6. Кравцов, В.Н. Исследования и оценка работы забивных свай в песчаном намывном основании / В.Н. Кравцов // Стр. наука и техника. – 2011. – № 2 (35). – С. 40–46.
7. Грунты. Методы полевых испытаний сваями : СТБ 2242-2011. – Введ. 01.07.2012. – Минск : МАиС РБ : Стройтехнорм, 2012. – 40 с.
8. Основания и фундаменты зданий и сооружений. Основные положения. Строительные нормы проектирования : ТКП 45-5.01-254-2012. – Введ. 05.01.2012. – Минск : МАиС РБ : Стройтехнорм, 2012. – 164 с.
9. Грунты. Методы полевых испытаний статическим и динамическим зондированием : ГОСТ 19912-2012. – Введ. 01.01.2016. – М. : НИ, проект.-изыскат. и конструктор.-технол. ин-т оснований и подземных сооружений им. Н.М. Герсеева, 2016. – 32 с.
10. Контроль степени уплотнения грунтов при возведении земляных сооружений : Пособие П12-2000 к СНБ 5.01.01-99. – Минск : МАиС РБ : Стройтехнорм, 2012. – 58 с.
11. Основания и фундаменты зданий и сооружений. Забивные сваи. Правила проектирования и устройства : ТКП 45-5.01-256-2012. – Введ. 01.07.2012. – Минск : МАиС РБ : Стройтехнорм, 2012. – 144 с.
12. Кравцов, В.Н. Сваи малого сечения фундаментов малоэтажных зданий для упрочненных грунтов и их расчет / В.Н. Кравцов, П.В. Лапатын // Вестн. Полоц. гос. ун-та. Сер. Ф. Строительство. Прикладные науки. – 2016. – № 16. – С. 102–107.

Поступила 02.06.2021

**RESEARCH OF LIMIT STATES BY BEARING CAPACITY
AND DEFORMATIONS OF SHORT CLAY BASES
FINISHED (DRIVEN) PILES OF SMALL CROSS-SECTION
SECTIONS AT THEIR PRESSING AND PULLING**

V. KRAVTSOV

The results and analysis of experimental laboratory and field studies of the bearing capacity of clay bases of finished (driven) short reinforced concrete and metal tensometric piles of small cross section (100×100 mm - 200×200 mm) loaded with static pressing or pulling loads are presented. In the process of research, the field of rational application and understanding of their work in clay soils was clarified, taking into account the size of the cross section and the immersion depth of the experimental short. It is established that the deviations between the values of the bearing capacity obtained by the test results and analytical calculations by the methods of norms are 30-50% and therefore they require adjustment. The effectiveness of designs of short piles of small cross section for low-rise (up to 3 floors) buildings and structures developed at RUE "Institute BelNIIS" was confirmed. The research results are the basis for improving the designs and methods of their calculation, taking into account the soil conditions of the Belarusian region, which reduce the cost of labor costs for the manufacture of foundations of low-rise civil and industrial buildings and structures by 30%.

Keywords: clay bases, ready-made piles (driven) of small cross section, static tests, load-bearing capacity, reliability, deformation of the ground, efficiency.

УДК [691.327:666.973.6].002.611

ВЕРТИКАЛЬНОЕ ОЗЕЛЕНЕНИЕ СЛОЖИВШЕЙСЯ ЗАСТРОЙКИ ГОРОДОВ БЕЛАРУСИ

канд. техн. наук, доц. О.В. ЛАЗАРЕНКО, канд. техн. наук, доц. А.П. ШВЕДОВ
(Полоцкий государственный университет)

Рассмотрены задачи зеленого строительства в Республике Беларусь. Отмечены преимущества и недостатки существующих систем для вертикального озеленения фасадов. Установлена возможность применения неавтоклавногo цементного пенобетона для внедрения мохообразных растений в цементную матрицу для естественного прорастания и развития. Определены виды мхов, обеспечивающих устойчивость пенобетона к карбонизации в период эксплуатации. Экспериментально подтверждено, что состав и структура неавтоклавногo ячеистогo пенобетона на основе портландцемента с внедренными спорами мха при смешанном режиме твердения обеспечивают условия для интенсивного прорастания мхов по истечению 2-х недель твердения. Полученный пенобетон может найти применение при строительстве и реконструкции зданий существующей застройки городов для вертикального озеленения фасадов.

Ключевые слова: зеленое строительство, вертикальное озеленение фасада, преднамеренная интродукция, мох, субстрат, пенобетон, облицовочные плиты.

Введение. Программа социально-экономического развития Беларуси на 2021–2025 гг. содержит основные направления деятельности строительной отрасли по обеспечению экологичности, здорового образа жизни, комфортности проживания людей путем внедрения принципов зеленого строительства.

Основная задача зеленого строительства – минимальное воздействие застройки на окружающую среду путем применения энерго-, ресурсосберегающих технологий, сокращения отходов, выбросов в окружающую среду. Особое внимание уделено созданию парков, скверов с учетом нормы обеспечения озеленения территорий общего пользования – 8 м² на человека.

Следует отметить, что в направлениях деятельности строительной отрасли зеленое строительство оговорено на стадии разработки градостроительной документации для застройки новых районов.

Внедрение зеленого строительства в сложившиеся районы заложено в проекте «Беларусь: поддержка зеленого градостроительства в малых и средних городах Беларуси» в рамках Программы развития ООН совместно с Министерством природных ресурсов и охраны окружающей среды Беларуси [1]. Программа предусматривает действия по трем направлениям: усиление центров и развитие самодостаточных районов, мобильность без личных авто, создание энергоэффективной инженерной инфраструктуры.

Обеспечение озеленения путем разбивки новых парков усложняется отсутствием свободных территорий в существующих застройках микрорайонов городов Беларуси, где среднее значение отношения площади зеленых насаждений к общей площади города, составлял 20–22% при нормативе 40–50% [2]. Решение задач зеленого строительства в части озеленения территорий существующей застройки возможно путем вертикального озеленения фасадов зданий.

Наружное озеленение зданий растениями используют многие столетия: от висячих садов Семирамиды до современных систем локального или сплошного вертикального озеленения фасадов [3].

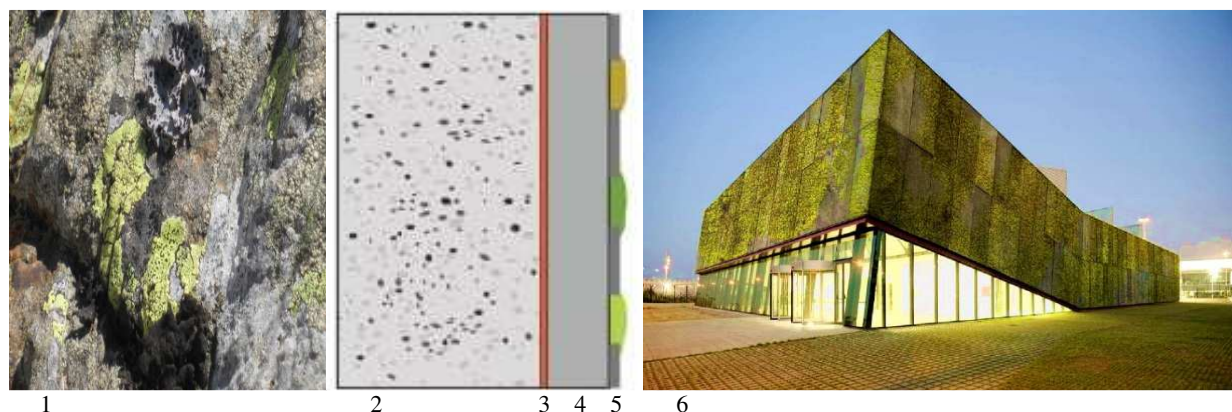
Основная функция локального озеленения – декорирование поверхности. Сплошное озеленение позволяет сократить расходы на отопление (кондиционирование) зданий, обеспечивает комфортный микроклимат внутри здания за счет сохранения влажности воздуха и переработки растениями углекислого газа в кислород [4; 5].

Исходя из метода выращивания растений, современные системы вертикального озеленения фасадов можно разделить на три группы. К первой относятся системы, в которых растения выращивают в почвенном субстрате. Модули, контейнеры с растениями крепят к опорным элементам в виде канатов, планок, сеток, прикрепленных к поверхности фасада [6; 7].

Ко второй относятся системы для беспочвенного (гидропонного) выращивания растений в слоях органического войлока или слое неорганического пористого материала многослойных навесных фасадных панелей [8; 9]. Системы первых двух групп требуют установки оборудования для дренажа и полива растений.

К третьей группе относятся системы с естественной колонизацией и прорастанием неприхотливых растений в минеральном субстрате, расположенном в облицовочных минеральных панелях [10; 11]. Панели имеют четыре слоя: гидроизоляция, несущий слой, слой субстрата – «биологический» бетон, наружный слой для поглощения и удерживания атмосферной влаги (рисунок 1) [10]. Метод обеспечивает развитие и рост растений без полива.

В Беларуси вертикальное озеленение не применяют вследствие разных причин: большинство систем предназначены для выращивания теплолюбивых растений, имеют высокую стоимость оборудования и энергозатрат в период эксплуатации; основным вяжущим для получения «биологического» бетона является фосфатно-магнийсодержащий цемент, который в Беларуси не производят, в России его выпускают для нужд стоматологии. Стоимость 1 т импортируемого цемента составляет 300–1000 долл.



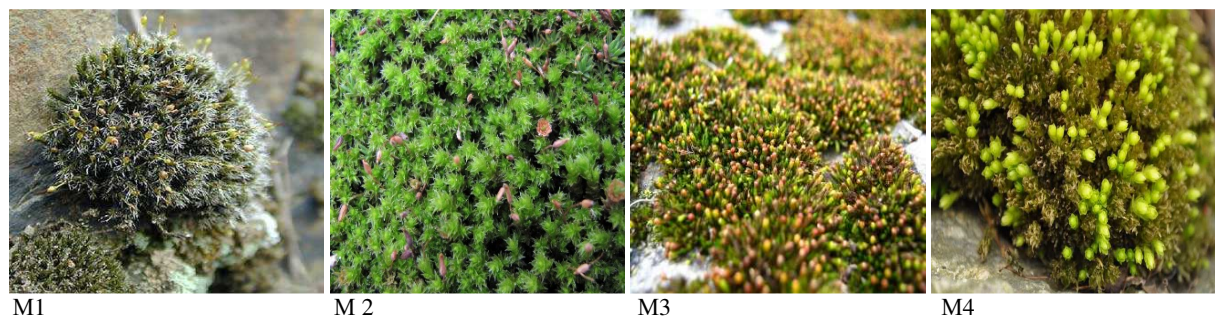
1 – микроструктура субстрата для мха; 2 – несущий слой; 3 – гидроизоляция;
4 – слой субстрата для мха; 5 – проросший мох;
6 – облицовка многослойными панелями стен культурного центра, Барселона, Испания.

Рисунок 1. – Навесная многослойная панель

Целью данного исследования является разработка изделия для вертикального озеленения фасада для климатических условий Республики Беларусь с минимальными материальными и энергетическими затратами.

Основная часть. Предпосылками получения изделия для вертикального озеленения фасада являются исследования по преднамеренной интродукции (переселению) простейших растений: мхов, водорослей, в искусственный пористый минеральный субстрат для дальнейшего развития [9–11].

При анализе видов мохообразных растений, произрастающих в Беларуси, были выделены мхи семейства кальцефилов благодаря их биологическим характеристикам: размножение спорами с сохранением жизнеспособности до сотни лет в карбонизированных природных средах, близких по составу цементным бетонам, без питательных веществ; устойчивость к высокой, низкой температурам, ультрафиолетовому излучению; быстрое поглощение и удержание влаги капиллярами; поглощение и удерживание углекислого газа [12–14]. Распространенными представителями мхов семейства кальцефилов являются Гриммия, Нифотрихум, Схистидий, Андрея (рисунок 2) [12].



M1 – Гриммия; M2 – Нифотрихум; M3 – Схистидий; M4 – Андрея.

Рисунок 2. – Мхи семейства кальцефилов

В качестве вяжущего вещества для получения субстрата был принят портландцемент. Цементный камень субстрата должен иметь пористую макроструктуру, которая обеспечит мху условия для произрастания и развития. Наибольший интерес представляют ячеистые цементные неавтоклавные газо-, пенобетоны, средний размер пор которых колеблется от $(0,5-0,8)10^{-3}$ до $(2-2,2)10^{-3}$ м, поры разделены минеральными перегородками. Пенобетон имеет больший разброс размеров пор, газобетон – более однородный. Оптимальной для произрастания мха является цементная матрица пенобетона: соотношение открытой и закрытой пористостей и распределение пор создадут благоприятные условия для произрастания мхов, обеспечат паропроницаемость и гигроскопичность. При этом стоимость единицы продукции пенобетона в 1,4–1,8 раза ниже, чем газобетона [15]. Принято решение применить в исследованиях неавтоклавный ячеистый пенобетон.

Применяя пенобетон в качестве субстрата для развития мха, необходимо учесть его недостатки. К ним относятся: низкая прочность межпоровых перегородок, карбонизация и карбонизационная усадка цементного камня.

На практике прочность межпоровых перегородок повышают введением в пенобетонную смесь суперпластификаторов и ультрадисперсных наполнителей: микрокремнезема, метакаолина. В нашем случае мох, содер-

жащий макроэлементы Si, Fe и Al и микроэлементы Ti, Sc, La, повысит прочность межпоровых перегородок за счет формирования кремниевого скелета [16].

Проблема карбонизации пенобетона успешно решается с помощью мха. Процесс карбонизации происходит при реакции компонентов цементного камня с углекислым газом CO_2 , содержащимся в воздухе, с образованием карбоната кальция (кальцита). Увеличение веса, вызванное карбонизацией, сопровождается карбонизационной усадкой цементного камня, основные минералы разрушаются, снижаются прочностные и деформативные свойства бетона.

Ученые Института химии Макса Планка (Германия), обобщив около 200 исследований, выявили, что мхи и лишайники ежегодно извлекают из атмосферы, связывают и удерживают около 14 млрд т углекислого газа. Наиболее эффективно поглощают углекислый газ мхи и лишайники, произрастающие в лесах умеренного и субтропического поясов [17]. Таким образом, связывание углекислого газа мхом будет препятствовать карбонизации пенобетона.

Установленные возможности применения неавтоклавно пенобетона на основе портландцемента в качестве субстрата для прорастания и развития мхов были подтверждены выполненными исследованиями.

Для изготовления неавтоклавно пенобетона использовались: портландцемент ПЦ 500-Д20 ОАО «Красносельскстройматериалы» с НГЦТ 26,6%; протеиновый пенообразователь Foamix C, кратность пены – 80, стабильность пены – 0,7–2,5 ч в количестве 1,1% от массы портландцемента; мхи (граммидия, нифотрихум, схистидий, андрея), насыпная плотность в сухом состоянии – 1300 кг/м³. Расчет состава пенобетона проводили по методике, разработанной Н.П. Блещиком [18]. Принят одинаковый состав пенобетонной смеси для разных мхов (таблица 1) [19].

Таблица 1. – Состав пенобетонной смеси

Расход составляющих на м ³					
Ц, кг	М, кг	Ц:М	В, л	В/Ц	Раствор пенообразователя, л
140	260	1:2	180	0,78	0,026

Испытания проводились весной с учетом активного спороношения мхов. Мхи четырех видов, с условным обозначением М1–М4 (см. рисунок 2), измельчали до кусочков крупностью 1 мм. Приготовление пенобетонной смеси производили в последовательности: портландцемент, измельченный мох, воду перемешивали в течение 120±10 с до получения однородной смеси, заливали пенообразователь.

Формование образцов проводилось по литевой технологии в металлических формах с размером ребра 10×10×10 см и размером 4×12×16 см для каждого состава с мхами М1–М4. Твердение образцов проводили в естественных условиях при температуре 20±2 °С и относительной влажности более 90% до достижения 28-суточного возраста и по смешанному режиму: выдерживали формы в естественных условиях в течение 24 ч; ТВО в течение 3-х ч с подъемом температуры со скоростью 5–60 град/ч до 80 °С; извлекали формы; укрывали поверхность полиэтиленовой пленкой; через 3 суток образцы извлекали из форм; продолжали твердение в естественных условиях при температуре 20±2 °С и относительной влажности более 90% до достижения 28-суточного возраста [20]. Результаты испытаний приведены в таблицах 2, 3 [19].

Таблица 2. – Физико-механические свойства пенобетона

Состав	Вид мха	Средняя плотность бетона, кг/м ³	Прочность при сжатии, МПа
М1	Грамидия	398	0,581
М2	Нифотрихум	405	0,590
М3	Схистидий	380	0,510
М4	Андрея	423	0,593

Таблица 3. – Интенсивность прорастания мхов

Состав	Вид мха	Интенсивность прорастания в естественных условиях твердения				Интенсивность прорастания в условиях ТВО			
		7 сут	14 сут	28 сут	42 сут	7 сут	14 сут	28 сут	42 сут
М1	Грамидия	Прорастание не наблюдалось	Прорастание не наблюдалось	Тонкая пленка из мха на поверхности	Прорастание с локальными участками из пленки мха	Тонкая пленка из мха на поверхности	Прорастание с локальными участками из пленки мха	Полное прорастание	
М2	Нифотрихум								
М3	Схистидий								
М4	Андрея			Прорастание не наблюдалось	Тонкая пленка из мха на поверхности	Прорастание не наблюдалось	Тонкая пленка из мха на поверхности	Прорастание с локальными участками из пленки мха	Полное прорастание

Установлено, что марка полученного пенобетона по средней плотности – D400, класс по прочности на сжатие – B0,5, что не противоречит требованиям, предъявляемым к материалам для устройства навесных фасадных систем. Осмотр наружной поверхности образцов в возрасте 28 суток показал отсутствие трещин.

Оптимальный режим твердения пенобетона с внедренными мхами семейства кальцефилов – смешанный: сочетание кратковременного ТВО и естественных условий. Подъем температуры обеспечивает усиление спорообразования мхов. Поддерживаемая влажная среда на весь период твердения обеспечивает их прорастание. Разница в интенсивности прорастания мхов связана с их структурой; из всех рассмотренных мхов самое медленное прорастание у мхов семейства андреевых.

Исследование свойств разработанных составов пенобетона с преднамеренной интродукцией мхов, определенный режим твердения предполагают возможность изготовления однослойной облицовочной плиты для вертикального озеленения фасада разных размеров, толщиной до 80 мм с внутренним оштукатуриванием, а также отдельных декоративных элементов различных форм (рисунок 3). Следует отметить, что требуется продолжение исследований в течение не менее полутора лет по изучению структуры изделий, состояния поверхности, интенсивности прорастания и выживаемости мхов.

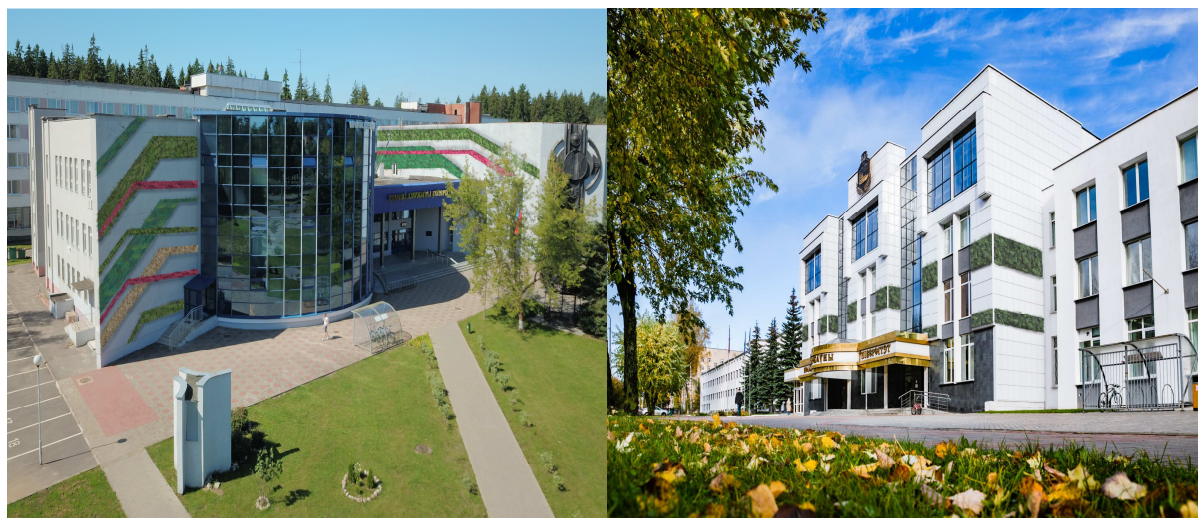


Рисунок 3. – Варианты применение пенобетонных плит для вертикального озеленения

Заключение. Установлена возможность применения неавтоклавного пенобетона с преднамеренной интродукцией мхов для решения задач зеленого строительства в условиях сложившейся застройки в Республике Беларусь. Выявлены свойства мхов семейства кальцефилов, подавляющие карбонизацию пенобетона. Применение представленных видов мхов с разной структурой, размерами листьев позволяют создать облицовочные панели с многообразием цветовой гаммы, придать фасаду строящегося или реконструируемого здания неповторимый, эстетичный, престижный вид. Разработаны составы пенобетона и технологические особенности получения изделий для вертикального озеленения. Выпуск изделий может быть организован на базе предприятия по изготовлению изделий из неавтоклавного пенобетона. Изделия могут быть использованы при строительстве или реконструкции здания в виде сплошной облицовки, отдельных вставок в существующую облицовку в сочетании с теплоизоляцией. Крепление изделий возможно крепежными элементами, используемыми при устройстве традиционных навесных вентилируемых фасадов.

ЛИТЕРАТУРА

1. Планы зеленого градостроительства и улицы с умным светом – что сделано по проекту ПРООН-ГЭФ [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://www.belta.by/society/view/plany-zelenogo-gradostroitelstva-i-ulitsy-s-umnym-svetom-cto-sdelano-po-proektu-proon-gef-376960-2020/>. – Дата доступа: 01.03.2021.
2. Зеленые зоны. Что творится с «легкими» белорусских городов? [Электронный ресурс]. – Режим доступа: https://aif.by/press-centr/articpress/zelenye_zony_cho_tvoritsya_s_legkimi_belorusskih_gorodov_. – Дата доступа: 01.04.2021.
3. Vertical greenery systems (VGS) for energy saving in buildings: a review / G. Perez // Renewable and sustainable energy reviews. – 2014. – P. 139–165.
4. Othman, A. Vertical greening façade as passive approach in sustainable design / A. Othman, N. Sahidin // Procedia – social and behavioral sciences. – 2016. – P. 845–854.
5. Davis, M.J.M. More than just a green façade : vertical gardens as active air conditioning units / M.J.M. Davis, F. Ramirez, M. Perez // Procedia Engineering 145. – 2016. – P. 1250–1257.

6. Wood, A. Green Walls in High-Rise Buildings – HK: Everbest Printing Co Ltd / A. Wood, P. Bahrami, D. Safarik. – 2014. – P. 564–570.
7. Julinor, H. Hydroponic Gardening / H. Julinor // Orbit. – 1976. – P. 12–14.
8. Blanc, Patrick. The Vertical Garden: From Nature to the City 2012 / Patrick Blanc. – B. : W.W. Norton & Company, 2012. – 235 p.
9. Фасадная система со встроенным вертикальным садом SKYFLOR [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://creabeton-baustoff.ch>. – Дата доступа: 10.05.2021.
10. Ellingsen, E. The Vertical Farm / E. Ellingsen // The origin of 21st century Architectural Typology CTBUH Journal. – 2008. – Iss. III. – P. 150–127.
11. Комарова, С. Биологический бетон как современный конструкционный материал / С. Комарова, Н. Шешенев // Новые технологии в учебном процессе и производстве : тез. докл. XVIII междунар. науч.- техн. конф., Рязань, 17–19 апр. 2019 г. – Рязань, 2020. – С. 218–221.
12. Рыковский, Г.Ф. Флора Беларуси. Мохообразные : в 2 т. / Г.Ф. Рыковский, О.М. Масловский; под ред. В.И. Парфенова. – Минск : Тэхналогія, 2004. – Т. 1 : Andreopsida–Bryopsida. – 437 с.
13. Сакович, А.А. Экологическая дифференциация мохообразных на фортах гродненской крепости / А.А. Сакович, Г.Ф. Рыковский // Изв. Нац. Акад. наук Беларуси. Сер. Биол. науки. – 2015. – № 4. – С. 99–103.
14. Чернолуцкая, М.В. Использование мха в ландшафтном дизайне / М.В. Чернолуцкая // Успехи современного естествознания. – 2014. – № 8 – С. 130–132.
15. Юдович, Б.Э. Пенобетон: новое в основах технологии [Электронный ресурс] / Б.Э. Юдович, С.А. Зубехин. – Режим доступа: <https://allbeton.ru/upload/iblock/72f/penobeton-novoe-v-osnovah-tehnologii-hyudovichm>. – Дата доступа: 08.04.2020.
16. Дьяченко, А.Я. Некоторые вопросы физиологии мхов [Электронный ресурс] / А.Я. Дьяченко. – Режим доступа: https://elar.urfu.ru/bitstream/10995/30591/1/ecompe_1976_18.pdf. – Дата доступа: 03.04.2020.
17. Poschl, U. Contribution of cryptogamic covers to the global cycles of carbon and nitrogen / U. Poschl // Nature Geoscience. – 2012. – № 5. – P. 459–462.
18. Блещик, Н.П. Методика расчета состава неавтоклавного ячеистого бетона / Н.П. Блещик, Д.В. Корыстин // Бетон и железобетон. – 2010. – № 6 – С. 55–58.
19. Старикова, К.М. Проектирование неавтоклавного пенобетона с естественной колонизацией мхов для вертикального озеленения фасада [Электронный ресурс] / К.М. Старикова, О.В. Лазаренко // Электрон. сб. тр. молод. специалистов Пол. гос. ун-та. Сер. Прикладные науки. Строительство. – Вып. 34 (104). – С. 59–61.
20. Романов, Д.В. Оптимизация режимов тепловлажностной обработки пенобетонных неавтоклавного твердения / Д.В. Романов, М.М. Мордич, О.Г. Галузо // Современные проблемы внедрения европейских стандартов в области строительства : материалы междунар. науч.-метод. конф., Минск, 27–28 мая 2014 г. / Белорус. нац. техн. ун-т. – Минск, 2014. – С. 118–123.

Поступила 05.07.2021

VERTICAL GREENING OF THE EXISTING URBAN DEVELOPMENT IN BELARUS

O. LAZARENKO, A. SHVEDOV

The tasks of green construction in the Republic of Belarus are considered. The advantages and disadvantages of existing systems for vertical landscaping of facades are noted. The possibility of using non-autoclaved cement foam concrete for the introduction of moss-like plants into the cement matrix for natural germination and development has been established. The types of mosses that ensure the resistance of foam concrete to carbonation during operation are determined. It has been experimentally confirmed that the composition and structure of non-autoclaved cellular foam concrete based on Portland cement with embedded moss spores, under a mixed hardening regime, provides conditions for intensive germination of mosses after 2 weeks of hardening. The resulting foam concrete can be used in the construction and reconstruction of buildings of existing urban development for vertical landscaping of facades.

Keywords: green building, vertical gardening of the facade, intentional introduction, moss, substrate, foam concrete, facing slabs.

УДК 624.011

**АНАЛИЗ СУЩЕСТВУЮЩИХ МЕТОДИК РАСЧЕТА СОЕДИНЕНИЙ
ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ВИНТОВ,
ВОСПРИНИМАЮЩИХ ОСЕВЫЕ РАСТЯГИВАЮЩИЕ УСИЛИЯ****Е.В. МАРКЕЧКО***(Брестский государственный технический университет)*

При проектировании деревянных конструкций одной из наиболее сложных задач является решение вопросов, связанных с конструированием и расчетом узловых соединений. В статье приведен краткий обзор существующих методик расчета соединений деревянных конструкций с использованием винтов, воспринимающих осевые растягивающие усилия. Рассмотрены два основных подхода к определению прочности древесины при выдергивании винта из массива – экспериментальный и теоретический. Выполнен анализ методик расчета соединений деревянных конструкций с использованием винтов, воспринимающих осевые растягивающие усилия. Предложены подходы по совершенствованию методики расчета соединений деревянных конструкций с использованием винтов, воспринимающих осевые растягивающие усилия.

Ключевые слова: *древесина, соединение, винт, осевое усилие, прочность древесины при выдергивании винта, методика расчета.*

Введение. При проектировании деревянных конструкций одной из наиболее сложных задач является решение вопросов, связанных с конструированием и расчетом узловых соединений. Конструктивное решение узловых соединений элементов деревянных конструкций в основном зависит от величины действующих в этих элементах усилий.

В странах СНГ большинство узловых соединений элементов деревянных конструкций выполняется с использованием механических связей в виде нагелей, вклеенных арматурных стержней, гвоздей. Вместе с тем в зарубежной практике при проектировании деревянных конструкций очень широко используются такие механические связи, как винты, которые в узловых соединениях в основном работают на восприятие растягивающих и сжимающих осевых усилий.

Следует отметить, что древесина является анизотропным материалом, т.е. ее механические свойства различны в различных направлениях и зависят от угла между направлением действующего усилия и направлением волокон. Как следствие, прочностные и жесткостные характеристики, в особенности растяжение перпендикулярно направлению волокон, скалывание вдоль волокон, характеризуются малыми значениями. Именно с целью усиления этих «слабых» направлений предлагают использовать винты как в месте приложения нагрузки, например, опорные площадки, так и для повышения прочности и жесткости конструктивных элементов в целом.

Основная часть. Одними из первых исследований по изучению работы винтов в массиве древесины, воспринимающих осевые растягивающие усилия, являются работы [1–3]. В них было рассмотрено влияние на величину несущей способности винта в соединении таких факторов, как предварительное сверление отверстий [1; 3] и расчетная длина винта [3]. При этом следует отметить, что в [3] была получена линейная зависимость для определения сопротивления винта выдергиванию на дюйм длины.

В дальнейших исследованиях [4–8] сопротивление выдергиванию винта из массива древесины рассматривалось в зависимости от диаметра винта, плотности древесины, длины ввинчивания, диаметра предварительного сверления, радиального, тангенциального или продольного направления ввинчивания, скорости вытягивания и смазки при ввинчивании. В [8] была изучена работа группы винтов. Результаты исследований, представленные в [1–8], были получены на основании экспериментальных данных.

В настоящее время в литературе выделяют два подхода к определению сопротивления выдергиванию винта из массива древесины – экспериментальный и теоретический. Экспериментальный подход основан на результатах регрессионного анализа результатов испытаний. Теоретический подход базируется на теории Volkersen [9].

К моделям по результатам экспериментальных исследований относятся модели, представленные в работах Bläß [10; 11], Pirnbacher [12; 13], Ringhofer [14; 15], Frese and Bläß [16] и др.

Работы [10; 11] основаны на результатах большого количества испытаний. При этом изменяемыми параметрами были следующие: диаметр винта, длина анкеровки винта в массиве древесины, угол наклона между осью винта и направлением волокон, а также плотность древесины. В результате регрессионного анализа экспериментальных данных было получено следующее выражение для определения значения несущей способности винта при выдергивании из массива древесины:

$$F_{ax,\alpha,Rk} = \frac{0,52 \cdot \sqrt{d} \cdot l_{ef}^{0,9} \cdot \rho_k^{0,8}}{1,2 \cdot \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha}, \quad (1)$$

где d – диаметр винта;
 l_{ef} – расчетная длина;
 ρ_k – характеристическое значение плотности древесины;
 α – угол между направлением волокон древесины и прикладываемым усилием.
 Выражение (1) положено в основу действующей версии EN 1995-1-1 [17].

В работах [12; 13] выполнен анализ ряда результатов экспериментальных исследований винтов, установленных в массив из цельной или клееной древесины. Здесь использованы винты двух производителей. Было изучено влияние на прочность древесины при выдергивании винта из массива таких параметров, как влажность, температура, диаметр винта, расчетная длина, длина анкеровки нарезанной части винта, наклон оси винта к направлению волокон древесины, а также предварительное просверливание отверстий. Влияние каждого из параметров на значение сопротивления древесины при выдергивании винта из массива учтено соответствующими коэффициентами k , полученными по результатам экспериментов. Было получено следующее выражение:

$$f_{ax} = A \cdot \rho_{test} + B \cdot (2,44 \cdot d^{0,572}) + C, \quad (2)$$

где A, B, C – регрессионные параметры;
 ρ_{test} – экспериментальное значение плотности древесины;
 d – диаметр винта.

Выражение (2) представляет собой среднее, или характеристическое, значение прочности древесины при выдергивании винта из массива, полученное по результатам экспериментальных исследований при постоянных температурно-влажностных условиях, как функция от плотности древесины и диаметра винта. Значения регрессионных параметров A, B и C приведены в [12; 13].

В работах [14; 15] представлен универсальный подход для определения характеристик древесины при выдергивании винта из массива. Этот подход основан на анализе большого количества результатов испытаний по определению прочности и жесткости при выдергивании винта из массива древесины. Было предложено выражение (3) для определения характеристик древесины при выдергивании винта из массива древесины

$$X = k_{ax} \cdot k_{sys}(N) \cdot X_{ref} \cdot \left(\frac{\rho}{\rho_{ref}} \right)^{k_p}, \quad (3)$$

где $X = \{f_{ax}, k_{ax,ser}\}$ представляет прочность древесины при выдергивании винта из массива $f_{ax} = F_{ax} / (\pi \cdot d \cdot l_{ef})$ или жесткость при выдергивании винта из массива, распределенную на единицу поверхности, т.е. $k_{ax,ser} = K_{ax,ser} / (\pi \cdot d \cdot l_{ef})$. Коэффициент k_{ax} учитывает влияние угла наклона α ; $k_{sys}(N)$ – коэффициент прочности системы для винтов, погруженных в N слоев клееного элемента; k_p – коэффициент, учитывающий изменение плотности древесины по отношению к стандартному значению.

Характеристическое значение прочности древесины при выдергивании винта из массива для стандартной плотности определяется по выражению

$$f_{ax,ref,k} = 0,013 \cdot \rho_{ref,k}^{1,11} \cdot d^{-0,33}, \quad (4)$$

где $\rho_{ref,k}$ – характеристическое значение плотности древесины, принятое в качестве стандартного значения;
 d – диаметр винта.

В работе [16] предложен следующий подход для определения характеристической прочности древесины при выдергивании винта из массива, полученный на основании более 2400 испытаний на выдергивание. Варьируемыми параметрами были диаметр винта d , угол наклона оси винта к направлению волокон α , расчетная длина l_{ef} , плотность древесины ρ , шаг резьбы и внутренний диаметр винта d_c . Следует сразу отметить, что по результатам испытаний установлено, что шаг резьбы имеет незначительное влияние на значение несущей способности при выдергивании винта из массива. В результате проведенных исследований были получены следующие выражения:

$$\ln(F_{ax}) = 6,739 + 0,03257 \cdot l_{ef} + 2,148 \cdot 10^{-4} \cdot d \cdot \rho - 1,171 \cdot 10^{-4} \cdot l_{ef}^2 + e, \quad (5)$$

$$\ln(f_{ax}) = 2,359 - 0,04172 \cdot d + 2,039 \cdot 10^{-3} \cdot \rho + e. \quad (6)$$

Выражения (5) и (6) представляют собой зависимость несущей способности винта при выдергивании из массива древесины и прочности древесины при выдергивании винта из массива от значения плотности.

