

**МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ
УЧРЕЖДЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ «БРЕСТСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ
ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»**

**Перспективные направления
инновационного развития строительства
и подготовки инженерных кадров**

СБОРНИК ТЕЗИСОВ

XXII Международный научно-методический семинар

29–30 сентября 2022 года

Брест 2022

УДК 69.05:378.2(08)

ББК 38

П27

Рецензенты:

доктор технических наук, директор филиала РУП «Институт БелНИИС» –
«Научно-технического центра» ***В. Н. Деркач***

кандидат технических наук, профессор, заведующий кафедрой
«Архитектурно-строительное проектирование» Ульяновского государственного
технического университета ***В. И. Тур***

Редколлегия:

Председатель – ***Семенюк С. М.***, кандидат технических наук, доцент, декан
строительного факультета,

Митлошук М. А., начальник редакционно-издательского отдела,

Шалобыта Н. Н., кандидат технических наук, доцент,
проректор по научной работе,

Беломесова К. Ю., магистр технических наук, исследователь,
научный сотрудник НИЧ,

Ковальчук Е. Н., инженер-программист, библиотека

П27 Перспективные направления инновационного развития строительства и
подготовки инженерных кадров: сборник тезисов научных статей XXII
Международного научно-методического семинара 29–30 сентября 2022 года;
Брест / редкол.: С. М. Семенюк [и др.]. – Брест: БрГТУ, 2022 – 60 с.

ISBN 978-985-493-573-7

Представлены статьи ведущих ученых, отражающие перспективнее
направления инновационного развития в области проектирования строитель-
ных конструкций; производства строительных материалов; строительного ма-
териаловедения; геотехнических аспектов. Ряд публикаций посвящён пробле-
мам подготовки инженерных кадров в строительной отрасли, особенностям
преподавания дисциплин с учетом внедрения европейских норм проектирова-
ния. Адресовано интересующимся данными проблемами.

УДК 69.05:378.2(08)

ББК 38

ISBN 978-985-493-573-7

©Издательство БрГТУ, 2022



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

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

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

В 1958-м году, после успешного окончания обучения, был направлен на работу в созданный в 1957 году институт строительства и архитектуры АН БССР (ИСиА АН БССР), возглавлял который профессор С.С. Атаев, а доцент Н.П. Фролов был заместителем директора по научной работе. Эти талантливые ученые и организаторы науки сыграли в жизни Т.М. Пецоляда огромную роль не только в формировании его как ученого, но и стали примером высочайшей культуры, порядочности и человечности.

В 1968 году Тимофей Максимович Пецоляд защитил кандидатскую диссертацию в области исследования работы гибких сжатых предварительно напряженных колонн (научные руководители - проф. Г.И. Бердичевский и канд. техн. наук А.А. Светов из НИИЖБ). В последующий период работы в ИСиА (уже Гостроя БССР) с участием и под руководством Т.М. Пецоляда был проведен большой объем разработок и испытаний новых железобетонных конструкций (железобетонные конструкции из центрифугированного бетона, плиты типа «динакор», безраскосные предварительно напряженные фермы, блок-комнаты объемного домостроения, конструкции новых серий каркасов Р1И-20 и ИИ-04 и др.).

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

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

Тимофей Максимович являлся научным руководителем проектирования и строительства Национальной библиотеки Республики Беларусь и торгово-

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

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

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

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПРОЧНОСТНЫХ И ДЕФОРМАЦИОННЫХ СВОЙСТВ НАПРЯГАЮЩИХ БЕТОНОВ С МНОГОУРОВНЕВЫМ ДИСПЕРСНЫМ АРМИРОВАНИЕМ

Введение. Концепция армирования напрягающего бетона фиброволокнами не реализована в полной мере вплоть до сегодняшнего дня. В большинстве случаев в первую очередь дисперсное армирование рассматривается с точки зрения эффективности при повышении прочностных характеристик, а напрягающий бетон используется лишь в качестве одной из модификаций бетонной матрицы [1]. Ввиду особенности напрягающего бетона в ходе свободного расширения создавать самонапряжение в ограничивающих его элементах, вопрос дисперсного армирования такого бетона раскрывается с новой стороны. Впервые было предложено совместить идею многоуровневого армирования с концепцией использования фибры в качестве объемного ограничителя в напрягающем бетоне. Такой подход одновременно действует в нескольких направлениях: расширяясь, напрягающий бетон при верно подобранной концентрации фибры создает обжатие волокон, в то же время, фибра, формируя пространственный каркас, способна сдерживать напряжения расширяющейся системы. При этом упрочнение матрицы, вызванное образованием этtringита, способно отодвинуть процесс трещинообразования.

Материалы и методы. Учитывая принцип многоуровневой организации структуры фибробетона [2, 3], был разработан собственный вариант многоуровневого армирования, где в качестве армирования макроуровня принята стальная и композитная базальтовая фибра, высокие показатели модуля упругости которых позволяют сдерживать деформации расширения напрягающей бетонной матрицы и одновременно выполнять армирующую функцию. Для усиления мезо- и микроуровня выбраны базальтовая и полипропиленовая фибры, которые, ввиду своего небольшого размера, способны упрочнить структуру матрицы. Тонкие кристаллы этtringита, образующиеся в гидратирующей системе напрягающего бетона, не только расширяют систему, но и создают армирующий эффект на субмикроуровне.

За основу был выбран базовый состав напрягающего бетона с применением расширяющейся добавки сульфоалюминатного типа, в котором варьировались тип и количество фиброволокон. В работе оценивались следующие параметры: относительные деформации расширения, модуль упругости, прочность на сжатие и растяжение при изгибе.

Результаты и обсуждение. В результате проведенных экспериментов (таблица 1) установлена зависимость свободного расширения от количества и типа фибры. Так, при увеличении концентрации высокомодульных волокон, расширение системы уменьшается, что подтверждает высказанные нами ранее предположения. Это видно на примере серии 1, где свободное расширение образцов НБКС (композитные базальтовые + стальные волокна) значительно меньше, чем у остальных образцов. При этом низко модульные волокна незначительно воздействуют на прочность бетона при моноармировании, однако при совмест-

ном использовании с высокомодульными волокнами возникает синергетический эффект, повышающий прочностные показатели на сжатие и на растяжение при изгибе. Синергетический эффект наиболее явно прослеживается в серии 1, где при достижении требуемых деформаций расширения по сравнению с неармированным бетоном прочность на сжатие увеличилась на 25 %, а на растяжение при изгибе – на 44 %. Положительный эффект наблюдается также при оценке модуля упругости (+43 %).

Таблица 1– Результаты испытаний по трем сериям

Серия 1				
Наименование показателя (возраст 28 суток)	НБО (э)	НБК	НБКБ	НБКС
Свободное расширение, %	0,24	0,22	0,13	0,06
Прочность на растяжение при изгибе, МПа	5,2	6,1	6,8	7,5
Прочность на сжатие, МПа	39,2	41,8	49,2	59,6
Модуль упругости, ГПа	26,2	26,1	32,4	37,5
Серия 2				
Наименование показателя (возраст 28 суток)	НБО (э)	НБС	НБП	НБПС
Свободное расширение, %	0,32	0,25	0,28	0,20
Прочность на растяжение при изгибе, МПа	8,1	8,2	9,1	9,5
Прочность на сжатие, МПа	52,7	51,1	52,3	54,4
Модуль упругости, ГПа	36,8	38,7	36,3	37,3

Заключение. Применение многоуровневого дисперсного армирования позволяет расширить возможности использования напрягающего бетона за счет повышения прочности на растяжение, модуля упругости при достижении требуемых показателей самонапряжения. Оптимизация расхода расширяющейся добавки и фиброволокон в составе фибробетонной смеси позволяет получать фибробетоны с повышенной долговечностью и эксплуатационной надежностью, тем самым расширив их сферы применения.

Список цитированных источников

1. Обухов, А. Н. Повышение прочности сталефибробетона на НЦ при роликовом формовании / А. Н. Обухов, И. Ф. Руденко, С. А. Селиванова // Бетон и железобетон. – 1987. – № 9. – С. 20–21.
2. Чернышов, Е. М. Неоднородность структуры и сопротивление разрушению конгломератных строительных композитов: вопросы материаловедческого обобщения и развития теории : монография / Е. М. Чернышов, Е. И. Дьяченко, А. И. Макеев ; под общей редакцией Е. М. Чернышова. – Воронеж : Воронежский гос. арх.-строит. ун-т, 2012. – 98 с.
3. Чернышов, Е. М. Типы подструктур в целостной полиструктуре бетона и закономерности формирования параметров поля напряжений в композите (к развитию теории конструирования и синтеза структур конгломератных строительных композитов) / Е. М. Чернышов, А. И. Макеев // Фундаментальные, поисковые и прикладные исследования РААСН по научному обеспечению развития архитектуры, градостроительства и строительной отрасли Российской Федерации в 2020 году : Сб. науч. тр. РААСН: в 2 т. / сост. и отв. ред. Г. И. Рогунова ; Российская академия архитектуры и строительных наук (РААСН). – Москва : АСВ, 2021. – Т. 2. – С. 304–314.

ТЕОРЕТИЧЕСКИЙ ПОДХОД К НАЗНАЧЕНИЮ ДОЗИРОВОК БАЗАЛЬТОВОГО ВОЛОКНА ДЛЯ ДИСПЕРСНОГО АРМИРОВАНИЯ МЕЛКОЗЕРНИСТЫХ ЦЕМЕНТНЫХ КОМПОЗИТОВ НА РАСШИРЯЮЩИХСЯ ВЯЖУЩИХ

В современном строительстве использование базальтового волокна в качестве армирующего компонента мелкозернистых цементных композитов сдерживается рядом факторов. Основным из них является дозировка базальтового волокна, а именно отсутствие единой методики по назначению количества волокна, вводимого в цементный композит с целью повышения его физико-механических свойств. Цель данной работы – разработать теоретически обоснованный подход по назначению дозировок базальтового волокна с учетом особенностей формирования цементной структуры с последующей экспериментальной апробацией.

В основу работы положена рабочая гипотеза, согласно которой дозировка базальтового волокна должна назначаться исходя из условия покрытия суммарной поверхности вводимого базальтового волокна плотным слоем цементной матрицы. Соблюдение данного условия является необходимым для эффективного использования базальтового волокна в качестве армирующего компонента цементных композитов.

При этом, согласно предложенному подходу, трехкомпонентная пространственная иерархическая модель цементного композита, состоящего из заполнителя, цементной матрицы, условно разделенной на транзитную зону вокруг заполнителя и цементный камень, в соответствии с основными положениями Дифференциальной теории эффективной среды (англ. *Differential Effective Medium Theory*, в дальнейшем D-EMT) [1] будет рассматриваться как двухкомпонентная система.

Так, в соответствии с правилами, сформулированными в D-EMT частица заполнителя и транзитная зона вокруг нее заменяются эффективной частицей с радиусом $\bar{a} = \bar{r}_{agg} + \delta_{itz}$, а оставшаяся цементная матрица (далее – активная цементная матрица) модифицируется базальтовым волокном.

На рисунке 1 представлена схема расположения зерен цемента на поверхности базальтового волокна, обеспечивающая максимально плотное покрытие каждого волокна слоем активной цементной матрицей.

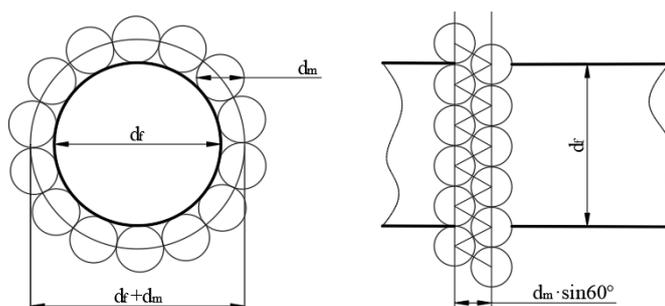


Рисунок 4 – Схема расположения зерен цемента на поверхности базальтового волокна (монофиламента)

В соответствии с принятыми допущениями, касающимися формы базальтовых волокон (цилиндр), а также зерен цемента (шар), нетрудно определить число зерен цемента, необходимое для покрытия боковой поверхности базальтовых волокон. С целью упрощения расчетов торцевые поверхности базальтовых волокон, которые значительно меньше их боковых поверхностей, учитываться не будут.

Так, общий объем активной цементной матрицы, необходимый для покрытия поверхности 1 кг базальтовых волокон, суммарная длина которых составляет Σl_f , составит:

$$V_m = \frac{1}{6} \cdot \pi \cdot d_m^3 \cdot N_{\Sigma m}, \quad (1)$$

где $N_{\Sigma m}$ – общее (минимальное) число зерен цемента, необходимое для покрытия поверхности волокон;

d_m – диаметр зерна цемента.

При этом необходимо отметить, что рост удельной поверхности заполнителя в совокупности с увеличением объемной концентрации последнего ведет к снижению объема активной цементной матрицы V_m , что в свою очередь связано с увеличением в общем объеме цементной системы доли, занятой транзитной зоной. Следствием снижения V_m является снижение количества базальтового волокна, вводимого в цементную матрицу.

Заключение. Обоснованные результаты при прогнозировании свойств композита могут быть достигнуты только на основе разработки иерархических моделей бетона как неоднородного материала от нано- до макроуровня. Предложенная расчетная модель позволяет для заданных начальных геометрических характеристик исходных компонентов структуры назначить количество базальтового волокна, вводимого в цементную систему. Для проверки достоверности назначения количества базальтового волокна, полученного по предлагаемой расчетной модели, была выполнена ее верификация на основе различных экспериментальных данных. Расчетные и экспериментальные значения дозировок базальтового волокна показали удовлетворительную согласованность, подтверждающие справедливость принятых положений в рамках предлагаемой модели.

Список цитированных источников

1. Павлова, И. П. Прогнозирование собственных деформаций и напряжений напрягающего бетона на основе структурно-механической модели расширяющегося композита : дис. ... канд. техн. наук: 05.23.05 / И. П. Павлова. – Брест, 2005. – 159 л.

Голубова О. С.

СПЕЦИФИКА ОЦЕНКИ ЗАТРАТ ЖИЗНЕННОГО ЦИКЛА ОБЪЕКТОВ СОЦИАЛЬНО-КУЛЬТУРНОГО НАЗНАЧЕНИЯ

Общественные здания социально-культурного назначения являются важнейшей составляющей инфраструктуры населенных пунктов, характеризуют уровень достигнутого благосостояния общества, его социальное развитие.