Упростив выражение (6), получим выражение (7) для определения характеристического значения прочности древесины при выдергивании винта из массива

$$f_{ax,k} = 0,0872 \cdot \rho_k \cdot d^{-0,4119}. \quad (7)$$

В основу теоретических моделей положена теория *Volkersen* [9], которая первоначально была разработана для заклепочных соединений. Эта теория получила свое подтверждение в работах [18; 19] для винтов, установленных вдоль или поперек волокон.

Теория *Volkersen* [9] была успешно применена для винтов, работающих на восприятие осевых усилий. Теория и допущения очень схожи с моделью, представленной в [20].

Рассматриваются участок резьбы винта, установленного параллельно волокнам деревянного элемента, и напряженное состояние бесконечно тонкой полоски толщиной dx . Предполагается, что винт и древесина находятся в состоянии чистого осевого растяжения и их работа рассматривается как линейно-упругая:

$$\sigma_s(x) = E_s \cdot \varepsilon_s(x), \quad (8)$$

$$\sigma_w(x) = E_w \cdot \varepsilon_w(x), \quad (9)$$

где σ – осевые напряжения;
 E – модули упругости;
 ε – осевые деформации.

Индексы s и w обозначают винт и древесину соответственно. Здесь E_w – модуль упругости древесины параллельно волокнам.

Предполагается, что все деформации сдвига происходят в бесконечно тонком слое, который находится в состоянии чистого сдвига. Напряжения сдвига обозначены как $\tau(x)$. Смещения сдвига поверхности контакта $\delta(x)$ равны смещению между винтом и древесиной

$$\delta(x) = u_s(x) - u_w(x). \quad (10)$$

Зависимость между $\tau(x)$ и $\delta(x)$ принята линейной

$$\tau(x) = \Gamma \cdot \delta(x), \quad (11)$$

где Γ – параметр жесткости сдвига поверхности контакта.
 Параметры α и ω определяются следующим образом:

$$\alpha = \frac{E_w A_w}{E_s A_s}, \quad (12)$$

$$\omega = \sqrt{\pi d \Gamma l^2 \cdot \left(\frac{1}{E_s A_s} + \frac{1}{E_w A_w} \right)}, \quad (13)$$

где A_s – площадь поперечного сечения винта;
 A_w – площадь поперечного сечения деревянного элемента.

Статическое равновесие бесконечно тонкой полоски толщиной dx и использование выражений (8)–(13) привели к дифференциальному уравнению

$$\frac{d^2 \delta(x)}{dx^2} - \left(\frac{\omega}{l} \right) \cdot \delta(x) = 0. \quad (14)$$

Решение этого уравнения, а также законы распределения напряжений и перемещений зависят от условий нагружения:

– для случая, когда усилие выдергивания приложено к винту и нижней грани массива древесины (выдергивание–выдергивание).

Закон распределения касательных напряжений/напряжений сдвига имеет вид

$$\tau(x) = -\frac{P\omega}{\pi d l (1 + \alpha) \sinh \omega} \cdot \left(\cosh \left(\frac{\omega x}{l} \right) + \alpha \cosh \left(\omega \left(1 - \frac{x}{l} \right) \right) \right). \quad (15)$$

Выражение (15) представляет собой гиперболическую функцию, имеющую абсолютный максимум при $x = 0$ или $x = l$ и зависящую от значения α . Несущая способность при выдергивании винта из массива древесины $P_{u,w}$ определяется из выражения (16) и получена путем подстановки максимальных напряжений сдвига согласно выражению (15), т.е. $\tau_{\max} = \max(\tau(0), \tau(l))$, и равна прочности древесины при сдвиге f_v , т.е. используется критерий максимальных напряжений:

$$\frac{P_{u,w}}{\pi d l f_v} = \frac{(1 + \alpha) \sinh \omega}{\omega} \begin{cases} \frac{1}{\alpha + \cosh \omega}, & \alpha \leq 1 \\ \frac{1}{1 + \alpha \cdot \cosh \omega}, & \alpha \geq 1 \end{cases}. \quad (16)$$

Жесткость при выдергивании винта из массива определяется как

$$K_w = \pi d l \Gamma \frac{(1 + \alpha) \sinh \omega}{\omega (1 + \alpha \cosh \omega)}; \quad (17)$$

– для случая, когда усилие выдергивания приложено к винту, а усилие сжатия – к верхней грани массива древесины (выдергивание–вдавливание).

Закон распределения напряжений сдвига имеет вид

$$\tau(x) = -\frac{P\omega}{\pi d l} \cdot \frac{\cosh\left(\omega\left(1 - \frac{x}{l}\right)\right)}{\sinh \omega}. \quad (18)$$

Выражение (18) представляет собой монотонную гиперболическую функцию, которая имеет абсолютный максимум всегда при $x = 0$. Несущая способность при выдергивании винта из массива древесины $P_{u,w}$ определяется из выражения (19) и получена путем подстановки максимальных напряжений сдвига согласно выражению (18), т.е. $\tau_{\max} = \tau(0)$, и равна прочности древесины при сдвиге f_v . Жесткость при выдергивании винта из массива определяется по выражению (20):

$$\frac{P_{u,w}}{\pi d l f_v} = \frac{\tanh \omega}{\omega}, \quad (19)$$

$$K_w = \pi d l \Gamma \frac{\tanh \omega}{\omega}. \quad (20)$$

В работах [18; 19] были получены те же выражения, что и в работе [20], для винтов, воспринимающих осевые усилия, установленных вдоль или поперек волокон. В этих выражениях параметр f_v заменен прочностью древесины при выдергивании винта из массива ($f_{w,0}$ или $f_{w,90}$), которая была определена по результатам испытаний на выдергивание образцов с малой длиной анкеровки. Параметр жесткости сдвига поверхности контакта Γ также можно определить по результатам этих испытаний. В зависимости от α был использован соответствующий модуль упругости ($E_{w,0}$ или $E_{w,90}$). Так, в работе [18] приведено подтверждение хорошей сходимости экспериментальных данных и рассчитанных по выражениям (19)–(20). Тем не менее, значение несущей способности недооценено по выражению (19) при максимальной длине анкеровки (280 мм).

В работах [21–23] представлена модифицированная версия модели из [20]. Модель применима для винтов, установленных параллельно направлению волокон.

Выражения (16) и (19) были представлены следующим образом:

– для случая, когда усилие выдергивания приложено к винту и нижней грани массива древесины (выдергивание–выдергивание),

$$\frac{P_{u,w}}{\pi d l (f_v - \tau_{ini})} = \frac{l_0}{l} (1 + \alpha) \cdot \min \left\{ \frac{1}{\frac{\sinh\left(\omega \cdot \frac{l_0}{l}\right)}{\sinh \omega} + \alpha \frac{\sinh\left(\omega\left(1 - \frac{l_0}{l}\right)\right)}{\sinh \omega}}, \frac{1}{1 - \frac{\sinh\left(\omega\left(1 - \frac{l_0}{l}\right)\right)}{\sinh \omega} + \alpha \frac{\sinh\left(\omega \cdot \frac{l_0}{l}\right)}{\sinh \omega}} \right\}; \quad (21)$$

– для случая, когда усилие выдергивания приложено к винту, а усилие сжатия – к верхней грани массива древесины (выдергивание–вдавливание),

$$\frac{P_{u,w}}{\pi d l (f_v - \tau_{ini})} = \frac{l_0}{l} \cdot \frac{1}{1 - \frac{\sinh\left(\omega\left(1 - \frac{l_0}{l}\right)\right)}{\sinh \omega}}. \quad (22)$$

Результаты, полученные по выражениям (21) и (22), были сопоставлены в работе [23] с результатами испытаний. Было установлено, что значение несущей способности винта при выдергивании из массива для небольших значений длины анкеровки l переоценены, а для максимальных значений l – недооценены.

В действующих нормативных документах представлены следующие модели для расчета соединений деревянных конструкций на винтах.

В соответствии с [17] характеристическое значение F_{Rk} несущей способности винта в соединении элементов, воспринимающего осевое усилие растяжения, определяется как минимальное значение из следующих трех условий:

- разрушение древесины при выдергивании винта из массива;
- разрушение древесины при продавливании головкой винта;
- разрушение тела винта при растяжении.

Характеристическое значение несущей способности $F_{ax,a,Rk}$ винтов в соединении при их выдергивании из древесины под углом α к направлению волокон определяется как

$$F_{ax,\alpha,Rk} = \frac{n_{ef} \cdot f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef} \cdot k_d}{1,2 \cdot \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha}, \quad (23)$$

где n_{ef} – расчетное число винтов,

$$n_{ef} = n^{0,9}, \quad (24)$$

здесь n – число винтов, действующих вместе в соединении;

$f_{ax,k}$ – характеристическое значение прочности древесины перпендикулярно волокнам при выдергивании винта из массива древесины,

$$f_{ax,k} = 0,52 \cdot d^{-0,5} \cdot l_{ef}^{-0,1} \cdot \rho_k^{0,8}, \quad (25)$$

здесь d – номинальный диаметр винта;

l_{ef} – расчетная длина;

ρ_k – характеристическое значение плотности древесины;

k_d – коэффициент, определяемый по формуле

$$k_d = \min \left\{ \frac{d}{8}, 1 \right\}, \quad (26)$$

α – угол между направлением волокон древесины и прикладываемым усилием.

Следует отметить, что выражение (23) справедливо для винтов, удовлетворяющих требованиям [24], наружным диаметром d резьбы от 6 до 12 мм и отношением внутреннего диаметра d_1 к наружному диаметру d резьбы от 0,6 до 0,75.

Если требования [24] относительно внешнего и внутреннего диаметров резьбы винта не выполняются, то характеристическое значение несущей способности выдергиванию $F_{ax,a,Rk}$ винта определяют по следующему выражению:

$$F_{ax,\alpha,Rk} = \frac{n_{ef} \cdot f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef}}{1,2 \cdot \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha} \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a} \right)^{0,8}, \quad (27)$$

где $f_{ax,k}$ – характеристическое значение прочности древесины перпендикулярно волокнам при выдергивании винта из массива древесины, МПа; определяют в соответствии с [10] в зависимости от вязной плотности ρ_a ;

ρ_a – плотность древесины элемента при определении $f_{ax,k}$, кг/м³.

Характеристическое значение несущей способности винта $F_{c,\alpha,Rk}$ при сжатии под головкой винта древесины под углом α к направлению волокон определяют по выражению

$$F_{c,\alpha,Rk} = n_{ef} \cdot f_{head,k} \cdot d_h^2 \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a} \right)^{0,8}, \quad (28)$$

где $f_{head,k}$ – характеристическое значение прочности древесины при сжатии под головкой винта; определяют в соответствии с [24] в зависимости от вязной плотности ρ_a ;

d_h – диаметр головки винта, мм.

Характеристическое значение несущей способности $F_{t,Rk}$ соединения на винтах от их разрыва или среза головок при растяжении определяют по выражению

$$F_{t,Rk} = n_{ef} \cdot f_{tens,k}, \quad (29)$$

где $f_{\text{tens},k}$ – характеристическое значение сопротивления винта осевому растяжению или срезу головки, Н; определяют в соответствии с [24].

Закключение. Таким образом, приведенная в [17] методика определения несущей способности винтовых соединений справедлива, во-первых, при угле наклона оси винта к направлению волокон древесины от 30° до 90°, во-вторых, для винтов с характеристиками, соответствующими [24], т.е. максимальный диаметр винтов не превышает 12 мм. Следует отметить, что использование винтов в узловых соединениях элементов деревянных конструкций, где имеют место действия значительных по величине внутренних усилий, не всегда может быть воспринято винтами малых диаметров. В настоящее время есть необходимость в использовании винтов, отличающихся по своим геометрическим параметрам, а именно диаметр винта, шаг резьбы, угол наклона резьбы к оси винта, от винтов, приведенных в [24].

Для использования в соединениях элементов деревянных конструкций винтов должна быть разработана методика, учитывающая особенности их работы. Как было отмечено, контакт осуществляется лишь по поверхностям резьбы винта и древесины, следовательно, древесина находится в условиях сложного напряженного состояния. Кроме того, при достижении некоторого уровня нагрузки происходит нелинейное деформирование древесины, находящейся между витками резьбы винта [25], что также необходимо учитывать при расчете деревянных конструкций с учетом податливости соединений.

Для разработки методики расчета соединений элементов деревянных конструкций с использованием винтов необходимо провести комплекс экспериментально-теоретических исследований по определению их несущей способности и деформативности. Разработка такой методики расчета позволит снизить время и затраты при изготовлении и монтаже деревянных конструкций, повысить их надежность и долговечность.

ЛИТЕРАТУРА

1. Fairchild, I.J. (1926) *Holding power of wood screws*. Washington: Department of Commerce.
2. Cockrell, R.A. (1933) *A study of the screw-holding properties of wood* / New York State College of Forestry. Syracuse, New York. – Technical Publication No. 44.
3. Newlin, J.A., Gahagan, J.M.: *Lag-screw joints: Their behavior and design* / United States Department of Agriculture. Washington, D. C., Januar 1938. – Technical bulletin No. 597.
4. Wilkinson, Th.L., Laatch, Th.R. (1970) Lateral and withdrawal resistance of tapping screws in three densities of wood. *Forest Products Journal*, 7, 34–41.
5. Kjukukov, G., Enceev, Enco (1977) Der Einfluss der Schraubenabmessungen auf den Auszieh Widerstand bei Rotbuchenholz. *Holztechnologie*, 3, 149–151.
6. McLain, Th.E. (1997) Design axial withdrawal strength from wood: I. Wood screws and lag screws. *Forest Products Journal*, 5, 77–84.
7. Soltis, L.A. (1999) *Wood handbook – Wood as an engineering material*. Madison, WI: U.S.: United States Government Printing (USDA Agricultural Handbook General technical report FPLGTR-113).
8. Jablonkay, P. (1999) *Schrauben auf Ausziehen*, ETH Zürich, Forstwissenschaften, Abteilung VI, Diplomarbeit.
9. Volkersen, O. (1938) Die Nietkraftverteilung in zugbeanspruchten Nietverbindungen mit konstanten Laschenquerschnitten. *Luftfahrtforschung*, 15, 41–47.
10. Blaß H.J., Bejtka I., Uibel T. (2006) *Tragfähigkeit von verbindungen mit selbstbohrenden holzschrauben mit vollgewinde*. Karlsruhe: Universitätsverlag Karlsruhe.
11. Blaß H.J., Krüger O. (2010) *Schubverstärkung von Holz mit Holzschrauben und Gewindestangen*. Karlsruhe: KIT Scientific Publishing.
12. Pirnbacher G., Brandner R., Schickhofer G. (2009) Base parameters of self-tapping screws. *Proceedings of the 42nd CIB-W18 meeting Dübendorf*, Switzerland.
13. Pirnbacher G., Schickhofer G. (2010) Load bearing- and optimization potential of self-tapping wood screws. *Proceedings of WCTE 2010 - World Conference on Timber Engineering*, 1228–1238.
14. Ringhofer A., Brandner R., Schickhofer G. (2015) *A universal approach for withdrawal properties of self-tapping-screws in solid timber and laminated timber products*. Proceedings of the 2nd INTER meeting Šibenik, Croatia.
15. Ringhofer A., Schickhofer G. (2014) Influencing parameters on the experimental determination of the withdrawal capacity of self-tapping screws. *Proceedings of WCTE 2014 - World Conference on Timber Engineering*. Quebec City, Canada.
16. Frese M., Blaß H.J. (2009) Models for the calculation of the withdrawal capacity of self-tapping screws. *Proceedings of the 42nd CIB-W18 meeting Dübendorf*, Switzerland.
17. EN 1995-1-1:2004: Design of timber structures. Part 1-1: General-Common rules and rules for buildings. Brussels, Belgium 2004.
18. Nakatani M., Komatsu K. (2004) Development and verification of theory on pull-out properties of Lagscrewbolted timber joints. *Proceedings of the 8th World Conference on Timber Engineering*. Lahti, Finland, 95–99.
19. Nakatani M., Komatsu K. (2005) Expression mechanism of pull-out performance in lagscrewbolted timber joints II. Development of theory on pull-out properties parallel to the grain. *Mokuzai Gakkishi*, 51, 311–307.
20. Jensen J.L., Koizumi A., Sasaki T., Tamura Y., Iijima Y. (2001) Axially loaded glued-in hardwood dowels. *Wood Science and Technology*, 35, 73–83.
21. Jensen J.L., Quenneville P., Nakatani M. (2010) Withdrawal of lag screws in end-grain. *Proceedings of WCTE 2010 – World Conference on Timber Engineering*. Trentino, Italy, 1921–1925.
22. Jensen J.L., Nakatani M., Quenneville P., Walford B. (2011) A simple unified model for withdrawal of lag screws and glued-in rods. *European Journal of Wood and Wood Products*, 69, 537–544.

23. Jensen J.L., Nakatani M., Quenneville P., Walford B. (2012) A simplified model for withdrawal of screws from end-grain of timber. *Construction and Building Materials*, 29, 557-563.
24. EN 14592:2008: Timber structures – Dowel type fasteners – Requirements. Brussels, Belgium 2012. 41 p.
25. Найчук, А.Я. К вопросу методики определения расчетного сопротивления выдергиванию винта под углом 90° к направлению волокон древесины / А.Я. Найчук, Е.В. Лещук // Современные строительные конструкции из металла и древесины : сб. науч. тр. / под ред. В.В. Стоянова. – Одесса, 2014. – С. 122–130.

Поступила 01.06.2021

ANALYSIS OF EXISTING DESIGN PROCEDURES OF TIMBER JOINTS WITH SCREWS SUBJECTED AXIAL TENSILE FORCES

E. MARKECHKO

When timber structures are designed, one of the most difficult tasks is to design of timber joints. A brief overview of existing design procedures of timber joints with screws subjected axial tensile forces is presented at the article. Two different approaches to determining the withdrawal strength of timber – experimental and theoretical - are considered. Existing design procedures of timber joints with screws subjected axial tensile forces are analysed. Measures are proposed to improve the design procedures of timber joints with screws subjected axial tensile forces.

Keywords: *timber, joint, screw, axial force, withdrawal strength, design procedure.*

УДК 624.012.36

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ СОПРОТИВЛЕНИЯ ИЗГИБУ С ПОПЕРЕЧНОЙ СИЛОЙ ПРЕДНАПРЯЖЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК ПРЯМОЛИНЕЙНОГО И ЛОМАНОГО ОЧЕРТАНИЙ

Н.В. МАТВЕЕНКО, канд. техн. наук, доц. П.В. КРИВИЦКИЙ
(Брестский государственный технический университет)

По результатам экспериментальных исследований выполнен сравнительный анализ напряженно-деформированного состояния в зоне среза предварительно напряженных железобетонных балок прямолинейного и ломаного очертаний. Выявлены особенности трещинообразования экспериментальных балок в зависимости от очертания, а также влияние анкеровки арматуры на характер разрушения. По результатам испытаний в балках ломаного очертания наблюдается равномерное распределение растягивающих напряжений по нижней грани, что указывает на равную трещиностойкость нормальных сечений по всей длине конструкции. Проведение дополнительных конструктивных мероприятий для повышения анкеровки напрягаемой арматуры сказались на уменьшении угла наклона магистральной диагональной трещины и повышении сопротивления срезу независимо от очертания граней по длине опытных балок. При этом в момент разрушения балок прямолинейного и ломаного очертаний углы наклона магистральных диагональных трещин были практически равны.

Ключевые слова: *предварительно напряженные железобетонные балки, напряженно-деформированное состояние, сопротивление, трещиностойкость, отгиб, ломаное очертание.*

Введение. В условиях постоянно увеличивающихся объемов строительства важным направлением исследований является поиск рациональных и экономически эффективных конструктивных решений несущих элементов зданий, которые бы обладали архитектурной выразительностью и соответствовали эстетико-психологическим требованиям.

Применение предварительного напряжения в железобетонных конструкциях позволяет, с одной стороны, уменьшить размеры элементов, что благоприятно сказывается не только на внешнем виде здания, но и на его архитектурно-планировочных решениях. С другой – предварительно напряженные конструкции обладают более высокой жесткостью и трещиностойкостью по сравнению с элементами без предварительного напряжения [1].

Вместе с тем предварительно напряженные конструкции имеют также ряд недостатков. К основным из них относятся увеличение трудоемкости изготовления конструкций, связанное с необходимостью предварительного натяжения арматуры, и повышение стоимости всей конструкции за счет использования более дорогих силовых форм и высокопрочной арматуры.

Основная часть. На протяжении XX в. исследователи из различных стран пытались решить сложности применения предварительно напряженных конструкций за счет более эффективного применения высокопрочной арматуры или уменьшения ее расхода при изготовлении конструкции. Как известно, в однопролетных свободно опертых балках изгибающие моменты в приопорных зонах пролета значительно меньше, чем в средней, но продольная рабочая арматура, подобранная в середине пролета, устанавливается постоянного сечения по всей длине элемента. На настоящий момент известно несколько способов повышения экономической эффективности предварительно напряженных конструкций.

Первый способ – применение смешанного армирования. Такой вариант армирования приемлем для конструкций, в которых сечение рабочей арматуры определяется требованиями прочности, а расчет по предельным состояниям эксплуатационной пригодности не является лимитирующим. В этом случае может быть уменьшена величина предварительного напряжения путем замены части напрягаемой арматуры на ненапрягаемую, устанавливаемую в соответствии с эпюрой изгибающих моментов в средней части пролета. Таким образом можно получить более рациональный вариант конструкции – конструкцию равного сопротивления [2; 3].

Второй способ связан с переводом определенного количества продольной напрягаемой арматуры из нижней растянутой зоны в пролете в верхнюю сжатую зону на опоре, где она не полностью используется для обеспечения прочности нормальных сечений. Благодаря такому отгибу части арматуры повышается трещиностойкость наклонных сечений, увеличивается сопротивление конструкции срезу, распределяется равномерно напрягаемая арматура по торцу балки, создается обжатие бетона опорных частей в вертикальном направлении и уменьшается вероятность образования горизонтальных трещин на ее концевых участках [4; 5].

Более эффективными могут стать конструкции, в которых сочетаются преимущества описанных выше способов [6]. Сопротивление подобных элементов в зоне действия максимальных изгибающих моментов обеспечивается продольной напрягаемой арматурой. В приопорной зоне выполняется отгиб всей высокопрочной арматуры, что позволяет повысить трещиностойкость наклонных сечений и сопротивление срезу балки. Для обеспечения сопротивления изгибу в приопорной зоне устанавливается ненапрягаемая арматура.

Применение элементов с отогнутой напрягаемой арматурой сталкивается с определенными сложностями, связанными с трудоемкостью работ по натяжению арматуры и необходимостью наличия приспособлений,

обеспечивающих натяжение арматуры в отогнутом положении или оттяжку ее из первоначального горизонтального положения в проектное отогнутое.

В 50 гг. XX в. зарубежные исследователи [7; 8], а позднее и отечественные [9; 10], предложили вариант конструктивного решения, в котором благодаря ломаному очертанию по длине элемента прямолинейная предварительно напряженная арматура располагается под углом к продольной оси, создавая вертикальное обжатие пропорциональной зоны и повышая сопротивление срезу балки (рисунок 1).



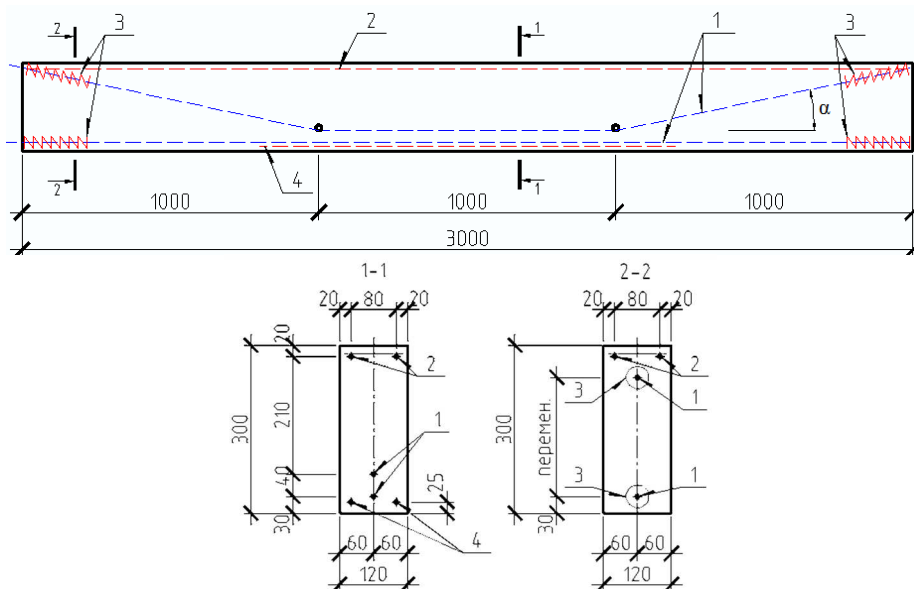
Рисунок 1. – Балка ломаного очертания с прямолинейной напрягаемой арматурой

Несмотря на очевидные преимущества конструкций криволинейного очертания они не нашли широкого применения в практике строительства, что связано с отсутствием достоверных экспериментально-теоретических данных о напряженно-деформированном состоянии элементов ломаного очертания, в т.ч. в зоне среза.

Характеристика опытных образцов. С целью выявления особенностей работы элементов ломаного очертания выполнен сравнительный анализ напряженно-деформированного состояния зоны среза балок с параллельными поясами и отгибом части продольной предварительно напряженной арматуры (серия БО) [11] и двускатных балок с ломаной нижней гранью и прямолинейно расположенной арматурой (серия БД).

В качестве опытных образцов применялись балки с параллельными поясами прямоугольного сечения с размерами $b \times h = 120 \times 300$ мм длиной 3,0 м. Изготавливались балки из бетона со средней кубиковой прочностью в пределах 50,3–57,7 МПа и армировались основной канатной арматурой диаметром 12,5 мм, соответствующей классу Y1860 S7. Конструктивное решение и армирование балок прямолинейного очертания серии БО представлены на рисунке 2 и в таблице 1.

Длина балок серии БД составила 3 м, высота сечения переменная: минимальная 270 мм для наклонной части балки у опоры, максимальная – 350 мм в коньке. Ширина сечения 120 мм по всей длине балки. В середине пролета было предусмотрено поперечное армирование в виде хомутов Ø6 мм класса S240 или S500, установленных с шагом 150 мм. В качестве напрягаемой арматуры в балке БД-1 был использован арматурный стержень Ø14 мм S800, в балке БД-2 – канат Y1860 S7 Ø12,5 мм, а ненапрягаемая продольная арматура представлена двумя стержнями Ø16 мм класса S500. В сжатой зоне было предусмотрено два стержня Ø12 мм класса S500. Информация о конструктивном решении балок ломаного очертания представлена на рисунке 3 и в таблице 2.



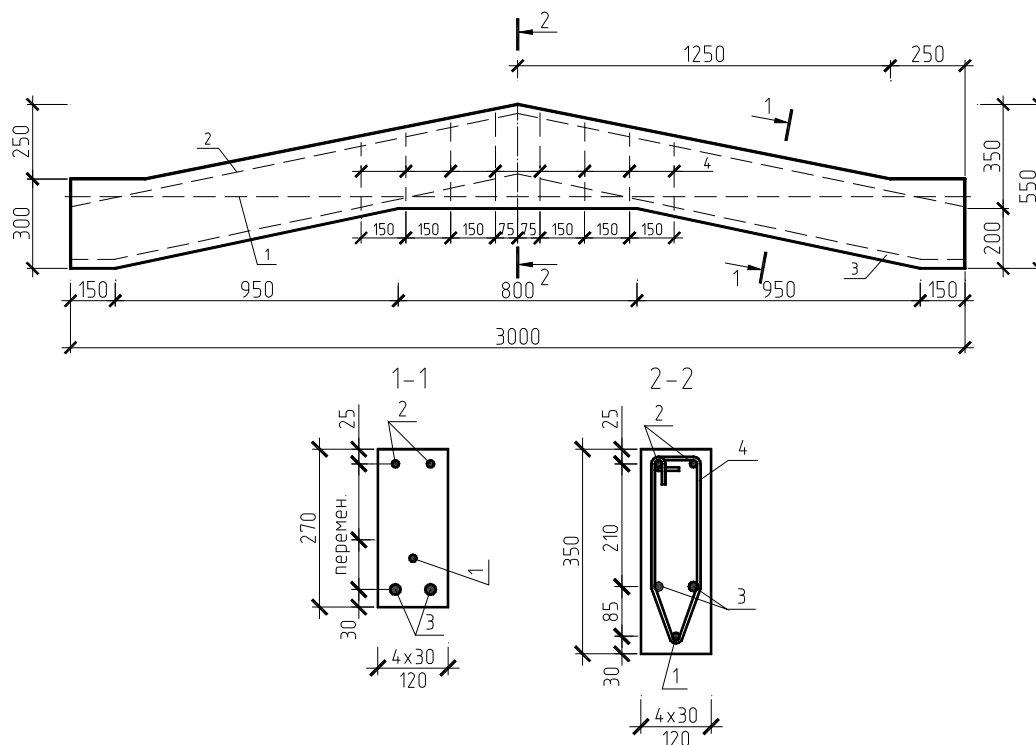
1 – напрягаемая арматура; 2 – ненапрягаемая арматура сжатой зоны;
3 – спирали косвенного армирования; 4 – ненапрягаемая арматура средней части пролета балки.

Рисунок 2. – Конструктивное решение и армирование балок серии БО

Таблица 1. – Основные характеристики балок серии БО

Марка балок	Размеры, см			f_{cm} , МПа	Относительный пролет среза a/h	α , град	Величина преднапряжения нижних канатов, МПа	Величина преднапряжения верхних канатов, МПа
	b	h	l_0					
БО-1	12	30	260	57,7	2,67	9,0	946	928
БО-2	12	30	260	54,2	2,67	9,0	941	920
БО-3*	12	30	260	54,1	2,67	9,0	934	915
БО-4	12	30	225	55,8	2,04	9,0	958	921
БО-5	12	30	260	50,3	2,67	12,0	947	930
БО-6	12	30	260	51,9	2,67	9,0	796	780

Примечание. В опытном образце, помеченном знаком «*», дополнительно устанавливались анкера.



1 – напрягаемая арматура; 2 – ненапрягаемая арматура сжатой зоны;
3 – ненапрягаемая арматура средней части пролета балки; 4 – ненапрягаемая арматура наклонных частей балки;
5 – поперечная арматура.

Рисунок 3. – Конструктивное решение и армирование балок ломаного очертания (серия БД)

Таблица 2. – Основные характеристики балок серии БД

Марка балок	Размеры, см				f_{cm} , МПа	Напрягаемая арматура	Величина предварительного напряжения арматуры, МПа
	b	h_k	h_n	l_0			
БД-1	12	35	27	280	57,46	Ø12,5 Y1860 S7	502,57
БД-2	12	35	27	280	56,55	Ø14 S800	778,09

На рисунках 4 и 5 представлены величины и направления главных деформаций в зоне среза для балок БД-1 и БО-1 на четырех этапах загрузки: после окончания обжатия (до приложения внешней нагрузки); перед образованием нормальных трещин; на стадии, соответствующей работе балки с нормальными трещинами, – перед образованием наклонных трещин; на этапе, соответствующем работе балки с нормальными и наклонными трещинами.

Напряженно-деформированное состояние балок в зоне среза. В балках серии БД при обжатии бетона векторы главных деформаций сжатия по всей длине наклонной части балки ориентированы горизонтально – вдоль траектории предварительно напряженной арматуры. При этом характер распределения главных деформаций по высоте сечения изменяется в зависимости от расположения напрягающего элемента в рассматриваемом сечении. Вблизи места излома нижней грани балки усилие предварительного обжатия приложено в нижней части сече-

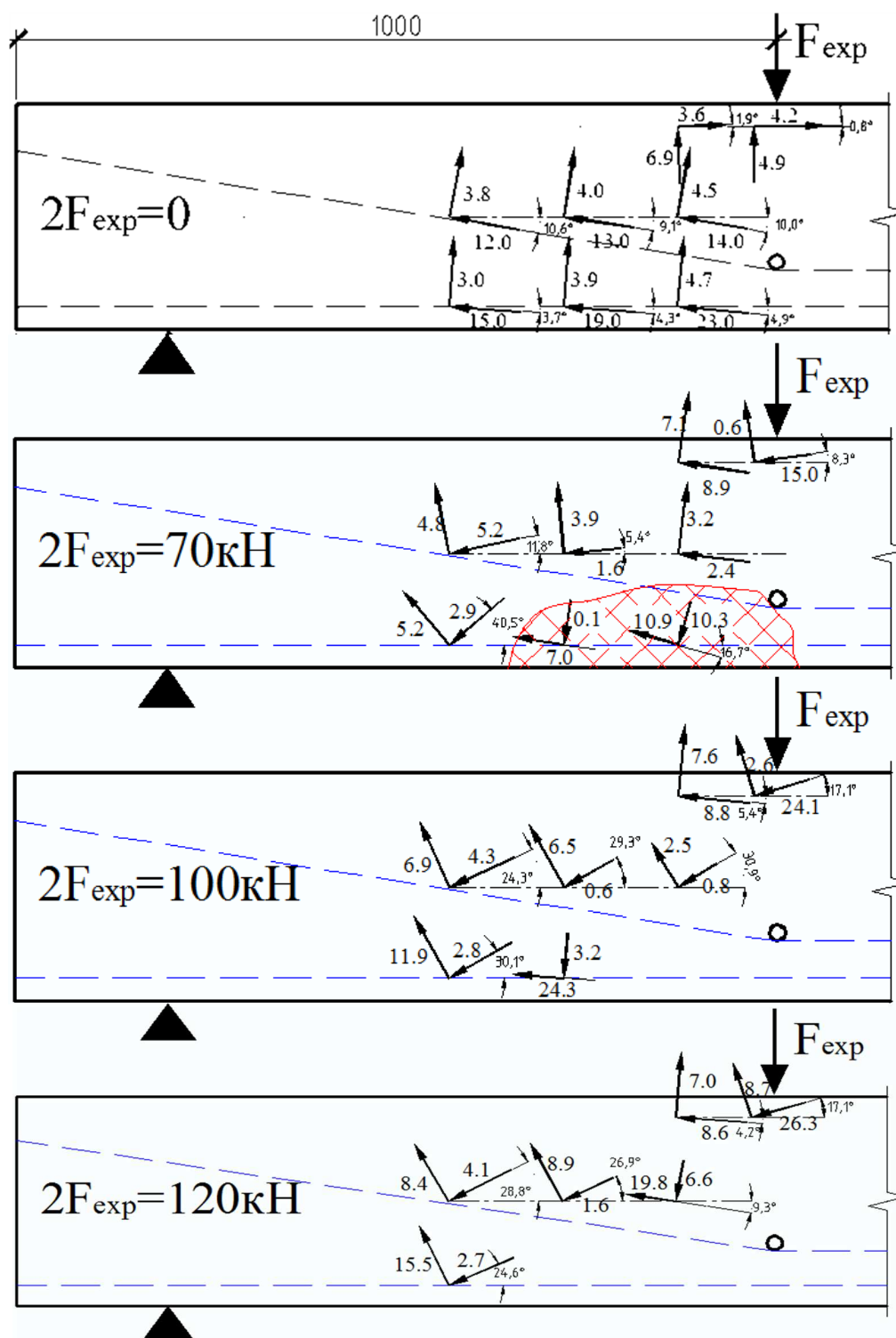


Рисунок 5. – Направление и величина главных деформаций ($\epsilon_{1,2} \times 10^{-5}$) в балке БО-I-1 от действия внешнего нагружения и усилия предварительного обжатия

На этапе перед образованием нормальных трещин ($4F_{exp} = 40 \text{ кН}$) в нижней части сечения возникают деформации растяжения, ориентированные вдоль нижней грани. При этом по всей длине наклонной части балки величина главных деформаций удлинения находится в пределах $(17,1-25,2) \times 10^{-5}$. Равная величина продольных деформаций растяжения у нижней грани является признаком одновременного образования нормальных трещин по всей длине конструкции, что и было зафиксировано на следующем этапе нагружения при проведении эксперимента.

Одновременно с увеличением деформаций растяжения в нижней части сечения отмечен рост главных сжимающих деформаций у верхней грани, ориентированных вдоль наклонной части балки. При этом в сечении

у опоры величины деформаций укорочения больше, чем в сечении у места излома нижней грани, где изгибающий момент согласно принятой схеме загрузки имеет большее значение. Такое распределение главных деформаций является результатом совместного действия внешней нагрузки и усилия предварительного обжатия и обусловлено особенностями конструктивного решения двускатной балки, а именно переводом продольной напрягаемой арматуры из нижней зоны сечения в пролете в верхнюю на опоре.

В средней части сечения главные деформации сжатия имеют незначительную величину, но приобретают вполне определенную ориентацию от опоры к первому пролетному грузу и направлены под углом $27,6\text{--}29,2^\circ$ к продольной оси.

На стадии после образования нормальных трещин ($4F_{exp} = 80$ кН) в середине высоты сечения векторы главных деформаций сжатия сохраняют свою ориентацию от опоры к пролетному грузу, но приобретают более пологий наклон $25,9\text{--}27,2^\circ$.

После появления наклонных трещин ($4F_{exp} = 120$ кН) векторы сжимающих деформаций в середине высоты сечения незначительно изменяли величину и направление, векторы главных деформаций удлинения увеличивались в большей степени. Угол наклона главных площадок деформаций в месте пересечения с трассой напрягающего элемента составлял $25\text{--}27^\circ$, что в последствии предопределило угол наклона магистральной наклонной трещины. Угол наклона трещины в балке БД-1 составил 36° , в балке БД-2 – 28° . Более пологий угол наклона диагональной трещины в балке БД-2 обусловлен лучшими условиями сцеплениями с бетоном стержневой напрягаемой арматуры в сравнении с канатной, использованной в балке БД-1.

Разрушение балки БД-1 произошло по наклонной трещине в приопорной зоне и сопровождалось втягиванием каната в торце балки. Благодаря надежной анкерровке напрягаемой арматурой в балке БД-2 ее сопротивление срезу оказалось существенно выше и разрушение произошло по нормальным сечениям в середине пролета.

В балках прямоугольного очертания серии БО после окончания обжатия у нижней грани векторы главных деформаций сжатия направлены практически горизонтально, а в средней трети высоты сечений векторы сжатия имеют направление к точке приложения усилий в отогнутом канате. Угол наклона к продольной оси главных деформаций в исследуемой зоне балок составляет $9,1\text{--}10,6^\circ$.

Несмотря на разные пролеты среза, усилия обжатия бетона и дополнительную анкерровку напрягаемой арматуры, первыми образовывались по всей длине зоны «чистого» изгиба трещины, нормальные к продольной оси элемента. Уровень загрузки балок при образовании трещин составлял $2F_{exp} = 60\text{--}70$ кН. На данном этапе загрузки в середине высоты сечения приопорной зоны балки БО-1 векторы главных сжимающих деформаций слегка наклонены к опоре. Угол наклона по траектории от опоры к пролетному грузу составляет $5,4^\circ$, и с дальнейшим увеличением внешнего нагружения происходит значительный поворот главных площадок против часовой стрелки (см. рисунок 5). В нижней части сечения балки БО-1 векторы главных растягивающих деформаций на участке, длина которого равна рабочей высоте сечения d от отгиба верхнего каната, направлены под углом $9,0\text{--}16,7^\circ$, а их значения находятся в пределах $(7,0\text{--}10,9)\times 10^{-5}$, что близко предельным (заштрихованная зона, см. рисунок 5).

При последующем возрастании внешней нагрузки ($2F_{exp} = 90\text{--}100$ кН) с удалением от точки перегиба каната в сторону опоры на длине $d/2\text{--}d$ образовывались новые нормальные трещины, которые при дальнейшем увеличении нагрузки «переходили» в слабонаклонные к вертикали, и их развитие, дойдя до уровня отогнутого каната, вначале приостанавливалось, а затем в месте пересечения трассировки отогнутого каната они изменяли направление на более пологое. Главные деформации сжатия в середине высоты сечения по направлению от опоры к пролетному грузу (за пределами зоны влияния силы загрузки) направлены под углом $24,3\text{--}29,3^\circ$, а значения главных растягивающих деформаций составляют $(6,5\text{--}6,9)\times 10^{-5}$, что также меньше предельных для бетона балки БО-1.

После появления слабонаклонных трещин с растянутой грани балки БО-1 ($2F_{exp} = 120$ кН) при дальнейшем нагружении векторы сжимающих деформаций в середине высоты сечения незначительно изменяли величину и направление, а векторы главных растягивающих деформаций увеличивались по величине в большей степени. Угол наклона главных площадок в месте пересечения с трассой каната составлял $26,9\text{--}28,8^\circ$. Дальнейшее увеличение нагрузки не изменило ориентацию главных площадок, но способствовало выделению бетонных подкосов.

В результате в опорных зонах ранее и вновь появившиеся наклонные трещины развивались как к верхней, так и к нижней граням, образуя явно выраженные диагональные трещины. По одной из диагональных трещин (магистральной) происходило разрушение балок с раздроблением сжатого бетона в конце магистральной наклонной трещины (в балках БО-1–БО-3) или срезом бетона сжатой зоны (в балках БО-4–БО-6). Угол наклона магистральных трещин в зоне пересечения с отогнутым канатом составлял $26\text{--}36^\circ$.

Уменьшение относительного пролета среза для образца БО-4 повысило нагрузку трещинообразования, а снижение усилия обжатия бетона в балке БО-6 привело к более раннему появлению нормальных трещин. Незначительное увеличение угла отгиба верхнего каната в балке БО-5 не сказалось существенно на общей картине расположения трещин и характере разрушения образца, в отличие от постановки в балке БО-3 дополнительных анкеров, повлиявшей на угол наклона магистральной диагональной трещины и сопротивлении срезу.

Заключение. По результатам анализа напряженно-деформированного состояния балок ломаного и прямолинейного очертаний можно сделать следующие выводы:

1. В балках ломаного очертания с прямолинейной напрягаемой арматурой главные деформации растяжения у нижней грани достигают предельных значений одновременно по всей длине наклонной части балки. Это свидетельствует о равной трещиностойкости нормальных сечений по всей длине конструкции.

2. Угол наклона магистральной трещины в балках серии БД составил $28\text{--}36^\circ$, в балках серии БО – $26\text{--}36^\circ$. Таким образом, напряженно-деформированное состояние балок ломаного очертания в зоне среза в полной мере соответствует особенностям работы прямолинейных балок с отгибом части продольной арматуры на опоре. Следует также отметить, что полученные в балках серий БД и БО значения углов наклонов диагональных трещин в момент разрушения не велики (пологие углы), что свидетельствует о включении в сопротивление всего участка среза.

3. Независимо от конструктивного решения балки наибольшее влияние на характер разрушения оказывала анкеровка продольной напрягаемой арматуры. В образцах, у которых анкеровка арматуры (канатной или стержневой) обеспечивалась конструктивными мероприятиями, угол наклона магистральной трещины оказался более пологим, а сопротивление срезу – выше.

ЛИТЕРАТУРА

1. Михайлов, В.В. Предварительно напряженные железобетонные конструкции (Теория, расчет и подбор сечений) / В.В. Михайлов. – 2-е изд., перераб. и доп. – М. : Стройиздат, 1978. – 383 с.
2. Михайличенко, А.В. Напряженно-деформированное состояние, расчет и оптимизация изгибаемых элементов со смешанным армированием : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / А.В. Михайличенко. – Киев, 1993. – 22 с.
3. Хуранов, В.Х. Железобетонные конструкции равного сопротивления с комбинированным преднапряжением и смешанным армированием : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / В.Х. Хуранов ; Рост. гос. строит. ун-т. – Ростов на/Д, 2004 – 24 с.
4. Малиновский, В.Н. Сопротивление предварительно напряженных балок из высокопрочного бетона с отогнутой стержневой арматурой при изгибе с поперечной силой : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / В. Н. Малиновский. – Л., 1988. – 153 л.
5. Сасонко, Л.В. Исследование изгибаемых предварительно напряженных железобетонных конструкций с отогнутой арматурой : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / Л.В. Сасонко. – М., 1974. – 146 л.
6. Малиновский, В.Н. Эффективность железобетонных конструкций при смешанном армировании / В.Н. Малиновский, Н.В. Матвеев // Проблемы современного бетона и железобетона : сб. науч. тр. / РУП «Институт БелНИИС» ; редкол.: О.Н. Лешкевич (гл. ред.) [и др.]. – Минск, 2016. – Вып. 8. – С. 155–171. DOI: 10.23746/2016-8-9.
7. Маньель, Г. Предварительно напряженный железобетон / Г. Маньель. – М. : Госстройиздат, – 1958. – 412 с.
8. Leonhardt, F. Continuous Prestressed Concrete Beams / F. Leonhardt // Journ. of ACI. – Mar., 1953. – Vol. 22, № 7. – P. 617–634.
9. Горожанский, Ю.Ф. Преимущества замены статической схемы сборных железобетонных рам для одноэтажного промышленного строительства / Ю.Ф. Горожанский // Респ. науч.-техн. конф. : тез. докл., Брест, 26–28 нояб. 1968 г. / Брест. инж.-техн. ин-т ; редкол.: П.Н. Макарук (отв. ред.) [и др.]. – Брест, 1968. – С. 42–47.
10. Малиновский, В.Н. Усовершенствованный вариант конструктивного решения железобетонных стропильных балок / В.Н. Малиновский, П.В. Кривицкий, Н.В. Матвеев // Вестн. Брест. гос. техн. ун-та. Сер. Строительство и архитектура. – 2013. – № 1 (79). – С. 128–131.
11. Малиновский, В.Н. Экспериментальные исследования влияния конструктивных факторов на сопротивление изгибу с поперечной силой преднапряженных железобетонных элементов с канатной отогнутой арматурой / В.Н. Малиновский, П.В. Кривицкий // Проблемы современного бетона и железобетона : сб. науч. тр. / РУП «Институт БелНИИС» ; редкол.: О. Н. Лешкевич (гл. ред.) [и др.]. – Минск, 2016. – Вып. 8. – С. 134–154. DOI: 10.23746/2016-8-8.

Поступила 01.06.2021

EXPERIMENTAL STUDIES OF THE FLEXURE WITH SHEAR FORCE RESISTANCE OF STRAIGHT AND BROKEN CONFIGURATION PRESTRESSED CONCRETE BEAMS

N. MATWEENKO, P. KRIVITSKIY

In the article, based on the results of experimental studies, a comparative analysis of the stress-strain state in the shear zone of prestressed concrete beams of straight and broken configuration is carried out. The features of experimental beams cracking are revealed depending on the configuration, as well as the influence of reinforcement anchoring on the nature of destruction. According to the test results in the beams of a broken configuration, a uniform distribution of tensile stresses along the lower face is observed, which indicates an equal crack resistance of normal sections along the entire length of the structure. Additional structural measures to increase the anchoring of prestressing reinforcement resulted in a decrease in the angle of inclination of the critical diagonal crack and an increase in shear resistance regardless of the faces configuration along the length of the test beams. At the same time, at the moment of the beams destruction of the straight and broken configuration, the angles of inclination of the critical diagonal cracks were practically equal.

Keywords: prestressed concrete beam, stress-strain state, resistance, fracture strength, bend, broken configuration.

УДК 614.841.332:691.328.1::666.97.033.17

РЕШЕНИЕ СТАТИЧЕСКОЙ ЗАДАЧИ ОГНЕСТОЙКОСТИ ЦЕНТРИФУГИРОВАННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОЛОНН

Д.С. НЕХАНЬ, канд. техн. наук, доц. И.И. ПОЛЕВОДА
(Университет гражданской защиты МЧС Республики Беларусь, Минск)

Статья посвящена решению статической задачи огнестойкости центрифугированных железобетонных колонн. Результаты огневых испытаний центрифугированных железобетонных колонн кольцевого сечения показали, что предел огнестойкости данных конструкций невелик ввиду наличия в них определенных особенностей (неоднородность бетона, тонкостенность, наличие воздушной полости). В ходе решения статической задачи получено уравнение коэффициента $k_{\text{кор}}$, учитывающего неоднородность прочностных свойств центрифугированного бетона в поперечном сечении конструкций. В программном комплексе ЛИРА-САПР 2013 R5 получены значения усилий в исследуемых колоннах в начальных условиях. Определены значения эксцентриситетов продольной силы относительно центра тяжести сечения колонн, обусловленных их поворотом вследствие прогиба плиты перекрытия при пожаре. Рассчитанные значения предела огнестойкости центрифугированных железобетонных колонн по существующим методикам значительно превышают экспериментальное, что недопустимо с точки зрения обеспечения пожарной безопасности. Учет особенностей указанных конструкций в статическом расчете при заданном температурном поле позволяет получить близкие к экспериментальным значения предела огнестойкости, что должно найти соответствующее отражение при разработке методики расчета.

Ключевые слова: огнестойкость, предел огнестойкости, центрифугированные железобетонные колонны, статический расчет, несущая способность, рама, ЛИРА-САПР.

Введение. Железобетонные конструкции должны отвечать требованиям по безопасности, пригодности к нормальной эксплуатации, долговечности, технологичности, экономичности на всех стадиях своего существования, включая производство, изготовление, транспортировку, монтаж и эксплуатацию [1; 2]. Их расчет производится для различных ситуаций, в т.ч. для особых (аварийных), имеющих малую вероятность возникновения и небольшую продолжительность, однако достаточно важных с точки зрения достижения предельных состояний. К таким особым ситуациям относится пожар [1]. В части решения задач по обеспечению несущей способности строительными конструкциями при пожаре введено понятие предела огнестойкости, являющегося важнейшей классификационной характеристикой строительных конструкций, определяющей область их применения.

Фактические пределы огнестойкости строительных конструкций определяются экспериментальным и теоретическим способами. Экспериментальная оценка огнестойкости является ресурсозатратным мероприятием. Теоретические методы оценки огнестойкости, которые основываются на результатах температурно-силовых испытаний при решении научной задачи, позволяют более экономично и оперативно находить приемлемые решения в области оценки огнестойкости строительных конструкций на этапе проектирования. Так как в результате огневого воздействия в конструкции возникает тепловой поток, задача определения предельной несущей способности сводится к определению количества времени, в течение которого температурное поле в конструкции снизит ее несущую способность $R_{d,fi}$ до значений, при которых она больше неспособна воспринимать действующие на нее нагрузки $E_{d,fi}$ (рисунок 1). Исходя из этого, расчет огнестойкости заключается в решении теплотехнической и статической задач. Теплотехническая задача сводится к определению температурного поля в сечении конструкции в заданный момент времени огневого воздействия. В статической части определяется несущая способность конструкции при нагреве с учетом изменения свойств бетона и арматуры.

Результаты испытаний центрифугированных железобетонных колонн кольцевого сечения под совместной температурно-силовой нагрузкой [3] показали, что предел огнестойкости данных конструкций оказывается невеликим ввиду их характерных особенностей (наличие воздушной полости, неоднородность свойств в поперечном сечении, тонкостенность) [3–5], способствующих усиленному прогреву их сечения и в связи с этим более скорому снижению физико-механических показателей бетона и арматуры. Исследование физико-механических свойств центрифугированного бетона показало, что они неоднородны в радиальном направлении готовых изделий в нормальных условиях [6–9]. При этом наблюдается различие в относительном изменении данных показателей при высокотемпературном нагреве [10]. Поскольку существующие методы оценки огнестойкости железобетонных конструкций [11; 12] не учитывают данные особенности, актуальной является выработка подходов к оценке пределов огнестойкости центрифугированных железобетонных конструкций на основе решения теплотехнической и статической задач огнестойкости. Решение проблемы прогрева центрифугированных железобетонных колонн при пожаре представлено в работах [4; 5]. Целью настоящей работы является проведение статического расчета для испытанных центрифугированных железобетонных колонн [3] (таблица 1) в заданные моменты времени пожара.

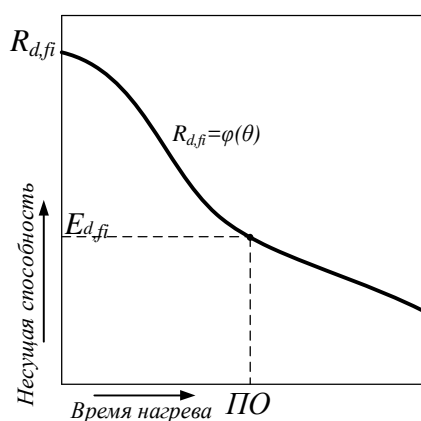


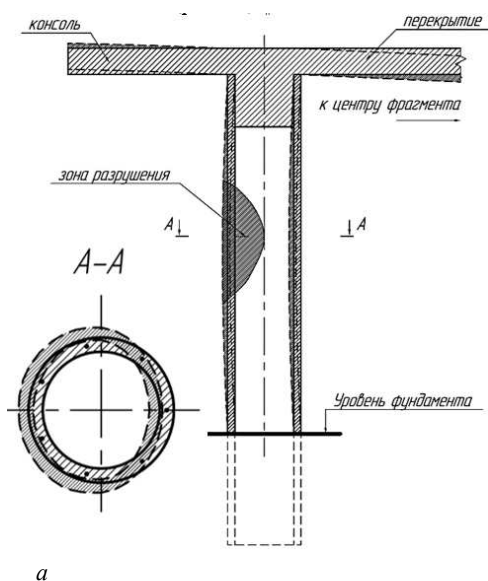
Рисунок 1. – Изменение несущей способности конструкции при пожаре

Таблица 1. – Характеристика испытанных колонн

Длина в свету l , мм (в т.ч. длина шпонки $l_{шп}$, мм)	2750 (400)
Наружный диаметр D , мм	560
Толщина стенки b , мм	55
Толщина защитного слоя бетона s , мм	20
Количество продольных арматурных стержней	7
Поперечное армирование	спиральное, проволока В-I 4 мм
Диаметр арматуры d_s , мм	12
Нормативное сопротивление бетона осевому сжатию f_{ck} , МПа	32
Нормативное сопротивление арматуры растяжению f_{yk} , МПа	500

Основная часть. Расчет проведем методом изотермы 500 °С и зонным методом [11; 12], получившими наиболее широкое распространение в практике оценки огнестойкости.

Если рассматривать характер разрушения конструкций и цепочку последовательных событий, которые к этому приводят, то зачастую схемы и характер разрушения при пожаре аналогичны нормальным условиям [11; 13] и наоборот. Различие заключается в причинах такого разрушения. Механизм разрушения одной из колонн в проведенных испытаниях схематически показан на рисунке 2, а. В процессе испытаний наблюдалось прогрессирующее ее изгиба. При этом максимальные изгибные деформации зафиксированы в средней части по высоте колонны [3]. За 6 мин до разрушения в данной области были зафиксированы две интенсивно развивающиеся спиралевидные магистральные трещины, направленные под углом 75–80° к плоскости земли (рисунок 2, б).



а – схематическое изображение; б – вид колонны с торцевой стороны фрагмента, в т.ч. при пожаре.

Рисунок 2. – Механизм разрушения центрифугированной железобетонной колонны при пожаре

Определение несущей способности колонн. В настоящее время наиболее универсальным считается расчет железобетонных конструкций на основе нелинейной деформационной модели, который включен в систему технических нормативных правовых актов (далее – ТНПА) Республики Беларусь [1] и ряда других стран [14; 15]. Высокие показатели трудозатрат и необходимость наличия большого массива исходных данных при использовании данной модели, которая реализуется, как правило, в специализированных программных комплексах (ПК), ограничивают область ее применения в инженерной практике. Проведенные В.Л. Щуцким и В.В. Поцебином расчеты несущей способности элементов кольцевого сечения на основе нелинейной деформационной модели и по методу предельных усилий показали различие в полученных результатах от 0,8 до 5,3% [14]. Поэтому для разработки методики расчета пределов огнестойкости центрифугированных железобетонных конструкций, в частности, при решении статической задачи, вполне допустимо использовать метод предельных усилий.

Известны подходы к расчету прочности внецентренно сжатых элементов кольцевого сечения по методу предельных усилий, разработанные и экспериментально обоснованные С.Т. Андросовым, В.Н. Лебедевым и Т.Ф. Нагорной под руководством В.М. Баташева [8]. Они основаны на исследованиях, показавших возможность учета прямоугольной укороченной эпюры напряжений в бетоне и арматуре сжатой зоны и криволинейной эпюры в арматуре растянутой зоны для расчета прочности железобетонных элементов (рисунок 3).

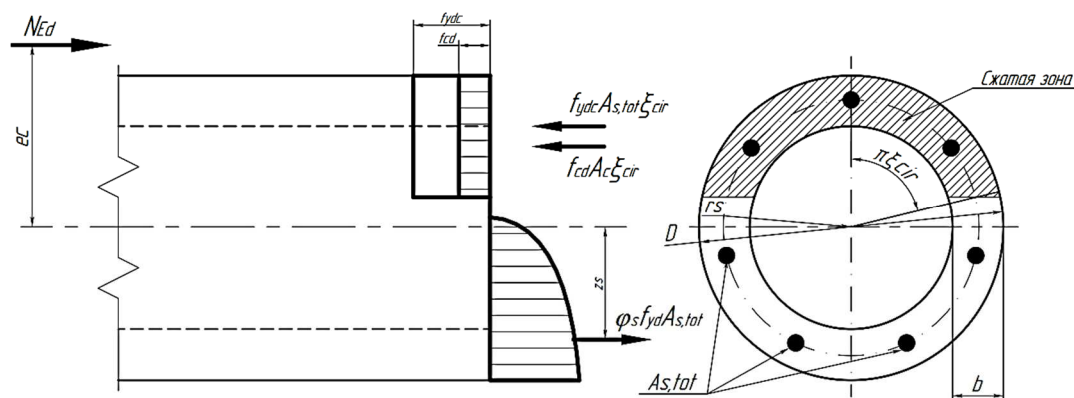


Рисунок 3. – К расчету кольцевого сечения внецентренно сжатого железобетонного элемента [16; 17]

Несущая способность внецентренно сжатых элементов согласно данным исследованиям определяется по формуле [8; 16; 17]

$$M_{Rd} = \left[(f_{cd} A_c r_m + f_{ydc} A_{s,tot} r_s) \sin \xi_{cir} \right] / \pi + f_{yd} A_{s,tot} \varphi_s z_s, \quad (1)$$

где f_{cd} – расчетное сопротивление бетона сжатию;

A_c – площадь сечения бетона;

r_m – средний радиус колонны, равный $0,5 \cdot (D - b)$;

f_{yd} – расчетное сопротивление растяжению ненапрягаемой арматуры;

f_{ydc} – расчетное сопротивление сжатию арматуры, принимаемое равным f_{yd} [1],

$A_{s,tot}$ – площадь сечения всей продольной арматуры;

r_s – радиус окружности, проходящей через центры тяжести стержней продольной арматуры, равный $0,5D - c - 0,5d_s$;

ξ_{cir} – относительная площадь сжатой зоны, определяемая по формуле

$$\xi_{cir} = \frac{N_{Ed} + \omega_1 f_{yd} A_{s,tot}}{f_{cd} A_c + (f_{ydc} + \omega_2 f_{yd}) A_{s,tot}}, \quad (2)$$

где N_{Ed} – расчетная продольная сила в рассматриваемом сечении;

ω – коэффициент, принимаемый равным 1 для ненапрягаемой арматуры классов S240, S400 и 1,1 – для других классов;

ω_2 – коэффициент, определяемый по формуле [16; 17]

$$\omega_2 = \omega_1 (1,5 + 6 \cdot 10^{-4} f_{yd}) ; \quad (3)$$

φ_s – относительная величина приращения усилий в арматуре растянутой зоны от внешней нагрузки, определяемая по формуле [16; 17]

$$\xi_{cir} = \frac{N_{Ed} + \varphi_s f_{yd} A_{s,tot}}{f_{cd} A_c + f_{ydc} A_{s,tot}} ; \quad (4)$$

z_s – расстояние от равнодействующей в арматуре растянутой зоны до центра тяжести сечения, определяемое по формуле [16; 17]

$$\xi_{cir} = \frac{N_{Ed} + f_{yd} A_{s,tot}}{f_{cd} A_c + (f_{ydc} + 1,7 f_{yd}) A_{s,tot}} . \quad (5)$$

Если вычисленное по формуле (2) значение $\xi_{cir} \leq 0,15$, то в формулу (1) подставляется ξ_{cir} , определенное по формуле [16; 17]

$$\xi_{cir} = \frac{N_{Ed} + \varphi_s f_{yd} A_{s,tot}}{f_{cd} A_c + f_{ydc} A_{s,tot}} , \quad (6)$$

при этом значения φ_s и z_s определяют по формулам (4) и (5) при $\xi_{cir} = 0,15$.

Если вычисленное по формуле (4) значение $\varphi_s \leq 0$, то в формулу (1) подставляется $\varphi_s = 0$ и ξ_{cir} , вычисленное по формуле (2) при $\omega_1 = \omega_2 = 0$ [16; 17].

Преобразования формул (1)–(6) и учет допущений при расчете внецентренно сжатых колонн кольцевого сечения привели к возможности расчета сопротивления данных элементов в зависимости от значения относительной площади сжатой зоны, что закреплено в ТНПА Российской Федерации [15; 18]:

$$\xi_{cir} = \frac{N_{Ed} + f_{yd} A_{s,tot}}{f_{cd} A_c + (f_{ydc} + 1,7 f_{yd}) A_{s,tot}} . \quad (7)$$

а) При $0,15 < \xi_{cir} < 0,6$ по формуле [15; 18]

$$M_{Rd} = (f_{cd} A_c r_m + f_{ydc} A_{s,tot} r_s) \frac{\sin \pi \xi_{cir}}{\pi} + f_{yd} A_{s,tot} r_s (1 - 1,7 \xi_{cir}) (0,2 + 1,3 \xi_{cir}) ; \quad (8)$$

б) при $\xi_{cir} \leq 0,15$ по формуле [15; 18]

$$M_{Rd} = (f_{cd} A_c r_m + f_{ydc} A_{s,tot} r_s) \frac{\sin \pi \xi_{cir1}}{\pi} + 0,295 f_{yd} A_{s,tot} r_s , \quad (9)$$

где $\xi_{cir1} = \frac{N_{Ed} + 0,75 f_{yd} A_{s,tot}}{f_{cd} A_c + f_{ydc} A_{s,tot}} ;$

в) при $\xi_{cir} \geq 0,6$ по формуле [15; 18]

$$M_{Rd} = (f_{cd} A_c r_m + f_{ydc} A_{s,tot} r_s) \frac{\sin \pi \xi_{cir2}}{\pi} , \quad (10)$$

где $\xi_{cir2} = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} A_c + f_{ydc} A_{s,tot}} .$

Расчетное сопротивление бетона сжатию при пожаре $f_{cd}(\theta)$ определяется в зависимости от его температуры по формуле [11; 12]

$$f_{cd}(\theta) = f_{ck} \cdot k_c(\theta) , \quad (11)$$

где $k_c(\theta)$ – коэффициент условий работы бетона при пожаре.

Расчетное сопротивление арматуры при пожаре $f_{yd}(\theta)$ определяется в зависимости от ее температуры по формуле [11; 12]

$$f_{yd}(\theta) = f_{yk} \cdot k_s(\theta) , \quad (12)$$

где $k_s(\theta)$ – коэффициент условий работы арматуры при пожаре.

В настоящих исследованиях $k_c(\theta)$ и $k_s(\theta)$ принимаются по [12].

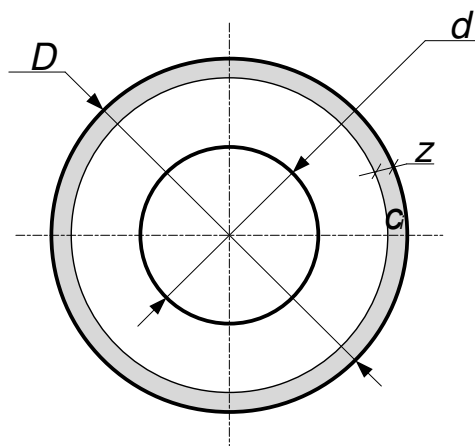
При расчете огнестойкости центрифугированных железобетонных колонн зонным методом имеется возможность учесть неоднородность свойств центрифугированного бетона в поперечном сечении конструкции введением поправочного коэффициента k_{cor} . Приведенный коэффициент снижения прочности на сжатие бетона $k_{c,m}$, показывающий долю сечения бетона, способного выполнять свои функции при пожаре [12], имеет следующий вид [10]:

$$k_{c,m} = \frac{\left(1 - \frac{0,2}{n}\right)}{n} \cdot \sum_{i=1}^n c_i \cdot k_{cor,i} \cdot k_{c,i}(\theta), \quad (13)$$

где n – количество зон;

$c_i = A_i / A_c$ – доля площади i -й зоны от общей площади сечения бетона (рисунок 4).

Рисунок 4. – К зонному методу оценки огнестойкости центрифугированных колонн кольцевого сечения [10]



Для центрифугированных колонн кольцевого сечения, обогреваемых по всему наружному периметру (см. рисунок 4), доля площади i -й зоны определяется по формуле [10]

$$c_i = \frac{4z \cdot [D - z \cdot (2i - 1)]}{D^2 - d^2}, \quad (14)$$

где d – внутренний диаметр колонны;

i – номер зоны;

z – ширина зоны, равная b / n .

Поправочный коэффициент k_{cor} определяется следующим образом [10]:

$$k_{cor} = k_t \cdot k_p, \quad (15)$$

где k_t – коэффициент, учитывающий различие в $k_c(\theta)$ по сечению конструкции при одной и той же температуре, определяемый с учетом повышения неоднородности центрифугированного бетона при увеличении толщины конструкции следующим образом [9; 10]:

$$k_t = 1 + 6,25b \cdot (\delta - 0,5) \cdot \operatorname{tg} \varphi(\theta), \quad (16)$$

где δ – относительная толщина (отношение расстояния от внутренней поверхности колонны до рассматриваемой точки к толщине ее стенки), которая связана с номером зоны i рассматриваемой конструкции следующей зависимостью [10]:

$$\delta_i = 1 - \frac{z \cdot (2i - 1)}{2b}; \quad (17)$$

$\operatorname{tg} \varphi(\theta)$ – коэффициент, определяемый по эмпирической зависимости [10]:

$$\operatorname{tg} \varphi(\theta) = 4,4 \cdot 10^{-12} \theta^4 - 3,8 \cdot 10^{-9} \theta^3 - 5,0 \cdot 10^{-6} \theta^2 + 0,004 \theta - 0,079; \quad (18)$$

k_{pi} – коэффициент, учитывающий различие прочности центрифугированного бетона по сечению конструкции в нормальных условиях, численно равный отношению прочности бетона на сжатие в заданном слое к прочности бетона на сжатие в конструкции в целом и определяемый на основании результатов работы [9]:

$$k_{pi} = 0,975 - 2,3b + 4,6b\delta_i. \quad (19)$$

Температуры бетона и арматуры в сечении колонн при пожаре принимались по результатам моделирования их прогрева в ПК *Ansys Workbench* с учетом корректировки коэффициентами ускорения прогрева вследствие их особенностей [4; 5].

Определение усилий от внешних воздействий. Продольная сила N_{Ed} и изгибающий момент M_{Ed} от внешнего воздействия в поперечном сечении колонн в начальных условиях определялись путем проведения статического расчета смоделированной рамы в ПК ЛИРА-САПР 2013 R5 (рисунок 5).

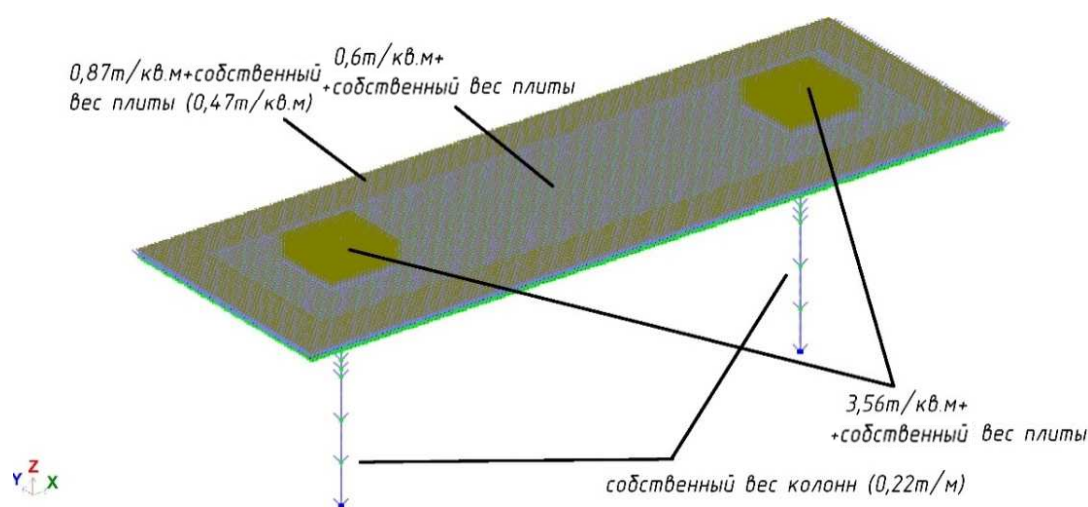


Рисунок 5. – Модель рамы для статического расчета

В модели учитывался собственный вес конструкций и фактическое размещение статической нагрузки на монолитной железобетонной плите перекрытия (далее – плита) в процессе испытаний [3]. Колонны в модели задавались стержнями длиной 2350 мм и 400 мм (узловое шпоночное соединение). В нижней части колонны имели жесткое защемление. В процессе анализа усилий в их сечении стержни разбивались на более короткие участки длиной от 70 до 500 мм. Плита в модели задавалась 4-узловыми пластинами размером 50×50 мм. Размеры поперечного сечения конструкций соответствовали реальным (см. таблицу 1). За плотность ρ_m и модуль упругости элементов E_m принимались приведенные значения (с учетом объема арматуры и бетона в конструкциях). Поскольку ЛИРА-САПР 2013 R5 производит линейный расчет, для определения усилий в элементах рамы в модели им присваивались приведенные значения модулей упругости, умноженные на коэффициент 0,4 для колонн, 0,3 – для плиты [1], E_m^* (таблица 2).