Анализируя проекты детских дошкольных учреждений, можно сделать вывод о том, что основными особенностями детских дошкольных учреждений в Республике Беларусь являются:

- проектирование по индивидуальным проектам архитекторов;
- использование современных материалов и конструкций;
- свободная планировка помещения;
- создание яркого архитектурного образа;
- улучшение качества внутренней среды.

При проектировании зданий общеобразовательных учреждений обеспечивается:

- создание гибких и универсальных объемно-планировочных структур, имеющих высокий уровень адаптивности, гибко реагирующих на диверсификацию образовательных процессов;
- организация высококомфортного экологически благоприятного пространства школы;
- повышение архитектурно-художественного качества, создание выразительных комплексов, формирующих градостроительные ансамбли.

При проектировании поликлиник учитываются основные направления их деятельности и следующие особенности:

- общие требования, предъявляемые к учреждениям здравоохранения в целом и к поликлиникам в частности;
- профильное направление работы – взрослая, детская, специализированная, областная, районная, городская.

Основные отличия оценки затрат жизненного цикла общественных зданий социально-культурного назначения заключаются в том, что:

- в структуре единовременных затрат на возведение объектов социальной сферы достаточно большой, по сравнению с жилыми зданиями, удельный вес затрат на технологическое оборудование. При оценке затрат жизненного цикла общественных зданий социально-культурного назначения стоимость технологического оборудования в расчетах рекомендуется не учитывать, так как эти затраты относятся к производственно-хозяйственной деятельности организации, а не содержанию и обслуживанию собственно зданий и сооружений;

– для оценки рациональности затрат используются нормативы предельной стоимости строительства объектов социально-культурного назначения в ценах на 1 января 2021 года, установленные постановлением Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь 21.07.2021 № 69;

– эксплуатация объектов социально-культурного назначения осуществляется: детских садов, школ – администрацией учреждений, под контролем местных органов власти; поликлиник – администрацией учреждения под контролем Министерства здравоохранения;

– тарифы на оплату тепловой и электрической энергии для объектов социально-культурного назначения устанавливаются структурными подразделениями министерства энергетики Республики Беларусь в разрезе областей. Для бюджетных организаций тарифы устанавливаются на уровне ниже, чем для коммерческих организаций, но выше, чем для оплаты коммунальных услуг населением. Однако на местах организации получают тепловую энергию по

фиксированным тарифам на услуги по теплоснабжению, оказываемые организациями системы министерства жилищно-коммунального хозяйства юридическим лицам, а также физическим лицам (в том числе индивидуальным предпринимателям), эксплуатирующим нежилые помещения, которые практически в два раза выше, чем тарифы, устанавливаемые Министерством энергетики, что приводит к тому, что в зависимости от поставщика тепловой энергии и места расположения объекта недвижимости коммунальные платежи могут отличаться почти в два раза. Для сопоставимости расчетов все итоговые сравнения рекомендуется выполнять по тарифам, устанавливаемым в областях структурными подразделениями министерства энергетики;

– текущий ремонт помещений в школах осуществляется ежегодно, перед началом учебного года. При этом выполнение ремонтных работ частично финансируется из средств попечительских советов, спонсорской помощи. Однако, учитывая, что эти затраты относятся к непосредственно содержанию зданий и сооружений, обеспечивающих их функционирование, они должны учитываться в составе затрат жизненного цикла общественных зданий вне зависимости от источника их финансирования;

– оценка затрат жизненного цикла общественных зданий социально-культурного назначения может выполняться как на единицу общей площади объекта, так и на единицу мощности. Удельным показателем, по которому обеспечивается сравнение показателей стоимости строительства, эксплуатационных затрат и затрат на капитальный (текущий) ремонт, модернизацию, реконструкцию и снос объектов, выступают показатели количества мест (для школ, детских садов) или количества посещений (для поликлиник, физкультурно-оздоровительных центров). Удельные показатели затрат на потребительскую единицу мощности объекта в наибольшей степени отражают функциональную зависимость между потребительскими благами, которые обеспечиваются функционированием этих объектов, и платой за их строительство и эксплуатацию.

Таким образом, оценка затрат жизненного цикла общественных зданий социально-культурного назначения является инструментом экономического обоснования проектов строительства социальных объектов.

Гуринович В. Ю., Леонович С. Н., Поздняков Д. А.

ПОВЫШЕНИЕ ЭФФЕКТИВНОСТИ ПРОВЕДЕНИЯ РЕКОНСТРУКЦИИ ПРЕДПРИЯТИЙ ИНДУСТРИАЛЬНОГО ДОМОСТРОЕНИЯ

Введение. Эффективность предприятий индустриального домостроения в значительной мере зависит от своевременного обновления активной части основных фондов, позволяющих реализовать возможности прогрессивных технологий. Так, для производства постоянно растущей и изменяющейся номенклатуры сборных изделий, обеспечивающей возведение жилых домов с индивидуальными архитектурно-планировочными решениями, в том числе домов инди-

видуальной жилой застройки, требуется внедрение современных производственных линий и оборудования, обеспечивающих гибкую технологию производства [1].

Анализ практики перехода производств на более высокий технологический уклад позволяет полагать, что единственным выходом в данной ситуации является проведение реконструкции действующих производственных баз индустриального домостроения, которая наряду со строительством новых предприятий имеет первостепенное значение в условиях развития строительной промышленности. Также следует отметить, что окупаемость капитальных вложений реконструкции производственных баз предприятий индустриального домостроения по данным [2] в 2–3 раза выше, чем при новом строительстве.

Основные требования к проведению реконструкции действующих предприятий индустриального домостроения. Реконструкция действующих предприятий индустриального домостроения требует особого подхода к инженерной подготовке производства строительно-монтажных работ и разработке организационно-технологических решений управления производством, как на стадии проведения реконструкции, так и после ввода производства в эксплуатацию, в том числе максимального учета всех факторов, существенно влияющих на технологию и организацию строительно-монтажных работ, выбор проектных решений на стадии технологического проектирования реконструкции предприятий.

Важной задачей проведения реконструкции действующих производств предприятий индустриального домостроения является обеспечение проведения работ без остановки основного производства, а при невозможности – обеспечение минимальной продолжительности остановки.

Следует отметить, что реализация данной задачи усложняется совмещением строительно-монтажных работ с основной деятельностью предприятий индустриального домостроения и в свою очередь является следствием стесненных условий проведения строительно-монтажных работ. При этом стесненные условия в цехах с развитой системой инженерных коммуникаций ограничивают возможность использования оптимальных комплектов строительных машин и поточной организации строительно-монтажных работ, что приводит к повышенной трудоемкости выполнения работ, низкой эффективности использования строительных машин и, как следствие, к существенным экономическим потерям, которые в ряде случаев не компенсируются действующими поправочными коэффициентами сметных норм.

Вследствие этого, установлению сроков реконструкции предприятий индустриального домостроения должен предшествовать глубокий анализ условий производства работ, мощностей строительных организаций, определение технической возможности проведения мероприятий в необходимые сроки. Данное требование обусловлено практикой реконструкции предприятий индустриального домостроения, которая показывает, что отклонение сроков от запланированных могут вести к значительным материальным потерям не только строительных организаций, но и предприятий, причем по данным, представленным в [2], потери предприятий могут достигать величин, значительно превышающих затраты на проведение реконструкции.

Заключение. Анализ практики реконструкции действующих предприятий индустриального домостроения позволил установить основные мероприятия, которые определяют эффективность проведения реконструкции, обеспечивают сокращение сроков работ, снижение затрат и издержек при переходе на выпуск широкой номенклатуры изделий современных серий жилых домов. К таким первоочередным мероприятиям относят:

- проведение реконструкции основного производства без остановки выпуска продукции для выполнения предприятиями обязательств по заключенным договорам;

- повышение производительности предприятия без увеличения производственных площадей;

- снижение энергоемкости производства продукции за счет использования современных технологических подходов к организации производства железобетонных изделий;

- снижение металлоемкости производства за счет применения технологических линий с гибкой технологией производства;

- применение локальных бетоносмесительных установок, приближенных к формовочным постам с организацией выгрузки бетонной смеси непосредственно в бункер бетоноукладчика или организацией доставки ее к бетоноукладчику скоростным кубелем, что снижает капитальные вложения, способствует автоматизации приготовления бетонных смесей;

- сохранение прежней грузоподъемности кранового хозяйства;

- внедрение современных систем автоматизации и управления производством.

Список цитированных источников

1. Гуринович, В. Ю. Обоснование решений по комплексной реконструкции производства / В. Ю. Гуринович, С. Н. Леонович // Вестник БНТУ: Архитектура и строительство. – 2011. – № 5. – С. 47–49.

2. Ищенко, А. С. Особенности формирования выбора организационно-технологических решений реконструкции действующих промышленных предприятий / А. С. Ищенко, В. И. Доненко, М. П. Марченко // Вестник Приднестровской государственной академии строительства и архитектуры. – 2019. – № 5. – С. 257–258.

Деркач Е. А.

ДЕФЕКТЫ И ПОВРЕЖДЕНИЯ РЕАКТОРА ПОСЛЕДОВАТЕЛЬНОЙ ЗАГРУЗКИ ОАО «СКИДЕЛЬСКИЙ САХАРНЫЙ КОМБИНАТ»

Введение. В марте и октябре 2021 года было выполнено обследование технического состояния биологического реактора последовательной загрузки (БРПЗ) ОАО «Скидельский сахарный комбинат».

Обследуемый биологический реактор входит в состав станции очистки сточных вод комбината и расположен на его земельном участке. Объект предназначен для очистки остаточных сточных вод, поступающих с анаэробного реактора (3113 м³/сут.) и канализационных сточных вод г. Скиделя.

Реактор представляет собой железобетонный прямоугольный в плане резервуар открытого типа, частично заглубленный, который делится на два равных отсека: «левый» в осях 1-3/Б-В и «правый» в осях 3-5/Б-В железобетонной стеной по оси 3/Б-В. По проекту резервуар имеет габариты в плане 32.80x37.80 м. По оси Б к резервуару примыкает насосная станция в осях 2-4/А-Б. Общий вид реактора представлен на рисунке 1.

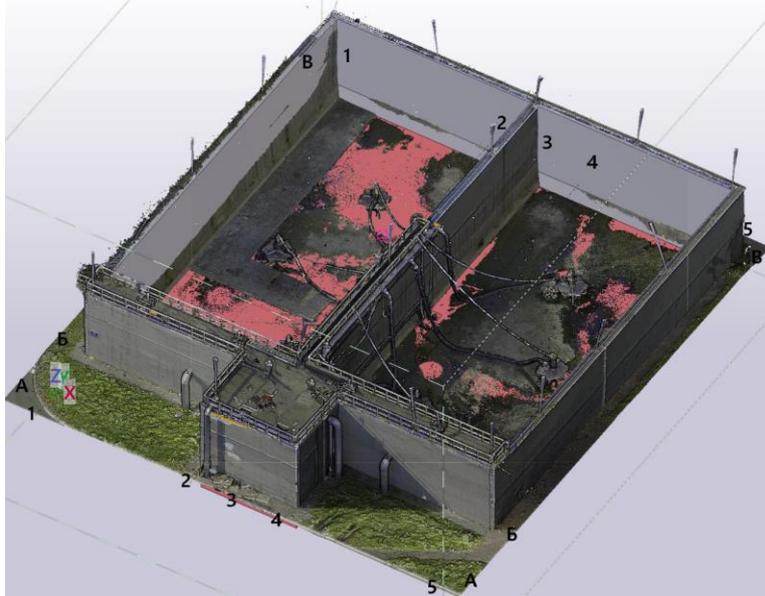


Рисунок 1 – Общий вид реактора последовательной загрузки

Результаты. Обследование выполнялось с целью актуализации, ранее разработанного проекта усиления аварийного реактора последовательной загрузки [1]. Обследование строительных конструкций проводилось согласно [2–4].

На основании проведенного обследования были выявлены следующие дефекты и повреждения: Основанием под днищем резервуара является насыпной грунт (планомерно возведённая насыпь, представляющая собой отвалы преимущественно песчаных грунтов (пески пылеватые, местами – мелкие). Планомерно возведенная насыпь относится к сильнопучинистым грунтам, в ней также зафиксирован высокий уровень залегания грунтовых вод.

1. Класс бетона днища резервуара соответствовал классу С12/15, а стен резервуара варьируется от С8/10 до С16/20, что значительно ниже проектного С25/30.

2. При обследовании стен установлено наличие таких дефектов, как недостаточная прочность бетона, отклонение стен от вертикали, наклонные и вертикальные трещины в стенах и вутах резервуара, неровность внешней и внутренней поверхности; протечки через трещины в бетоне в местах сопряжения плиты днища и стен и в зоне устройства рабочих швов; некачественное устройство гидрошпонок, наличие в рабочих швах монтажной пены.

На основании проведенного обследования и анализа его результатов было установлено следующее:

1. Строительные работы по возведению БРПЗ выполнены некачественно, с многочисленными нарушениями требований проектной документации и действующих на момент строительства технических нормативных правовых актов и проектной [5, 6].

2. Причинами образования трещин в монолитных железобетонных стенах БРПЗ являются конструктивные решения проекта, не обеспечивающие прочность и трещиностойкость строительных конструкций на действие эксплуатационных нагрузок, наличие в строительных конструкциях ряда вышеупомянутых дефектов, а также возникновение усилий от вынужденных деформаций (температурно-усадочных и осадочных).

Список цитированных источников

1. Строительный проект 10-07ПР-ОПЗ и 10-07ПР-КЖ «Строительство станции очистки сточных вод ОАО «Скидельский сахарный комбинат»» по адресу Гродненская область, Гродненский район, г. Скидель, ул. Первомайская, 1. – (Корректировка)» (усиление конструкций РПЗ) / ООО «ПЕОЛА И М»; гл.инж. П. Л. Шоркин, – Минск. – 2017. – 16 с.

2. ТКП 45-1.04-37-2008. Обследование строительных конструкций зданий и сооружений. Порядок проведения. – Минск: Минстройархитектуры РБ. 2009. – 39 с.

3. Техническое состояние зданий и сооружений. Основные требования: (СН 1.04.01-2020). – Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2020. – 69 с.

4. Здания и сооружения. Оценка степени физического износа: (ТКП 45-1.04-119-2008) – Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2009. – 43 с.

5. Возведение строительных конструкций зданий и сооружений: (СН 1.03.01-2019). – Минск: Минстройархитектуры РБ, 2019. – 122 с.

6. Строительный проект 10-07ПР-9,10-КЖ (04-14ПР-9,10-КЖ) «Строительство станции очистки сточных вод ОАО «Скидельский сахарный комбинат»» по адресу Гродненская область, Гродненский район, г. Скидель, ул. Первомайская, 1 / ООО «ПЕОЛА И М»; гл. инж. П. Л. Шоркин, – Минск, 2014. – 16 с.

Zheltkovich A, Molosh V, Parhoc K, Saveiko N, Yuan Jinbin, Zhenhao Jiang, Zheng Haoyuan

FULL CONNECTED NEURAL-NETWORK FOR SIMULATION OF EXTANTION IN SELF-STRESSED MONOLITIC SLABS ON GROUND

Introduction. In the article the strategy of interdisciplinary convergence of mechanics and artificial intelligence is illustrated. The article presents the results of calculating displacements in self-stressed monolithic slabs on ground obtained using a trained fully connected neural network. The empirical results of displacements in slabs on ground, displacements calculated according to the physicomachanical model, and obtained using a neural network are represented. The inspiration brought us to study neural networks modeling biological neural networks are follow: neural networks can autonomously detect patterns hidden in phenomena and can identify parameters on complex behavioral tracks of different physical systems. The authors describe in detail the developed and trained fully connected neural network.

Existed methods of calculation of deformable state in slabs on ground. In the article, a physical-mechanical model of the stressed-strain state (SSS) of the slab on ground was presented and the results of numerous laboratory and field tests of the slabs were given. At the same time well known that existing methods for calculating such structures from expansion forced deformations, for certain time intervals, do not always assess the deformed state of the slabs with high accuracy. The displacements in slabs were determined based on the equilibrium equation recorded for the infinitesimal part of slab. A general differential equation describing the displacements of the slab has a view:

$$\frac{d^2u}{dx^2} - \frac{\tau(u)}{E_c \cdot h} = 0 \quad (1)$$

Solution of equation (2) with respect to displacements u , under the following initial conditions: $x = L/2$; $u = 0$; $x = 0$, is presented as:

$$u = -\frac{1}{\beta} \cdot \left(\frac{\sigma_{c0}}{E_{c,t}} + \varepsilon_0(t, t_0) \right) \cdot \frac{\sinh \beta \left(\frac{L}{2} - x \right)}{\cosh \beta \left(\frac{L}{2} \right)} \quad (2)$$

where: u – absolute displacement in the slab; $\varepsilon_0(t, t_0)$ – deformation of free expansion of concrete; $\varepsilon_{c,t}$ – elastic deformation of concrete; $E_{c,t}$ – modulus of elasticity of concrete, σ_{c0} – internal axial stress; $\sigma_{c0}/E_{c,t}$ – elastic component of relative deformations of concrete; β – coefficient depending on the characteristics of the contact of the slab with the base, the modulus of elasticity, the geometry of the plate.

As practice has shown, the physical mechanical model, although it approached significantly to empirical data, but starting from certain time intervals (after 72 hours of hardening), demonstrates slightly overestimated results. In order to clarify the characteristics of SSS, we developed and trained (on the available experimental data) an artificial neural network (ANN) of a fully connected architecture with four incoming neurons, five hidden layers and eight neurons of the output layer. Each of the eight output layer neurons learned to "see" the displacements of slab at a specific coordinate.

ANN and Parameter Recognition. Approach which employs computational models that mimic the architectural, structural, or functional aspects of biological neural networks, such as the human brain are known from the middle of the XX century. It consists of multiple processing elements called neurons, which are connected to each other by links. A popular method of training of multilayer perceptron is the back-propagation (BP) algorithm, which includes as a special case the least mean squares (MS) algorithm.

Presently some scholars are proposing ANN to be widely used with deep learning model as an important part of the efficient target detection algorithm. ANN plays role of a feature extractor in the target detection algorithm. This scheme allows to computers autonomously capture experience from massive amounts of knowledge.

Full connection of neurons. In a brain, neurons link with each other which are convenient for information transmission. In a neural network, full connection layer also means many links. In the fully connected layer, each neuron relates to all neurons in former layer and next layer. It means that each neuron in fully connected layer can capture the global information of data. ANN can extract the underlying reflection from input to output with just addition and multiplication operation. So, a well-trained network can respond quickly without mechanical computation. Because the number of parameters of ANN is large, an efficient large-scale matrix solve method is needed. Gradient decent makes it possible to train a network easily. To evaluate the parameters, loss function is introduced. Loss function is proposed to evaluate the gap between the true label (target) and the prediction given by neural network. Thus, the process of training neural network becomes an optimization problem which aim is to minimize the loss. As a function of activation of neurons, the «Relu» function inserted into the Python software language profile was used.

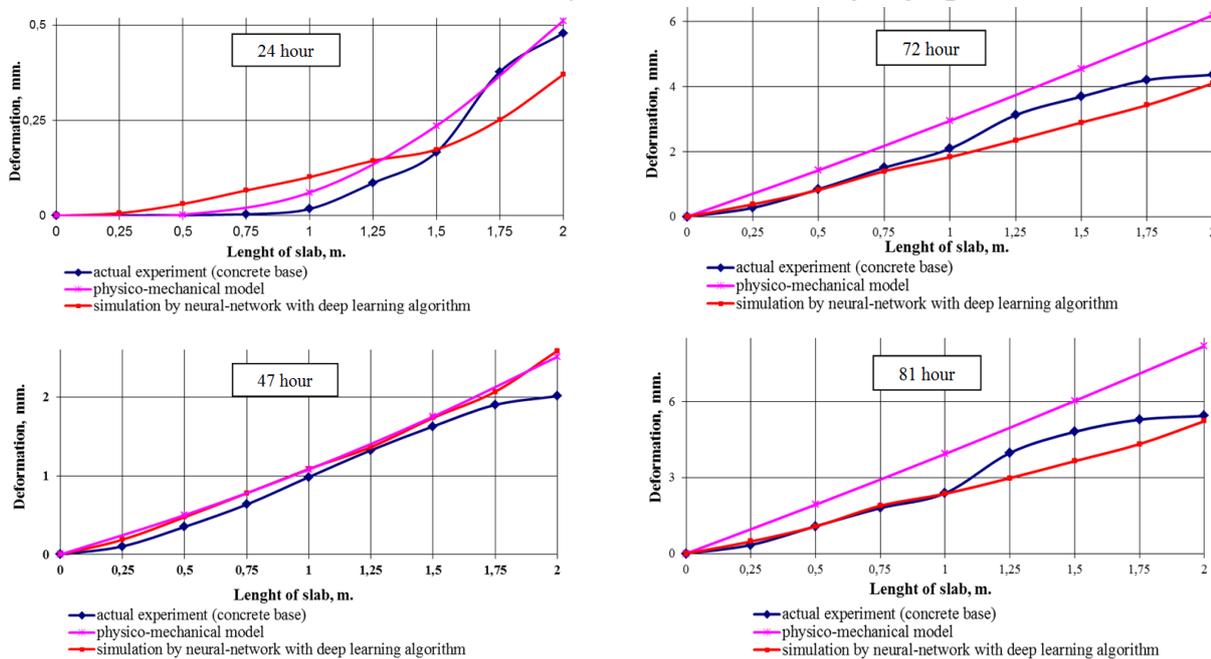


Fig. 1 – Diagram of displacements.

Conclusion. In paper has been verified the feasibility of using trained neural network to identify physical parameters. It is not difficult to notice a significant improvement in the predictive power of the neural network with respect to (w.r.t) the physicommechanical model over time. C_u - coefficient of variation or u_{calc} / u_{exp} ratio for the moment of time - 81 hour, obtained by the neural network decreased by 30% w.r.t. the physicommechanical model. Coefficient of variation of the error vector decreased too (on 24%).

To improvement the proper design of slabs on ground, AI aided method is universal and promising. In addition, this makes it possible to promote prognostic methods of description of stress-strain state condition in such slabs. ANN with deep learning algorithm proved that it can be implemented in other engineering problems. If the data richness of the training set continues to increase, the prediction accuracy of this neural network will be further improved and as wanted to believe be involved in good application prospects.

ПРЕДЛОЖЕНИЕ ПО РАСЧЕТУ ВЕРТИКАЛЬНО АРМИРОВАННЫХ СЛАБЫХ ОСНОВАНИЙ СКВАЖИНАМИ, ЗАПОЛНЕННЫМИ НЕСВЯЗАННЫМ КРУПНООБЛОМОЧНЫМ МАТЕРИАЛОМ

Одним из недорогих способов усиления слабых грунтов под подошвой фундаменов, под высокими насыпями является вертикальное армирование путем устройства скважин (как пробуренных, так и вытрамбованных) в последующем закладываемом крупнообломачным материалом: гравием, щебнем, крупными и гравелистыми песками, переработанными остатками бетона.

Однако, действующий в Республике Беларусь ТКП 45-5.01-268-2012 «Основания и сооружения из армированного грунта. Правила проектирования и устройства» отдельно не выделяет последовательность расчета усиленного слабого основания, закрепленного дисперсным грунтовым материалом большей несущей способности и меньшей деформативности.

Белорусская методика подразумевает расчет в следующей последовательности [1]:

- находится коэффициент, характеризующий долю армирующих элементов в объеме усиливаемого грунта, т. е. по сути процент армирования слабого грунта армирующим материалом по объему массива усиленного грунта;

- определяется расчетное сопротивление основания, как сумма сопротивлений армирующего материала и природного грунта, с последующим сравнением этой суммы с давлением под подошвой;

- вычисляется осадка фундамента (модуль деформации определяется с учетом коэффициента армирования).

При расчете по этой методике, при армировании грунтов слабыми бетонами и цементно-песчаными растворами, осредненный модуль армированного грунта может достигать до 1,5 Гпа, и расчетные осадки на таком основании будут равны нулю, однако практика показывает, что осадки превышают расчетные значения.

При армировании грунтов несвязным крупнообломачным материалом существующие расчетные предпосылки не принимают во внимание факт того, что, при наличии равномерно передаваемого давления под подошвой фундамента, элементы армирования из-за их большей несущей способности и большей жесткости будут воспринимать большие нагрузки и, как следствие, напряжение в них будет больше.

В случае армирования основания засыпными крупнообломачными материалами (щебнем, дресвой, гравием), характеристики которых (φ , E) даже в уплотненном состоянии больше, чем у слабых не несущих грунтов, эти элементы будут испытывать внутренний сдвиг по контакту между частицами грунта в самом армированном массиве. Данный факт был впервые зафиксирован J. M. O. Hughes и N. J. Withers [2].

На основании литературного обзора [2, 3] доступных данных проведенных полевых и лабораторных исследований определена и предлагается для рассмотрения следующая методика расчета основания, армированного несвязанным материалом:

1) определяется коэффициент армирования грунта по площади армирования:

$$\alpha = \frac{A_{\text{усил}}}{A_{\text{гр}}}; \quad (1)$$

2) находится функция сопротивления нагруженного грунта:

$$f = \frac{(1 - \nu_{\text{кол}}) * (1 - \alpha)}{1 + \alpha - 2 * \nu_0}; \quad (2)$$

3) определяется коэффициент к осадке и к напряжениям в слабом грунте:

$$\beta = 1 + \alpha * \left(\frac{1 + 2 * f}{2 * K_{\text{кол}} * f} - 1 \right); \quad (3)$$

4) давление, приходящееся на слабый грунт, находится из выражения:

$$P_{\text{сл}} = \frac{P_{\text{от ф-та}}}{\beta} \leq R_{\text{сл}}; \quad (4)$$

5) коэффициент концентрации напряжений на элементы армирования находится из выражения:

$$n = 1 + \frac{\beta - 1}{\alpha}; \quad (5)$$

6) напряжение, возникающее в теле колонны от приложенного давления, находится:

$$P_{\text{кол}} = \frac{P_{\text{от ф-та}}}{\beta} * n \leq R_{\text{кол}}; \quad (6)$$

7) методом послойного суммирования, без учета армирования основания, определяется осадка слабого основания $S_{\text{гр}}$;

8) конечная осадка армированного массива находится из выражения:

$$S_{\text{мас}} = S_{\text{гр}} / \beta \leq S_{\text{пред}}. \quad (7)$$

Данная методика получила широкое распространение при расчете армированных оснований в странах западной Европы и доказала свою жизнеспособность и достоверность для объектов дорожного и гражданского строительства.

Базируясь на общности и одинаковой истории формирования четвертичных отложений Республики Беларусь и стран Восточной Европы, где эта технология получила наиболее широкое распространение, настоящая статья выносится для обсуждения научного собрания Беларуси.

Список цитированных источников

1. Основания и сооружения из армированного грунта. Правила проектирования и устройства: (ТКП 45-5.01-268-2012). – Минск, 2013 – 49 с.
2. Gryczmański, Maciej Metody analizy nośności i osiadania podłoża wzmocnionego kolumnami kamiennymi / M. Maciej. – Inżynieria Morska i Geotechnika. – 1993. – 5, ss. 224–231
3. Wiłin, Z. Zarys geotechniki / Z. Wiłin. – Warszawa : Wydawnictwa Komunikacji i Łączności sp, 2007. – 723 s.

ОСОБЕННОСТИ СОЗДАНИЯ ЦИФРОВОЙ МОДЕЛИ МЕСТНОСТИ ИНЖЕНЕРНОГО НАЗНАЧЕНИЯ ДЛЯ ВІМ – ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОБЪЕКТОВ ТРАНСПОРТА

Введение. Инженерная цифровая модель местности (ИЦММ) является одной из важных составляющих информационной модели объекта и проходит сквозь весь жизненный цикл сооружения. Создание ИЦММ для транспортного строительства имеет ряд особенностей: массив цифровой топографо-геодезической информации на каждом этапе изысканий получен с различной точностью в различных системах координат в результате цифровой фотограмметрической обработки материалов аэрофото- и космической съемки, наземной автоматизированной топографической съемки, оцифровки картографических материалов или автоматизированной генерализации топографической информации для создания ИЦММ мелких масштабов из более крупных масштабов; большая протяженность трасс линейных сооружений требует создание единого координатного пространства; наличие множества пересечений накладывают дополнительные требования к точности и полноте топографической информации и др.