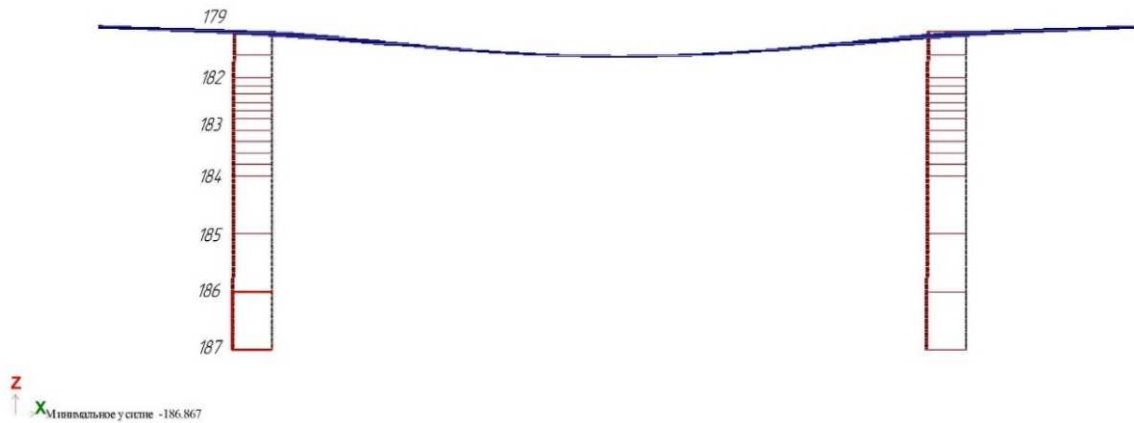
Таблица 2. – Модуль упругости и плотность элементов

Элемент рамы	ρ_m , кг/м ³	E_m , МПа	E_m^* , МПа
Колонна	2560	35700	14280
Колонна в месте замоноличивания шпонки	2330	31400	12560
Плита	2340	33200	9960

Примечание. Плотность бетона в колоннах составляет 2500 кг/м³, в плите – 2200 кг/м³, плотность арматуры – 7850 кг/м³. Модуль упругости бетона E_{cm} в колоннах равен 33,7 ГПа, в плите – 29 ГПа, модуль упругости арматуры – $E_s = 200$ ГПа [1].

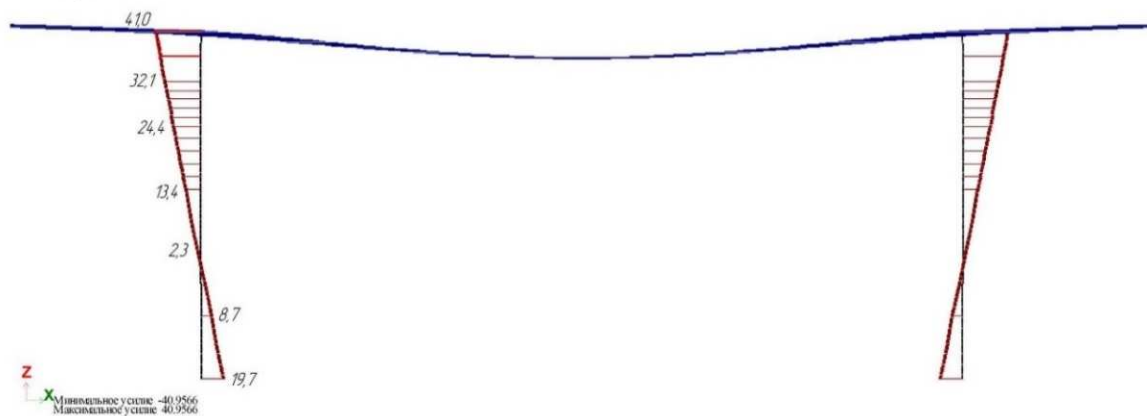
Результаты статического расчета рамы представлены на рисунке 6.

Загрузка 1
Эпюра N
Единица измерения - кН



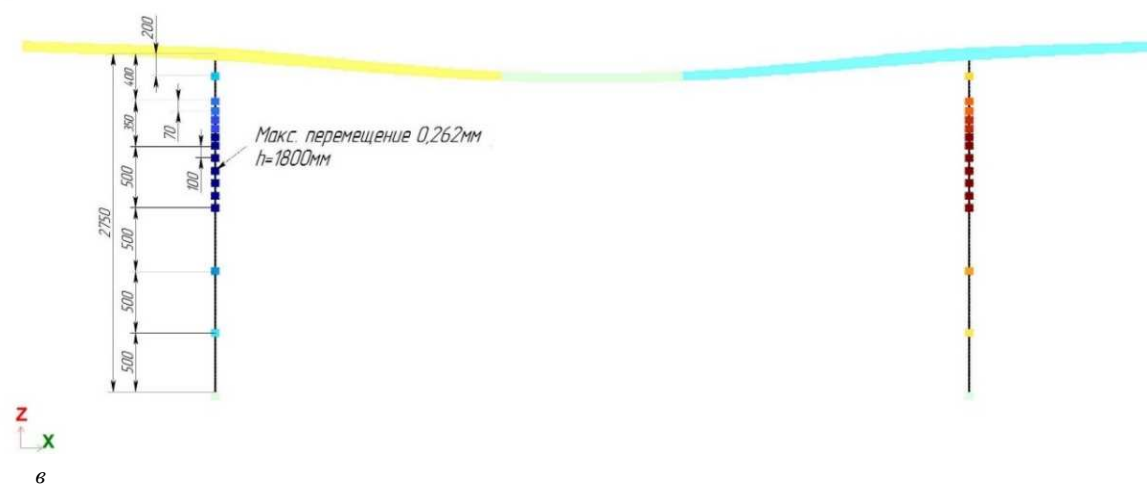
а

Загрузка 1
Эпюра Mu
Единица измерения - кН*м



б

Загрузка 1
Мозаика перемещений по X(G)
Единица измерения - мм



в

а – эпюра продольных сил в колоннах; б – эпюра изгибающих моментов в колоннах;
в – горизонтальные перемещения элементов рамы.

Рисунок 6. – Результаты статического расчета рамы

Суммарный изгибающий момент в сечении колонн от внешнего воздействия при пожаре определим по формуле

$$M_{Ed,fi} = N_{Ed,fi} (e_c \eta_a + e_0 + e_f + e_t), \quad (20)$$

где e_c – эксцентриситет продольной силы относительно центра тяжести сечения колонн в начальных условиях, равный

$$e_c = \frac{M}{N}, \quad (21)$$

где M и N – изгибающий момент и продольная сила в сечении колонны в начальных условиях;

η_a – коэффициент, учитывающий влияние продольного изгиба колонны на ее несущую способность;

e_0 – случайный эксцентриситет, принятый равным 20 мм [1];

e_t – эксцентриситет от огневого воздействия (температурный), принимаемый равным 0 при всестороннем обогреве [13; 19];

e_f – эксцентриситет продольной силы относительно центра тяжести приведенного сечения колонны, обусловленный ее поворотом вследствие прогиба плиты при пожаре.

Поскольку при пожаре разрушение началось в пределах средней трети длины колонны (см. рисунок 1), в формулу (21) будем подставлять значения M и N из сечения средней трети длины колонны, в котором M максимально (см. рисунок 6, а и б):

$$e_c = \frac{M}{N} = \frac{20,7 \text{ кН}\cdot\text{м}}{183 \text{ кН}} = 0,113 \text{ м} = 113 \text{ мм}.$$

Коэффициент η_a определим по формуле [1]

$$\eta_a = \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed,fi}}{N_{crit,fi}}}, \quad (22)$$

где за $N_{Ed,fi}$ принимается среднее значение продольной силы в сечении колонны (см. рисунок 6, а), равное 183 кН·м, которое остается постоянным;

$N_{crit,fi}$ – критическая сила, определяемая по формуле [1]

$$N_{crit,fi} = \frac{\pi^2 (k_c E_{cm} I_c + k_s E_s I_s)}{l_0^2}, \quad (23)$$

где k_c – коэффициент, определяемый по формуле [1]

$$k_c = \frac{k_{1a} k_{2a}}{1 + \phi_{ef}}, \quad (24)$$

где k_{1a} – коэффициент, зависящий от класса бетона по прочности на сжатие [1]:

$$k_{1a} = \sqrt{\frac{f_{ck}}{20}} = \sqrt{\frac{32}{20}} = 1,265; \quad (25)$$

k_{2a} – коэффициент, зависящий от величины продольного усилия и гибкости [1]:

$$k_{2a} = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} \cdot \frac{\lambda_a}{170} \leq 0,20, \quad (26)$$

где λ_a – гибкость колонны, определяемая по формуле [1]

$$\lambda_a = \frac{l_0}{i}, \quad (27)$$

где l_0 – расчетная длина колонны;

i – радиус инерции сечения бетона, равный $0,25 \cdot \sqrt{D^2 + d^2}$.

Расчетную длину колонны l_0 в продольном направлении рамы, остающуюся неизменной в процессе испытаний, определим по формуле [1]

$$l_0 = 0,5l \sqrt{\left(1 + \frac{k_{1c}}{0,45 + k_{1c}}\right) \left(1 + \frac{k_{2c}}{0,45 + k_{2c}}\right)}, \quad (28)$$

где k_{1c} , k_{2c} – значения относительной податливости закрепления от поворота на нижнем и верхнем концах колонны, определяемые по формулам [1]

$$k_{1c} = \frac{\Psi_1}{M_1} (E_c I_c / l); \quad (29a)$$

$$k_{2c} = \frac{\Psi_2}{M_2} (E_c I_c / l), \quad (29б)$$

где Ψ_1 , Ψ_2 – углы поворота колонн при изгибающих моментах M_1 и M_2 на нижнем и верхнем концах (см. рисунок 6, б);

I_c – момент инерции сечения бетона относительно центра тяжести сечения колонны;

I_s – момент инерции площади сечения арматуры относительно центра тяжести сечения колонны;

k_s – коэффициент влияния арматуры, принимаемый равным 1;

ϕ_{ef} – коэффициент, принимаемый равным предельному значению коэффициента ползучести, равный 1,3 для испытанных колонн [1; 3].

Поскольку рама и схема нагружения симметричны относительно центра плиты, Ψ_1 и Ψ_2 для обеих колонн равны. Они определялись исходя из максимальных перемещений и длины колонн (см. рисунок 6, в):

$$\Psi_1 = \arctg\left(\frac{0,262}{1800}\right) \approx 0,00013 \text{ рад}; \quad \Psi_2 = \arctg\left(\frac{0,262}{950}\right) \approx 0,00025 \text{ рад}.$$

Рассчитанные k_{1c} , k_{2c} и расчетная длина l_0 в продольном направлении рамы, принимаемая постоянной на протяжении всей продолжительности испытаний (пожара) [11; 12], составляют:

$$k_{1c} = \frac{0,00013}{19,7 \cdot 10^3} (35,7 \cdot 10^9 \cdot 2,8 \cdot 10^{-3} / 2,75) = 0,245; \quad k_{2c} = \frac{0,00025}{41,0 \cdot 10^3} (31,4 \cdot 10^9 \cdot 4,8 \cdot 10^{-3} / 2,75) = 0,337;$$

$$l_0 = 0,5 \cdot 2,75 \sqrt{\left(1 + \frac{0,245}{0,45 + 0,245}\right) \left(1 + \frac{0,337}{0,45 + 0,337}\right)} \approx 1,9 \text{ м}.$$

Результаты расчета коэффициента η_a в процессе температурно-силовых испытаний [3] представлены в таблице 3.

Таблица 3. – Коэффициент η_a и критическая сила $N_{crit,fi}$ при пожаре

Колонна I							
Продолжительность испытаний, мин	0,0	8,2	14,6	22,1	31,0	36,0	41,0
$N_{crit,fi}$, кН	14380	14320	14239	13536	12849	12639	12236
Коэффициент η_a	1,013	1,013	1,013	1,014	1,014	1,015	1,015
Продолжительность испытаний, мин	46,0	50,0	55,6	59,9	64,0	68,1	–
$N_{crit,fi}$, кН	11863	11611	11373	11119	11008	10717	–
Коэффициент η_a	1,016	1,016	1,016	1,017	1,017	1,017	–
Колонна II							
Продолжительность испытаний, мин	0,0	7,8	14,9	22,2	30,8	35,8	40,8
$N_{crit,fi}$, кН	14399	14345	14261	13502	12880	12635	12213
Коэффициент η_a	1,013	1,013	1,013	1,014	1,014	1,015	1,015
Продолжительность испытаний, мин	45,8	50,0	55,0	60,4	64,0	68,1	–
$N_{crit,fi}$, кН	11798	11503	11167	11010	10025	2144	–
Коэффициент η_a	1,016	1,016	1,017	1,017	1,019	1,093	–

Примечание. Коэффициенты, учитывающие изменение модуля упругости бетона и арматуры при нагреве, принимались согласно [12].

Из анализа значений коэффициента η_a следует, что продольный изгиб испытанных колонн в начальных условиях увеличивает момент в расчетном сечении колонны на 1,3%. За счет изменения величин, входящих в формулу (23), при пожаре он дополнительно увеличивается в колонне I еще на 0,4% от начального значения, а в колонне II – на 8,0% (в момент разрушения).

Значение e_f определялось из условия, что железобетонная шпонка являлась составной частью плиты на протяжении всего времени испытаний и ее среза не произошло, о чем свидетельствует осмотр сохранившихся частей фрагмента после испытаний [3]. Деформирование плиты при пожаре приводило к повороту шпонки, которая находясь в полости центрифугированных железобетонных колонн, поворачивала их (рисунок 7), способствуя тем самым увеличению изгибающего момента относительно центра тяжести поперечного сечения колонн.

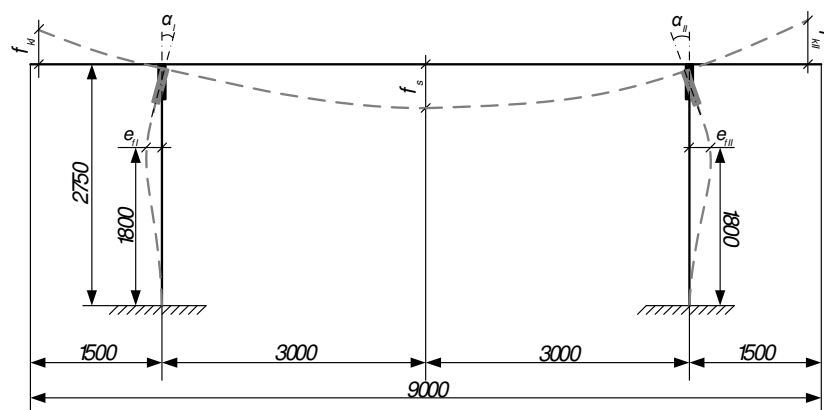


Рисунок 7. – Схема рамы к определению e_f

Углы поворота железобетонных шпонок в колоннах α_I и α_{II} определяются прогибом плиты в середине пролета f_s и подъемом консолей f_{kI} и f_{kII} (см. рисунок 7):

$$\alpha_I \approx 0,5 \left(\arctg \frac{f_s}{3000} + \arctg \frac{f_{kI}}{1500} \right); \quad \alpha_{II} \approx 0,5 \left(\arctg \frac{f_s}{3000} + \arctg \frac{f_{kII}}{1500} \right),$$

Для расчетного сечения каждой из опытных колонн e_f можно рассчитать по формулам (см. рисунок 7):

$$e_{fI} = 950 \operatorname{tg} \alpha_I \approx 0,16 f_s + 0,32 f_{kI}; \quad (30a)$$

$$e_{fII} = 950 \operatorname{tg} \alpha_{II} \approx 0,16 f_s + 0,32 f_{kII}. \quad (30б)$$

Графики f_s , f_{kI} , f_{kII} в процессе испытаний представлены на рисунке 8 [20].

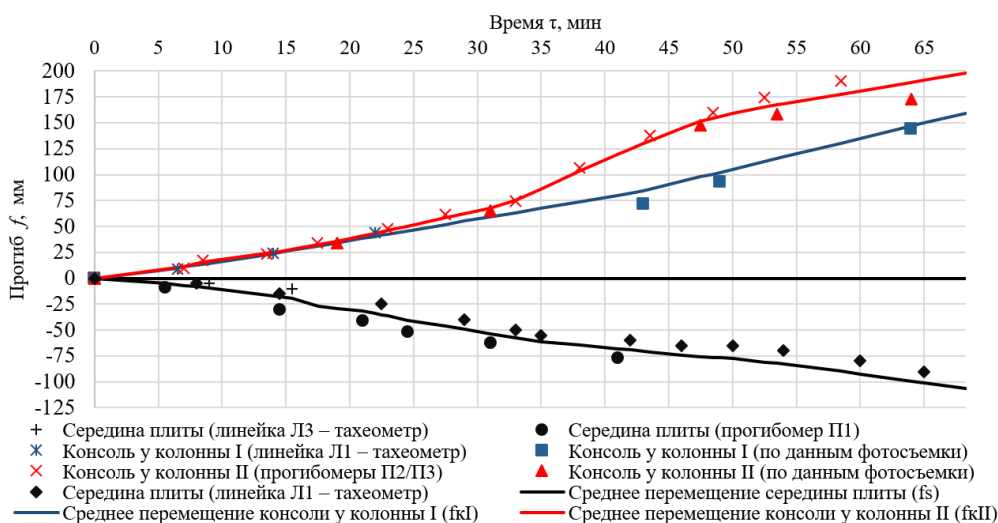


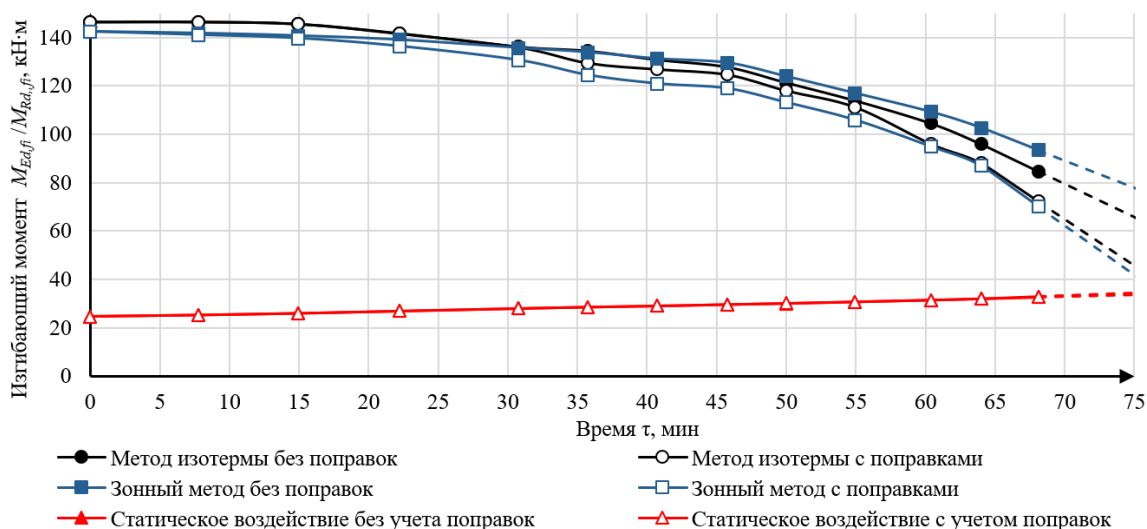
Рисунок 8. – Перемещения плиты f_s и f_{kI} , f_{kII} во время испытаний [20]

Значения e_{fl} , e_{pl} в заданные моменты времени испытаний приведены в таблице 4.

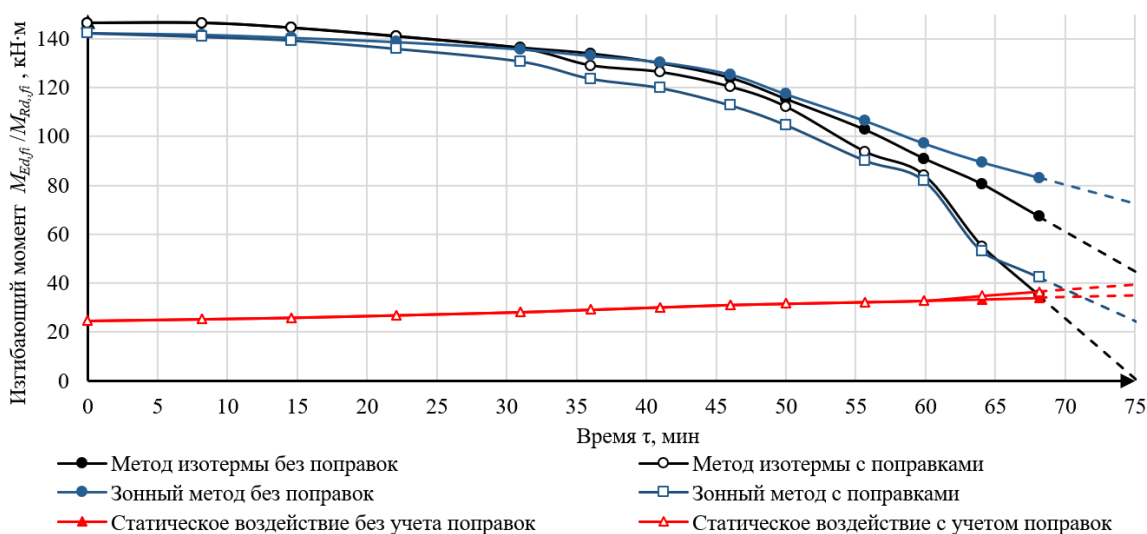
Таблица 4. – Значения эксцентриситета e_f в процессе испытаний

Колонна I													
Продолжительность испытаний, мин	0,0	8,2	14,6	22,1	31,0	36,0	41,0	46,0	50,0	55,6	59,9	64,0	68,1
Эксцентриситет e_{fl} , мм	0,0	3,2	7,0	11,9	17,7	20,8	23,3	26,4	28,9	32,3	36,2	38,9	42,0
Колонна II													
Продолжительность испытаний, мин	0,0	7,8	14,9	22,2	30,8	35,8	40,8	45,8	50,0	55,0	60,4	64,0	68,1
Эксцентриситет e_{pl} , мм	0,0	3,7	7,0	12,3	19,1	24,5	29,7	34,7	37,4	40,7	43,2	45,6	48,1

Несущая способность испытанных колонн в заданные моменты времени и соответствующие статические воздействия, рассчитанные в соответствии с методом изотермы и зонным методом с учетом особенностей центрифугированного бетона и без их учета, представлены на рисунке 9.



а



б

а – колонна I; б – колонна II.

Рисунок 9. – Несущая способность центрифугированных железобетонных колонн и соответствующее статическое воздействие во время огневых испытаний

Поскольку при проведении натурных испытаний центрифугированных железобетонных колонн под совместной температурно-силовой нагрузкой разрушение колонны II привело к обрушению испытуемого фрагмента [3], анализ результатов расчета проведем на ней. В таблице 5 представлены результаты расчетов предела огнестойкости центрифугированных железобетонных колонн зонным методом (с учетом коэффициента k_{cor} и ускоренного прогрева сечения, а также без данного учета) и методом изотермы (с учетом ускорения прогрева их сечения, а также без данного учета) в соответствии с представленной выше последовательностью.

Таблица 5. – Результаты расчетов предела огнестойкости центрифугированных железобетонных колонн

Метод расчета	Предел огнестойкости, мин		Отклонение результатов расчета от эксперимента, %
	Расчет	Эксперимент [3]	
Зонный метод с поправками	70,1	68,25	2,7
Зонный метод без поправок	78,3		14,7
Метод изотермы с поправками	67,8		–0,7
Метод изотермы без поправок	97,4		42,7

Результаты расчетов предела огнестойкости центрифугированных железобетонных колонн традиционными методами отличаются на 14,7–42,7% в большую сторону от экспериментального значения [3] (см. таблицу 5), что не обеспечивает соответствующую безопасность при пожаре. Расчетное значение предела огнестойкости, полученное зонным методом с учетом конструктивных и структурных особенностей центрифугированных железобетонных конструкций, больше экспериментального всего на 2,7%. Это связано с пренебрежением температурным эксцентриситетом в формуле (20) и дополнительными изгибающими моментами в колоннах вследствие температурного расширения плиты в эксперименте. Предел огнестойкости, рассчитанный методом изотермы с учетом поправок в теплотехнической части, оказался ниже экспериментального на 0,7%. Таким образом, зонный метод и метод изотермы, в которых учитываются особенности рассматриваемых конструкций, допустимо применять при оценке их огнестойкости.

Заключение. В результате проведенных исследований:

- 1) получена зависимость поправочного коэффициента k_{cor} , учитывающего неоднородность прочностных свойств центрифугированного бетона в поперечном сечении конструкции, от относительной толщины конструкции и толщины ее стенки;
- 2) путем проведения статического расчета смоделированной рамы в ПК ЛИРА-САПР 2013 R5 получены значения усилий от внешних воздействий в исследуемых колоннах в начальных условиях с учетом реального расположения нагрузки в испытаниях;
- 3) определены значения эксцентриситетов продольной силы относительно центра тяжести сечения колонн, обусловленных их поворотом вследствие перемещения плиты во время огневых испытаний;
- 4) определена несущая способность центрифугированных железобетонных колонн при пожаре. При этом рассмотрены варианты, когда учитываются конструктивные и структурные особенности центрифугированных железобетонных конструкций и когда они игнорируются. Выявлено, что зонный метод и метод изотермы, учитывающие особенности данных конструкций, допустимо применять при оценке их огнестойкости, а игнорирование указанных особенностей небезопасно с точки зрения обеспечения пожарной безопасности.

Полученные данные войдут в статическую часть методики расчета предела огнестойкости центрифугированных железобетонных колонн кольцевого сечения, обогреваемых по всему наружному периметру.

ЛИТЕРАТУРА

1. Бетонные и железобетонные конструкции : СП 5.03.01-2020 – Введ. 16.11.20 (с отменой на территории Респ. Беларусь СНиП 2.03.01-84 и СНБ 5.03.01-02). – Минск : Минстройархитектуры, 2020. – 244 с.
2. Зайцев, Ю.В. Строительные конструкции заводского изготовления / Ю.В. Зайцев. – Минск : Высш. шк., 1987. – 352 с.
3. Полевое, И.И. Результаты натурных огневых испытаний центрифугированных железобетонных колонн кольцевого сечения / И.И. Полевое, Д.С. Нехань // Вестн. ун-та гражданской защиты МЧС Беларуси. – 2020. – Т. 4, № 2. – С. 142–159.
4. Нехань, Д.С. Влияние неоднородности центрифугированных железобетонных конструкций на их прогрев при пожаре / Д.С. Нехань, И.И. Полевое // Актуальные проблемы и инновации в обеспечении безопасности : сб. материалов Всерос. науч.-практ. конф., посв. 30-летию МЧС России, Урал, 14–16 дек. 2020 г. / ФГБОУ ВО Уральский ин-т ГПС МЧС России ; редкол.: А.А. Корнилов [и др.]. – Екатеринбург, 2021. – С. 127–132.
5. Нехань, Д.С. Расчет температурного поля в сечении полых железобетонных колонн, обогреваемых по всему наружному периметру / Д.С. Нехань // Актуальные проблемы и инновации в обеспечении безопасности : сб. материалов Всероссийской науч.-практ. конф., посв. 30-летию МЧС России, Урал, 14–16 дек. 2020 г. / ФГБОУ ВО Уральский ин-т ГПС МЧС России ; редкол.: А.А. Корнилов [и др.]. – Екатеринбург, 2021. – С. 122–127.
6. Ахвердов, И.Н. Железобетонные напорные центрифугированные трубы / И.Н. Ахвердов. – М. : Стройиздат, 1967. – 163 с.
7. Michalek, J. Assessment of Internal Structure of Spun Concrete Using Image Analysis and Physicochemical Methods / J. Michalek, M. Sobótka // Materials. – 2020. – Vol. 13 (18). – P. 3987–4011. – DOI: 10.3390/ma13183987.

8. Баташев, В.М. Прочность, трещиностойкость и деформации железобетонных элементов с многоядным армированием / В.М. Баташев. – Киев : Будівельник, 1978. – 120 с.
9. Исследование физико-механических свойств центрифугированного бетона / И.И. Полева [и др.] // Наука и техника. – 2019. – Т. 18, № 4. – С. 319–329.
10. Полева, И.И. Поведение центрифугированного бетона при пожаре / И.И. Полева, Д.С. Нехань, Д.С. Батан // Вестн. ун-та гражданской защиты МЧС Беларуси. – 2018. – Т. 2, № 1. – С. 455–469.
11. Строительные конструкции. Порядок расчета пределов огнестойкости : ТКП 45–2.02–110–2008 (02250). – Введ. 01.01.09 (с отменой на территории Респ. Беларусь П1–02 к СНБ 2.02.01–98). – Минск : М-во архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь, 2008. – 135 с.
12. Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Ч. 1–2. Общие правила определения огнестойкости : ТКП EN 1992–1–2–2009 (02250). – Введ. 01.01.10. – Минск : М-во архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь, 2010. – 96 с.
13. Яковлев, А.И. Расчет огнестойкости строительных конструкций / А.И. Яковлев. – М. : Стройиздат, 1988. – 143 с.
14. Поцебин, В.В. К расчету прочности изгибаемых элементов железобетонных конструкций кольцевого сечения / В.В. Поцебин, В.Л. Шуцкий // Вестн. евраз. науки. – 2012. – № 4 (13).
15. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения : СП 63.13330.2018 – Введ. 20.06.19. – М. : Минстрой России, 2018. – 150 с.
16. Руководство по проектированию, изготовлению и применению железобетонных центрифугированных конструкций кольцевого сечения // Науч.-исслед. ин-т бетона и железобетона Госстроя СССР. – М. : Стройиздат, 1979. – 144 с.
17. Голышев, А.Б. Железобетонные конструкции / А.Б. Голышев, В.П. Полищук, В.Я. Бачинский ; под ред. А.Б. Голышева. – Киев : Логос, 2003. – Т. 1. – 420 с.
18. Пособие к СП 63.13330 [Электронный ресурс]. – Режим доступа: https://www.faufcc.ru/upload/methodical_materials/mp06.pdf/ – Дата доступа: 16.01.2021.
19. Бетонные и железобетонные конструкции. Правила обеспечения огнестойкости и огнесохранности : СП 468.1325800.2019. – М. : Стандартинформ, 2020. – 86 с.
20. Результаты натурных огневых испытаний железобетонного монолитного перекрытия в составе экспериментального фрагмента каркасного здания / В.А. Кудряшов [и др.] // Вестн. ун-та гражданской защиты МЧС Беларуси. – 2021. – Т. 5, № 1. – С. 130–141.

Поступила 26.03.2021

THE STATIC ANALYSIS PROBLEM OF FIRE RESISTANCE OF SPUN REINFORCED CONCRETE COLUMNS

D. NEKHAN, I. PALEVODA

The article is devoted to analysis the static problem of fire resistance of spun reinforced concrete columns. The results of fire test of spun reinforced concrete columns of annular cross-section showed that the fire resistance limit of these structures is low due to the presence of certain features in them (heterogeneity of concrete, thinness, the air hollow presence). In the course of static analysis problem, an equation for the coefficient k_{cor} are obtained, which takes into account the inhomogeneity of the spun concrete strength. In the LIRA-SAPR 2013 R5 software package, the values of the stresses in the investigated columns in the initial conditions are obtained. The values of the eccentricities of the normal force relative to the center of gravity of the section of the columns, caused by their rotation due to the deflection of the floor slab during a fire, have been determined. The calculated values of the fire resistance limit of spun reinforced concrete columns according to the existing methods significantly exceed the experimental one, which is unacceptably in the ensuring fire safety. Taking into account the peculiarities of these structures in the static analysis at a given temperature field allows one to obtain the values of the fire resistance that are close to the experimental one, which should find an appropriate reflection in the development of the calculation method.

Keywords: fire resistance, fire resistance limit, spun reinforced concrete columns, static analysis, bearing capacity, frame, LIRA-SAPR.

УДК 696.41

ИССЛЕДОВАНИЕ ВЛИЯНИЯ ЗАДАННЫХ НОРМАТИВНЫХ ВЕЛИЧИН РАСХОДОВ ВОДЫ В СИСТЕМАХ ГОРЯЧЕГО ВОДОСНАБЖЕНИЯ НА КОНСТРУКТИВНЫЕ И ЭКСПЛУАТАЦИОННЫЕ ПАРАМЕТРЫ ПОДАЮЩИХ ТРУБОПРОВОДОВ

канд. техн. наук **А.М. НИЯКОВСКИЙ**, **В.А. ЯКОВЛЕВА**,
Е.Ю. ДОРОФЕЕВ, **А.А. НИЯКОВСКИЙ**
(Полоцкий государственный университет)

Выполнен сбор и анализ данных о фактическом потреблении воды на нужды горячего водоснабжения в многоквартирных жилых домах массовой застройки. Установлено, что фактическое потребление воды на эти цели существенно ниже нормативных значений, указанных в действующих нормативных правовых актах. Для различных выбранных вариантов нормативных величин водопотребления произведен гидравлический расчет подающих трубопроводов системы горячего водоснабжения многоквартирного жилого дома, определены материальные характеристики и потери давления для каждого варианта нормативного расхода воды. Показано, что с ростом задаваемых величин нормативных расходов материальная характеристика сети возрастает, а потери давления в ней убывают. Определены пределы и характер этих изменений.

Ключевые слова: системы горячего водоснабжения, гидравлический расчет, методика расчета, материальная характеристика трубопроводной сети, нормативные показатели.

Введение. В последние годы в Республике Беларусь введен ряд новых технических нормативных правовых актов (ТНПА), изменяющих подходы к проектированию внутренних инженерно-технических систем зданий. В частности, согласно вступившим в силу СН 4.01.03-2019 «Системы внутреннего водоснабжения и канализации зданий» гидравлический расчет систем внутреннего водоснабжения следует производить с использованием значений расходов воды, основанных на фактических данных водопотребления, а при их отсутствии допускается использовать методики, основанные на вероятностных методах определения расчетных расходов воды [1].

Анализ литературных источников показал, что отсутствует однозначное понимание степени влияния нормативных расходов воды на принимаемые проектные решения. Все это создает неопределенность в осуществлении проектной практики и требует дополнительного изучения. Исследованию этой проблемы и посвящена данная статья, являющаяся продолжением и развитием ранее опубликованных работ преподавателей, магистрантов и студентов Полоцкого государственного университета о повышении эффективности систем теплоснабжения и горячего водоснабжения [2; 3].

Цель работы состоит в исследовании влияния нормативных расходов воды в системах горячего водоснабжения (СГВ) многоквартирных жилых домов, задаваемых при их проектировании, на основные конструктивные и эксплуатационные параметры трубопроводов системы. Представляется важным определить, как принятые в расчет величины нормативных расходов воды в системах горячего водоснабжения влияют на диаметры трубопроводов и потери давления в них, и разработать практические рекомендации по данному вопросу.

Состояние проблемы. Потребление воды в СГВ зданий зависит от различных факторов, характеризующих назначение здания, класс жилья, комплект водоразборного оборудования и санитарно-технических приборов, социально-демографические условия и показатели, а также сложившиеся традиции водопользования в домашних хозяйствах. Для анализа состояния водопотребления интерес представляют данные, позволяющие судить о расходах горячей воды, используемых для расчета СГВ, а также свидетельствующие об объемах потребления горячей воды отдельными потребителями в разные периоды времени в различных странах.

Имеется целый ряд актуальных исследований, посвященных данному вопросу. Так, как следует из данных, опубликованных в [4; 5], потребление горячей воды домохозяйствами США находится в прямой зависимости от числа жильцов квартиры и составляет от 73,9 л/чел./сут при одном жильце до 63,55 л/чел./сут на одно домохозяйство при шести жильцах. При этом среднее ежедневное потребление горячей воды в различных домохозяйствах может отличаться на порядок: от ~50 л/сут до ~500 л/сут в зависимости от числа жильцов и их привычек [4].

Согласно этим исследованиям объем потребления горячей воды в сутки на одного человека также зависит и от климатической зоны: чем севернее населенный пункт, тем выше потребление горячей воды, и наоборот, чем жарче и солнечнее в регионе, тем ниже потребление горячей воды.

В Италии потребление горячей воды в многоквартирных жилых домах составляет 25–50 л/чел./сут в домах «обычной категории» и 35–75 л/чел./сут в домах «класса люкс» [6]. По данным исследований о потреблении горячей воды в Тайване указывается объем персонального потребления горячей воды на санитарно-гигиенические нужды (кроме мытья посуды, стирки белья и уборки квартиры) в размере 40 л/сут/чел. [7]. Результаты исследований водопотребления в многоквартирных жилых домах, проведенных в Риге, в расчете на одного человека в сутки составляют от 24,2 до 60,2 л/чел./сут, принимая среднее значение 41 л/чел./сут [8].

Таким образом, по данным зарубежных исследований потребление горячей воды в расчете на одного жильца многоквартирного жилого дома составляет от 24,2 до 75 л/сут. Представляет интерес установить объемы фактического потребления горячей воды в СГВ для условий Республики Беларусь и выявить их влияние на параметры системы.

Объект, предмет, задачи и методология исследования. В качестве *объекта* исследования выбраны СГВ многоквартирных жилых домов массовой застройки. *Предмет исследования* – нормативные расходы горячей воды, принимаемые в расчет для определения конструктивных параметров подающих трубопроводов СГВ. В *задачи исследования* входит: определение фактических объемов потребления воды в действующих СГВ; выявление степени влияния нормативных расходов воды на конструктивные и эксплуатационные параметры СГВ. Исследования основываются на методах формирования и статистической обработки баз данных, дискретной оптимизации и вариантного проектирования при выполнении гидравлического расчета трубопроводов СГВ.

Исследование фактического потребления горячей воды в СГВ. Исследование выполнено путем обобщения статистических данных, полученных авторами в ходе работ, проведенных в КУП «Новополоцкое ЖРЭО», а также ранее опубликованных результатов подобных исследований кафедры «Теплогазоводоснабжение и вентиляция» Полоцкого государственного университета, относящихся к КУП «ЖКХ г. Полоцка».

Полевая стадия исследований в КУП «Новополоцкое ЖРЭО» была выполнена в феврале – марте 2021 года путем анализа и обобщения статистических отчетных данных о показаниях поквартирных счетчиков расхода горячей воды, а также сведений, полученных в результате сбора данных штатного регистрирующего оборудования, установленного в индивидуальных тепловых пунктах зданий. В таблицах 1 и 2 представлены результаты обработки этих баз данных.

Таблица 1. – Сведения о фактическом среднесуточном потреблении горячей воды в расчете на одного жителя, q_u^h , л/сут

Характеристика здания			Месяц года									
Здание	Этажность	Число жителей	январь	февраль	март	апрель	май	июнь	сентябрь	октябрь	ноябрь	декабрь
1	9	206	52,4	50,2	51,0	56,0	53,0	51,4	58,1	56,7	52,2	55,0
2	9	113	42,5	28,5	46,1	52,2	53,5	41,0	41,0	47,8	44,9	41,1
3	5	197	48,5	70,0	47,1	59,4	48,6	58,9	49,9	50,3	52,8	50,7
4	5	189	53,5	43,0	54,9	50,9	61,8	53,0	57,9	48,6	52,0	54,4

Таблица 2. – Сведения о фактических расходах воды в час наибольшего водопотребления в расчете на одного жителя, $q_{hr,u}^h$, л/ч

Характеристика здания			Месяц года									
Здание	Этажность	Число жителей	январь	февраль	март	апрель	май	июнь	сентябрь	октябрь	ноябрь	декабрь
1	9	206	9,3	8,9	9,1	10,0	9,4	9,1	10,3	10,1	9,3	9,8
2	9	113	7,6	5,1	8,2	9,3	9,5	7,3	7,3	8,5	8,0	7,3
3	5	197	8,6	12,4	8,4	10,6	8,6	10,5	8,9	8,9	9,4	9,0
4	5	189	9,5	7,6	9,8	9,0	11,0	9,4	10,3	8,6	9,2	9,7

В результате обработки данных таблиц 1 и 2, выполненной с учетом требований математической статистики [9; 10], получены следующие средние значения расходов горячей воды для расчета СГВ: $q_u^h = 51$ л/(чел.·сут.); $q_{hr,u}^h = 9,1$ л/(ч.чел.). Эти результаты подтверждаются и данными, опубликованными в [11], согласно которым расходы горячей воды в расчете на одного потребителя ниже нормативного на 20–46%.

Необходимо отметить, что полученные значения объемов потребления горячей воды одним жильцом многоквартирного жилого дома близки к тем, что отмечены в исследованиях других авторов для других стран, результаты которых были проанализированы выше. Однако они существенно отличаются от рекомендуемых в нашей стране нормативных значений, которые соответственно равны 105–120 л/(чел.·сут) и 10 л/(ч.чел.) [2].

Влияние заданных нормативных расходов воды на материальную характеристику подающих трубопроводов исследовано путем выполнения их гидравлических расчетов для различных вариантов нормативных значений расходов горячей воды, которые приняты в качестве исходных при проектировании СГВ.

Материальной характеристикой сети применительно к рассматриваемому контексту является сумма произведений диаметров и длин всех участков, по которым горячая вода подается из индивидуального теплового пункта здания (ИТП) к каждому водоразборному оборудованию:

$$M_{net}^h = \sum_{i=1}^{i=m} d_i \cdot l_i, \text{ м}^2, \quad (1)$$

где d_i – диаметр участка сети подающих трубопроводов, м;
 l_i – длина этого участка, м;
 i – номер участка сети;
 m – общее число участков в сети подающих трубопроводов.

Нормативные показатели расхода горячей воды задавались по номенклатуре, указанной в [1; 12]: q_0^h – норма расхода горячей воды одним водоразборным прибором, л/с; $q_{0,hr}^h$ – часовой расход горячей воды водоразборным прибором, л/ч; q_u^h – норма расхода воды одним потребителем в сутки (смену), л/сут; $q_{hr,u}^h$ – норма расхода горячей воды одним потребителем в час наибольшего водопотребления, л/ч.

При выполнении гидравлического расчета трубопроводов была использована вероятностная методика и учтены требования ТНПА [1; 12]. Исследованные в данной работе варианты величин заданных нормативных расходов воды, а также соответствующие им значения вероятности действия приборов указаны в таблице 3.

Таблица 3. – Величина принятой нормы расхода горячей воды одним потребителем в час наибольшего водопотребления и соответствующая ей вероятность действия водоразборных приборов

Показатель нормативного расхода	Величины показателей для каждого варианта нормативных расходов		
	1 вариант	2 вариант	3 вариант
$q_{hr,u}^h$, л/ч	8	10	12
q_0^h , л/с	0,2	0,2	0,2
P^h	0,017	0,0208	0,025

В качестве условной модели принята СГВ 9-этажного 100-квартирного жилого дома, состоящая из трубопроводов нижней разводки, двенадцати водоразборных стояков с подводками к водоразборным приборам, насчитывающая 200 водоразборных приборов и 300 потребителей горячей воды. Диаметры участков принимались в соответствии с сортаментом полипропиленовых труб, а потери давления определялись по таблицам гидравлического расчета [13].

По итогам выполненных расчетов получен график (рисунок 1), позволяющий выявить имеющиеся закономерности влияния принятого в расчет варианта нормативного значения расхода горячей воды одним потребителем в час наибольшего водопотребления $q_{hr,u}^h$ на материальную характеристику сети. Материальная характеристика сети подающих трубопроводов СГВ M_{net}^h в рассмотренном случае возрастает по мере увеличения принятого для выполнения расчетов расхода $q_{hr,u}^h$. С ростом величины нормативного расхода воды на 50% материальная характеристика возрастает на 10%.

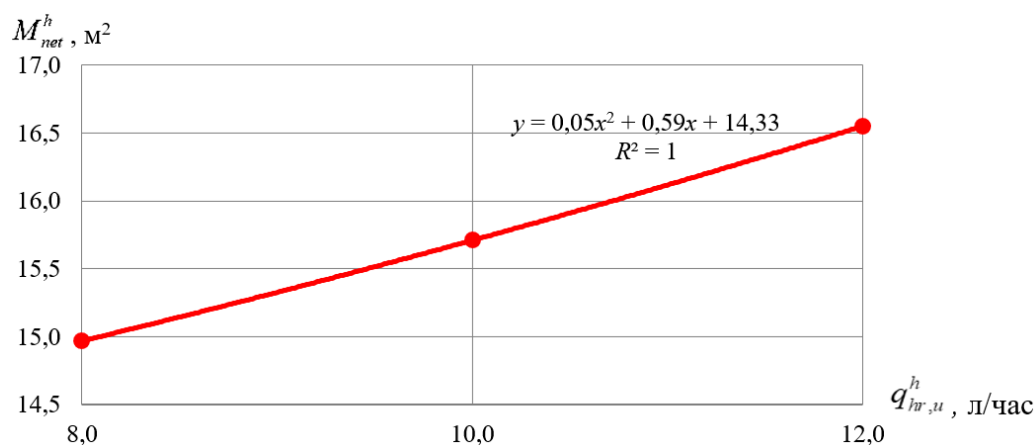


Рисунок 1. – Зависимость материальной характеристики сети подающих трубопроводов от расхода горячей воды одним потребителем в час наибольшего водопотребления

При выполнении гидравлического расчета были получены величины потери давления, соответствующие различным вариантам заданных нормативных расходов горячей воды, фигурирующих в расчетных уравнениях. На рисунке 2 показана зависимость потерь давления в подающих трубопроводах СГВ от принятых в расчет величин нормативного расхода воды.

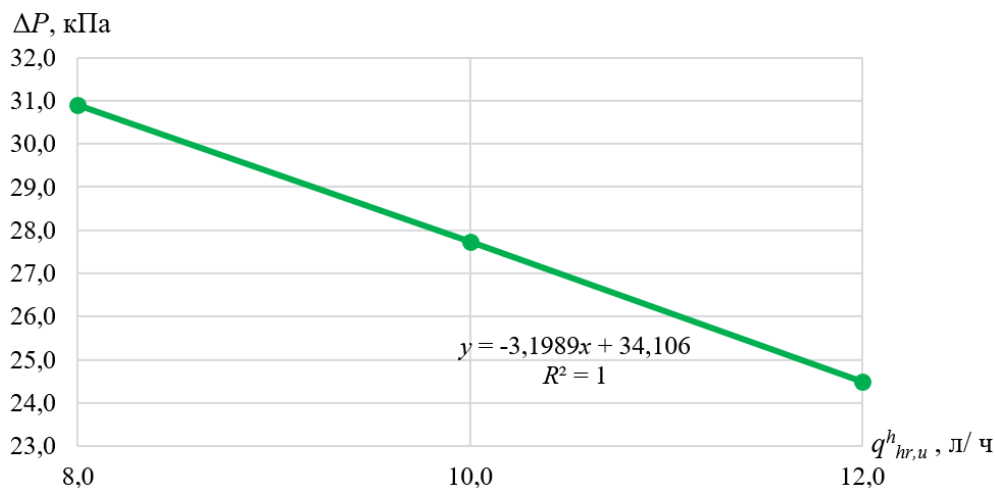


Рисунок 2. – Зависимость потерь давления в СГВ от принятого в расчет нормативного значения расхода воды одним потребителем в час наибольшего водопотребления

Как следует из представленного на рисунке 2 графика, в рассматриваемом случае в пределах исследованных диапазонов значений функции и аргумента зависимость потерь давления в трубопроводах СГВ от принятого в расчет значения расхода горячей воды одним потребителем в час наибольшего водопотребления $q^h_{hr,u}$ носит ярко выраженный линейный характер, причем с ростом нормативного значения расхода на 50% потери давления в результате соответствующего роста материальной характеристики снижаются на 21%.

Заключение

1. С использованием детерминированного подхода и вероятностной методики для различных заданных величин нормативных расходов воды получено дискретное множество вариантов материальной характеристики сети подающих трубопроводов СГВ и потерь давления в них.

2. Установлено, что материальная характеристика сети подающих трубопроводов СГВ M^h_{net} линейно возрастает с $14,97 \text{ м}^2$ до $16,55 \text{ м}^2$ по мере роста нормативного расхода горячей воды одним потребителем в час наибольшего водопотребления $q^h_{hr,u}$. Отмечается незначительное отклонение от такой линейной зависимости и слабое ускорение роста материальной характеристики по мере увеличения расхода $q^h_{hr,u}$.

При росте нормативного расхода воды на 50% материальная характеристика в исследованном диапазоне значений возрастает на 10%.

3. Показано, что в исследованном диапазоне значений с ростом нормативного значения расхода одним потребителем в час наибольшего водопотребления на 50% потери давления в результате соответствующего роста материальной характеристики снижаются на 21%.

ЛИТЕРАТУРА

1. Системы внутреннего водоснабжения и канализации зданий. Строительные нормы Республики Беларусь : СН 4.01.03-2019. – Введ. 29.11.2019 (Введены впервые). – Минск : Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2020. – 34 с.
2. Нияковский, А.М. К выбору плотности теплового потока при проектировании тепловой изоляции тепловых сетей / А.М. Нияковский, Э.И. Гончаров, О.И. Мишута // Вестн. Полоц. гос. ун-та. Сер. Ф. Строительство. Прикладные науки. – 2017. – № 8. – С. 147–155.
3. Нияковский, А.М. Управление температурными режимами тепловых сетей с целью снижения энергопотребления в системах теплоснабжения / А.М. Нияковский, В.А. Пшеничнюк, А. В. Григорович // Материалы докл. 48 междунар. науч.-техн. конф. преподавателей и студентов, посвящ. 50-летию университета ; Витеб. гос. ун-т. – Витебск, 2015. – С. 76–78.
4. Hendron, R. Development of Standardized Domestic Hot Water Event Schedules for Residential Buildings / R. Hendron, J. Burch // Energy Sustainability. – Long Beach, California, Conference Paper NREL/CP-550-40874, National Renewable Energy Laboratory, 2008.

5. A. Lowenstein and C. Hiller, 1996, "Disaggregating Residential Hot Water Use," ASHRAE Transaction Symposia, January 1996, Atlanta, GA : ASHRAE.
6. Castiglioni, R. Горячее водоснабжение. Расчет сетей / R. Castiglioni [Электронный ресурс] // АВОК. – 2006. – Режим доступа: <https://www.abok.ru/forspec/articles.php?nid=3178>. – Дата доступа: 14.06.2021.
7. Cheng-Li Cheng & Meng-Chieh Lee (2005) Research on Hot Water Issues in Residential Buildings in Subtropical Taiwan, Journal of Asian Architecture and Building Engineering, 4:1, 259–264. – DOI: 10.3130/jaabe.4.259.
8. Grasmanis, D. Heat Consumption Assessment of the Domestic Hot Water Systems in the Apartment Buildings / D. Grasmanis, N. Talcis, A. Grekis // Proceedings of REHVA Annual Conference 2015 "Advanced HVAC and Natural Gas Technologies". – Riga, Latvia, 2015. – P. 167–176.
9. Обработка экспериментальных данных в MS Excel : метод. указания к выполнению лабораторных работ для студентов дневной формы обучения / Тихоокеан. гос. ун-т ; сост.: Е.Г. Агапова, Е.А. Битехтина. – Хабаровск : ТОГУ, 2012. – 32 с.
10. Бараз, В.Р. Использование MS Excel для анализа статистических данных : учеб. пособие / В.Р. Бараз, В.Ф. Пегашкин. – 2-е изд., перераб. и доп. – Нижний Тагил : НТИ (филиал) УрФУ, 2014. – 181 с.
11. 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, Строительство. Прикладные науки. – 2018. – № 8. – С. 158–164.
12. Системы внутреннего водоснабжения зданий. Строительные нормы проектирования = Систэмы ўнутранага водазабеспячэння будынкаў. Будаўнічыя нормы праектавання : ТКП 45-4.01-52-2007 (02250). – Введ. 21.12. 07 (Введен впервые). – Минск : М-во архитектуры и строительства Респ. Беларусь, 2008. – 48 с.
13. Система Экопластик. Инструкция по монтажу [Электронный ресурс] // Экопластик. – Режим доступа: https://wavin-ekoplastik.ru/wp-content/uploads/file/instrukciya_ekoplastik.pdf. – Дата доступа : 14.06.2021.

Поступила 19.06.2021

INVESTIGATION OF THE INFLUENCE OF THE SPECIFIED STANDARD VALUES OF WATER CONSUMPTION IN HOT WATER SUPPLY SYSTEMS ON THE DESIGN AND OPERATIONAL PARAMETERS OF THE SUPPLY PIPELINES

A. NIYAKOVSKI, V. YAKAULEVA, E. DOROFEEV, A. NIYAKOVSKI

The data on the actual consumption of water for the needs of hot water supply in multi-apartment residential buildings were collected and analyzed. It is established that the actual water consumption for these purposes is significantly lower than the standard values specified in the current regulatory legal acts. For the various selected variants

of the standard values of water consumption, a hydraulic calculation of the supply pipelines of the hot water supply system of an apartment building was performed, and the material characteristics and pressure losses for each variant of the standard water consumption were determined. It is shown that with the growth of the specified values of standard costs, the material characteristic of the network increases, and the pressure losses in it decrease. The limits and nature of these changes are determined.

Keywords: hot water supply systems, hydraulic calculation, calculation method, material characteristics of the pipeline network, regulatory indicators.

УДК 69.059

**РЕКОНСТРУКЦИЯ БЫВШИХ КАЗАРМ ПО УЛ. БУДЕННОГО, 7 В ГОРОДЕ ВИТЕБСКЕ
ПОД ОБЩЕСТВЕННО-ДЕЛОВОЙ ЦЕНТР
ПО РЕЗУЛЬТАТАМ ТЕХНИЧЕСКОГО ОБСЛЕДОВАНИЯ**

канд. техн. наук, доц. Р.М. ПЛАТОНОВА
(Полоцкий государственный университет);
А.Т. ЗЕЛЕНКОВ
(«ФИРМА САЛЮС», Новополоцк)

Исследовано объемно-планировочное и конструктивное решение исторического здания бывших казарм, расположенного по ул. Буденного, 7 в г. Витебске. На основании выполненного технического обследования строительных конструкций, поверочных расчетов междуэтажных и чердачных перекрытий, балконных плит, деревянных стропильных ног; определения прочности бетона неразрушающими методами (методом пластических деформаций) междуэтажных и чердачного монолитного железобетонного перекрытий; определения прочности материалов для кладки стен; определения теплотехнических характеристик наружных стен и чердачного перекрытия и анализа полученных результатов сделаны выводы о техническом состоянии конструкций, даны соответствующие рекомендации, необходимые для дальнейшей реконструкции и модернизации здания под общественно-деловой центр.

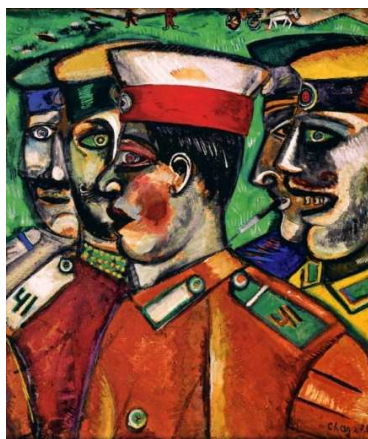
Ключевые слова: историческое здание, техническое обследование, строительные конструкции, перекрытие, фундамент, стены, рекомендации, реконструкция, модернизация.

Введение. Архитектура Беларуси является истинным свидетельством ее богатой истории. Несмотря на бурное прошлое, полное войн и разрушений, многие архитектурные сокровища Беларуси сохранились до нашего времени.

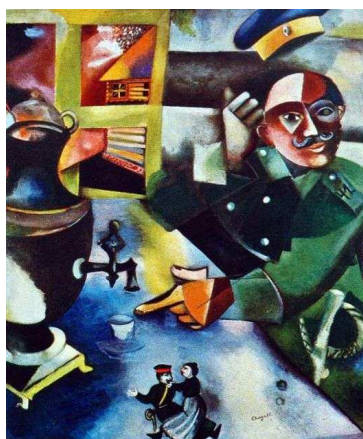
Особенно хочется отметить исторические памятники архитектуры, расположенные на территории Витебской области. В этой области сохранилось много уцелевших зданий, построенных в довоенное время. Одно из них – бывшие казармы конца XIX – начала XX века по улице Буденного, 7. Здание является историко-культурной ценностью [1].

Улица Буденного расположена в западной части Витебска, в районе пролегания железной дороги. Протяженность улицы составляет около 750 метров, начиная от улицы Космонавтов и заканчивая улицей Горбачевского. Улица была названа в 1923 году именем советского военачальника, участника Гражданской войны С.М. Буденного. В то время она являлась частью Старо-монастырской улицы, которая начиналась от Госпитальной улицы. Застройка Старо-монастырской улицы началась в середине XIX века. При устройстве улицы в квартале между улицами Металлистов и Госпитальной был разбит сквер. Само пространство улицы застроено 2–5-этажными кирпичными зданиями. На ней было всего три жилых дома.

В 1930-е годы бывшее «Садовое заведение», от которого вела начало улица, было застроено, и улица Буденного была продлена еще на квартал до улицы Металлистов, но этот участок был намного короче основной части улицы. В начале XX века на улице находились казармы 41-й артиллерийской бригады (сейчас это дома № 1, 5, 7). Факт их пребывания на территории Витебска увековечен Марком Шагалом в его работах «Солдаты» и «Солдат пьет»: на форме солдат отчетливо видно число «41».



а



б

а – «Солдаты»; б – «Солдат пьет»

Рисунок 1. – Картины Марка Шагала

После Великой Отечественной войны была проложена современная улица Космонавтов и улица Буденного стала частью транспортной артерии, ведущей от Полоцкого путепровода и вокзала на Новый мост и Марковщину. На данный момент на улице расположено несколько магазинов, железнодорожный суд и сквер завода имени Коминтерна. Здание два раза реконструировали и использовали по назначению.

По результатам аукциона, организованного 20 ноября 2018 года комитетом «Витебскоблмущество», историческое здание бывшей казармы 41-го артиллерийского полка было продано ЧУП «МегаЕвротекс» [2].

Основная часть. Летом 2019 г. было проведено обследование технического состояния несущих строительных конструкций неразрушающими методами контроля с целью дальнейшей реконструкции и модернизации выкупленного здания для использования в качестве общественно-делового центра [3–5].

Краткая техническая характеристика здания. Обследуемое здание по ул. Буденного, 7 в г. Витебске – трехэтажное, кирпичное, прямоугольной формы в плане с кирпичной одноэтажной пристройкой по оси Е в осях 8–11. Общие размеры здания в плане 66,7 м×14,18 м (в осях), общие размеры пристройки 13,27 м×5,84 м (в осях). Под зданием подвал отсутствует. Общие виды, фасады и планы этажей представлены на рисунках 2–6.



Рисунок 2 – Общие виды здания

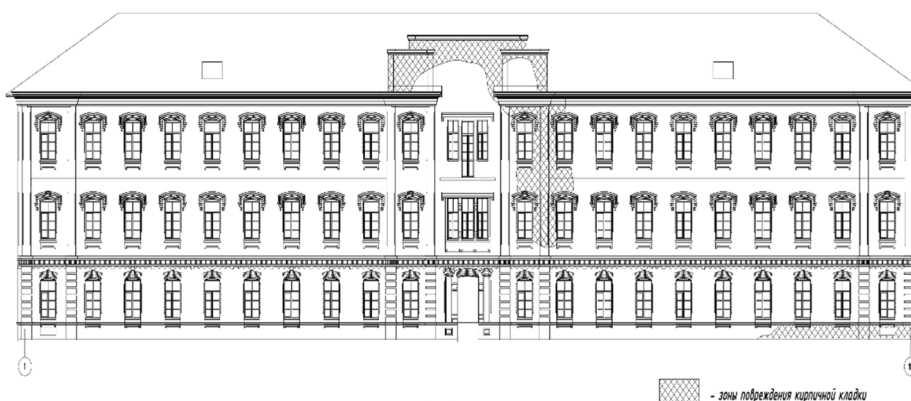


Рисунок 3. – Фасад в осях 1–18



Рисунок 4. – Фасад в осях А–М

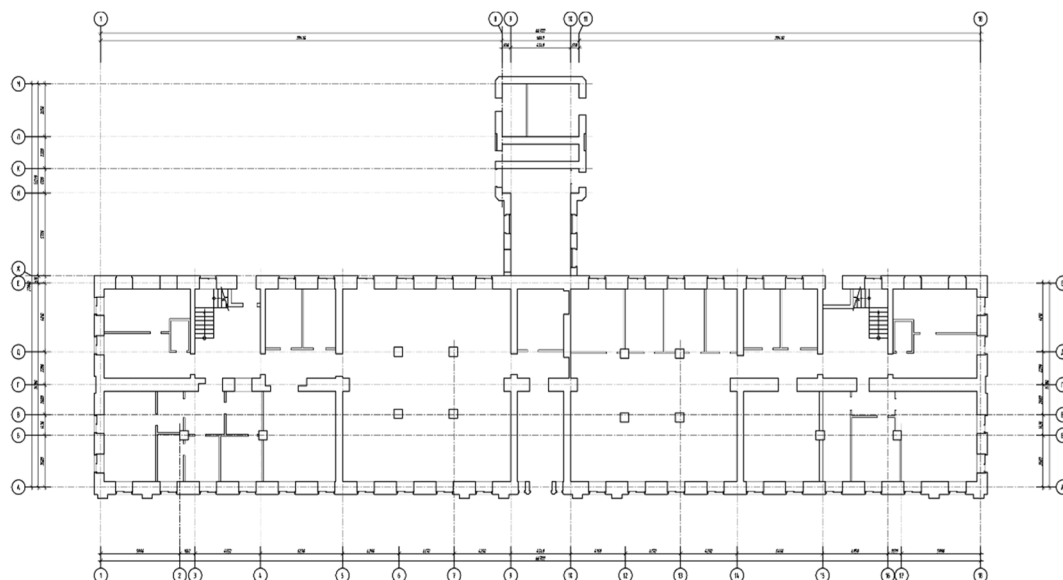
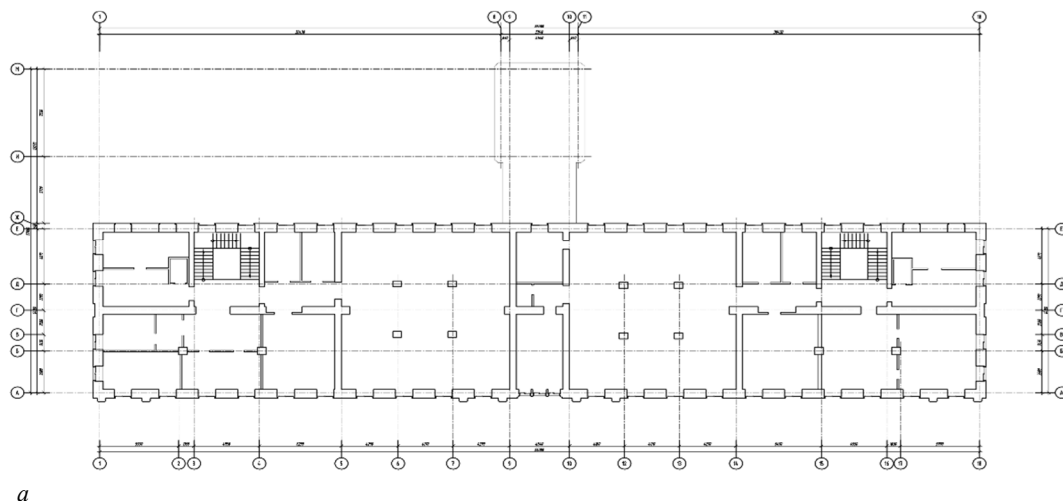
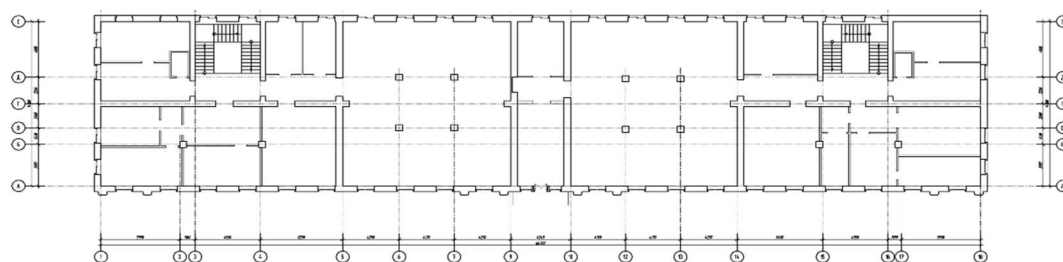


Рисунок 5. – План 1-го этажа



а



б

Рисунок 6. – Планы 2-го этажа (а) и 3-го этажа (б)

Наружные стены выполнены из керамического полнотелого кирпича и оштукатурены с внутренней стороны. Толщина стен: 1-й этаж – 900 мм, 2-й этаж – 770 мм, 3-й этаж – 510 мм.

Балкон по оси А в осях 9–10 в уровне 3-го этажа – монолитный, железобетонный по стальным балкам с металлическим ограждением.

Внутренние несущие стены кирпичные, толщиной 380 мм, 510 мм и 700 мм с последующей штукатуркой с двух сторон.

Колонны кирпичные с последующей штукатуркой. Сечение колонн: 1-й этаж – 640×640 мм и 700×700 мм, 2-й этаж – 640×510 мм, 3-й этаж – 510×510 мм.

Наружные и внутренние стены одноэтажной пристройки из керамического полнотелого кирпича, толщиной 510 мм.

Перегородки: в санузлах – кирпичные, толщиной 120 мм с облицовкой керамической плиткой и штукатуркой в верхней зоне; на остальных участках – деревянные, толщиной 120–150 мм, оштукатуренные с двух сторон по дранке.

Междуэтажные перекрытия – сборно-монолитные из керамических блоков по стальным балкам. На участках расположения санузлов – монолитные железобетонные, балочные. Потолки – штукатурка.

Чердачное перекрытие – сборно-монолитное из керамических блоков по стальным балкам. Схема расположения конструктивных элементов чердачного перекрытия с указанием сечений балок показана на рисунке 13. Потолки – штукатурка.

Лестницы: марши из сборных железобетонных ступеней по стальным косоурам (двутавр № 16, швеллер № 18), площадки – монолитные железобетонные по стальным балкам (двутавр № 20). Полы площадок – керамическая плитка, бетонные мозаичные.

Крыша здания – 4-скатная с деревянной стропильной системой и холодным чердаком. Схема расположения элементов стропильной системы крыши показана на рисунках 7–9. Кровля из волнистых асбестоцементных листов.

Крыша одноэтажной пристройки – 3-скатная, совмещенная с деревянной стропильной системой. Кровля из рубероида на битумной мастике. Потолки – подшивка из досок, подвесные.

Оконные блоки – из ПВХ профиля со стеклопакетами.

Дверные блоки – деревянные.

Полы деревянные, дощатые; в санузлах, рекреациях и на лестничных площадках – керамическая плитка, мозаичные.

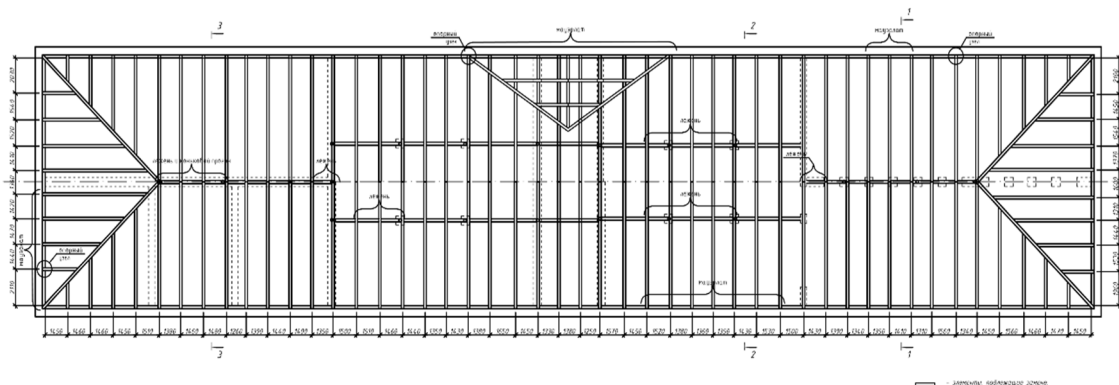


Рисунок 7. – Схема раскладки стропильной конструкции

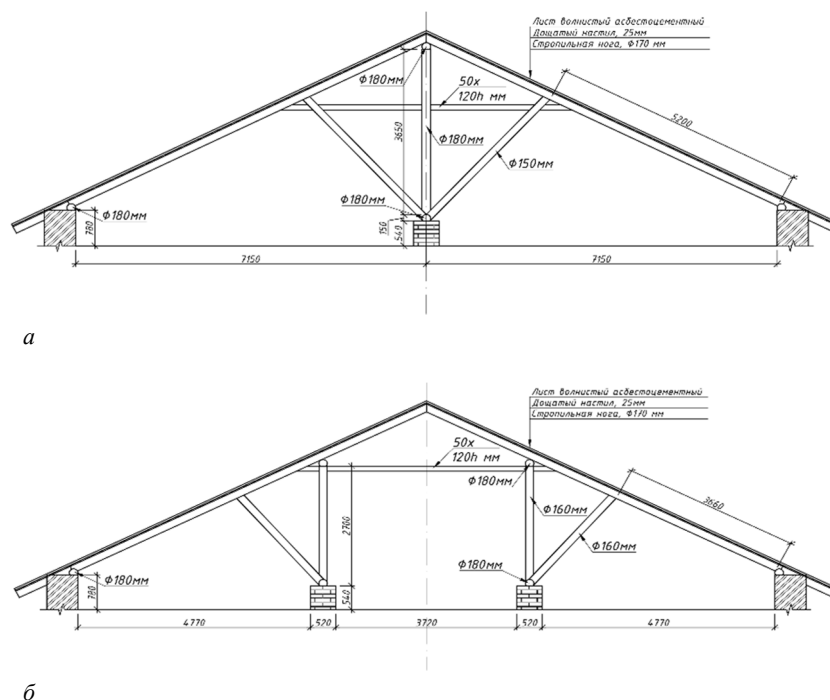


Рисунок 8. – Сечение 1-1(3-3) стропильной конструкции (а).
Сечение 2-2 стропильной конструкции (б)

Техническое обследование состояния строительных конструкций здания. При обследовании выполнялся осмотр элементов здания с фотофиксацией дефектов и повреждений. В результате обследования установлено следующее.

1. *Фундаменты* находятся в удовлетворительном состоянии. При реконструкции здания увеличения нагрузок не предполагается. Признаков неравномерных осадок не обнаружено, о чем свидетельствует отсутствие трещин в стенах здания. По техническому состоянию фундаменты характеризуются II категорией.

Цоколь имеет местные повреждения отделочного штукатурного слоя (рисунок 9). По всему периметру здания разрушена отмостка.