В настоящее время в Республике Беларусь требования к проведению инженерно-геодезических изысканий и созданию инженерно-топографических планов (и только отчасти ИЦММ) регламентируются нормативными документами [1–3], которые не всегда согласованы между собой. Требования к созданию ИЦММ для ВІМ-проектирования автомобильных дорог хотя бы рекомендательного уровня как [4] отсутствуют. Таким образом, цель работы – совершенствование нормативной базы и разработка предложений по созданию координатного обеспечения, требований к методам съемок и созданию ИЦММ на каждом этапе инженерно-геодезических изысканий для строительства, капитального ремонта и реконструкции автомобильных дорог с применением ВІМ-технологий.

Материалы и методы исследований: метод анализа источников информации, экспериментальные работы по созданию ИЦММ.

Результаты и обсуждение. Вопрос координатного обеспечения встаёт практически на каждом этапе жизненного цикла объекта дорожной отрасли. Если стоит задача создания, а главное – последующей эволюции информационной модели такого объекта, потребуется обеспечить единое координатное пространство на всём протяжении объекта. Это означает, что необходимо обеспечить преемственность перехода на локальных участках в различные системы координат и обратно без потери целостности координатного описания объекта. Согласно требованиям документов [1] и [2], координаты пунктов геодезических сетей в населенных пунктах вычисляются в принятых ранее местных системах координат (МСК), за пределами населенных пунктов, в системе координат 1963 г (СК-63) и СК-95. Высоты пунктов геодезических сетей вычисляются в Балтийской системе высот 1977 г. (БС77).

Однако использование государственной системы координат СК-63 или МСК целесообразно для объектов небольшой протяжённости – до нескольких

десятков километров. Для участков дорог в несколько сотен километров линейные искажения (нестыковки) на краях зон картографической проекции будут максимальны и составят для 3- градусной зоны в системе СК-63 на широте 55° примерно $1/5000$, т. е. (порядка 20 см на 1000 метров расстояния). В Республике Беларусь создана и успешно действует спутниковая система точного позиционирования (ССТП) позволяющая с сантиметровой точностью определять координаты точек в режиме реального времени в системах ITRS (ITRF2005) и СК-95, в режиме постобработки – системах СК-63 и МСК. Для единого координатного обеспечения при проектировании автомобильных дорог с использованием ВМ-технологий нами предлагается использовать систему СК-63, а для отдельных объектов МСК с обязательным представлением заказчику координат геодезических пунктов в системе отсчета ITRS с указанием исходных геодезических дат и параметров перехода к СК-63 и МСК. Высотная основа для изысканий создается в БС77 с точностью геометрического нивелирования IV класса. В [3] рекомендуют высоты точек также определять спутниковыми методами с соблюдением всех требований методики наблюдений и постобработки с использованием глобальных и региональных моделей геоида. В Республике Беларусь при постобработке используется мировая модель геоида EGM 2008 в виде регулярной матрицы с шагом 2 угловых минуты. Производственный опыт различных изыскательских организаций свидетельствует, что при использовании матрицы пересчета координат и высот (РУП «Белгеодезия»), на некоторых объектах расхождения высот может достигать до десятков см. Таким образом, доля решения вопроса создания локального геоида с шагом не хуже чем 1 угловая минута нами предлагается следующее. При постобработке выполнять переход от эллипсоидальных к ортометрическим высотам по параметрам трансформирования координат, определенным пользователем самостоятельно с включением высот пунктов ГНС (высотная трансформация не менее трех пунктов).

Для исключения дополнительных затрат по созданию и закреплению пунктов плано-высотного обоснования (ПВО) на протяжении всего жизненного цикла объекта (в процессе изысканий под проектирование, при строительстве и в процессе эксплуатации) предлагается изменить подход к организации работ. При проведении изысканий на стадии подготовки проектной документации закладывать по обе стороны от оси будущего сооружения (на расстоянии не более 50 м) постоянные пункты ПВО с определением координаты и высоты спутниковыми методами с привязкой к реперам ГНС. Рекомендованное в [1–2] расстояние между точками ПВО вдоль оси трассы на открытых участках можно увеличить с 2 до 3 км, в местах пересечений придерживаться требований нормативных документов. В случае утраты пунктов ПВО в процессе строительства и эксплуатации, их восстановление может быть спутниковым методом по их известным координатам в системе ITRS.

На различных стадиях инженерных изысканий используются картографические материалы различных масштабов от 1:100 000 на предпроектной стадии до 1:200 на стадии рабочих чертежей. Проанализировав современные технологии и оборудование, используемое для получения цифровой инженерно-геодезической информации, даны рекомендации по выбору метода на каждой

стадии проектирования в зависимости от требуемой точности ИЦММ. Основное внимание уделено комплексному использованию дистанционных методов получения пространственной информации: космическая съемка, съемка с БПЛА, аэрофотосъемка и лазерное сканирование.

Заключение. Вопрос разработки и совершенствования нормативной базы для проектирования, строительства и реконструкции автомобильных дорог с использованием BIM-технологий остается открытым. Для его успешного решения требует привлечения знаний и опыта широкого круга специалистов занятых в области дорожного строительства.

Список цитированных источников

1. Инженерные изыскания для объектов дорожного строительства: ТКП 45-1.02-233-2011 (02250)). – Введ. 24.03.11 (с отменой с отменой П2-03 к СНБ 1.02.01-96). – Минск : Минстройархитектуры, 2011. – 85 с.
2. Инженерные изыскания для строительства: СН 1.02.01-2019. – Введ. 26.12.19 (с отменой с отменой СНБ 1.02.01-96). – Минск : Минстройархитектуры, 2020. – 108 с.
3. Дороги автомобильные общего пользования. Требования к проведению топографо-геодезических изысканий: ГОСТ 32869-2014. – Введ. РБ 01.04.2017. – Москва : Стандартиформ, 2016. – 44 с.
4. Методические рекомендации по организации взаимодействия участников разработки проектной и рабочей документации на пилотных проектах строительства, капитального ремонта и реконструкции автомобильных дорог с применением BIM-технологии: ОДМ 218.3.105-2018. – Москва : Федеральное дорожное агентство (Росавтодор), 2018. – 86 с.

Лазовский Д. Н., Глухов Д. О., Лазовский Е. Д.

МОДЕЛИРОВАНИЕ РАБОТЫ СТАТИЧЕСКИ НЕОПРЕДЕЛИМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПОД НАГРУЗКОЙ

Введение. Современный этап развития теории сопротивления железобетона внешним воздействиям характеризуется широким применением сложных математических моделей его работы и вычислительных средств для расчетов. Применяемые методы расчета основных параметров сопротивления железобетонных конструкций: деформационная расчетная модель поперечного сечения на основе диаграмм деформирования бетона и арматуры, блочная модель на основе закона сцепления арматуры с бетоном и метод конечных элементов для вычисления внутренних усилий.

Цель настоящей работы: методически объединить методы расчета отдельных параметров железобетонной конструкции для их вычисления на любой стадии ее работы с учетом их взаимного влияния, избегая использования эмпирических зависимостей.

Деформационная расчетная модель поперечного сечения элемента

Распределение деформаций по высоте поперечного сечения изгибаемого железобетонного элемента до появления трещин подчиняется гипотезе плоских сечений. Для железобетонных элементов, имеющих трещины в растянутой

зоне, гипотеза плоских сечений используется в качестве допущения для осредненных продольных деформаций растянутой и сжатой зоны.

Метод конечных элементов для вычисления внутренних усилий

Для вычисления внутренних усилий и деформаций от действия внешних нагрузок в изгибаемых балочных конструкциях применяются стержневые конечные элементы. Напряженно-деформированное состояние железобетонной конструкции определяется уравнением метода конечных элементов.

Сопоставление результатов моделирования и экспериментальными данными. В качестве экспериментальных данных для сравнения с результатами расчета принята шарнирно опертая на крайних опорах неразрезная двухпролетная железобетонная балка с расстоянием между осями опор 1800 мм поперечным сечением 120 x 190 мм, загруженная сосредоточенными силами в третях пролетов. Ширина стальных пластин опор балки равна 100 мм. Балка симметрично армирована в верхней и нижней зонах продольной стержневой арматурой (по 2 \varnothing 12 мм, $A_s = A_{s1} = 226,19$ мм² с пределом текучести 528,7 МПа, временным сопротивлением 592,8 МПа и относительным удлинением при разрыве 7,6 %. Расстояние от верхней и нижней граней балки до центра тяжести поперечного сечения арматуры составляет 25 мм. Призменная прочность бетона при сжатии $f_{cm} = 32,6$ МПа, начальный модуль упругости при сжатии 31,38 ГПа, прочность бетона при растяжении $f_{ctm} = 2,53$ МПа. Бетон балки изготовлен на бездобавочном портландцементе с гранитным щебнем крупностью 5...20 мм.

Сопоставление основных параметров неразрезной железобетонной балки: изгибающего момента образования трещин; раскрытия трещин после их появления; прогибов; сосредоточенных усилий, соответствующих несущей способности (прочности) – свидетельствует об их удовлетворительной сходимости.

Заключение. На примере неразрезной двухпролетной железобетонной балки продемонстрирована возможность методического объединения деформационной и блочной модели совместно с методом конечных элементов для вычисления параметров железобетонной конструкции на любой стадии ее работы.

Кроме того, расчетная схема чувствительна к деталям (моделирование площадок опирания балок, ширины зоны передачи сосредоточенных нагрузок, точность в размерах). Например, в предельном состоянии для одной и той же балки с моделью опирания на площадку шириной 100 мм и моделью с идеализированным точечным опиранием предельное значение нагрузки отличается более чем на 10 %.

Моделирование процесса трещинообразования статически неопределимой конструкции показало, что область трещинообразования существенно шире точечного шарнира на неразрезной опоре в моделях статически неопределимых железобетонных конструкций.

Список цитированных источников

1. Карпенко, С. Н. Модели деформирования железобетона в приращениях и методы расчета конструкций: автореферат дисс... докт. техн. наук / С. Н. Карпенко. – Москва: Научно-исследовательский институт строительной физики Российской академии архитектуры и строительных наук, 2010 – 48с.

2. Статически неопределимые железобетонные конструкции. Диаграммные методы автоматизированного расчета и проектирования: (методическое пособие) / Н. И. Карпенко [и др.] – Москва : Министерство строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации, – 2017. – 197 с.

3. Westergaard, H. M. Computation of Stresses in Bridge Slabs Due to Wheel Loads. – Public Roads / 1930. H. M. Westergaard – Vol.11, № 1. – March. – P. 1–23.

4. Васильев, П. И. Раскрытие швов и трещин в массивных бетонных конструкциях / П. И. Васильев, Е. Н. Пересыпкин // Аннотации законченных в 1967 г. научно-исследовательских работ по гидротехнике. – Ленинград : Энергия, 1968. – С. 292–294.

5. Lowes, L. N., Concrete-Steel Bond Model for Use in Finite Element Modeling of Reinforced Concrete Structures / L. N. Lowes, J. P. Moehle, S. Govindjee. – ACI Structural Journal. – 2004. July-August. – P. 501–511.

6. Лазовский, А. Д. Сопротивление изгибу железобетонных многопустотных плит перекрытий безопалубочного формования в составе платформенных стыков зданий: Дисс.... канд. техн. наук / А. Д. Лазовский. – Новополюк. – 2017. – 152 с.

7. Тур, В. В. Прочность и деформации бетона в расчетах конструкций / В. В. Тур, Н. А. Рак. – Брест: Издательство БГТУ, 2003. – 252 с.

Лазовский Д. Н., Глухов Д. О., Лазовский Е. Д.

МОДЕЛИРОВАНИЕ РАБОТЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА С ТРЕЩИНАМИ ПРИ ИЗГИБЕ

Введение. В изгибаемом железобетонном элементе до появления трещин в бетоне сопротивление растяжению оказывает бетон и продольная арматура. Относительные деформации растянутого бетона и арматуры, благодаря сцеплению между ними, равны между собой. С увеличением нагрузки в зоне максимальных изгибающих моментов на наиболее ослабленных участках (вследствие неоднородности структуры бетона и частично арматуры) растягивающие относительные деформации в бетоне приближаются к предельным и появляются трещины. В сечении с трещиной и вблизи него сцепление нарушается, растягивающие усилия воспринимаются арматурой. После образования трещины напряжения (относительные деформации) по краям трещины в бетоне становятся равными нулю, и возникает разность относительных деформаций бетона и арматуры. В соответствии с законом сцепления [1, 2] эта разность деформаций на расстоянии L от трещины уменьшается до нуля или до области, где относительные деформации в бетоне достигают предельных значений на растяжение. Если разбить участок сдвига арматуры и бетона растянутой зоны на ряд элементарных фрагментов, то на каждом i -м фрагменте участка сдвига разность относительных деформаций имеет значение, что определяет в арматуре дополнительное напряжение. Величина дополнительного напряжения изменяется по длине растянутого бетонного блока в зависимости от его значения в поперечном сечении с трещиной и значения взаимного сдвига арматуры и бетона.

Моделирование напряженно-деформированного состояния железобетона после образования трещин. Дополнительное напряжение в арматуре, обусловленное возникшей разностью относительных деформаций между растянутой арматурой и бетоном, приводит к новому равновесному состоянию попе-

речного сечения под нагрузкой. В [3] это явление называется «дополнительным состоянием». Приращение напряжений в растянутой арматуре после погашения обжатия в бетоне (сразу после появления трещины) обусловлено передачей дополнительного усилия на арматуру с треснувшего бетона [4].

В деформационной модели влияние дополнительного напряжения в арматуре предлагается учитывать, задавая соответствующее дополнительное напряжение (относительные деформации) арматурным стержням (аналогично моделированию предварительного напряжения арматуры) и анализируя состояние поперечного сечения в предыдущем моменте трещинообразования (рисунок 2). Важным эффектом в поперечных сечениях без трещины с дополнительным напряжением в растянутой арматуре является повышение изгибающего момента трещинообразования при увеличении нагрузки и, соответственно, повышение изгибной жесткости соседних с трещиной участков.

Заключение. На основе деформационных расчетных моделей поперечного сечения и блочной железобетонного элемента предложена модель учета работы растянутого бетона между трещинами наложением дополнительного напряжения в арматуре, обусловленного возникшей разностью относительных деформаций между растянутой арматурой и бетоном при образовании трещины.

Разработанная модель работы железобетона с трещинами позволяет получать параметры его напряженно-деформированного состояния в любом поперечном сечении по длине при действии изгибающего момента и продольного усилия.