Рисунок 9. – Разрушение штукатурного отделочного слоя цоколя основного здания и одноэтажной пристройки

2. *Наружные стены* в целом находятся в удовлетворительном состоянии – II категория. Исключение составляют местные участки стен фасадов имеющие повреждения кирпичной кладки в результате заморозки (см. рисунок 1): участок наружной стены по оси А в осях 10–12 в уровне 2–3 этажей; фронтон над главным входом по оси А в осях 7–12 в уровне крыши (рисунок 10); участок наружной стены в осях Ж/7 в уровне карниза; участок наружной стены по оси Ж в осях 1–3; участок наружной стены по оси 1 в осях Г–Ж; стены и карнизы одноэтажной пристройки. Необходима установка отмостки, ремонт поврежденной кладки и окраска фасада.



Рисунок 10. – Повреждение кирпичной кладки фронтона над главным входом по оси А в осях 7–12

3. *Внутренние стены* дефектов и повреждений не имеют и находятся в удовлетворительном состоянии – II категория.

4. *Перегородки* имеют многочисленные трещины, разрушения штукатурного слоя (рисунок 11). Деревянные каркасы и дощатая обшивка перегородок находятся в удовлетворительном состоянии и после очистки от штукатурного слоя и обшивки гипсокартоном при необходимости могут эксплуатироваться в дальнейшем.

5. *Балкон* над главным входом по оси А в осях 9–10 в уровне 3-го этажа имеет повреждения в виде отслоения штукатурного слоя, образования трещин стяжки пола, поверхностной коррозии стальных элементов, наличия растительности (рисунок 12). Монолитная плита находится в удовлетворительном состоянии. Требуется ремонт с восстановлением штукатурного слоя плиты, стяжки пола, зачисткой и окраской ограждения.

6. *Междуэтажные перекрытия:* сборно-монолитные перекрытия из керамических блоков типа по стальным балкам находятся в удовлетворительном состоянии. По техническому состоянию характеризуются II категорией; железобетонные монолитные перекрытия в местах расположения санузлов находятся в удовлетворительном состоянии. По техническому состоянию характеризуются II категорией.



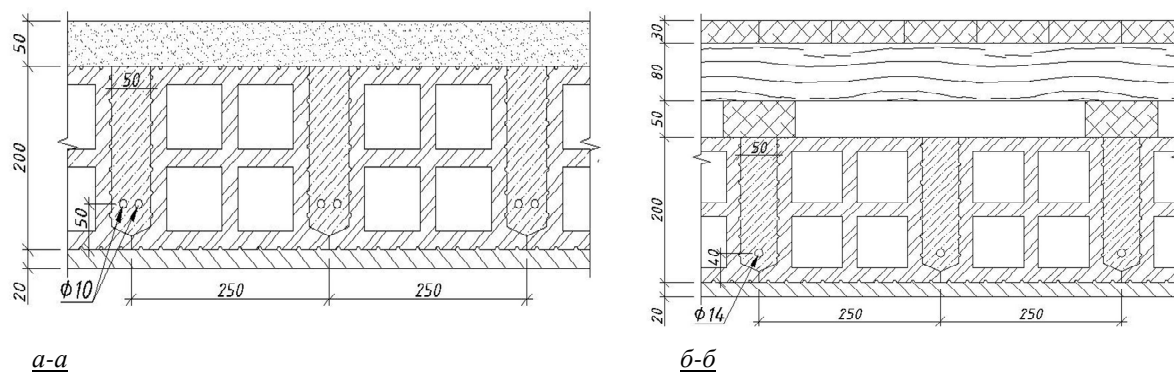
Рисунок 11. – Техническое состояние деревянных перегородок



Рисунок 12. – Техническое состояние балкона

7. *Чердачное перекрытие* сборно-монолитное из керамических блоков по стальным балкам находится в удовлетворительном состоянии. По техническому состоянию характеризуется II категорией. Исключение составляют местные участки, имеющие повреждение штукатурного слоя потолка в результате протечек кровли (рисунки 13, 26). Необходимо отметить, что для определения технического состояния перекрытий выполнялось их вскрытие. Требуется выполнить ремонт поврежденных участков штукатурки потолков чердачного перекрытия.

Конструктивные решения перекрытий и балок показаны на рисунках 13–15.



a-a – междуэтажное; b-b – чердачное.

Рисунок 13. – Сечения перекрытий

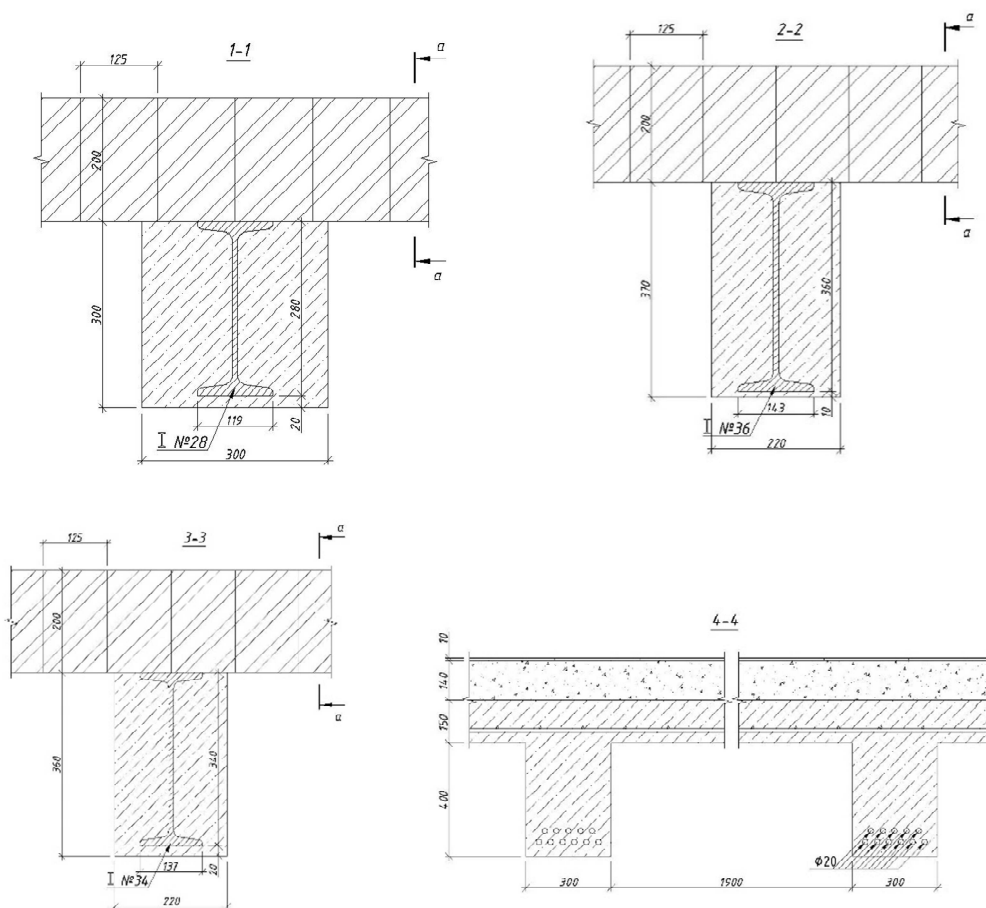


Рисунок 14. – Сечения междуэтажных перекрытий

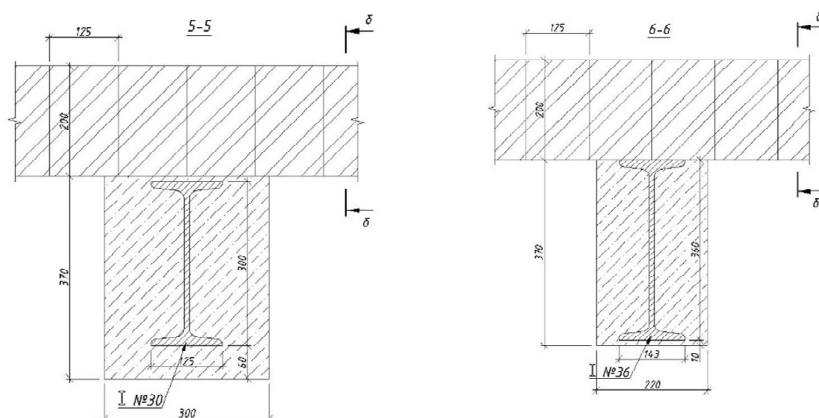


Рисунок 15. – Сечения чердачного перекрытия

8. *Лестницы* в целом находятся в удовлетворительном состоянии и характеризуются II категорией. Исключение составляют местные повреждения в виде сколов кромок накладных проступей лестницы в осях 3–4, поэтому необходимо выполнить ремонт ступеней лестницы в указанных осях.

9. *Стропильная система* крыши здания находится в ограниченно работоспособном состоянии. Крепление мауэрлата к стенам выполнено скрутками из проволоки Ø5мм через два шага стропильных ног. Гидроизоляция между мауэрлатом и кирпичной кладкой стен выполнена из 2-х слоев толя. Вертикальные продольные связи отсутствуют. В результате длительной эксплуатации ряд элементов получили следующие дефекты и повреждения: разрушение обрешетки и кровли из волнистых асбоцементных листов; прогиб стропильной ноги в месте стыковки (рисунок 16, а); поражение гнилью стропильной ноги и обрешетки (рисунок 16, б); просадка, образование трещин, разрушения стыка мауэрлата; поражение гнилью опорного узла стропильной ноги и мауэрлата; отсутствует стойка; разрушение стропильной ноги; поражение гнилью и разрушение лежня и подкоса и другие

дефекты. Обрешетка и кровельное покрытие потеряли свои эксплуатационные качества. Требуется капитальный ремонт с заменой поврежденных элементов и полной заменой обрешетки. Кровля из волнистых асбоцементных листов полностью потеряла свои эксплуатационные качества и подлежит полной замене. Требуется устройство организованного водостока.



а



б

а – прогиб в месте стыка; б – поражение гнилью.

Рисунок 16. – Разрушение стропильных ног

Кроме того, в неудовлетворительном состоянии в пределах чердачного пространства находятся шахты и короба вентиляционной системы здания, которые требуют полной замены, а также помещение расширительного бака ранее существовавшей системы отопления.

10. *Совмещенная деревянная крыша* одноэтажной пристройки в результате физического износа (процессы гниения, прогибы, разрушения) потеряла свои эксплуатационные качества и подлежит полной замене. Характеризуется V категориями.

11. *Заполнения дверных проемов* полностью потеряли свои эксплуатационные качества и подлежат полной замене.

12. *Деревянные дощатые полы* 1-го этажа здания и одноэтажной пристройки в результате физического износа потеряли свои эксплуатационные качества и подлежат полной замене на бетонные. Деревянные дощатые полы 2 и 3-го этажей здания в целом находятся в удовлетворительном состоянии, требуется местный ремонт отдельных участков с устройством покрытия полов из линолеума или ламината.

13. *Козырьки входов* по оси Е находятся в неудовлетворительном состоянии и подлежат замене.

14. *Крыльца входов* имеют сколы, трещины, просадки – требуется капитальный ремонт или замена.

15. *Инженерные сети и коммуникации* (водопровод, канализация, система отопления, электросети) полностью потеряли свои эксплуатационные качества и подлежат полной замене.

Заключение. В результате проведенного технического обследования строительных конструкций, выполненных поверочных расчетов междуэтажных и чердачных перекрытий, балконных плит, деревянных стропильных ног; определения прочности бетона междуэтажных и чердачного монолитного железобетонного перекрытий неразрушающими методами (методом пластических деформаций); определения прочности материалов для кладки стен; определения теплотехнических характеристик наружных стен и чердачного перекрытия и анализа полученных результатов сделаны выводы о техническом состоянии конструкций, даны соответствующие рекомендации, необходимые для его дальнейшей реконструкции здания под общественно-деловой центр. Кроме этого, необходимо выполнить благоустройство окружающей территории.

ЛИТЕРАТУРА

1. Кравченко, И.Г. Памятник как социальный феномен : автореф. дис. ... на соиск. канд. филос. наук : 09 00 11 / И.Г. Кравченко ; Волгоград. гос. архитектур.-стр. ун-т. – Волгоград, 2008. – 22 с.
2. Историческое здание бывшей казармы продано с молотка за 360 тыс.руб. [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://vitvesti.by/economy>. – Дата доступа: 21.11.2018.
3. Бакатович, А.А. Реставрация с реконструкцией домика Петра I в городе Полоцке на основе применения неразрушающих методов контроля при техническом обследовании здания / А.А. Бакатович, Н.В. Давыденко, А.М. Иваненко // Вестн. Полоц. гос. ун-та. Сер. Ф. Строительство. Прикладные науки. – 2017. – № 16. – С. 121–130.
4. Rehabilitation of historical masonry buildings in Belorussia: The House of Peter the Great in Polotsk and Liubcha castle case studies / A. Bakatovich [et al.] // Non-Destructive Techniques for the Assessment and Preservation of Historic Structures / L. Gonçalves [et al.] ; ed. by L. Gonçalves, H. Rodrigues, F. Gaspar. – CRC Press Taylor & Francis Group, 2017. – P. 173–194.

5. Платонова, Р.М. Архитектурно-конструктивное решение усадебного дома А.А. Римского-Корсакова в деревне Бездедовичи Полоцкого района / Р.М. Платонова, В.Г. Лукьяненко, А.Т. Зеленков // Вестн. Полоц. гос. ун-та. Сер F, Строительство. Прикладные науки. – 2019. – № 16. – С. 10.
6. Платонова, Р.М. Оценка технического состояния строительных конструкций исторического здания в городе Витебске для дальнейшей реконструкции / Р.М. Платонова, А.Т. Зеленков // Вестн. Полоц. гос. ун-та. Сер F, Строительство. Прикладные науки. – 2020. – № 16. – С. 103–115.
7. Здания и сооружения. техническое состояние и обслуживание строительных конструкций и инженерных систем и оценка их пригодности к эксплуатации. Основные требования : ТКП 45-1.04-208-2010(02250). – Введ. 01.01.2011. – Минск : М-во архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь, 2011. – 23 с.

Поступила 02.06.2021

**RECONSTRUCTION OF THE FORMER BARRACKS AT 7 BUDENNOGO STREET
IN THE CITY OF VITEBSK AS A PUBLIC AND BUSINESS CENTER ACCORDING
TO THE RESULTS OF A TECHNICAL SURVEY**

R. PLATONOVA, A. ZELENKOV

The volume-planning and structural solution of the historical building of the former barracks, located on Budenogo Street, 7 in Vitebsk, is investigated. Based on the technical survey building constructions made of verification intermediate calculations and garret ceilings, balcony slabs, wooden rafters; to determine the strength of concrete non-destructive testing methods (by plastic deformation) of the intermediate and attic monolithic reinforced concrete structures; determination of strength of materials for masonry walls; definitions teplotenaical characteristics of the exterior walls and attic floors and analysis of the results obtained, make- HN insights about the technical condition of structures, appropriate recommendations, needed for its further reconstruction and modernization under public business center.

Keywords: *historical building, technical survey, building structures, floor, foundation, walls, recommendations, reconstruction, modernization.*

УДК 691: 035.267

**ИССЛЕДОВАНИЕ ТЕПЛОФИЗИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК
ВОЛОКНИСТЫХ УТЕПЛИТЕЛЕЙ В КЛИМАТИЧЕСКОЙ КАМЕРЕ****С.А. РОМАНОВСКИЙ, канд. техн. наук, доц. А.А. БАКАТОВИЧ****(Полоцкий государственный университет)**

В статье представлены результаты исследований, доказывающие эффективность теплоизоляционных плит, содержащих в качестве структурообразующего материала очесы льна. Приведены результаты исследований теплофизических характеристик теплоизоляционных материалов волокнистой структуры в климатической камере. На основании экспериментальных данных построены графики распределения температур по толщине утеплителей, после чего определены показатели плотности теплового потока, термического сопротивления теплопередаче и коэффициента теплопроводности. Построены кривые распределения влажности по толщине теплоизоляционных плит. По итогам испытаний установлено, что влажность материала на основе льняных очесов составляет 14,6%; при температуре воздуха -25°C в холодном отделении климатической камеры коэффициент теплопроводности равен $0,47 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C})$. Результаты проведенных исследований свидетельствуют о большей эффективности теплоизоляционных материалов из очесов льна по сравнению с утеплителями на основе льняных и минеральных волокон.

Ключевые слова: утеплитель, очесы и волокна льна, жидкое стекло, термическое сопротивление теплопередаче, коэффициент теплопроводности, влажность.

Введение. Отрасль строительных материалов в настоящее время ориентируется на создание новых эффективных утеплителей, что обусловлено стратегией энергосбережения в условиях повышения цен на энергетические ресурсы. Развитие экологического «зеленого» строительства за последние годы в значительной степени изменило самосознание многих застройщиков, и теперь, наряду с традиционными показателями качества, к возводимым зданиям часто предъявляют требования по экологической безопасности объектов. Необходимо отметить, что строительная отрасль как в Беларуси, так и в других странах не всегда готова обеспечить экологические требования заказчиков. В первую очередь данная проблема связана с ограниченным наличием и выпуском экологически чистых строительных материалов. Наибольшие проблемы производственного сектора связаны с изготовлением теплоизоляционных материалов, так как традиционные утеплители (пенополистирол и минеральная вата) не отвечают требованиям по экологии. При этом, кроме экологического аспекта, у данных материалов имеются и другие существенные недостатки: ограниченная теплостойкость и повышенная горючесть; наличие в составе вредных веществ; отсутствие технологии утилизации полученных отходов при производстве и после эксплуатации теплоизоляционных материалов, а также изначально высокие энергетические затраты на производство.

В странах с большими запасами древесины, в т.ч. и в России, ведутся исследования по разработке утеплителей на основе древесных волокон и различных связующих, таких как биоклей [1], поливинилацетатный клей [2], парафиновая эмульсия [3], а также без связующего с применением антисептика и антипирена [4]. При плотности $30\text{--}250 \text{ кг}/\text{м}^3$ теплоизоляционные материалы обладают коэффициентом теплопроводности от $0,041 \text{ Вт}/(\text{м} \cdot ^{\circ}\text{C})$ до $0,06 \text{ Вт}/(\text{м} \cdot ^{\circ}\text{C})$.

Исследования по получению утеплителей из волокон эвкалипта проводились в Чили [5]. Связующим являлась фенольная смола. Теплоизоляционный материал при средней плотности от $80 \text{ кг}/\text{м}^3$ до $250 \text{ кг}/\text{м}^3$ обладает теплопроводностью $0,05\text{--}0,07 \text{ Вт}/(\text{м} \cdot ^{\circ}\text{C})$.

К инновационной разработке относится утеплитель на основе мха сфагнума и жидкого стекла с теплопроводностью $0,034\text{--}0,04 \text{ Вт}/(\text{м} \cdot ^{\circ}\text{C})$ при плотности $155\text{--}170 \text{ кг}/\text{м}^3$. Однако теплоизоляционные плиты имеют недостаток – усадочные деформации материала в процессе сушки. Для устранения данной проблемы предложено вводить дробленую солому в количестве $20\text{--}30\%$ от массы мха. Новый теплоизоляционный материал обладает теплопроводностью $0,044\text{--}0,046 \text{ Вт}/(\text{м} \cdot ^{\circ}\text{C})$, обеспечивает прочность на сжатие $0,2\text{--}0,21 \text{ МПа}$ при средней плотности $156\text{--}190 \text{ кг}/\text{м}^3$ [6].

Существенным резервом в производстве местных теплоизоляционных строительных материалов являются волокнистые наполнители сельскохозяйственного происхождения. На основе конопли в Германии выпускают плиты «Thermo-Hanf» [7; 8]. Утеплитель включает следующие компоненты: $83\text{--}87\%$ волокнистый наполнитель, $10\text{--}12\%$ полиэстер, $3\text{--}5\%$ сода, применяемая в качестве антипирена. При средней плотности $35\text{--}40 \text{ кг}/\text{м}^3$ теплоизоляционный материал обладает коэффициентом теплопроводности $0,038\text{--}0,04 \text{ Вт}/(\text{м} \cdot ^{\circ}\text{C})$.

Значительный интерес для стран центральной Азии представляет утеплитель из отходов хлопкового производства и натриевого жидкого стекла. При варьировании плотности в пределах $40\text{--}100 \text{ кг}/\text{м}^3$ теплопроводность плит изменяется от $0,037 \text{ Вт}/(\text{м} \cdot ^{\circ}\text{C})$ до $0,041 \text{ Вт}/(\text{м} \cdot ^{\circ}\text{C})$. В условиях относительной влажности воздуха $60\text{--}70\%$ влажность теплоизоляционного материала равна $11\text{--}12\%$ [9].

Возможность использования волокон коры масличной пальмы в качестве структурообразующего материала утеплителя изучали в Технологическом университете PETRONAS [10]. По результатам испытаний установлено, что при варьировании плотности от 66 кг/м^3 до 110 кг/м^3 коэффициент теплопроводности материала изменяется в пределах $0,03\text{--}0,09 \text{ Вт/(м}\cdot^\circ\text{С)}$.

Экологический утеплитель из льняных волокон «Экотеплин» производят в России. Заполнителем в теплоизоляционных плитах являются льняные волокна. В качестве связующего используется крахмал. Для повышения огнезащитных свойств и предотвращения возникновения плесени и грибков добавляются соли бора. Материал имеет следующие показатели: средняя плотность $32\text{--}34 \text{ кг/м}^3$, коэффициент теплопроводности $0,038\text{--}0,04 \text{ Вт/(м}\cdot^\circ\text{С)}$, коэффициент звукопоглощения $0,74\text{--}0,98$, коэффициент паропроницаемости $0,403 \text{ мг/(м}\cdot\text{ч}\cdot\text{Па)}$, группа горючести Г1 [11].

Теплоизоляционные плиты торговой марки «Акотерм флакс» выпускают в Беларуси [12]. Утеплитель содержит 85% льняных волокон и 15% полиэфирных волокон. Коэффициент теплопроводности материала составляет $0,038\text{--}0,04 \text{ Вт/(м}\cdot^\circ\text{С)}$, коэффициент паропроницаемости равен $0,4 \text{ мг/(м}\cdot\text{ч}\cdot\text{Па)}$, коэффициент звукопоглощения составляет 0,98 при средней плотности 30 кг/м^3 .

В настоящее время в лабораториях кафедры строительного производства Полоцкого государственного университета производятся комплексные исследования по разработке теплоизоляционных плит со структурообразующим материалом из льняных очесов [13]. Использование очесов льна для изготовления теплоизоляционных материалов решает проблему утилизации растительных отходов льнопереработки, расширяет номенклатуру эффективных волокнистых утеплителей и обеспечивает получение полностью экологически безопасного материала. Проведенные исследования подтверждают возможность применения теплоизоляционных материалов в качестве утеплителя для зданий и сооружений. Однако эффективность плит как тепловой изоляции возможно подтвердить только испытаниями материалов в условиях эксплуатации или с помощью моделирования температурно-влажностных режимов на лабораторном оборудовании с определением теплофизических показателей.

Методика испытаний. Натурные исследования теплоизоляционных плит из льняных очесов проводили в климатической камере, моделируя различные температурно-влажностные режимы. В альтернативных исследованиях применяли экспериментальный утеплитель из волокон льна и теплоизоляционные плиты «Акотерм флакс» на основе смеси льняных и полиэфирных волокон. Образцы на основе волокон и очесов льна изготавливали, соблюдая определенную последовательность выполнения технологических операций. Предварительно производили дозировку компонентов. Для получения модифицированного вяжущего в жидкое стекло сначала вводили известь и перемешивали до однородной консистенции, а затем добавляли гипс. После распределения модифицированного жидкого стекла по поверхности волокон структурообразующего материала и формовки образцы утеплителей выдерживали в форме 6 ч при температуре $20\pm 2^\circ\text{С}$, а затем высушивали в течение 4 ч в сушильном шкафу при температуре $45\text{--}55^\circ\text{С}$. Образцы на основе смеси льняных и полиэфирных волокон вырезали из плит «Акотерм флакс».

Образцы утеплителей размером $300\times 200\times 100 \text{ мм}$ устанавливали между теплым и холодным отделением камеры. Плотность теплоизоляционных материалов на основе льняных очесов (образец 1) или волокон (образец 2) с модифицированным жидким стеклом составляла 100 кг/м^3 , а плит из смеси льняных и полиэфирных волокон (образец 3) – 34 кг/м^3 . Низкая плотность образцов «Акотерм флакс» обусловлена применяемой технологией структурообразования при формовке утеплителя. Предварительно образцы выдерживали в климатической камере на протяжении трех недель при температуре воздуха $+18^\circ\text{С}$ и относительной влажности воздуха 50–60%. Теплофизические показатели утеплителей определяли, применяя информационно-измерительный комплекс РТП-1-16Т. Схема расположения датчиков температур и теплового потока на поверхности и внутри теплоизоляционных материалов представлена на рисунке 1.

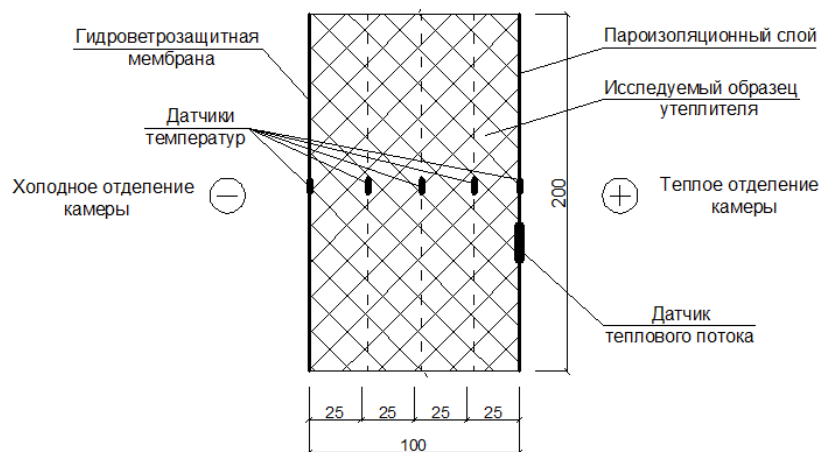


Рисунок 1. – Схема расположения датчиков на поверхности и внутри теплоизоляционного материала

При выполнении исследований в холодном отделении климатической камеры температуру варьировали от 0 до -25°C с интервалом 5°C . Образцы выдерживали при каждом значении температуры в течении 120 ч. В теплом отделении камеры температура воздуха поддерживалась на постоянном уровне $+18^{\circ}\text{C}$ при относительной влажности воздуха в пределах 50–60%. Температуры фиксировали, начиная от 0°C в холодном отделении камеры. Для определения температур в толщине материала каждый образец условно разделили на 4 участка толщиной по 25 мм. Со стороны холодного отделения камеры для защиты утеплителей от водяных паров, находящихся в воздухе, устанавливалась гидроветрозащитная мембрана, а со стороны теплого отделения – пароизоляционный слой. Первоначальные исследования без защитных мембран выявили образование наледи в материалах. Толщина слоя наледи в структуре утеплителей на основе очесов или волокон льна со стороны холодного отделения климатической камеры составила 15 мм, а образца «Акотерм флакс» – 50 мм, что отрицательно влияет на теплофизические свойства и долговечность теплоизоляционных материалов.

Влажность утеплителей после испытаний определяли в соответствии с ГОСТ 17177. Схема отбора образцов представлена на рисунке 2. Предварительно в поперечном направлении из теплоизоляционных материалов вырезали призмы размером $50 \times 50 \times 100$ мм (см. рисунок 2). Призму по поперечному сечению разрезали на отдельные образцы (слои) по 25 мм (рисунок 3). Далее каждый образец взвешивали и помещали в сушильный шкаф. По достижении постоянной массы образцы снова взвешивали. Влажность определяли по величине изменения массы образцов до и после сушки.

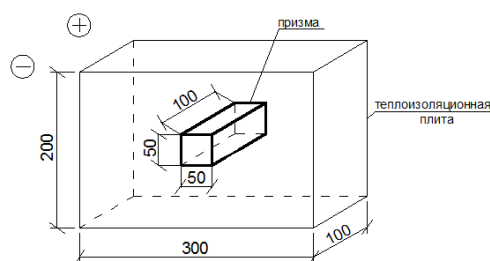


Рисунок 2. – Схема отбора образца в виде призмы из теплоизоляционных плит

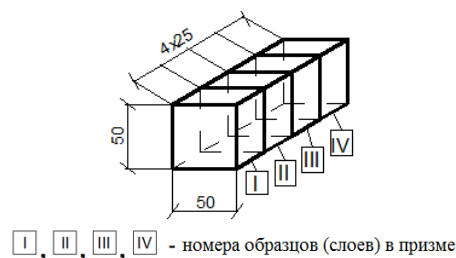


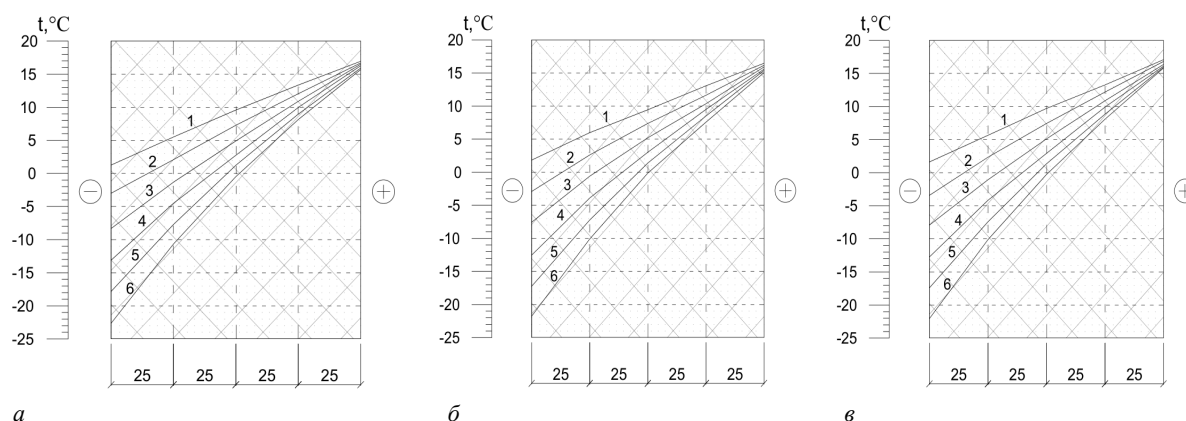
Рисунок 3. – Схема получения образцов из призмы для определения влажности материалов

Результаты и обсуждения. Для исследования теплотехнических показателей теплоизоляционных материалов на основе растительных волокон приняты составы, приведенные в таблице 1.

Таблица 1. – Состав и средняя плотность образцов теплоизоляционных материалов

Составы образцов	Расход компонентов на 1 м^3 , кг						Средняя плотность, кг/м^3
	волокно льна	очесы льна	жидкое стекло	полиэфирное волокно	известь	гипс	
1	–	90	9	–	0,5	0,5	100
2	90	–	9	–	0,5	0,5	100
3	29	–	–	5	–	–	34

В процессе исследований значения температур фиксировали круглосуточно. По полученным данным построены графики распределения температур на поверхности и по толщине образцов теплоизоляционных плит (рисунок 4).



а – на основе очесов льна; **б** – на основе волокон льна; **в** – на основе смеси льняных и полиэфирных волокон;
1 – $t_{\text{н}} = 0^{\circ}\text{C}$; 2 – $t_{\text{н}} = -5^{\circ}\text{C}$; 3 – $t_{\text{н}} = -10^{\circ}\text{C}$; 4 – $t_{\text{н}} = -15^{\circ}\text{C}$; 5 – $t_{\text{н}} = -20^{\circ}\text{C}$; 6 – $t_{\text{н}} = -25^{\circ}\text{C}$.

Рисунок 4. – Кривые распределения температур теплоизоляционных материалов

На основании полученных значений температур и плотностей теплового потока утеплителей определены коэффициенты теплопроводности и термические сопротивления теплопередаче образцов при заданных значениях температуры воздуха в холодном отделении климатической камеры. Результаты экспериментальных и расчетных показателей представлены в таблице 2.

Таблица 2. – Теплотехнические характеристики теплоизоляционных материалов

Температура воздуха в холодном отделении камеры, °C	Плотность теплового потока, Вт/м ²			Термическое сопротивление теплопередаче, (м ² ·°C)/Вт			Коэффициент теплопроводности, Вт/(м·°C)		
	образец 1	образец 2	образец 3	образец 1	образец 2	образец 3	образец 1	образец 2	образец 3
0	10,34	11,43	10,38	1,52	1,28	1,49	0,066	0,078	0,067
–5	12,54	13,82	12,54	1,61	1,37	1,61	0,062	0,073	0,062
–10	14,15	15,78	14,23	1,75	1,49	1,72	0,057	0,067	0,058
–15	15,56	17,98	15,72	1,89	1,56	1,85	0,053	0,064	0,054
–20	16,53	19,59	17,09	2,04	1,67	1,96	0,049	0,06	0,051
–25	18,00	20,99	18,55	2,13	1,75	2,04	0,047	0,057	0,049

При температуре 0 °C в холодном отделении климатической камеры плотность теплового потока через плиту из очесов льна (образец 1) составляет 10,34 Вт/м², что на 10% ниже значения образца 2 и идентично показателю материала на основе смеси льняных и полиэфирных волокон (образец 3). Снижение температуры до –25 °C приводит к повышению плотности теплового потока экспериментальных материалов в 1,7–1,8 раза. Исследуемый показатель при температуре –25 °C для утеплителя из льняных очесов (образец 1) составляет 18 Вт/м², что на 17% ниже величины образца 2 и практически совпадает со значением теплоизоляционного материала «Акотерм флакс» (образец 3).

Термические сопротивления теплопередаче образцов 1 и 3 (см. таблицу 2) при температуре воздуха –25 °C в холодном отделении камеры практически не отличаются и превышают значение для плит на основе волокон льна (образец 2), равное 1,75 (м²·°C)/Вт, на 22%. Установлено, что после достижения максимальной отрицательной температуры воздуха термическое сопротивление теплопередаче утеплителей возрастает в 1,4 раза по сравнению с показателями при температуре 0 °C в холодном отделении климатической камеры.

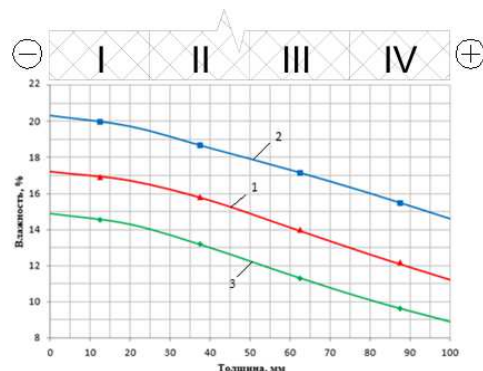
Коэффициент теплопроводности материала из очесов льна (образец 1) при температуре воздуха 0 °C в холодном отделении климатической камеры практически идентичен значению для плит на основе смеси льняных и полиэфирных волокон (образец 3) и ниже показателя утеплителя из волокон льна (образец 2) на 15%. Теплопроводность образца 1 при температуре воздуха –25 °C понизилась на 29%, а образцов 2 и 3 – на 27% относительно показателей при температуре 0 °C в холодном отделении камеры. При температуре –25 °C коэффициент теплопроводности образца 2 выше значений образцов 1 и 3 на 21% и 16% соответственно.

Таким образом, проведенные исследования подтверждают эффективную работу экспериментальных плит из льняных очесов при отрицательных температурах.