Список цитированных источников

1. СЕВ-FIB Model Code for Concrete Structures. – 2010.
2. Бетонные и железобетонные конструкции: (СП 5.03.01-2020). – Минск. –2020. – 236 с.
3. Холмянский, М. М. Бетон и железобетон: Деформации и прочность / М. М. Холмянский – М.: Стройиздат, 1997. – С. 423–425.
4. Байков, В. Н. Железобетонные конструкции. Общий курс, учеб. для вузов / В. Н. Байков, Э. Е. Сигалов. – 5-е изд., перераб. и доп., М.: Стройиздат, 1991. – 767 с.
5. Карпенко, С. Н. Модели деформирования железобетона в приращениях и методы расчета конструкций: Автореферат дисс... докт. техн. наук. – Москва.-Научно-исследовательский институт строительной физики Российской академии архитектуры и строительных наук, 2010. – 48с.
6. Статически неопределимые железобетонные конструкции. Диаграммные методы автоматизированного расчета и проектирования: (методическое пособие). – Москва: Министерство строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации, 2017. – 197 с.
7. Мурашев, В. И. Трещиностойчивость, жесткость и прочность железобетона / В. И. Мурашев. – М.: Машстройиздат, 1950.- 268 с.
8. Немировский, А. М. Исследование напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов с учетом работы растянутого бетона над трещинами и пересмотр на этой основе теории расчета деформаций и раскрытия трещин / А. М. Немировский // Прочность и жесткость железобетонных конструкций: Сб. трудов / Под ред. А. А. Гвоздева. – М. : Стройиздат, 1968.– С. 152–173.

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ФРАГМЕНТА ПЛОСКОГО ПЕРЕКРЫТИЯ ПРИ ВНЕЗАПНОМ УДАЛЕНИИ ЦЕНТРАЛЬНОЙ КОЛОННЫ (НА МОДЕЛИ)

Введение. Развитие строительной отрасли, внедрение новых материалов, усложнение применяемых конструктивных систем, с одной стороны, и увеличение перечня угроз (особых событий), которые могут привести к прогрессирующему обрушению, – с другой, привели к необходимости в теоретических и экспериментальных исследованиях живучести зданий и сооружений в особых ситуациях и разработке общепринятых критериев оценки живучести [1].

Наиболее опасным локальным повреждением для конструктивной системы является отказ одного (или нескольких) вертикальных несущих конструктивных элементов, например, колонны или участка стены. В практике проектирования такие элементы принято называть ключевыми элементами. Выключение из работы ключевого элемента приводит к перераспределению внутренних усилий, вызванных приложенными в данный момент гравитационными нагрузками (постоянными и длительной составляющей переменных нагрузок) к конструктивной системе, через элементы дисков перекрытия, которые в данной ситуации обеспечивают альтернативные пути передачи нагрузок на соседние колонны и пролеты. Если элементы системы способны сопротивляться дополнительным нагрузкам и эффективно перераспределять усилия на соседние вертикальные несущие элементы, то обрушение прекращается, а поврежденная система становится стабильной. В обратном случае, когда элементы не способны обеспечить альтернативные траектории нагрузок, происходит их разрушение (отказ), который распространяется на соседние элементы, до тех пор, пока не будет обеспечено сопротивление или не произойдет полное разрушение всего здания.

Авторами предложен новый подход для оценки живучести зданий и сооружений, который заключается в учете нескольких определяющих механизмов сопротивления (упругий и пластический изгиб, мембранные эффекты) поврежденной конструктивной системы, а также их совместного действия и влияния друг на друга. Предложенный подход позволяет спрогнозировать характер отказа конструктивной системы, а также количественно оценить её живучесть.

Материалы и методы. Предложенные теоретические зависимости базируются на положениях энергетического баланса поврежденной конструктивной системы. Для оценки поведения конструктивной системы при изгибе и при развитии мембранных эффектов рассматриваются отдельные соответствующие расчетные схемы.

При использовании конечно-элементных программных комплексов для моделирования поврежденной конструктивной системы применены методы, основанные на принципах макро моделирования, в соответствии с которыми упругое поведение системы определено работой линейно-упругих стержней и пластин, а нелинейное поведение полностью зависит от поведения точечных пластиче-

ских элементов (пластических шарниров), врезаемых в элементы конструктивной системы по принятым правилам в определенных характерных сечениях.

Результаты и обсуждение. В результате выполненных экспериментальных исследований определен характер разрушения (отказа) в случае потери центральной колонны и измерены реакции удаляемой центральной опоры, вертикальных и горизонтальных перемещений, относительных деформаций в связевых элементах, относительных деформаций в бетоне при поэтапном статическом и внезапном динамическом нагружении двух образцов плоских плит FS-1 и FS-2 соответственно.

Полученные в экспериментах данные показывают хорошую сходимость с результатами теоретических расчетов (рисунок 1).

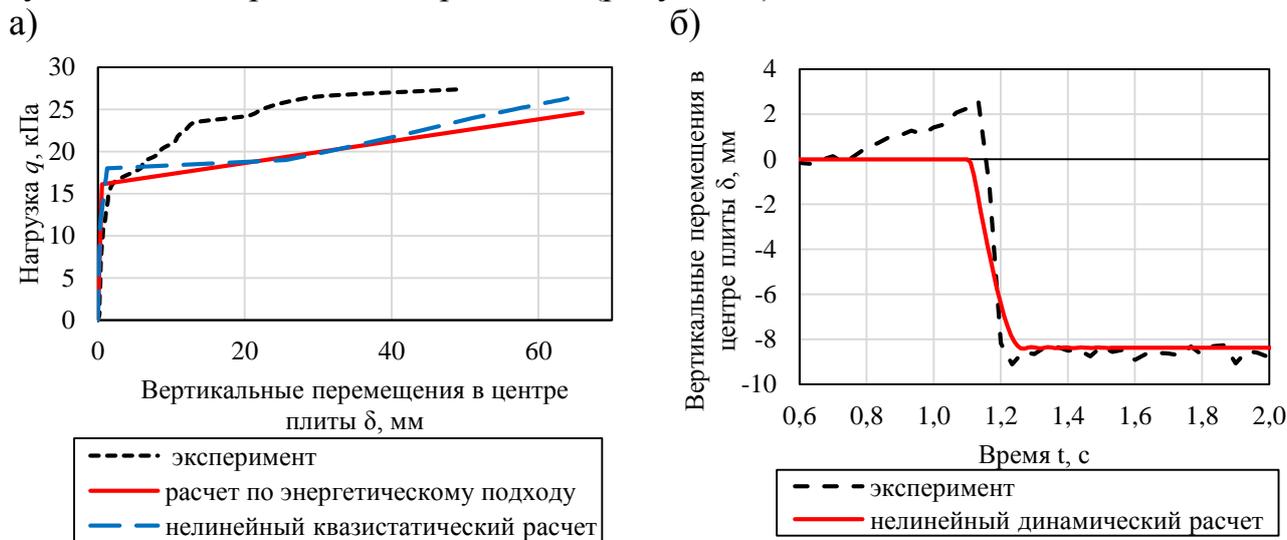


Рисунок 1 – Результаты экспериментальных и теоретических исследований образцов FS-1 (а) и FS-2 (б)

Заключение. Результаты теоретических и экспериментальных исследований позволяют сделать вывод о том, что предложенный подход проверки живучести, основанный на положениях энергетического баланса поврежденной конструктивной системы, является перспективным и многообещающим методом вычисления ее предельного динамического сопротивления при внезапном отказе вертикального ключевого элемента. Данный метод определения полной динамической реакции системы может успешно применяться как в случае простых аналитических моделей, так и для сложных нелинейных конечно-элементных моделей в рамках нелинейного статического (NLS) и нелинейного динамического анализа (NLD).

Список цитированных источников

1. Research and practice on progressive collapse and robustness of building structures in the 21st century / J. M. Adam [et al.] // Engineering Structures. – 2018. – № 173. – P. 122–149.

АНАЛИЗ МЕТОДОВ ОПРЕДЕЛЕНИЯ СОДЕРЖАНИЯ ОРГАНИЧЕСКИХ ПРИМЕСЕЙ В ПЕСКЕ

Результатом наличия органических примесей, которые попадают в пески в результате естественного разложения живых организмов, являются: а) замедление процессов отвердевания бетона (1), б) понижение прочности готовых изделий (4).

Данное исследование представляется актуальным, так как заключение о пригодности песка в качестве мелкого заполнителя для бетона принимается по совокупности целого ряда показателей в соответствии с техническими нормативными правовыми актами (ТНПА). Если по какому-то из показателей качества песок не соответствует требованиям стандартов, то принимается решение о его промывке, сортировке, обогащении, а также о проведении дополнительных специальных исследований.

В данной работе проведен анализ методик определения наличия органических примесей в песке и одна из них предложена в качестве факультативной для осуществления в специализированной лаборатории.

При обнаружении органических примесей методом приготовления колориметрической пробы (ПКП) или методом окрашивания [3], навеску песка насыпают в стеклянный мерный цилиндр заливают 3 %-ным раствором едкого натра (NaOH). После энергичного перемешивания содержимое цилиндра оставляют на 24 ч и по истечении этого срока сравнивают цвет раствора над песком с цветом эталона.

Эталон готовят следующим образом: 2 %-ный раствор танина в 1 %-ном растворе этилового спирта, в количестве 5 мл смешивают с 195 мл 3 %-ного раствора едкого натра. Полученную смесь наливают в мерный цилиндр вместимостью 250 мл, перемешивают и оставляют на 24 ч.

Жидкость над песком может быть не окрашена или цвет ее не темнее эталона. Такой песок будет пригоден для приготовления бетона. В том случае, когда окраска жидкости оказалась темнее эталона, содержимое мерного цилиндра подогревают в течение 2-3 ч на водяной бане при температуре 60–70 °С и вновь сравнивают цвет жидкости с эталоном.

Спектрофотометрическое определение (СФО) наличия органических веществ группы танинов основано на образовании окрашенных в жёлтый цвет соединений при взаимодействии водного раствора танина с раствором молибдата аммония. Образец для исследования готовится идентично методу ПКП, с той лишь разницей, что песок заливается водой. Затем аликвотная часть данного раствора объёмом 5 мл и 10 мл 2 % раствора молибдата аммония количественно переносятся в другую мерную колбу вместимостью 100 мл и доводятся до метки дистиллированной водой. Оптическую плотность определяют, используя фотоколориметр ФЭК-56М, или спектрофотометр СФ-4, или другие аналогичные приборы, при длине волны 395 ± 2 нм в соответствии со значением максимума на спектральной характеристике для стандартного окрашенного раствора танина [2]. Это даёт возможность использовать длину волны 395 ± 2 нм в качестве аналитической для методики количественного определения танина.

Метод ПКП рекомендован для проведения в лабораторном практикуме по дисциплине «Строительные материалы» [3] и соответствует ГОСТу 8735-18, но не лишен недостатков. Если окраска исследуемого образца приближена к цвету эталонного раствора, то имеет место субъективный фактор, что не позволяет объективно оценить точный факт изменения окраски.

Определение методом спектрофотометрии исключает наличие субъективных ошибок, поскольку в его основе лежит измерение оптической плотности раствора при определенной длине волны, то есть используются физические характеристики раствора [1]. Однако у метода СФО также имеется недостаток – разные виды дубильных веществ имеют разные максимумы поглощения, возникает необходимость предварительного получения спектральных характеристик при использовании различных стандартных растворов. Но, поскольку максимумы поглощения находятся в довольно небольшом диапазоне длин волн, отвечающем фиолетовому участку спектра, на абсолютном суммарном содержании танинов такой небольшой разброс не сказывается [2].

Поэтому, по мнению автора, метод спектрофотометрии является более предпочтительным и может быть использован в качестве факультативного при определении наличия органических веществ в песке в специализированных лабораториях.

Список цитированных источников.

1. Ивкина, О.А. Количественное определение дубильных веществ в успокоительном сборе № 2 / Ивкина О.А., Коган Е.Г., Стрелычева К.А., Кисилёва А.Н. // Смоленский медицинский альманах. – 2016. – № 1. – с. 112–115.
2. Колтышева, О.Ю. Сравнение результатов спектрофотометрического и перманганатометрического определения содержания танинов в яблочном соке для производства сидра / Колтышева, О.Ю. Соколова С.А., Дьяконова О.В., Колобаева А.А., Котик О.А. // Международный студенческий научный вестник. – 2018. – № 3 (часть 2). – с. 250-253.
3. Строительные материалы. Лабораторный практикум : учеб.-метод. Пособие / Я. Н. Ковалев [и др.] / под ред. д.т.н. Я. Н. Ковалева. – Минск : Новое знание ; М. : ИНФРА-М, 2013. – 633 с.

Молош В.В., Желткович А.Е., Паршиц К., Совейко Н.Г., Томашев И.Г.

ПРИМЕНЕНИЕ ПОЛНОСВЯЗНОЙ НЕЙРОННОЙ СЕТИ В РАСЧЁТАХ СОПРОТИВЛЕНИЯ СРЕЗУ ПРИ ПРОДАВЛИВАНИИ ПЛОСКИХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИЙ БЕЗ ПОПЕРЕЧНОЙ АРМАТУРЫ

Введение. Отсутствие адекватных и надежных эмпирических или аналитических моделей сопротивления срезу при продавливании, в последние десятилетия привлекло к решению данной задачи исследователей, занимающихся недетерминированными методами.

В течение последних десяти лет значительно возросло применение нейронных сетей и машинного обучения в прогнозировании сложных процессов и явлений.

В данной работе выполнена статистическая оценка достоверности значений сопротивления срезу при продавливании, полученных с помощью нейронной сети, рассматриваемой в качестве альтернативы существующим расчётным моделям, и моделей, принятых в нормативных документах. С этой целью была собрана база данных, включающая результаты экспериментальных исследований зарубежных и отечественных авторов.

Нейронная сеть

Для моделирования сопротивления срезу при продавливании использовали нейронную сеть с полносвязной архитектурой прямого распространения, в которой каждый нейрон связан со всеми остальными нейронами, находящимися в соседних слоях, и в которой все связи направления строго от входных нейронов к выходным (рисунок 1) [1].

В нейронной сети несколько слоёв нейронов. На крайний левый (входной) слой приходит сигнал. Правее находятся скрытые слои, и самый правый слой нейронов – выходной слой.