По окончании проведения испытаний также определена влажность теплоизоляционных плит. Изменение влажности в структуре материалов представлено на рисунке 5. Из полученных зависимостей следует, что среднее значение влажности утеплителей из очесов льна (образец 1) составляет 14,6%, что превышает на 21% показатель влажности плит на основе смеси льняных и полиэфирных волокон (образец 3) и на 18% ниже значения утеплителя из волокон льна (образец 2). Влажность утеплителя из очесов льна (образец 1) в слое IV достигает 12,2%, что меньше показателя плит из волокон льна (образец 2) на 21% и больше значения плит на основе смеси льняных и полиэфирных волокон (образец 3) на 27%. В слое I влажность всех образцов повышается в 1,4–1,7 раза и достигает максимальных значений. Так, влажность материала из очесов льна (образец 1) на 15% ниже значения образца 2, равного 20%, и на 17% превышает показатель образца 3.

- I–IV – слои в образце материала;
 1 – образец из волокон льна; 2 – образец из очесов льна;
 3 – образец из смеси льняных и полиэфирных волокон.

Рисунок 5. – Изменение влажности по толщине теплоизоляционных материалов



На следующем этапе проведены исследования по определению теплофизических характеристик теплоизоляционных плит «Белтеп Фасад» (образец 4) из базальтовых волокон [14] и утеплителей «Isover фасад мастер» (образец 5) на основе стекловолокон [15]. Средняя плотность и коэффициент теплопроводности образцов в сухом состоянии указанных материалов приведены в таблице 3.

Таблица 3. – Средняя плотность и теплопроводность минераловатных утеплителей

№ образца	Наименование	Средняя плотность, кг/м ³	Коэффициент теплопроводности, Вт/(м·°C)
4	«Белтеп Фасад»	110	0,042
5	«Isover фасад мастер»	100	0,04

По полученным значениям температур и плотностей теплового потока теплоизоляционных материалов определены теплопроводности и термические сопротивления теплопередаче образцов при заданных температурах воздуха в холодном отделении климатической камеры. Результаты экспериментальных и расчетных данных представлены в таблице 4.

Таблица 4. – Теплотехнические характеристики утеплителей

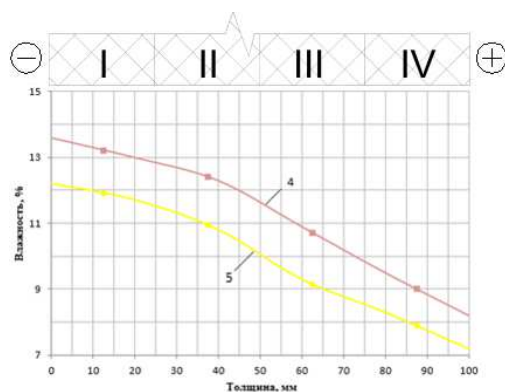
Температура воздуха в холодном отделении камеры, °C	Плотность теплового потока, Вт/м ²		Термическое сопротивление теплопередаче, (м ² ·°C)/Вт		Коэффициент теплопроводности, Вт/(м·°C)	
	образец 4	образец 5	образец 4	образец 5	образец 4	образец 5
0	11,04	10,96	1,33	1,35	0,075	0,074
–5	13,38	13,18	1,43	1,47	0,07	0,068
–10	15,44	15,1	1,52	1,59	0,066	0,063
–15	17,26	16,91	1,61	1,69	0,062	0,059
–20	18,51	18,17	1,72	1,79	0,058	0,056
–25	20,39	20,02	1,81	1,89	0,055	0,053

На основании полученных данных (см. таблицу 4) установлено, что при температуре 0 °C в холодном отделении камеры плотность теплового потока материала из очесов льна (см. таблицу 2, образец 1) равна 10,3 Вт/м², что незначительно меньше, чем у образцов 4 и 5 на основе базальтовых и стеклянных волокон. После достижения максимальной отрицательной температуры воздуха плотность теплового потока образца 1 (см. таблицу 2) из очесов льна увеличивается до 18 Вт/м², что на 13% и 10% ниже значений материалов «Белтеп Фасад» (образец 4) и «Isover фасад мастер» (образец 5) соответственно.

Термическое сопротивление теплопередаче изоляционного материала на основе льняных очесов (см. таблицу 2, образец 1) при температуре 0 °C в холодном отделении климатической камеры на 13% и 18% превышает величины утеплителей из базальтовых волокон (образец 4) и стекловолокон (образец 5), равные 1,81 (м²·°C)/Вт и 1,89 (м²·°C)/Вт соответственно. Уменьшение температуры воздуха до –25°C вызывает прирост показателя на 36–40%, при этом термическое сопротивление теплопередаче образца 1 (см. таблицу 2) на 13–18% выше значений образцов 4 и 5.

Коэффициент теплопроводности утеплителя на основе очесов льна (см. таблицу 2, образец 1) при температуре воздуха –25°C в холодном отделении камеры равен 0,047 Вт/(м·°C), что на 15% и 11% ниже величин материалов «Белтеп Фасад» (образец 4) и «Isover фасад мастер» (образец 5) соответственно. При температуре –25°C коэффициент теплопроводности образцов 4 и 5 на 11–14% превышает значение образца 1 (см. таблицу 2).

Для утеплителей на основе базальтовых и стеклянных волокон исследовали изменение влажности по толщине утеплителей (рисунок 6).



I-IV – слои в образце материала
4 – образец из базальтовых волокон;
5 – образец из стекловолокон.

Рисунок 6. – Изменение влажности по толщине теплоизоляционных материалов

Из приведенного графика изменения влажности по толщине теплоизоляционных плит (см. рисунок 6) установлено, что среднее значение влажности утеплителя на основе льняных очесов (см. рисунок 5, образец 1) превышает в 1,3–1,5 раза показатели влажности материалов «Белтеп Фасад» (образец 4) и «Isover фасад мастер» (образец 5), равные 11,3% и 9,9% соответственно. Величина влажности плит из очесов льна в слое I равна 17% (см. рисунок 5), что в 1,3–1,4 раза больше значений влажности образцов 4 и 5. В слое IV влажность утеплителя на основе льняных очесов (см. рисунок 5, образец 1) превышает показатели теплоизоляционных материалов из базальтовых (образец 4) и стеклянных волокон (образец 5) в 1,35–1,5 раза.

В результате проведенных исследований установлено, что теплоизоляционные плиты «Акотерм флакс», «Белтеп Фасад» и «Isover фасад мастер» имеют близкие значения влажности. Меньшая влажность в указанных материалах относительно значений плит на основе очесов льна обусловлена присутствием в утеплителях полиэфирных и минеральных волокон, обладающих низкой сорбцией водяных паров из воздуха по сравнению с очесами льна.

Заключение. Исследования теплотехнических параметров теплоизоляционных плит в климатической камере показали, что с уменьшением температуры воздуха увеличивается плотность теплового потока и возрастает термическое сопротивление теплопередаче, а коэффициент теплопроводности материалов уменьшается. Установлено, что наиболее эффективно теплоизоляционные материалы работают при температуре воздуха ниже -10°C .

Анализ полученных данных показывает, что при температуре воздуха -25°C теплоизоляционный материал из очесов льна обладает более высокими теплотехническими характеристиками по сравнению с утеплителями на основе льняных волокон. Термическое сопротивление теплопередаче образцов из очесов льна толщиной 100 мм при достижении минимальной отрицательной температуры воздуха составляет $2,13 (\text{м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C})/\text{Вт}$, что превышает аналогичный показатель тепловой изоляции из волокон льна на 22%. Коэффициент теплопроводности утеплителя из очесов льна меньше значения образцов на основе льняных волокон, равного $0,057 \text{ Вт}/(\text{м} \cdot ^{\circ}\text{C})$, на 18%. Утеплитель «Акотерм флакс» обеспечивает термическое сопротивление теплопередаче и коэффициент теплопроводности на уровне с показателями изоляции на основе очесов льна.

Не смотря на то, что влажность утеплителя из очесов льна достигает 14,6% и превышает в 1,2–1,5 раза показатели образцов «Акотерм флакс», «Белтеп Фасад» и «Isover фасад мастер» при температуре -25°C термическое сопротивление теплопередаче утеплителя, содержащего льняные очесы, на 13–18% превышает значения вышеперечисленных материалов. При этом коэффициент теплопроводности утеплителя из очесов льна на 11–14% ниже соответствующих показателей образцов на основе базальтовых и стеклянных волокон.

ЛИТЕРАТУРА

1. Получение теплоизоляционного материала из древесного волокна на основе биоклея / В.В. Стрикун [и др.] // Актуальные проблемы лесного хозяйства. – 2017. – № 48. – С. 86–87.
2. Ермолина, А.В. Получение теплоизоляционного плитного материала на основе древесного волокна / А.В. Ермолина, П.В. Миронов, А.В. Бывшев // Актуальная проблема лесного комплекса. – 2010. – № 25. – С. 186–189.
3. Журавлева, Л.Н. Мягкие древесноволокнистые плиты – теплоизоляционный материал / Л.Н. Журавлева, А.Н. Журавлева // Вестн. КрасГАУ. – 2010. – № 11. – С. 181–184.
4. Теплоизоляционный материал : пат. RU 2149148 / В.И. Берюков, В.В. Данилов, Н.М. Пашков. – Оpubл. 20.05.2000.
5. Bialosau, A. Materiais compostos para isolamento termico de materias primas naturais e aglutinantes minerais / A. Bialosau, A. Bakatovich // Livro de Resumos 30 Congresso Luso – Brasileiro de Materiais de construcao sustentaveis. – Coimbra, Portugal, 2018. – P. 16–27.
6. Бакатович, А.А. Микроструктура как основной критерий, определяющий использование мха сфагнума в качестве заполнителя для эффективного плитного теплоизоляционного материала / А.А. Бакатович // Вестн. Полоц. гос. ун-та. Сер. Ф. Строительство. Прикладные науки. – 2017. – № 8. – С. 42–46.
7. Якунина, Е.А. Современные теплоизоляционные материалы, как одна из тенденций экологического строительства / Е.А. Якунина // Синергия наук. – 2018. – № 24. – С. 625–634.
8. Богатова, Т.В. Преимущества и особенности безопасных природных утеплителей / Т.В. Богатова, А.И. Двойцина // Инженерные сети и сооружения. – 2016. – № 3–4 (24–25). – С. 14–19.
9. Бакатович, А.А. Теплоизоляционный материал на заполнителе из отходов переработки хлопкового волокна / А.А. Бакатович, М.А. Розыев // Вестн. Полоц. гос. ун-та. Сер. Ф. Строительство. Прикладные науки. – 2019. – № 8. – С. 29–33.
10. Hassan, S. Comparison study of thermal insulation characteristics from oil palm fibre / S. Hassan, A. Tesfamichael, M. Mohd Nor // MATEC Web of Conferences. ICPER 2014 – 4 th International Conference on Production, Energy and Reliability. – 2014. – Vol. 13. – P. 5.
11. Советников, Д.О. Оптимальная толщина утеплителя наружной стены для создания энергоэффективного и экологичного здания в условиях Санкт-Петербурга / Д.О. Советников, Д.О. Семашкина, Д.В. Баранова // Строительство уникальных зданий и сооружений. – 2016. – № 12 (51). – С. 7–19.

12. Плиты теплоизоляционные звукопоглощающие. Технические условия : ТУ BY 391129716.001-2015. – Введ. 27.07.2015. – Ореховск. – 2015. – 10 с.
13. Romanovskiy, S. Physical parameters of insulation with a structure-forming material from flax noils / S. Romanovskiy, A. Bakatovich // E3S Web of Conferences 212, 02014 (2020), 2020 International Conference on Building Energy Conservation, Thermal Safety and Environmental Pollution Control (ICBTE 2020). – DOI: doi.org/10.1051/ e3sconf /202021202014.

Поступила 22.06.2021

STUDY OF THERMAL CHARACTERISTICS OF FIBROUS INSULATOR IN A CLIMATE CHAMBER

S. ROMANOVSKIY, A. BAKATOVICH

The article presents the results of studies proving the effectiveness of thermal insulation boards containing flax noils as a structure-forming material. The results of investigations of thermos-physical characteristics of heat-insulating materials of fibrous structure in a climatic chamber are presented. On the basis of the experimental data, graphs of the temperature distribution over the thickness of the insulation were built, after which the indicators of the heat flux density, thermal resistance to heat transfer and the coefficient of thermal conductivity were determined. Curves of moisture distribution over the thickness of heat-insulating plates are plotted. According to the results of the tests, it was found that the moisture content of the material based on linen noils is 14,6%; at an air temperature of -25°C in the cold compartment of the climatic chamber, the thermal conductivity coefficient is $0,47 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot ^{\circ}\text{C})$. The results of the studies carried out indicate the highest efficiency of heat-insulating materials made from flax noils in comparison with heat-insulating materials based on linen and mineral fibers.

Keywords: insulation, noils and flax fibers, liquid glass, thermal resistance to heat transfer, coefficient of thermal conductivity, humidity.

УДК 666.972.035.51-413

ИССЛЕДОВАНИЕ ЭЛЕКТРОФИЗИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК БЕТОННЫХ СМЕСЕЙ С ДОБАВКОЙ АКТИВИРОВАННОЙ ЦЕМЕНТНОЙ СУСПЕНЗИИ

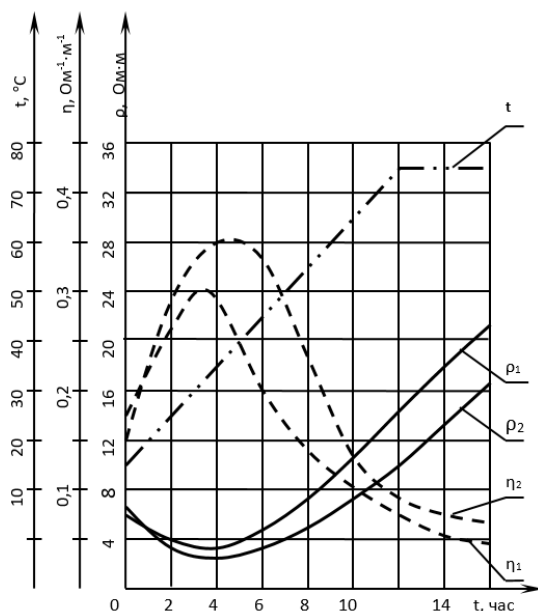
канд. техн. наук, доц. А.П. ШВЕДОВ
(Полоцкий государственный университет)

На сегодня в строительных организациях при производстве бетонных работ для ускорения набора прочности бетоном широко используется энергия электрического тока. Приложенное электрическое поле приводит в движения образующиеся в процессе гидратации ионы. Из-за этого в набирающем прочность бетоне изменяются его электрофизические характеристики. Бетонная смесь, в отличие от типичных электролитов, имеет в своем составе заряженные цементные частицы, которые изменяют силы воздействия на ионы от прилаемого электрического поля. Следовательно, при разработке методов электроактивации необходимо отрабатывать режимы с учетом внутренних электрических полей и их изменения во времени. Поэтому цель исследования электрофизических характеристик бетонных смесей с добавкой активированной цементной суспензии – определение параметров электрического воздействия, необходимых для получения заданной распалубочной прочности бетона.

Ключевые слова: бетонная смесь, активированная цементная суспензия, электропрогрев, интенсификация твердения.

Несмотря на большое разнообразие методов термообработки, их высокую эффективность и экономичность, предпочтение на практике по-прежнему отдается традиционным способам ухода за бетоном при положительных и отрицательных температурах – электропрогреву.

Так как электропрогрев основан на превращении электрической энергии в тепловую непосредственно в теле твердеющего бетона, исключаются потери тепла при его транспортировании. Поэтому электропрогрев – наиболее экономичный среди методов интенсификации твердения бетона, связанных с использованием тепловой энергии. Характерным для данного метода является непосредственное включение бетона в электрическую цепь в качестве активного сопротивления. Определение электросопротивления проводилось как в образцах, содержащих активированную цементную суспензию, так и для образцов ее не содержащих. Это связано с необходимостью учета возможно имеющих особенностей в кинетике изменения электросопротивления в процессе электропрогрева. Но как показали исследования, характер изменения электросопротивления в набирающем прочность бетоне, содержащем и не содержащем активированную цементную суспензию, был идентичен.



ρ_1 и η_1 – соответственно удельное электрическое сопротивление и проводимость бетона без суспензии;
 ρ_2 и η_2 – то же, бетона с активированной суспензией; t – температура среды выдержки образцов бетона.

Рисунок 1. – Изменение электрофизических характеристик бетона в процессе электропрогрева

В процессе изменения электрического сопротивления при электропрогреве бетона имеются три стадии: понижение, стабилизация и возрастание. При этом как абсолютные значения, так и кинетика изменения удельного электрического сопротивления зависят от большого числа факторов [1].

Начальное электросопротивление бетонных смесей, содержащих активированную цементную суспензию, несколько выше, чем у смесей без суспензии. Это хорошо согласуется с механизмом действия добавок готовых центров кристаллизации [2]. Центры кристаллизации вводятся одновременно с активированной цементной суспензией. В первоначальный момент они частично связывают образующиеся в бетонной смеси ионы. В результате этого электропроводимость системы падает, т.е. растет электросопротивление.

Активированная цементная суспензия содержит кристаллические затравки с надмолекулярным уровнем дисперсности, поэтому значительно увеличивается количество зародышей и, соответственно, центров кристаллизации, что приводит к значительному увеличению ионов с образованием однородной мелкокристаллической структуры цементного камня [3]. Это объясняет незначительное понижение как минимального электросопротивления бетонной смеси в процессе электропрогрева, так и незначительное, в пределах 20%, снижение конечного электросопротивления бетона после электропрогрева.

Повышение прочности бетона объясняется, с одной стороны, механизмом действия добавок готовых центров кристаллизации [4], с другой стороны, они способствуют формированию мелкокристаллической бездефектной структуры цементного камня.

Анализируя полученные данные, можно также отметить и то, что в бетонных смесях с активированной цементной суспензией длительность периода стабилизации электросопротивления в 1,5–2 раза больше, чем у бетонных смесей без суспензии. Это имеет важное значение для электропрогрева бетона, так как минимальное удельное электрическое сопротивление бетона обычно совпадает с периодом разогрева, когда возможно наибольшее активное осуществление электропрогрева. Уменьшение на 15–20% минимального электросопротивления также позволит снизить напряжение, необходимое для электропрогрева бетона.

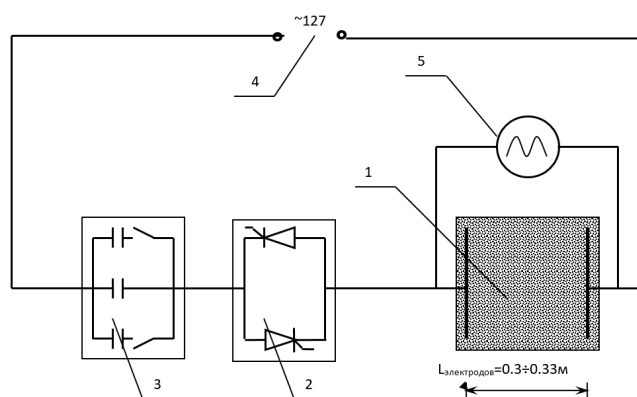
Для стадии возрастания удельного электрического сопротивления бетонных смесей, содержащих активированную цементную суспензию, характерна как меньшая скорость увеличения электросопротивления, так и меньшая его величина. То есть на всем протяжении электропрогрева можно использовать более низкое напряжение или увеличить расстояние между электродами, что позволит снизить расход стали на электроды и одновременно повысить уровень безопасности производства работ при электропрогреве бетона на строительной площадке.

Данные, полученные в проведенных исследованиях, и их анализ свидетельствуют о больших возможностях для расширения области применения и повышения эффективности метода электропрогрева, поэтому был произведен расчет основных параметров обработки для проведения активации цементных суспензий переменным электрическим током, изменяющимся в дискретном разрядно-импульсном режиме применительно к производственным условиям, с использованием методики [5]:

- градиент напряжения 274 В/м;
- значение основной характеристики активации цементной суспензии, т.е. произведение величины накопительной емкости на электросопротивление цементной суспензии в процессе обработки $RC = 1,3 \cdot 10^{-3} \div 1,5 \cdot 10^{-3}$ с;
- время активации 4 мин.

Для увеличения электробезопасности процесса проведения активации напряжение в цепи активации было принято равным 127 В.

Принципиальная схема установки [6] для производственной проверки результатов теоретических и экспериментальных исследований изображена на рисунке 2.



1 – емкость для активации; 2 – тиристорный регулятор; 3 – магазин емкостной;
4 – источник тока; 5 – осциллограф.

Рисунок 2. – Принципиальная схема установки для производственной проверки результатов теоретических и экспериментальных исследований

Основная цель исследования электрофизических характеристик бетонных смесей с добавкой активированной цементной суспензии – определение параметров электрического воздействия для получения заданной распулубочной прочности бетона после окончания электропрогрева и снижение энергозатрат при производстве бетонных работ.

Для приготовления бетонных смесей с активированной цементной суспензией, как и для замесов сравнения, использовался суперпластификатор С-3 в количестве 0,6% и сульфат натрия в количестве 0,25% от веса цемента. При этом смеси были равноподвижными.

В процессе исследования на первом этапе приготовления бетонных смесей производилось активирование цементной суспензии. Дозировка составляющих для приготовления активированной цементной суспензии осуществлялась вручную. Последовательность приготовления суспензии была следующей: в активатор подавалась отмеренная порция воды, после этого производилось дозирование при помощи мерного цилиндра раствора суперпластификатора и сульфата натрия. Отдозированные компоненты смешивались в активаторе, одновременно определялось электросопротивление среды для расчета необходимой при проведении обработки величины накопительной емкости. Установив расчетное значение накопительной емкости, в активатор при перемешивании высыпался цемент, отдозированный по весу.

По окончании обработки, то есть через 4 минуты, активированная цементная суспензия выливалась в бетономеситель, где находились отдозированные компоненты бетонной смеси (мелкий и крупный заполнители, цемент). После получения однородной массы в смеситель добавлялась оставшаяся часть воды и добавок.

Полученная бетонная смесь в бадьях доставлялась к месту укладки и распределялась в опалубке конструкций. Одновременно бетонной смесью наполнялись полые цилиндры из диэлектрического материала длиной, равной толщине конструкции, которые укладывались в бетонную смесь между электродами. Цилиндры располагались вдоль линий электрического поля, что обеспечивало одинаковое воздействие электрического тока как на бетонную смесь конструкции, так и на бетонную смесь внутри цилиндра. По окончании электропрогрева из цилиндра извлекался образец бетона, который использовался после соответствующей подготовки для определения прочности. Разрушающий метод использовался только для подтверждения данных о прочности, полученных неразрушающими методами.

До начала термообработки (электропрогрева) в течение 1,5–3,5 ч бетон выдерживался в опалубке при температуре от +5 до +15 °С. Данная температура поддерживалась с помощью периодического включения питающей сети, необходимого также для отладки коммутационных сетей. Бетон прогревался по различным режимам.

Следует отметить, что сокращение сроков выдерживания бетона в опалубке позволило интенсифицировать процесс возведения конструкций и сократить продолжительность реконструкции объектов. На основании проведенных в производственных условиях работ и экспериментов, можно констатировать, что они подтвердили эффективность активирования цементных суспензий при производстве бетонных работ, особенно при пониженных и отрицательных температурах окружающей среды. Затраты электроэнергии при достижении заданных прочностных показателей снижались на 20–40%, одновременно сокращались сроки выдерживания конструкций в опалубке на 30–35%. Причем в подавляющем большинстве производственных экспериментов контрольные параметры, длительность изотермического прогрева и конечная прочность бетона, полученные по предварительным расчетам, отличались от фактических не более чем на 6–10%.

ЛИТЕРАТУРА

1. Руководство по электротермообработке бетона. – М. : НИИЖБ : Стройиздат, 1974. – 255 с.
2. Ратинов, В.Б. Добавки в бетон / В.Б. Ратинов, Т.И. Розенберг. – М. : Стройиздат, 1989. – 187 с.
3. Полак, А.Ф. Твердение мономинеральных вяжущих веществ / А.Ф. Полак. – М. : Госстройиздат, 1966. – 157 с.
4. Бирюков, А.И. Интенсификация изготовления изделий из керамзитобетона методом горячего формования / А.И. Бирюков. – Харьков : Віща школа, 1977. – 54 с.
5. Шведов, А.П. Интенсивная энергосберегающая технология производства бетонных работ при реконструкции зданий и сооружений с применением модифицированных и электроактивированных цементных суспензий : дис ... канд. техн. наук : 05.23.08 / А.П. Шведов. – Минск, 2004. – 133 л.
6. Устройство для обработки цементной суспензии : пат. 1060 / А.П. Шведов. – Оpubл. 02.10.2003.

Поступила 03.06.2021

INVESTIGATION OF THE ELECTROPHYSICAL CHARACTERISTICS OF CONCRETE MIXTURES WITH THE ADDITION OF ACTIVATED CEMENT SLURRY

A. SHVEDOV

To date, in the construction organizations in the production of concrete works, the energy of electric current is widely used to accelerate the strength of concrete. The applied electric field drives the ions formed in the process of hydration. Because of this, its electrophysical characteristics change in the concrete that is gaining strength. The concrete mixture, unlike typical electrolytes, has charged cement particles in its composition, which change the forces of action on the ions from the applied electric field. Therefore, when developing methods of electroactivation, it is necessary to work out the modes taking into account the internal electric fields and their changes in time.

Keywords: concrete mix, activated cement slurry, electric heating, hardening intensification.

УДК 666.97;693.54

ТЕОРЕТИЧЕСКАЯ ОЦЕНКА ГЛУБИНЫ ПРОНИКНОВЕНИЯ ВЕЩЕСТВА ПЕРВИЧНОЙ ЗАЩИТЫ В ТВЕРДЕЮЩИЙ БЕТОН С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ УПЛОТНЯЮЩЕГО ЕГО СТРУКТУРУ СУЛЬФАТА АЛЮМИНИЯ

канд. техн. наук С.М. ЭГБАЛНИК
(ГП «Институт жилища – НИПТИС им. Атаева», Минск)

В статье приведены результаты теоретических исследований первичной защиты твердеющего бетона с составами на основе недефицитной и недорогой добавки сульфата алюминия ($\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$), которая стандартизирована и разрешена к применению для бетонных изделий. Приводятся разработанные математические зависимости глубины проникновения в бетон предложенных защитных составов, базирующиеся на фундаментальных закономерностях теории фильтрационной гидравлики и физико-химических явлениях, происходящих в твердеющем цементном камне, обусловленных процессом разрежения, вызывающим сорбирование нанесенного на его поверхность защитного раствора. В полученных зависимостях взаимосвязаны факторы: давление P , н/м² (Па), вызванное разрежением, возникающим в объеме бетона; время воздействия τ , с; свойства наносимого раствора (фильтрата) и его динамической вязкости μ_d , Н·с/м²; плотность $\rho_{ж}$, н/м³; характеристики пористости фильтрационной среды (коэффициент пористости цементного теста $\varepsilon_{ц.т.}$, доли ед., и поправочный коэффициент физической неопределенности указанных свойств β , н/м³). Зависимости позволяют рассчитать (оценить) глубину проникновения (l , мм) вещества защитного состава в пористую фильтрационную среду защищаемого бетона. На основе экспериментально-теоретической апробации предложенных зависимостей они аппроксимированы для использования в инженерных расчетах посредством введения поправочных коэффициентов β , равных для случая ухода за свежееотформованным бетоном $\beta_{св} \sim 2,42 \times 10^{-2}$ Н/м³ и после распалубки изделий (конструкций) $\beta_{он} \sim 1,36 \times 10^{-2}$ Н/м³. Экспериментально подтверждена достоверность предложенных расчетных зависимостей для оценки глубины проникновения вещества защитного состава (на примере 5%-й раствора $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$) как при обработке свежееотформованного бетона, так и в случае обработки поверхности бетона после распалубки. Отклонение между теоретическими (расчетными) и экспериментальными данными составляет не более 9%, что обеспечивает достаточную для оценочных расчетов точность предложенных аналитических зависимостей с требуемым квантилем вероятности в 5% ($\alpha = 0,95$).

Ключевые слова: первичная защита твердеющего бетона, цементный камень, защитный состав с добавкой из сульфата алюминия, фильтрационная теория гидравлики, инженерно-теоретические зависимости, достоверность, эффекты диффузии, контракции, разрежения.

Введение. Температура саморазогрева твердеющего бетона в летний период в белорусском регионе достигает 50 °С и более. Поэтому отсутствие соответствующих мероприятий по уходу за бетоном с корректировкой теплового режима в начальный период твердения, как правило, приводит к снижению его качества. В этой связи совершенствование методов защиты бетона как в естественных условиях (под воздействием солнечной энергии), так и в заводских (от дополнительных источников тепла) очень актуально, т.к. напрямую связано с надежностью обеспечения его проектных (нормативных) свойств: водопоглощения, водонепроницаемости, морозостойкости и защитной способности по отношению к стальной арматуре (для железобетонных конструкций).

Традиционно защита твердеющего бетона осуществляется посредством нанесения на его поверхность веществ, обладающих гидрофобным эффектом, которые проникают в него на некоторую глубину, создавая защитный барьер по внешнему контуру его поверхности, затрудняющий миграцию воды в зону испарения. Однако в результате этого замедляются реакции взаимодействия вяжущего с водой. Как следствие, обработанный ими бетон характеризуется наличием внешнего медленно твердеющего и набирающего прочность слоя, что ослабляет как сцепление «старого» и «нового» бетона в процессе его твердения, так и сцепление с материалами последующей отделки строительных конструкций, что ухудшает ее качество.

В связи с этим предложен более технологичный, недорогой и менее трудоемкий прием (технология) нанесения на обрабатываемую поверхность бетона (свежеуложенного или после снятия опалубки) нового защитного состава вещества (раствора) на основе сульфата алюминия [1] посредством его распыления, например, сжатым воздухом. Предлагаемые состав и способ позволяют организовать уход за бетоном независимо от конфигурации конструкций и ориентации в пространстве защищаемых поверхностей. Такой вариант защиты ускоряет процесс твердения цемента во внешнем (защищаемом) слое бетона (в отличие от использования гидрофобизирующих веществ) и не ухудшает качества сцепления «старых–новых» слоев бетона в т.ч. с материалами отделки, как это имеет место при использовании пленкообразующих составов. Прием уплотнения структуры защищаемого слоя бетона позволяет ухаживать как за свежееуложенным бетоном, так и после снятия с него опалубки, используя вариант нанесения защитных составов методом напыления. Кроме того, он позволяет купировать проблему

неконтролируемого саморазогрева бетона и может использоваться в сочетании, например, с укрытием поверхности разнообразными пленками для создания парникового эффекта и тепловой интенсификации роста прочности бетона или в сочетании с влажностными методами ухода.

В данной статье приводятся результаты выполненной работы по теоретическому исследованию (оценке) первичной защиты твердеющего бетона составами, ограничивающими или предотвращающими испарение воды затворения за счет воздействия на структуру его поверхностных слоев. Работа выполнена в БНТУ. Руководитель работы – профессор, доктор технических наук Э.И. Батяновский.

1. Разработка инженерно-аналитического метода оценки глубины проникновения вещества защитного состава в бетон с использованием добавки $Al_2(SO_4)_3$

Теоретические основы метода. Физико-химические основы разработанной технологии [1] и расчета первичной защиты бетона базируются на физических явлениях массо-влажнопереноса, сопровождающих начальный период твердения цементного камня, а также на химическом взаимодействии наносимых на защищаемую поверхность веществ с продуктами гидролиза и гидратации клинкерных минералов цемента, в результате которых образуются новые соединения, уплотняющие структуру камня на некоторую глубину. Сужая или кольматируя (закупоривая) каналы движения жидкости, указанные выше явления приводят к уменьшению потерь испаряемой воды затворения, обеспечивая благоприятные условия для твердения (формирования более плотной и непроницаемой структуры) цементного камня бетона в целом.

Физические процессы, протекающие в свежесформованном бетоне, вызваны как избыточным количеством жидкости по условиям формирования, так и развитием контракционно-седиментационных эффектов во времени [2; 3 и др.]. Известно [4; 5 и др.], что контракционные процессы сопровождаются появлением разрежения в объеме бетона. При этом формирование структуры цементного камня в твердеющем бетоне связано также с процессом постоянного перераспределения и перемещения его жидкой фазы, приводящим к появлению системы сообщающихся пор, обладающих способностью сорбировать (капиллярный подсос) контактирующую с поверхностью пор бетона воду. Все это в целом создает необходимые и достаточные условия для реализации приема защиты твердеющего бетона при нанесении соответствующих химических реагентов в виде водных растворов на открытые поверхности возводимых конструкций. Таким образом, проникновение защитного вещества внутрь объема формирующейся структуры во внешнем слое цементного камня (бетона) обусловлено как диффузией ионов молекул, растворенных в воде, так и массопереносом (фильтрацией) защитного раствора сквозь пористую среду цементного теста, трансформирующегося в цементный камень, под воздействием контракционных явлений и эффекта разрежения.

Это особенно эффективно в связи с тем, что введение в цементное тесто уплотняющей добавки (в частности, сульфата алюминия) сопровождается ускорением его схватывания. Вопросы количественной оценки рассматриваемых процессов и режимов ухода за бетоном, регламентирующих время нанесения защитных составов, расход вещества, периодичность нанесения в зависимости от условий твердения и др., в частности, глубины и времени проникновения защитного состава в бетон (с достаточной для инженерных расчетов точностью), решаются на основе фундаментальных представлений о процессе фильтрации жидкостей в пористых средах [7; 8].

Теоретические основы процесса фильтрации жидкости в пористых средах были заложены в начале XIX в. работами Пуазейля, Хагена и позднее развиты Дарси, предложившим экспериментальную зависимость, отражающую фундаментальную закономерность фильтрации воды через пески (пористые среды), названную в его честь линейным законом Дарси. Закон адекватно выражает линейный ламинарный характер движения поровой жидкости при относительно малых градиентах давления и скоростях потока не только при фильтрации воды через грунт, но и в других пористых средах, который описывается формулой (1), широко используемой в современной фильтрационной гидротехнике:

$$V_{\phi} \approx \frac{K_{\phi}}{\rho_{ж}} \cdot \frac{dP}{dl} \quad (1)$$

Для фильтрации жидкости в горизонтальном и вертикальном направлениях, формула (1) имеет вид

$$V_{\phi} \approx \frac{K_{\phi}}{\rho_{ж}} \cdot \frac{d(P \pm \rho_{ж} \cdot h)}{dh}, \quad (1a)$$

где V_{ϕ} – скорость фильтрации жидкости или газа;

K_{ϕ} – коэффициент проницаемости среды (коэффициент фильтрации по Козени);

$\rho_{ж}$ – плотность жидкости или газа;

dP – перепад давления на длине участка фильтрационной среды L или его высоте h .

Коэффициент фильтрации K_{ϕ} в формуле (1) обуславливает скорость фильтрации, м/с, при гидравлическом уклоне, равном 1, то есть когда имеет место потеря единицы давления на единицу длины, и зависит от свойств фильтрационной среды и фильтрующейся жидкости.