В нашем случае каждый сигнал, приходящий на нейрон входного слоя, представлял собой величину варьируемого базового параметра, влияющего на сопротивление срезу при продавливании. В выходном слое был всего один нейрон, представляющий величину сопротивления срезу при продавливании в виде предельной перерезывающей силы, обозначенной V_{calc} .

Модели сопротивления срезу при продавливании, принятые в нормативных документах

В работе были рассмотрены расчётные модели сопротивления срезу при продавливании, принятые в нормативных документах ТКП EN 1992-1-1-2009 [2], prEN 1992-1-1:2018 [3], *fib* MC 2010 [4], ACI 318R-02 [5].

База экспериментальных данных

Оценивание результатов расчёта было выполнено опираясь на экспериментальные данные доступной базы, включающей результаты испытаний образцов-плит с разными геометрическими, физико-механическими характеристиками и значениями предельных перерезывающих сил. В оценивании использовались взятые из доступных литературных источников данные 265 экспериментальных образцов, испытанных зарубежными и отечественными авторами.

Оценка достоверности расчетной модели

Качество расчётных моделей было проверено путём оценивания отношений экспериментальных и расчётных значений перерезывающих сил V_{calc} / V_{exp} : средним, максимальным, минимальным значениями и коэффициентом вариаций отношений. Об адекватности функциональной взаимосвязи между расчётными и экспериментальными перерезывающими силами также сделали вывод на основании величины коэффициентом корреляции r_{ik} , поправочного коэффициента b для среднего значения отношений V_{exp} / V_{calc} и коэффициента вариации V_{δ} вектора ошибок δ , рассчитанных в соответствии с положениями стандартной процедуры, изложенной в приложении Д к ТКП EN 1990 [6].

Наиболее точные значения сопротивлений срезу при продавливании были получены с применением нейронной сети, что отражено в таблице 2.

Таблица 2 – Сравнительные статистические параметры отношений расчетных и экспериментальных значений перерезывающих сил V_{calc} / V_{exp}

Результаты	Min	Среднее	Max	$C_v, \%$	b	$V_\delta, \%$	r_{ik}
Нейросеть	0.521	1.007	1.484	12,1	1.004	12,5	0.995
ТКП EN 1992-1-1-2009 [2]	0.334	0.575	0.802	16,9	1.647	17,7	0.984
prEN 1992-1-1:2002 [3]	0.471	0.882	1.658	21,2	1.3	20,8	0.967
<i>fib</i> MC 2010 [4]	0.607	1.186	1.971	23,1	0.842	23	0.964
ACI 318R-02 [5]	0.336	0.663	1.091	23,2	1.517	23,2	0.963

Min, среднее, *max* – соответственно минимальное, среднее и максимальное значения отношений V_{calc} / V_{exp} ; C_v – коэффициент вариации отношений V_{calc} / V_{exp} ; b – поправочный коэффициент для среднего значения отношений V_{calc} / V_{exp} ; V_δ – коэффициент вариации для вектора ошибок δ отношений V_{calc} / V_{exp} ; r_{ik} – коэффициент корреляции экспериментальных V_{exp} и расчётных V_{calc} перерезывающих сил.

Заключение. Предсказанные с применением нейронной сети значения сопротивлений срезу при продавливании для рассмотренных в данной работе моделей имеют наилучшую корреляцию с экспериментальными значениями сопротивлений.

Любые расчётные модели сопротивления срезу при продавливании, полученные посредством аппроксимации экспериментальных значений сопротивления методом подгона, нельзя считать в полной мере адекватными, так как они не базируются на общих законах механики и являются весьма спорными, требуют высокой точности в проведении экспериментальных исследований и идентификации их результатов. Возможность оценить влияние всех параметров, влияющих на сопротивление, в полном объеме должна быть максимальной, что нельзя считать выполнимым в полной мере в настоящее время.

Список цитированных источников.

1. Университет искусственного интеллекта: Что такое нейронные сети, что они могут, и как написать нейронную сеть на Python?: [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://neural-university.ru/neural-networks-basics>. – Дата доступа: 10.09.2022.
2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий = Праектаванне жалезабетонных канструкцый. Частка 1-1. Агульныя правілы і правілы для будынкау : ТКП EN 1992-1-1-2009. – Введ. 10.12.2009. – Минск : СЕН/ТС 250 «Еврокоды конструкций» : Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2009. – 207 с.
3. Design of concrete structures – Part 1-1: General rules, rules for buildings, bridges and civil engineering structures : prEN 1992-1-1:2018 Eurocode 2. – Final draft of April 2018 by the Project Team SC2.T1 working on Phase 1 of the CEN/TC 250 work programme under Mandate M/515. – 293 p.
4. Fib Model Code for Concrete Structures 2010. – Lausanne: International Federation for Structural Concrete (fib), Switzerland, 2013. – 432 p.
5. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary : ACI 318R-02.
6. Основы проектирования строительных конструкций = Асновы праектавання будаўнічых канструкцый : ТКП EN 1990-2011. – Введ. 15.11.2012. – Минск : СЕН/ТС 250 «Конструкционные Еврокоды» : Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2011. – 70 с.

ХАРАКТЕР РАЗРУШЕНИЯ КЕРАМЗИТОФИБРОБЕТОНА С ПОЛИПРОПИЛЕНОВОЙ ФИБРОЙ

Введение. Легкие бетоны сегодня находят все большее применение в строительной практике. В частности, это относится к керамзитобетону. Конструкционные керамзитобетоны могут быть получены путем использования в качестве крупного заполнителя керамзитового гравия или щебня при условии применения плотного песка в качестве мелкого заполнителя [1]. Наиболее распространенной на сегодняшний день является продукция ОАО «Завод керамзитового гравия г. Новолукомль». На основании опытных данных наиболее эффективным признано использование керамзитового гравия фракции 4–10 мм (в сравнении с фракцией 10–16 мм) [2].

Несомненным преимуществом керамзитобетона является его малый собственный вес и небольшая теплопроводность. Однако при этом основным недостатком является хрупкий характер разрушения, что подтверждается отсутствием ниспадающей ветви на диаграмме деформирования [2, 3].

Одним из методов устранения указанного недостатка является армирование керамзитобетона полипропиленовыми волокнами.

Материалы и методы. Опытные образцы-цилиндры (высота 300 мм, диаметр 150 мм) были изготовлены с использованием керамзитового гравия крупностью 4–10 мм, портландцемента марки М500, речного песка с $M_k = 2,13$ при величине водоцементного отношения 0,7. В керамзитофибробетонную смесь добавлялась полипропиленовая фибра из полипропилена C_3H_6 диаметром 50 мкм, длиной 12 мм (длина волокна соизмерима с размером наиболее крупных зерен заполнителя). Содержание фибры было принято 0,36 % по объему. Подробно технология приготовления керамзитофибробетонной смеси описана в [4].

Образцы были испытаны на гидравлическом прессовом оборудовании в аккредитованной лаборатории Белорусско-Российского университета по методике, описанной в ГОСТ 10180.

Результаты и обсуждение. В результате испытаний установлено, что при относительно небольшом (в пределах 15 %) увеличении прочности по сравнению с неармированным керамзитобетоном того же состава, керамзитофибробетонные цилиндры не были подвержены хрупкому разрушению (рисунок 1). На рисунке 1 видно, что керамзитобетонный образец полностью разрушен, цилиндр в результате развития магистральных трещин был разделен на части (это не единичное наблюдение), в то время как керамзитофибробетонный образец сохранил свою целостность при значительно более высоких величинах деформаций. Фибровые волокна останавливали раскрытие и развитие трещин, что обеспечило появление ярко выраженной ниспадающей ветви на диаграмме деформирования [2]. Разрыв фибровых волокон в пределах раскрытия трещины не был отмечен (рисунок 1). Отмечено, что полипропиленовые волокна встроены в цементный камень (рисунок 2) и заанкерены в нем за счет наличия зацепов на концах.



слева – неармированный керамзитобетонный цилиндр, в центре – керамзитоволокнобетонный цилиндр; справа – положение фибровых волокон в пределах раскрытия трещины
Рисунок 1 – Опытные цилиндры после испытаний осевой кратковременной нагрузкой до разрушения

Рисунок 2 – Срез керамзитоволокнобетона при рассмотрении через микроскоп

Таким образом, основным преимуществом дисперсного армирования керамзитобетона полипропиленовыми волокнами является торможение раскрытия и развития микро- и макротрещин, что обеспечивает значительное улучшение деформативных свойств.

Список цитированных источников.

1. Chandra, S., Lightweight aggregate concrete. Science, Technology and Applications / S. Chandra, L. Berntsson. – Norwich, New York, U.S.A.: Noyes Publications, William Andrew Publishing, 2002. – 407 p.
2. Maskalkova, Y. Compressive Cylinder Strength and Deformability of Expanded Clay Fiber-Reinforced Concrete with Polypropylene Fiber / Yulia G. Maskalkova, Valeryia A. Rzhevutskaya // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. – 2022. – Issue 18, No 2. – Pp. 31–42.
3. Li, J. J. Comparison of flexural property between high performance polypropylene fiber reinforced lightweight aggregate concrete and steel fiber reinforced lightweight aggregate concrete / J. J. Li, J. J. Niu, C. J. Wan, X. Liu, Z. Jin // Construction and Building Materials, 2017. – No 157. – Pp. 729–736.
4. Maskalkova, Yu. Compressive Strength of Expanded Clay Fiber-Reinforced Concrete / Yu. Maskalkova, V. Rzhevutskaya // AlfaBuild, 2021. – Iss. 19 (4). – Article No 1904.

Надольский В. В.

НАПРАВЛЕНИЯ СОВЕРШЕНСТВОВАНИЯ НОРМАТИВНЫХ ДОКУМЕНТОВ В ОБЛАСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Введение. Постоянные теоретические и экспериментальные исследования совершенствуют существующие и вносят новые подходы к проектированию строительных конструкций, в ряде случаев открывают возможности для применения новых эффективных и современных конструктивных решений. Все это

вызывает необходимость обновлять и актуализировать нормы проектирования с учетом потребностей и текущей ситуации реального сектора. В отечественной и мировой практике проектирования стальных конструкций можно выделить ряд актуальных направлений совершенствования нормативных документов, которые являются востребованными в теоретическом и практическом плане на сегодняшний день.

Анализ и обоснование перспективных направлений совершенствования нормативных документов в области стальных конструкций. Одно из первых направлений, на которое стоит обратить внимание, это развитие конкретных указаний по выполнению *структурного анализа* (статический, динамический анализ). Вычисление эффектов воздействий является одним из самых сложных и неосвещённых в нормативных документах. Сложность заключается в большом разнообразии конструктивных схем и сопряженным с этим субъективизме в создании расчетных схем и выборе метода анализа. В отдельных случаях создание расчётной схемы и ее анализ больше похоже на творческий процесс, чем на строго регламентированный. Снижение неопределенности и повышение надежности результатов структурного анализа возможно только за счет более подробных указаний в нормативных документах и за счет повышения квалификации инженеров посредством обучающих курсов, специализированной литературы.

Следующим важным направлением, которое приобретает всё большую практическую значимость является проектирование стальных конструкций *на основе экспериментальных данных*. Методы проектирования на основе расчета (формульные проверки) применимы только для конструкций, свойства материалов и геометрические параметры которых находятся в области, для которой накоплен достаточный опыт и доступны экспериментальные данные. В противоположных случаях более объективным и экономичным методом проектирования следует считать проектирование на основе экспериментальных данных [1].

Одно из передовых направлений, которое меняет общее представление об определении несущей способности строительных конструкций и открывает совершенно новый этап развития методов проектирования, является проектирование стальных конструкций *на основе численных моделей сопротивления* [2, 3]. В условиях современного быстрого совершенствования технологий всё шире и интенсивнее используют новые оригинальные конструктивные формы, для которых существующие расчетные модели не регламентированы, неприменимы, ограничены, консервативны или полностью отсутствуют. Для преодоления таких трудностей всё большее распространение получают численные методы расчета с помощью компьютерных программ. Многие расчеты сложных конструктивных решений выполняют только с использованием численных методов, однако, их реализация вызывает большие дискуссии из-за отсутствия единых подходов к разработке, интерпретации численных моделей и обеспечению надежности строительных конструкций, спроектированных с использованием данного метода.

Также немаловажным направлением является оценка технического состояния *существующих конструкций*, оценка соответствия этих конструкций современным требованиям и дальнейшее прогнозирование проектного срока экс-

плуатации. В этом направлении неохваченными вопросами остаются определение целевых индексов надежности и частных коэффициентов с учетом срока эксплуатации и планируемого дальнейшего срока эксплуатации. Оценка технического состояния существующих зданий часто указывает на недостаточную надежность и необходимость их усиления или замены. Эта ситуация может быть решена путем применения передовых методов оценки надежности, которые смягчают консерватизм упрощенных методов, используемых в инженерной практике.

Заключение. Решение перечисленных приоритетных направлений и регламентация технических указаний в нормативных документах позволит улучшить качество проектных работ, снизить субъективизм принятия проектных решений, тем самым повысив надежность решений, в ряде случаев без снижения надежности получить более экономичные и современные конструктивные решения. В качестве сопутствующих задач при разработке строительных норм и строительных правил необходимо обеспечить единообразие терминов и определений, за основополагающий документ необходимо принять СН 2.01.01 «Основы проектирования строительных конструкций», устанавливающие требования к обеспечению надежности строительных конструкций.

Список цитированных источников

1. Мартынов, Ю. С. Стеновые панели на основе кассетных профилей. Часть 1. Теоретические исследования/ Ю.С. Мартынов, В. В. Надольский Веревка Ф. А. // Строительство и реконструкция. – 2019. – №4 (84) – С.26–37.

2. Надольский, В. В. Оценка несущей способности стальной балки методом конечных элементов при совместном действии локальных и сдвиговых усилий / В. В. Надольский, В. И. Подымако // Строительство и реконструкция. – 2022. – № 2 (100) – С. 26–43.

3. Надольский, В. В. Оценка несущей способности балок с гофрированной стенкой методом конечных элементов при действии локальной нагрузки /В. В. Надольский, А. И. Вихляев // Вестник МГСУ. – 2022. – Т. 17. – Вып. 6. – С. 693–706.

Никитин В. И., Бацкель-Бжозовска Б., Никитин С. К.

УЧЕТ ОСОБЕННОСТЕЙ ПОРИСТОЙ СТРУКТУРЫ ПРИ РАСЧЕТЕ ТЕПЛОПРОВОДНОСТИ ВЛАЖНЫХ ГАЗОСИЛИКАТНЫХ МАТЕРИАЛОВ

Газосиликатные материалы широко используются при возведении наружных стен зданий и сооружений и в сухом состоянии имеют сравнительно низкий коэффициент теплопроводности. Однако в процессе эксплуатации зданий влагосодержание этих материалов существенно повышается. Это приводит к повышению теплопроводности материала и снижению теплоизолирующих свойств ограждения.

Результаты измерений пористой структуры образцов газосиликата [1–2] показали, что в дифференциальном распределении пор по размерам, независимо от плотности образцов, присутствовало два максимума. Один соответствовал мелким капиллярным порам, а другой — крупным порам газообразования. По данным наших опытов значения водопоглощения газосиликата плотностью 447–614 кг/м³ не превышали половины их пористости. Представляется, что в

таких случаях определение эффективной теплопроводности газосиликатных материалов нужно выполнять в два этапа. Вначале следует рассматривать неоднородную трехкомпонентную систему, состоящую из твердого скелета (1), в мелкопористой части которого находится газ (2) и жидкая влага (3). Затем учитывать бинарную систему, первой компонентой которой является упомянутая трехкомпонентная система, а второй – изолированные включения газа в крупных порах. К настоящему времени нам неизвестен такой подход к расчету эффективной теплопроводности газосиликатных материалов.

Для определения теплопроводности неоднородной трехкомпонентной системы были использованы зависимости, построенные нами с помощью методов теории обобщенной проводимости в сочетании с геометрическим моделированием структуры путем перехода к элементарной ячейке [3].

При построении геометрической модели трехкомпонентной системы нужно знать объемные концентрации ее компонент m_i . Объем образца газосиликатного материала V складывается из объема твердого скелета V_s , объема мелких V_{sp} и крупных V_{bp} пор. Объем рассматриваемой в данном случае трехкомпонентной системы V' равен сумме $V_s + V_{sp}$. Объем твердого скелета V_s определялся с помощью пикнометрии, а объем мелких пор V_{sp} приравнивался объему жидкой влаги, впитанной образцом материала при его погружении в воду V_{sat} . В процессе эксплуатации объем мелких пор $V_{sp} = V_{sat}$ заполняется жидкой влагой объема $V_w \leq V_{sat}$. В результате получим следующие значения интересующих нас объемных концентраций компонент: твердой $m_1 = V_s/V'$, жидкой $m_3 = V_w/V' = \psi_w(\psi_w - \text{влагосодержание трехкомпонентной системы})$ и газовой $m_2 = (V_{sp} - V_w)/V'$. В зависимости от объема V_w , жидкость может быть распределена в поре в виде изолированных или непрерывных включений, что и учитывалось при построении геометрических моделей, и соответствующих зависимостей для расчета их теплопроводностей, описание которых приведено в работе [3].

Для выполнения расчетов по этим зависимостям наряду с объемными концентрациями компонент m_i , необходимо знать их теплопроводности λ_i , определение которых подробно описано в работе [3].

Для выяснения способности предлагаемого метода расчета теплопроводности газосиликатных материалов, имеющих двуимодальное распределение пор по размерам, был выполнен эксперимент с использованием промышленных образцов газосиликата различной плотности и одинакового объема V (24x24x5 см). Рассмотрено четыре серии образцов, каждая из которых состояла из трех образцов примерно одинаковой плотности. Теплопроводность сухих λ_{dry} и влажных λ_h образцов измерялась стационарным методом при температуре 20°C

Установлено, что результаты расчета теплопроводности по предлагаемому методу λ достаточно точно предсказывают опытные значения λ_h . Среднее отклонение расчетных значений от опытных составило -0.71%. В то время как существующий метод расчета, который не учитывает двуимодального распределения пор по размерам, дал среднее отклонение -26%.

Список цитированных источников.

1. Gawin D. Modelowanie sprzężonych zjawisk ciepło-wilgotnościowych w materiałach i elementach budowlanych. / D. Gawin // Rozprawy Naukowe. – Łódź, 2000. – z. 279. – 303 s.
2. Низовцев, М. И. Расчетно-экспериментальные исследования энергоэффективных элементов ограждающих конструкций и климатического оборудования зданий: (автореферат диссертации на соискание ученой степени доктора техн. наук) / М. И. Низовцев // Тюмень, 2009. – 39с.
3. Никитин, В. И. Зависимости для расчета теплопроводности влажных капиллярно-пористых стеновых материалов / В. И. Никитин, С. К. Никитин // Вестник Брестского государственного технического университета. – 2022. – № 2: Строительство – С. 32–40.

Павлова И. П.

ПОЛИАРМИРОВАННЫЙ ФИБРОБЕТОН НА НАПРЯГАЮЩЕМ ЦЕМЕНТЕ

Базируясь на постулатах *полиструктурной теории*, бетонный композит можно представить в виде сложноорганизованной структуры типа «композит в композите». Иерархия структуры композита рассматривается от макро- до микроуровня через призму протекающих процессов структурообразования, с учетом индивидуальных характеристик каждого компонента, а также иных взаимодействий элементов и структур [1–3].

Одним из способов модифицирования бетона является дисперсное армирование. Такое армирование позволяет решать различного рода задачи, такие как снижение расхода арматуры в конструкциях, повышение прочности бетона на растяжение, увеличение времени сопротивления трещинообразованию, ударной вязкости и других физико-механических характеристик композита. Широкое применение при производстве фибробетонов нашли стальная, полипропиленовая, базальтовая, стеклянная фибры. Выбор типа армирующих волокон определяется свойствами, которые планируется улучшить. Так, принято разделять волокна на два типа: низко модульные (полиэтиленовые, полипропиленовые) с большим относительным удлинением при разрыве и высоко модульные (стальные, стеклянные). Использование первых позволяет увеличить ударную вязкость бетона, вторых – повысить прочность бетона на растяжение и жесткость [4]. В целом эффект от применения дисперсного армирования зависит не только от типа фиброволокон, но и от их ориентации и анкеровки в объеме бетона, а также химической устойчивости к продуктам гидратации цементных вяжущих [4].

Наряду с моноармированием, известен метод полиармирования. Его сущность заключается в применении нескольких видов фибры, будь то разные материалы, размеры и т. п. В данном случае следует рассматривать способ полиармирования как многоуровневое – поэтапное армирование основных уровней бетона – субмикро-, микро-, мезо- и макроуровня [5].

Важнейшим преимуществом *многоуровневого армирования* является его способность создавать противостояние росту и развитию дефектов, начиная от субмикро- до макротрещин [6]. В отличие от моноармирования, синергетический эффект от усиления каждого уровня способен значительно повысить вяз-

кость разрушения бетона и его трещиностойкость и, в то же время, прочность на сжатие и растяжение при изгибе [4,6].

Модифицированные дисперсным армированием бетоны во многом превосходят традиционные бетоны. Несмотря на это, внедрение дополнительного материала в бетон влечет за собой определённые трудности. Помимо сложностей, возникающих на стадии изготовления дисперсно-армированного бетона (неравномерное распределение волокон в объеме, комкование с образованием «ежей» и др.), существенной проблемой фибробетона является сцепление бетона с армирующими волокнами. Большинство фибр обладает низкой адгезионной способностью, и как следствие, разуплотняет и без того неоднородную структуру бетона (эффект «карандаша в стакане»), создавая дополнительные концентраторы напряжений. Несмотря на предусматриваемые анкерные загибы, периодичность профиля или другие мероприятия, зачастую на стадии, следующей за образованием магистральной трещины в бетоне, высокомодульные волокна проскальзывают и происходит выдергивание из тела бетонной матрицы. То есть потенциал армирования не реализован в полной мере и итоговые значения прочностных и деформационных характеристик не удовлетворяют ожидаемым.

Ввиду особенности напрягающего бетона, в ходе свободного расширения создавать *самонапряжение* в ограничивающих его элементах, вопрос дисперсного армирования такого бетона раскрывается с новой стороны. Впервые предложено совместить идею многоуровневого армирования с концепцией фибры – как объемного ограничителя в напрягающем бетоне (см. рисунок 1). Такой подход одновременно действует в нескольких направлениях: расширяясь, напрягающий бетон при оптимальной концентрации фибры создает обжатие волокон, предотвращая эффект «карандаша в стакане»; в то же время, фибра, создавая пространственный каркас, способна сдерживать напряжения расширяющейся системы; при этом повышаются прочностные характеристики матрицы, что при разрушении дает возможность в большей степени реализоваться волокнам.

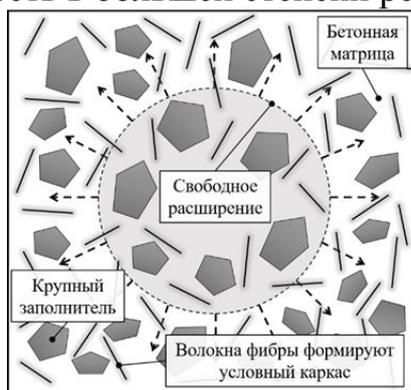


Рисунок 1 – Схема фрагмента напрягающего бетона с дисперсным армированием

Список цитированных источников

1. Соломатов, В. И. Полиструктурная теория композиционных строительных материалов / В. И. Соломатов, В. Н. Выровой, В. П. Селяев. – Ташкент : Издательство "Фан" АН Республики Узбекистан, 1991. – 345 с.
2. Чернышов, Е. М. Неоднородность структуры и сопротивление разрушению конгломератных строительных композитов: вопросы материаловедческого обобщения и развития тео-

рии : Монография / Е. М. Чернышов, Е. И. Дьяченко, А. И. Макеев ; под общей редакцией Е. М. Чернышова. – Воронеж : Воронежский государственный архитектурно-строительный университет, 2012. – 98 с.

3. Выровой, В. Н. Моделирование и оптимизация процессов структурообразования композиционных материалов / В. Н. Выровой, А. Б. Абдыкалыков. – Киев : Об-во "Знание" УССР, 1985. – 16 с.

4. Рабинович, Ф. Н. Дисперсно армированные бетоны– М. : Стройиздат.– 1989. –174 с.

5. Рабинович, Ф. Н. Об уровнях дисперсности армирования бетонов / Ф. Н. Рабинович // Известия вузов. Строительство и архитектура. – 1981.– № 11. – С. 30–36.

6. Панченко, Л. А. Многоуровневое армирование конгломератов / Л. А. Панченко, А. Г. Юрьев // Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В. Г. Шухова. – 2017. – № 1. – С. 57–59.

Панасюк В. В.

АНАЛИЗ ТИПОВ СОЕДИНЕНИЯ АРМАТУРНЫХ ИЗДЕЛИЙ СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЯХ

Введение. Анализ данных стоимости энергоносителей за последние годы показывает их динамичный рост, что отражается на себестоимости выпускаемой продукции. Внедрение энергосберегающих технологий при изготовлении железобетонных изделий связаны с расчетом сварных стыковых соединений.

Проанализировав процентное соотношение типов соединений арматуры заводов по производству железобетона, расположенных на территории Республики Беларусь, следует, что большинство арматурных соединений производятся при помощи сварки, что подтверждает актуальность вопроса выбранной темы.

Материалы и методы.

Для проведения испытаний опытных образцов при изучении влияния типов соединения продольной и поперечной арматуры на параметры прочности, жесткости и трещиностойкости изгибаемых железобетонных элементов (в каркасах с нормированной прочностью) были запроектированы и изготовлены железобетонные балки прямоугольного сечения с размерами сечения 140×300 мм, длиной 1750 мм.

Результаты и обсуждение. Расход электроэнергии при производстве железобетонных конструкций зависит от нескольких параметров, которые нормируются при контактно точечной сварке: силе тока, времени сварки, силе давления на стержни, качества электрода.

Каждый из типов соединения арматуры находит свое применение в зависимости от специфики объекта (поставленной задачи), проектного решения, требований к соединению, а также от иных факторов, имеет свои достоинства и недостатки.

Типы соединений арматурных стержней подразделяются на две группы:

– Сварные соединения с нормированной прочностью (сварное соединение, воспринимающее и передающее проектную нагрузку стержням арматуры или стержням арматуры и стальному прокату). К примеру, сетки с типами соединений К1 и К2 [1].

– Сварные соединения с ненормированной прочностью (сварное соединение, прочность которого не учитывают при проектировании армированных бетонных конструкций и изделий). К примеру, соединения в плоских и рулонных сетках с рабочей арматурой из арматурной стали периодического профиля, независимо от ее класса и диаметра; соединения в местах пересечения продольной арматуры пространственных каркасов с поперечной арматурой в виде непрерывной спирали или замкнутых хомутов; соединения в местах пересечения продольных или поперечных стержней плоских каркасов и в местах пересечения стержней сеток со стержнями, объединяющими их в пространственные каркасы, если последние применяют для армирования изгибаемых железобетонных элементов, не работающих на кручение [2].

Как показывает практика изготовления арматурных изделий основной проблемой сварки стыков продольной и поперечной арматуры, при необходимости получения равнопрочного соединения, выступает коррозия. В случае поставок арматуры бунтах вопрос очистки от продуктов коррозии снимается протяжкой через правильно-отрезные станки, практически полностью очищающие её. Сложнее обстоят дела с арматурой, поставляемой в стержнях, при помощи железнодорожного и автомобильного транспортов. В период транспортировки от места изготовления до места конечного использования стержневая арматура, как правило, подвергается атмосферным осадками и взаимодействует с влажным воздухом, в следствии чего происходит ее коррозия, удаление продуктов которой осуществляется механическим (металлические ручные щетки, насадки на шлиф машинки, дрели и иное) или химическим способами (использование кислот, преобразователей ржавчины). Применение того или иного способа удаления продуктов коррозии индивидуально для каждого производителя работ. Проведя ряд испытаний по проверке прочности сварных крестообразных соединений, полученных контактно-точечной сваркой, следует вывод, что коррозионное повреждение арматуры оказывает значительное влияние на прочность крестообразных соединений (снижение прочности до 46 %).

Согласно паспортам на поставляемую арматуру химический состав отличается на каждую поставляемую партию, а доля содержания углерода для арматуры класса S500 достигает 0,24 %. Это и послужило причиной включения в программу испытаний ряд партии и плавки с различным содержанием углерода. В ходе испытаний было установлено, что для получения равнопрочного соединения необходима регулировка параметров (режимов) контактно-точечной сварки, т.к. различные партии и плавки давали различные прочностные сварных стыков, значения которых отличались до 36 %.