Академик Л.С. Лейбензон [7] предложил заменить в формуле коэффициента фильтрации по Козени (2), используемого в зависимости (1), параметр истинной пористости на параметр эффективной пористости m_3 , представив ее в следующем виде:

$$K_\phi = \beta \cdot \frac{d_3^2}{\mu_d} \cdot \frac{m_3^3}{(1-m_3)^2}, \quad (2)$$

где β – безразмерный опытный коэффициент, Н/м³, принимаемый для фильтрации воды в зернистой среде (песок) по Козени равным 8,2, а по данным работы [6] для цементосодержащих бетонных смесей – 11,4;

d_3 – эффективный (усредненный) диаметр частиц твердой фазы, составляющих фильтрационную среду, м;

μ_d – динамическая вязкость фильтрующей жидкости, Н·с/м²;

m_3 – эффективная пористость фильтрационной среды, доли единицы.

Подстановкой в формулу (2) зависимости (1) получено выражение для скорости фильтрации

$$V_\phi = \beta \cdot \frac{d_3^2}{\rho_{ж} \cdot \mu_d} \cdot \frac{m_3^3}{(1-m_3)^2} \cdot \frac{dP}{dl}, \quad (3)$$

Учитывая то, что связь между пористостью среды m , скоростью фильтрации V_ϕ и средней скоростью движения жидкости в порах W выражается в теории фильтрационной гидравлики зависимостью

$$W = V_\phi / m, \quad (4)$$

профессор Э.И. Батяновский [6; 9], опираясь на работы академика Л.С. Лейбензона, В.И. Щелкачева, Р. Коллинза [7 и др.], уточнил зависимость для скорости фильтрации применительно к скорости фильтрации в порах растворов, фильтрующихся через твердеющие бетоны.

Подставив формулу (3) в выражение (4) он получил зависимость для скорости движения раствора в порах:

$$W_\phi = \beta \cdot \frac{P_c \cdot d_3^2}{\rho_{ж} \cdot \mu_d \cdot l} \left[\frac{m_3^2}{(1-m_3)^2} \right]^2, \quad (5)$$

где P_c – давление разрежения в порах в результате сорбции и эффекта контракции в твердеющем бетоне с учетом уплотняющих добавок.

Далее, исходя из того, что защитный раствор реагента, нанесенный на поверхность твердеющего бетона, при средней скорости движения в порах W_ϕ будет проникать в него на глубину l за время τ , т.е. $\tau = l / W_\phi$, и подставляя сюда выражение (5), он получил зависимости относительно τ (6) и l (7):

$$\tau = \frac{1}{\beta} \cdot \frac{\rho_{ж} \cdot \mu_d \cdot l^2}{P_c \cdot d_3^2} \cdot \left(\frac{1-m_3}{m_3} \right)^2, \text{ с}; \quad (6)$$

$$l = \frac{m_3 \cdot d_3}{1-m_3} \cdot \sqrt{\frac{\beta \cdot P_c \cdot \tau}{\rho_{ж} \cdot \mu_d}}, \text{ м}. \quad (7)$$

Аналитические зависимости (6) и (7) имеют большое практическое значение, т.к. дают возможность оценить взаимосвязь времени и глубины проникновения фильтрата в твердеющий бетон и обеспечить разработку режимов ухода за бетоном, рассчитать время и глубину проникновения фильтрата в твердеющий бетон, периодичность нанесения защитных растворов на поверхность возводимых конструкций в зависимости от его свойств (вязкости, плотности), характеристик фильтрационной среды (пористости, дисперсности (крупности) частиц), условий твердения и используемых добавок.

2. Аппроксимация теоретических решений для инженерных расчетов с использованием уплотняющего структуру бетона сульфата алюминия

Рассмотрим зависимости (6) и (7) с позиции использования в защитном веществе твердеющего бетона уплотняющего его структуру сульфата алюминия $Al_2(SO_4)_3$ с использованием положений (1)–(5), полученных на основе выполненного анализа имеющихся теоретических и экспериментальных (в том числе собственных) данных.

1. Показатель $m_3 / 1 - m_3$ в формуле (7) есть не что иное, как отношение объема пор к объему твердой фазы в единице их суммарного объема и соответствует понятию *коэффициента пористости цементного теста* $\epsilon_{ц.т.}$,

детально рассмотренному и установленному в работах И.Н. Ахвердова [4; 10] для широкого диапазона $K_{н.г.}$ цемента в зависимости от водоцементного отношения цементного теста.

По результатам тестирования имеющихся экспериментальных данных [7 и др.] применительно к рассматриваемому случаю использования сульфата алюминия для массово выпускаемых цементов, которые характеризуются удельной поверхностью $S_{уд.} \sim 2800...3300 \text{ см}^2/\text{г}$ ($0,28...0,33 \text{ м}^2/\text{г}$), усредненный размер зерна (на основании ситового анализа) принят $d_s \sim 11,5 \text{ мкм}$, что соответствует аналогичным результатам, полученным в работе [11 и др.].

2. Величина эмпирического коэффициента β , Н/м^3 , введенного в фильтрационную гидравлику Козени для оценки неопределенности процесса, принята с учетом исследований [6] для рассматриваемого случая (цементосодержащих фильтрационных сред) равной 11,4.

3. Расчетное значение избыточного давления P_e , возникающего за счет сил сорбции (вследствие перераспределения жидкой фазы и развития контракции в объеме цементного теста) и представляющего собой перепад давлений между окружающей средой (атмосферное давление) и давлением разрежения (за счет развивающейся миграции и связывания цементом воды затворения) принято на основе анализа результатов исследований явления контракции, выполненных Б.Г. Скрамтаевым и коллективом его сотрудников, С.В. Шестоперовым, П.А. Ребинером, Т.С. Пауэрсом и другими исследователями при изучении явления контракции, развивающегося в процессе взаимодействия цемента с водой, как в начальный период твердения, так и в проектом (28 сут) и более позднем возрасте [12 и др.].

В процессе исследований [12] определена разница в величине возникающего вакуума (в мм рт. ст.) для твердеющего цементного теста и мелкозернистого цементно-песчаного бетона при значительно меньшей величине для последнего. Одновременно было установлено, что наибольшая интенсивность вакуума наблюдается в первые 1–3 ч (до 2-х сут), которая затем после 3–8 сут затухает по закономерности, приведенной на рисунке 1 для твердеющего цементного камня [12]. При этом уровень разрежения в объеме цементного камня существенен и достигает 140–180 мм ртутного столба (см. рисунок 1).

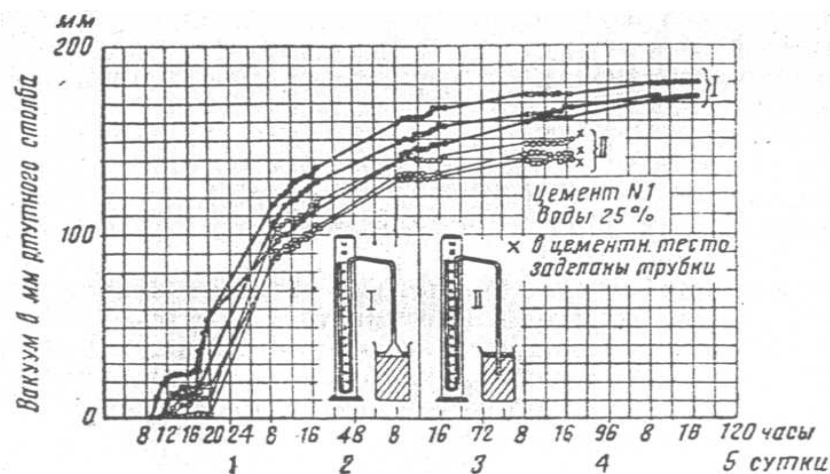


Рисунок 1. – Закономерность (график) развития интенсивности вакуума в твердеющем цементном камне [12]

Для мелкозернистого бетона (цементно-песчаного раствора), например, состава Ц:П=1:3 (при В/Ц~0,5), приготовленного на портландцементе, значение вакуума оказалось ниже (очевидно, за счет уменьшения объема цементного теста, образования более пористой зоны контакта заполнитель – цементное тесто и роста проницаемости этой системы в сравнении с системой цемент – вода). Так, в первые 2–6 ч величина вакуума в растворе в среднем составила (3,0–6,0) мм рт. ст., а через 24–48 ч – соответственно 9,0–11,5 мм рт. ст. [4].

Следует отметить, что приведенные выше результаты экспериментов (и аналогичные данные из других работ) получены исследователями на герметично изолированных образцах (объемах) твердеющего цементного камня или раствора (бетона). В реальных строительных конструкциях полной герметизации объема бетона достичь невозможно, за исключением случая применения герметика, наносимого на обрабатываемую поверхность защитного состава вещества, инициирующего образование в верхнем слое цементного камня уплотненной структуры.

4. Из опыта известно, что для расчета периода времени τ (6) применительно к рассматриваемому решению задач по уходу за твердеющим бетоном наиболее важны следующие два временных отрезка. Это первые несколько часов ухода за свежеложенным бетоном и 24–48-часовой период, в пределах которого обычно снимают опалубку и появляется необходимость ухода за открывающимися поверхностями строительных конструкций. Оценка точ-

ного расчетного периода времени, учитывающего развитие химических реакций между веществом защитного состава и продуктами гидролиза–гидратации цемента, по существу невозможна, так как этот процесс практически нельзя проконтролировать. Вместе с тем, можно допустить, что процесс фильтрации–диффузии вводимого в бетон вещества будет наиболее интенсивно развиваться в первые 24 ч после обработки защищаемой поверхности. Этот вывод базируется на цитированных и более широко представленных данных в работах [12 и др.], а также на основании авторских экспериментальных данных о толщине видоизмененного (уплотненного) слоя цементного камня [13] в зависимости от продолжительности твердения образцов. В частности, не установлено существенного увеличения толщины уплотняемой структуры верхнего слоя цементного камня, твердевшего в течение 28 сут, по сравнению с его толщиной, замеренной через 24 ч, как в случае ухода за свежесформованным бетоном, так и для расплублированных образцов бетона (цементного камня). На этом основании расчетная величина времени τ активного воздействия вещества защитного состава на основе сульфата алюминия принята постоянной и равной 24 ч, или с учетом используемой в формулах (6) и (7) размерности 86 400 с.

Возможная погрешность такого допущения может быть компенсирована (что далее подтверждено совпадением расчетных и опытных значений глубины проникновения раствора в бетон, т.е. изменением толщины уплотненного слоя) за счет введения *поправочного эмпирического коэффициента* β , учитывающего особенности бетонной среды, в которой развивается процесс фильтрации, в частности, отличия в развитии этого процесса для свежеуложенного и частично затвердевшего бетона. В первом случае миграция вводимого вещества облегчена за счет большего объема свободной жидкой фазы в сравнении с условиями, складывающимися при обработке уже частично затвердевшего и структурировавшегося цементного камня в бетоне после снятия опалубки, что отражается в глубине его проникновения и толщине структурно измененного (уплотненного) слоя цементного камня. В последнем случае сужается база для реакций вещества уплотняющей структуры добавки с продуктами гидролиза–гидратации цемента, так как эти реакции за период твердения бетона до снятия опалубки уже частично реализовались. В связи с этим принято, что изменение указанных выше условий фильтрации учитывается величиной поправочного коэффициента β (см. п. 2) при принятом равенстве времени проникновения защитного состава в бетон.

5. Для оценки влияния *величины разрежения и возникающего перепада давления* P_c по отношению к атмосферному в наружных слоях твердеющего бетона строительных конструкций в рассматриваемом случае использованы данные [12; 14], относящиеся к условиям полной герметизации испытываемых образцов твердеющего раствора. Их анализ показывает значительно меньший рост вакуума во времени, чем у образцов твердеющего цементного камня [12]. Применительно к внешним (особенно неопалубленным, открытым) слоям бетона следует ожидать, что он будет минимальным, так как этот слой граничит с атмосферой. В связи с этим для расчетов принято использовать минимальное из установленных для цементно-песчаного раствора [13] значение степени разрежения через 24 ч твердения: $\sim 9,0$ мм рт. ст., или в системе СИ $P_c = 9,0 / 760 \times 1,013 \times 10^5 = 1199,6 \sim 1200$ Па.

Используя величины расчетного эффективного диаметра зерна цемента $d_z \sim 11,5 \cdot 10^{-6}$ м, давления вакуума P_c , Па (Н/м²), удельного веса используемого раствора $\rho_{\text{ж}}$, Н/м³, вязкости μ_d , Н · с/м², коэффициента пористости цементного теста $\epsilon_{\text{ц.т.}} = m_3 / (1 - m_3)$, доли ед., поправочного коэффициента β , Н/м³, обоснованные для рассматриваемого случая в положениях п. 1–5, применяя выражение (7), получим в общем виде следующую зависимость для инженерных расчетов:

$$l = 11,5 \cdot 10^{-3} \cdot \sqrt{\beta} \cdot \epsilon_{\text{ц.т.}} \cdot \sqrt{\frac{P_c \cdot \tau}{\rho_{\text{ж}} \cdot \mu_d}}, \text{ мм.} \quad (8)$$

При минимальном значении давления $P_c \sim 1200$ Па для случаев: *a* – обработки свежесформованного бетона с поправочным коэффициентом $\beta_{\text{св}}$, Н/м³, *б* – ухода за бетоном после снятия с него опалубки (бортоснастки) с поправочным коэффициентом $\beta_{\text{оп}}$, Н/м³, и $\tau = 86\,400$ с (24 ч), зависимость (8) преобразуется для указанных состояний соответственно в вид (9) и (10):

$$l_{\text{св}} = 117 \sqrt{\beta_{\text{св}}} \cdot \epsilon_{\text{ц.т.}} \cdot \sqrt{1 / \rho_{\text{ж}} \cdot \mu_0}, \text{ мм;} \quad (9)$$

$$l_{\text{оп}} = 117 \sqrt{\beta_{\text{оп}}} \cdot \epsilon_{\text{ц.т.}} \cdot \sqrt{1 / \rho_{\text{ж}} \cdot \mu_0}, \text{ мм.} \quad (10)$$

Входящий в формулы (9) и (10) коэффициент β , Н/м³, характеризует особенности фильтрационной среды рассматриваемого частного варианта фильтрации при использовании уплотняющей добавки $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$. К ним относятся низкое давление, инициирующее процесс массопереноса защитного раствора, и влияние химического взаимодействия вводимого вещества с продуктами гидролиза–гидратации цемента.

Исходя из анализа накопленных экспериментальных данных при тестировании формул (9) и (10), установлено, что для свежесформованного бетона коэффициент $\beta_{\text{св}}^{1/2} \sim 2,42 \cdot 10^{-2}$, а для бетона после снятия опалубки $\beta_{\text{оп}}^{1/2} \sim 1,36 \cdot 10^{-2}$. Подставляя указанные значения коэффициента β в формулы (9) и (10) для растворов с известными $\rho_{\text{ж}}$ и μ_g соответственно, окончательно получим

$$l_{\text{св}} = 2,83 \cdot \varepsilon_{\text{ц.т.}} \cdot \sqrt{1/\rho_{\text{ж}} \cdot \mu_0}, \text{ мм}, \quad (11)$$

$$l_{\text{оп}} = 1,59 \cdot \varepsilon_{\text{ц.т.}} \cdot \sqrt{1/\rho_{\text{ж}} \cdot \mu_0}, \text{ м}. \quad (12)$$

Из зависимостей (11) и (12) следует, что глубина проникновения защитного раствора с уплотняющей добавкой $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$ внутрь объема цементного теста в бетоне пропорциональна коэффициенту пористости и обратно пропорциональна плотности и динамической вязкости раствора-фильтрата. Это соответствует физико-химической сути явления массопереноса, подтвержденной опытными данными.

В практических инженерных расчетах величины $l_{\text{св}}$ и $l_{\text{оп}}$ в зависимостях (11) и (12) для конкретных составов, расчетное значение коэффициента “пористости” цементного теста $\varepsilon_{\text{ц.т.}}$ тяжелого бетона на заполнителях из плотных горных пород допускается принимать по скорректированной профессором И.Н. Ахвердовым таблице 1 [16, с. 126].

Таблица 1. – Значения коэффициента пористости $\varepsilon_{\text{ц.т.}}$ в зависимости от $K_{\text{н.г.}}$ цемента и В/Ц [16]

Значения $K_{\text{н.г.}}$ цемента, доли ед.	Параметры	Значения $\varepsilon_{\text{ц.т.}}$, доли ед., в зависимости от $K_{\text{н.г.}}$ цемента и В/Ц цементного теста							
0,24	В/Ц	0,240	0,264	0,288	0,312	0,336	0,360	0,384	0,400
	$\varepsilon_{\text{ц.т.}}$	0,470	0,535	0,600	0,660	0,734	0,800	0,864	0,900
0,25	В/Ц	0,250	0,275	0,300	0,355	0,350	0,375	0,400	0,412
	$\varepsilon_{\text{ц.т.}}$	0,475	0,542	0,610	0,683	0,745	0,808	0,876	0,975
0,26	В/Ц	0,260	0,286	0,312	0,338	0,364	0,390	0,416	0,430
	$\varepsilon_{\text{ц.т.}}$	0,486	0,557	0,625	0,695	0,763	0,831	0,895	0,934
0,27	В/Ц	0,270	0,297	0,324	0,351	0,378	0,405	0,432	0,446
	$\varepsilon_{\text{ц.т.}}$	0,504	0,570	0,645	0,720	0,785	0,855	0,900	0,970
0,28	В/Ц	0,280	0,308	0,336	0,364	0,392	0,420	0,448	0,462
	$\varepsilon_{\text{ц.т.}}$	0,514	0,585	0,660	0,732	0,805	0,875	0,945	0,985
0,29	В/Ц	0,290	0,319	0,348	0,377	0,406	0,435	0,464	0,480
	$\varepsilon_{\text{ц.т.}}$	0,520	0,593	0,665	0,740	0,815	0,886	0,960	1,000
0,30	В/Ц	0,300	0,330	0,360	0,390	0,420	0,450	0,480	0,500
	$\varepsilon_{\text{ц.т.}}$	0,524	0,602	0,677	0,750	0,823	0,892	0,970	1,020

3. Экспериментальная проверка достоверности полученных теоретических (расчетных) зависимостей

Оценка соответствия теоретических (расчетных) данных о глубине проникновения в бетон защитного вещества на основе сульфата алюминия $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$, уплотняющего структуру его верхнего слоя, производилась экспериментально в процессе всего периода исследований на опытных образцах как в лабораторных, так и производственных условиях.

Методика исследований. При моделировании процесса ухода за свежетоформованным бетоном уплотняющие его структуру вещества на поверхности изготовленных образцов наносились распылением сжатым воздухом сразу после формирования и заглаживания поверхности.

При моделировании процессов ухода за бетоном после снятия опалубки (т.е. после распалубки образцов) защитный состав наносился на поверхности образцов, до этого находившихся в контакте с металлом форм, через 12 и 24 ч от момента их изготовления, что соответствует наиболее реальным срокам распалубки монолитных конструкций в производственных условиях их изготовления.

Оценка глубины проникновения вещества защитного состава в начальный период после нанесения (особенно свежетоформованного цементного теста, а в последующих экспериментах – раствора и бетона) оказалась практически невозможной, включая попытку окрашивать бесцветные растворы испытуемых защитных составов. В этой связи оценка глубины проникновения в цементный камень вещества предлагаемого защитного состава осуществлялась через 24 ч после нанесения, а затем через 3, 7 и 28 сут с помощью трубы-микрометра с ценой деления 0,5 мкм. Для оцечивания добавки $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$ (точнее – иона Al^{+3} , через 1 сут твердения) использовался раствор

вещества «Ализарин», который наносился на поверхность образца перед замером. После 3, 7 и 28 сут твердения оценивалась толщина слоя с уплотненной структурой, имеющего более темный цвет.

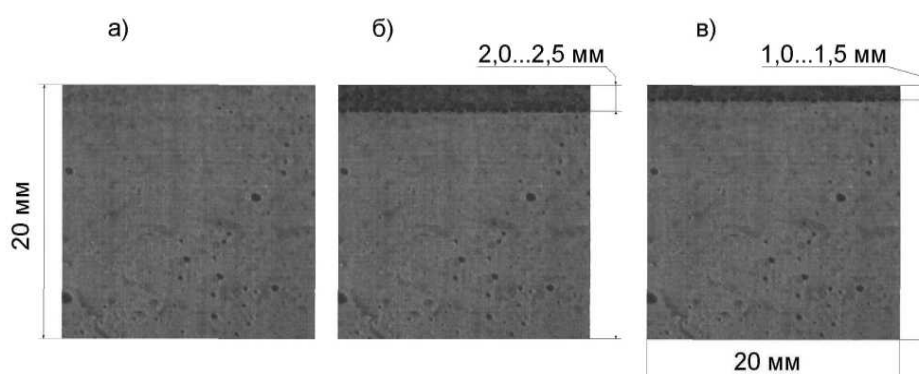
Во всех случаях защитный состав для повышения надежности измерений наносился на обрабатываемую поверхность дважды. При этом второе нанесение состава осуществлялось после высыхания обрабатываемой поверхности (матовая поверхность без блеска пленки жидкости на ней). Для свежееотформованного бетона повторное нанесение осуществлялось через ~ 20...30 мин, а для распалубленного – через ~ 10...15 мин.

В качестве защитного состава для каждой серии экспериментов использовался 5%-й водный раствор $Al_2(SO_4)_3$ при температуре 20 °С, обладающий при данной концентрации сульфата алюминия общеизвестными справочными свойствами по плотности и динамической вязкости: $\rho_{ж} \sim 1051 \text{ Н/м}^3$; $\mu_{д} \sim 0,001416 \text{ Н}\cdot\text{с/м}^2$. Температура обрабатываемых образцов каждой серии соответствовала ~ 20 °С ($20 \pm 2^\circ\text{C}$). Результаты экспериментальных исследований приведены в таблице 2 и на рисунке 2.

Таблица 2. – Сопоставление расчетной и экспериментальной толщины измененного слоя цементного камня

Способ обработки поверхности, расчетная формула	Расчетная толщина слоя, мм	Экспериментальные данные о толщине* слоя цементного камня, (мм) через период времени, сут			
		1	3	7	28
По свежееотформованной, формула (11)	2,25	2,231	2,283	2,338	2,369
		2,205	2,261	2,316	2,345
		2,229	2,295	2,339	2,377
		2,277	2,309	2,388	2,398
		2,306	2,320	2,348	2,369
		2,218	2,290	2,355	2,389
		2,245**	2,293**	2,347**	2,375**
После распалубки, формула (12)	1,26	1,240	1,325	1,363	1,375
		1,282	1,316	1,359	1,368
		1,247	1,295	1,339	1,359
		1,219	1,275	1,309	1,333
		1,283	1,339	1,336	1,366
		1,280	1,320	1,353	1,383
		1,258**	1,312**	1,343**	1,362**

Примечания. *Среднее значение по двум минимальным и двум максимальным замерам толщины слоя с округлением до 1 мкм; **среднее значение толщины слоя по 6 образцам с округлением до 1 мкм.



а – образец без обработки;
б – то же, с обработкой по свежееотформованному цементному тесту;
в – то же, с обработкой после распалубки.

Рисунок 2 – Общий вид и результаты испытаний одной из серий образцов цементного камня:

Анализ результатов выполненных экспериментальных исследований подтверждает достоверность предложенных инженерно-теоретических зависимостей (11) и (12) для оценки вероятной глубины проникновения

в цементный камень бетона вещества защитного состава на основе 5%-го водного раствора $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$ и толщины формирующегося слоя цементного камня с уплотненной и менее проницаемой структурой. Отклонение между рассчитанными по (11) и (12) и экспериментальными данными находится в пределах 9%. Подтверждена правомерность сделанного при выводе формул (11) и (12) допущения по расчетному времени $\tau_{\text{расч.}} \sim 24$ ч.

Установлено, что максимальная глубина проникновения в бетон вещества защитного состава достигается за первые 24 ч после его обработки, после чего она увеличивается незначительно и полностью прекращается к 28 сут твердения цементного камня. Так, при обработке свежетоформованного цементного теста эта разница по средним значениям 6 образцов составила $(2,375 - 2,245) : 2,245 \times 100 \sim 5,8\%$, при обработке распалубленной через 24 ч поверхности цементного камня – $(1,362 - 1,258) : 1,258 \times 100 \sim 8,3\%$. Наибольшее отклонение значений экспериментальных данных от рассчитанных по (11) и (12) к 28 сут твердения составило для свежетоформованного цементного теста $(2,398 - 2,25) : 2,25 \times 100 \sim 7\%$, для обработанного после распалубки – $(1,385 - 1,26) : 1,26 \times 100 \sim 9\%$. В целом это позволяет считать возможным использование зависимостей (11) и (12) для практических оценочных расчетов.

Данный вывод подтверждают фотографии одной из серий образцов цементного камня 28-суточного возраста, представленные на рисунке 2. На этих образцах виден более темный слой со стороны обработки их защитным составом (в данном конкретном случае – 5%-м раствором $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$). Экспериментально установленная глубина проникновения вещества уплотняющей структуру цементного камня добавки по варианту обработки свежетоформованного материала составляет 2,0...2,5 мм, а по варианту для распалубленных поверхностей – 1,0...1,5 мм и практически близка к стабилизации через 24 ч после обработки и существенно не увеличивалась к 28 сут и в более поздние сроки. Исследования проведены на образцах в возрасте до 180...360 сут.

Заключение

1. Предложены инженерно-теоретические зависимости (11) и (12) для инженерных расчетов глубины проникновения защитного раствора в твердеющий бетон, полученные на основе результатов экспериментального определения значений поправочного эмпирического коэффициента β для случая ухода за свежетоформованным бетоном ($\beta_{\text{св}} \sim 2,42 \times 10^{-2}$, Н/м³) и после распалубки изделий (конструкций) – $\beta_{\text{он}} \sim 1,36 \times 10^{-2}$, Н/м³.

2. Экспериментально подтверждена достоверность расчетов по предложенным зависимостям (11) и (12) и возможность их практического использования для оценки глубины проникновения вещества защитного состава (на примере 5%-го раствора $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$) как при обработке свежетоформованного бетона, так и в случае обработки поверхности бетона после распалубки. Отклонение между рассчитанными по (11) и (12) и экспериментально установленными значениями составляет не более 9%, т.е. обеспечивается достаточная для оценочных расчетов точность.

3. Аналитические зависимости (11) и (12) дают возможность оценить взаимосвязь времени и глубины проникновения фильтрата в твердеющий бетон и обеспечить разработку режимов ухода за бетоном, рассчитать время и глубину проникновения фильтрата в твердеющий бетон, периодичность нанесения защитных растворов на поверхность возводимых конструкций в зависимости от его свойств (вязкости, плотности), характеристик фильтрационной среды (пористости, дисперсности (крупности) частиц), условий твердения и используемых добавок.

ЛИТЕРАТУРА

1. Защитный состав для ухода за твердеющим бетоном : пат. ВУ N19821 С1 / Э.И. Батяновский, С.М. Эгбалник. – Оpubл. 28.02.2016.
2. Стольников, В.В. Исследования по гидротехническому бетону / В.В. Стольников. – М. : Госэнергоиздат, 1953. – 330 с.
3. Шейкин, А.Е. Структура и свойства цементного бетона / А.Е. Шейкин, Ю.В. Чеховский, М.И. Бруссер. – М. : Стройиздат, 1979. – 344 с.
4. Ахвердов, И.Н. Влияние водоцементного отношения на формирование структуры цементного камня и недостатки формул прочности бетона / И.Н. Ахвердов // Строительная промышленность, –1953. –N 8. – С. 44–47.
5. Стольников, В.В. Седиментационные процессы в бетонной смеси и их влияние на образование структуры бетона и на его водонепроницаемость / В.В. Стольников, П.А. Ребиндер, Е.В. Лавринович // ДАН СССР. – 1951. – Вып. XXXI, № 3. – С. 431–434.
6. Батяновский, Э.И. Особо плотный бетон сухого формования / Э.И. Батяновский. – Минск : НП ООО «Стринко», 2002. – С. 108–112.
7. Лейбензон, Л.С. Движение природных жидкостей и газов в пористой среде / Л.С. Лейбензон. – М. : Гостехиздат, 1947. – С. 11–73.
8. Коллинз, Р. Течение жидкостей через пористые материалы / Р. Коллинз. – М. : Мир, 1964. – С. 68–104.
9. Батяновский, Э.И. Монолитный бетон сухого формования / Э.И. Батяновский, В.Ю. Мирончик. – Минск : НПО «Стринко», 2003. – 175 с.
10. Ахвердов, И.Н. Высокопрочный бетон / И.Н. Ахвердов. – М. : Госстройиздат, 1961. – 106 с.

11. Блещик, Н.Н. Структурно-механические свойства и реология бетонной смеси и пресс-вакуум-бетона / Н.Н. Блещик. – Минск : Наука и техника, 1977. – 230 с.
12. Скрамтаев, Б.Г. Достижения технологии бетона в СССР и дальнейшие задачи / Б.Г. Скрамтаев // Труды IV Всесоюзной конф. по бетону и железобетонным конструкциям. – М. – Л. : Гос. изд-во строит. лит., 1949. – Ч. III : Усовершенствование технологии бетона. – С. 3.
13. Эгбалник, С.М. Технология и эффективность защиты твердеющего бетона веществом сульфатоалюмината / С.М. Эгбалник // Строительная наука и техника. – 2013. – № 1 (42). – С. 14–21.
14. Шестоперов, С.В. Долговечность бетона / С.В. Шестоперов. – М. : Автотранспорт, 1955. – 480 с.
15. Трахимчик, О.Е. Повышение эксплуатационных свойств бетона обработкой растворами на основе гексафторсиликата магния : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.17.11 ; 05.17.01 / О.Е. Трахимчик ; Белорус. гос. технол. ун-т. – Минск, 2006. – 19 с.
16. Ахвердов, И.Н. Основы физики бетона / И.Н. Ахвердов. – М. : Стройиздат, 1981. – 464 с.

Поступила 02.06.2021

THEORETICAL ESTIMATION OF PENETRATION DEPTH OF PRIMARY PROTECTION SUBSTANCE INTO HARDENING CONCRETE BY USING ALUMINIUM SULFATE CONDENSING ITS STRUCTURE

S. EGBALNIK

Results of theoretical researches of primary protection of hardening concrete with solutions on a basis of non scarce and inexpensive additive of aluminium sulphate ($Al_2(SO_4)_3$) which is standardized and resolved to application for concrete products are given in this article. Developed mathematical dependences of the depth of penetration into the concrete of the offered protective solutions, theories of the filtrational hydraulics based on fundamental laws and physical and chemical phenomena occurring in the hardening cement stone caused by the process of depression causing absorption of the protective solution put on its surface are resulted. In the received dependences factors of: pressure – P_c , N/m^2 (Pas), caused by the depression arising in volume of concrete; influence time – τ , sec; properties of the put solution (filtrate) and its dynamic viscosity – μ_0 , $N \cdot sec/m^2$; density – $\rho_{ж}$, N/m^3 ; characteristics of porosity of the filtrational environment (factor of porosity of the cement test – $\varepsilon_{ц.т.}$, unit shares and correction factor of physical uncertainty of the specified properties – β , N/m^3 are coordinated among themselves. Dependences allow to calculate (estimate) the depth of penetration (l , mm) of the substance of protective solution into porous of the filtrational environment of protected concrete. On the basis of the experimentally-theoretical approbation of the offered dependences they are approximated for use in engineering calculations by means of introduction of the correction factor β , equal: for a care case of a freshly formed concrete – $\beta_{св} \sim 2,42 \times 10^{-2}$, N/m^3 and for products (designs) after timbering removal – $\beta_{от} \sim 1,36 \times 10^{-2}$, N/m^3 . The reliability of the offered settlement dependences for estimation of the depth of penetration of protective substance (for example of 5% solution of $(Al_2(SO_4)_3)$) both at processing of a freshly formed concrete and in case of processing of a surface of concrete after timbering removal is experimentally confirmed. The deviation between theoretical settlement and experimental data makes no more than 9 % that provides sufficient accuracy for estimated calculations of the offered analytical dependences with demanded probability factor of 5% ($\alpha = 0,95$).

Keywords: primary protection of hardening concrete, cement stone, protective substance with addition of aluminium sulphate, filtrational theory of hydraulics, engineering-theoretical dependences, reliability, effects of diffusion, counteraction, depression.

СОДЕРЖАНИЕ

ГЕОДЕЗИЯ

<i>Шароглазова Г.А., Коровкин В.Н.</i> Проявление глобальной тектоники на различных тектонических структурах	2
<i>Михеева А.А., Ялтыхов В.В., Парадня П.Ф.</i> Создание ортофотоплана в программе Agisoft Photoscan	13

ГЕОЭКОЛОГИЯ. ЭКОЛОГИЧЕСКАЯ БЕЗОПАСНОСТЬ СТРОИТЕЛЬСТВА И ГОРОДСКОГО ХОЗЯЙСТВА

<i>Велюго Е.С.</i> Причины загрязнения подземных вод железом с учетом его гидрогеохимических особенностей на территории Республики Беларусь	21
<i>Журавская Н.Е., Стефанович П.И., Стефанович И.С.</i> Потенциальные риски при аварии на атомной станции	25
<i>Протасов С.К., Горовых О.Г., Боровик А.А., Саевич К.Ф.</i> Технология сушки природного нефтесорбента на основе волосков гинофора летучек рогоза	33

СТРОИТЕЛЬСТВО И АРХИТЕКТУРА

<i>Боровкова Е.С., Шабанов Д.Н.</i> Физические свойства структурных изменений в бетоне	39
<i>Васильев А.А.</i> Оценка карбонизации и развития ее параметров во времени по сечению бетонов для различных эксплуатационных условий	43
<i>Гламаздин П.М., Пасечник П.А.</i> Развитие оребрения секционных алюминиевых отопительных приборов	53
<i>Зафатаев В.А.</i> Оценка влияния толщины прослойки воздухоприемного канала на эффективность организованной приточно-вытяжной вентиляции многоэтажного здания	58
<i>Кравцов В.Н.</i> Исследование предельных состояний по несущей способности и деформациям глинистых оснований коротких готовых (забивных) свай малого поперечного сечения при их вдавливании и выдергивании	65
<i>Лазаренко О.В., Шведов А.П.</i> Вертикальное озеленение сложившейся застройки городов Беларуси	75
<i>Маркечко Е.В.</i> Анализ существующих методик расчета соединений деревянных конструкций с использованием винтов, воспринимающих осевые растягивающие усилия	80
<i>Матвеев Н.В., Кривицкий П.В.</i> Экспериментальные исследования сопротивления изгибу с поперечной силой преднапряженных железобетонных балок прямолинейного и ломаного очертаний	87
<i>Нехань Д.С., Полевода И.И.</i> Решение статической задачи огнестойкости центрифугированных железобетонных колонн	94
<i>Нияковский А.М., Яковлева В.А., Дорофеев Е.Ю., Нияковский А.А.</i> Исследование влияния заданных нормативных величин расходов воды в системах горячего водоснабжения на конструктивные и эксплуатационные параметры подающих трубопроводов	107
<i>Платонова Р.М., Зеленков А.Т.</i> Реконструкция бывших казарм по ул. Буденного, 7 в городе Витебске под общественно-деловой центр по результатам технического обследования	112
<i>Романовский С.А., Бакатович А.А.</i> Исследование теплофизических характеристик волокнистых утеплителей в климатической камере	121
<i>Шведов А.П.</i> Исследование электрофизических характеристик бетонных смесей с добавкой активированной цементной суспензии	128
<i>Эгбалник С.М.</i> Теоретическая оценка глубины проникновения вещества первичной защиты в твердеющий бетон с использованием уплотняющего его структуру сульфата алюминия	131