Заключение. Каждый из типов соединения арматуры находит свое применение в зависимости от специфики объекта (поставленной задачи), проектного решения, требований к соединению, а также от иных факторов. На заводах сборных железобетонных изделий Республики Беларусь при производстве арматурных изделий в крупносерийном и массовом производстве применяется в целом до 70 % контактно-точечной сварки и до 30 % ручной дуговой. Отсутствие отказа от сварки требует особого контроля за состоянием поверхности арматурных стержней (отсутствие коррозии). Для получения равнопрочных соединений арматурных образцов необходима корректировка режимов станков

контактно-точечной сварки для каждой поступившей партии арматуры, а регулируя параметры станков контактно-точечной сварки, возможно достичь снижения электроэнергии до 30 %.

Список цитированных источников

1. Сварка. Сварка арматурной стали. Часть 1. Сварные соединения с нормированной прочностью: СТБ ISO 17660-1-2013. – Введ. 01.03.2014. – Минск: Госстандарт, 2013. – 37 с.
2. Сварка. Сварка арматурной стали. Часть 2. Сварные соединения с ненормированной прочностью: СТБ ISO 17660-1-2013. – Введ. 01.03.2014. – Минск: Госстандарт, 2013. – 17 с.

Пикула А. И.

МЕТОДИКА ИССЛЕДОВАНИЯ ПОЛЗУЧЕСТИ БЕТОНОВ НА НАПРЯГАЮЩЕМ ЦЕМЕНТЕ В РАННЕМ ВОЗРАСТЕ

Введение. В настоящее время в практике различных видов строительства (в том числе высотного) начинают находить всё более широкое применение самонапряжённые бетоны, а также бетоны с компенсированной усадкой на напрягающем цементе. Сегодня в мире бетонные расширяющиеся композитные системы являются приоритетным направлением изучения, так как предполагаемый потенциал их обоснованного (изученного) применения может дать значимый экономический и экологический эффект в масштабах всей планеты. Данное направление совпадает с основной концепцией экологического менеджмента бетона и бетонных конструкций [1], но требует значительных научных исследований и квалифицированного подхода.

Цель работы. Разработка методики корректного определения и правильного учёта деформаций усадки и ползучести расширяющихся бетонов в любом возрасте является актуальным, но, в силу ряда причин, открытым и малоизученным вопросом. Особенно важным вопросом является ползучесть расширяющихся бетонов в раннем возрасте (до 28 суток), методическому обеспечению контроля которой и уделено внимание в данном докладе.

Материалы и методы. Расширяющиеся бетоны (особенно при наличии внешних ограничений) подвергаются нагружению и включаются в работу с первых суток своего твердения. Поэтому для определения ползучести расширяющихся бетонов возможен достаточно простой и менее затратный вариант за счёт самоупругивания бетона при расширении через внешние регулируемые ограничивающие связи планируемой при эксплуатации жёсткости. Для этого предлагается контроль деформирования бетона осуществлять в условиях известного самоупругивания образца через приложенное внешнее ограничение в виде тяжа(ей). Характеристики внешнего ограничения необходимо назначать с учётом будущих условий эксплуатации данного бетона. При этом на образцах без ограничения будут определяться деформации свободного расширения и усадки, а на образцах с внешним ограничением – деформации связанного расширения и ползучести. Параллельно с этим за счёт определения модуля упругости бетона становится возможным выделение упругих и затем пластических деформаций бетона, что является основополагающим для проектирования же-

лезобетонных конструкций. В связи с тем, что ползучесть бетонов в раннем возрасте характеризуется небольшими уровнями нагружения бетона и, соответственно, небольшими приращениями деформаций, аппаратное обеспечение процессов контроля развития деформирования должно обеспечивать прецизионный (микронный) контроль точности перемещений. Для обеспечения данного обстоятельства был проанализирован ряд датчиков перемещений и с точки зрения доступности, точности и стабильности показаний, а также энергопотребления, были выбраны ёмкостные датчики перемещений SYNS2-QK-V66 с индикаторами. Данные датчики были модифицированы аппаратным и программным путем для повышения температурной и механической стабильности показаний в пределах ± 1 мкм и разработан логгер данных [2].

Алгоритм проведения испытаний приведен на рисунке 1.

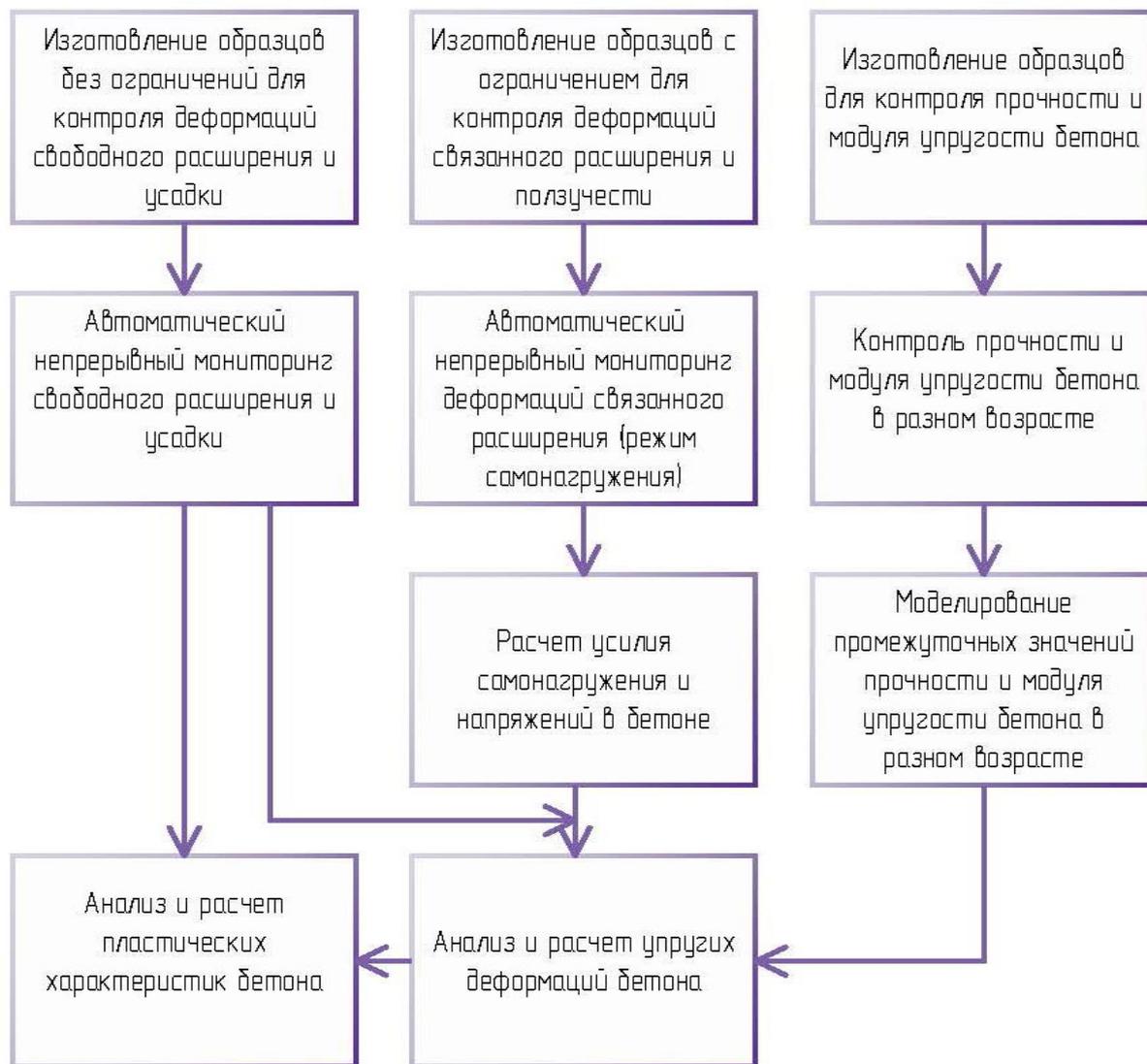


Рисунок 1 – Блок-схема контроля ползучести расширяющихся бетонов в раннем возрасте.

Результаты. Наиболее перспективной для анализа получаемых таким образом данных является модель MSDM [3], получаемые с помощью которой предварительные данные о значениях ползучести хорошо соотносятся с теоретическими предположениями.

Список цитированных источников

1. ISO 13315-1:2012 Environmental management for concrete and concrete structures -- Part 1: General principles.
2. Сайт кафедры ТБиСМ УО БрГТУ [Электронный ресурс]. – Брест, 2022. – Режим доступа : http://tbsm.bstu.by/?page_id=320 – Дата доступа: 31.08.2022г.
3. Early age strain and self-stressed of expansive concrete members under uniaxial restraint conditions / V.Semianiuk [et.al]. Construction and buildings materials. – 2017. Vol.131. – 131. – P. 39–49.

Пикула А. И.

ОЦЕНКА ТЕРМОНАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ БЕТОННОГО МАССИВА ПРИ ТВЕРДЕНИИ

Введение. В настоящее время при строительстве массивных бетонных конструкций мало внимания уделяется вопросам контроля и регулирования температурного режима бетонной смеси и твердеющего бетона в строительный период. При этом, в ряде случаев, используются высокоактивные цементы которые выделяют значительное количество тепла в более короткий период времени. При этом возникают неравномерные температурные поля и значительные градиенты температур даже не в массивных конструкциях, которые порождают растягивающие термонапряжения, – сначала на поверхности плиты, а затем в ее центральных зонах, являясь основной причиной образования температурных трещин [1].

Исследование термонапряженного состояния и трещиностойкости бетонных массивов в строительный период ранее являлось сложным и трудновыполнимым процессом. В настоящее время, в связи с разработкой соответствующего аппаратного обеспечения, не является таковым, и в ряде случаев принятие решений (например, о возможности снятия опалубки) может быть автоматизировано.

Цель работы. Целью настоящей работы является создание универсальной расчетной системы и соответствующего ей аппаратного обеспечения для исследования, обработки и прогнозирования трещиностойкости бетона в различных условиях твердения.

Материалы и методы. Исследование подобранного состава бетона и расчетное прогнозирование термонапряженного состояния и трещиностойкости бетона для конкретной конструкции необходимо выполнять в 3 взаимосвязанных этапа:

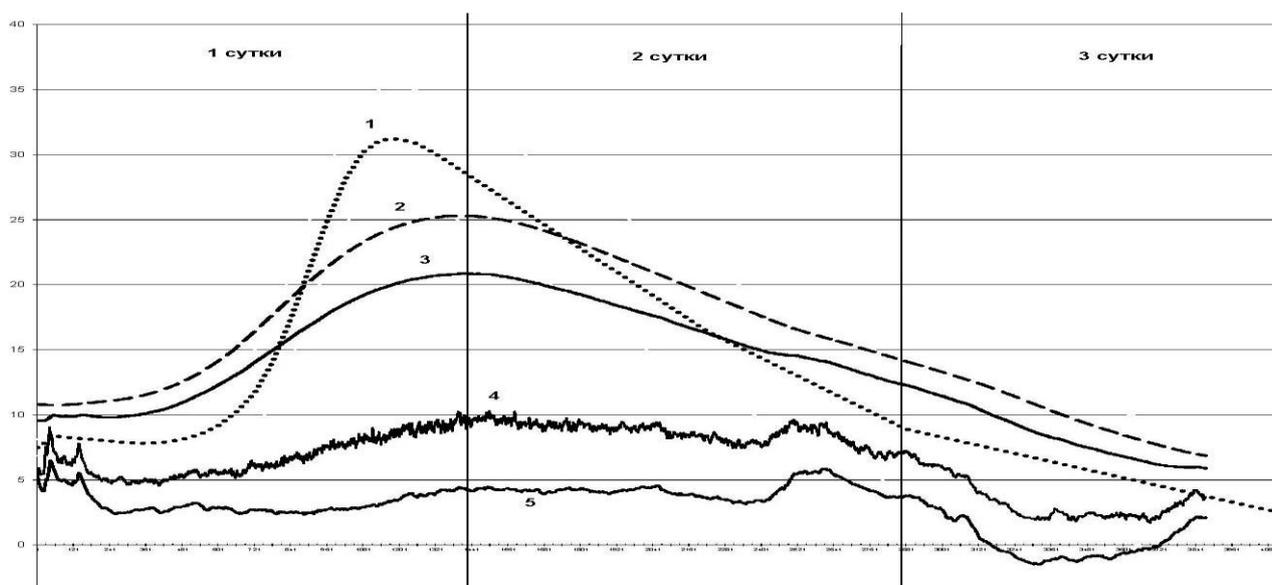
1. Экспериментальные исследования термодинамических характеристик цементной композиции и бетонной смеси в разработанной экспериментальной установке [2]. Данный этап также используется для корректировки расхода и выбора вида составляющих.

2. Моделирование термодинамического состояния реальной конструкции при планируемых внешних условиях твердения с прогнозированием трещиностойкости бетона от градиентов температур. На данном этапе определяется разность тепла, выделенного в результате гидратационных процессов (а также привнесенного извне в случае применения нагревателя) и тепла, ушедшего в

окружающее пространство и на нагрев арматуры, опалубки, компонентов бетона, что определяет текущую температуру твердеющего бетонного массива. В свою очередь, новое значение температуры (больше или меньше предыдущей) вызывает и соответствующее изменение скорости гидратации, тепловыделения и т. д. Таким образом, разбив весь временной процесс твердения на достаточно малые отрезки, равные, например, 1 часу, можно постоянно отслеживать изменение температуры бетонного массива, прочности бетона, отражая кинетику твердения в виде графиков. В этом случае достигается существенно большая точность вычислений, поскольку устраняется усреднение внешней температуры за определенный период времени – ее изменение непрерывно учитывается. В модель вводится долгосрочный прогноз погоды.

3. Мониторинг реального распределения температур в бетонируемой конструкции с целью уточнения расчетной модели при повторяемости условий бетонирования. Так же, особенно в холодный период, мониторинг позволяет точно определить момент безопасного снятия опалубки для предотвращения теплового удара.

Модельные и реальные температурные кривые для выбранных условий твердения б. с. в одной из реальных конструкции приведены на рисунке 1.



1- смоделированная температура внутри массива бетона, 2- измеренная температура внутри массива, 3- измеренная температура в поверхностном слое, 4 – реальная температура опалубки, 5 – температура окружающего воздуха
Рисунок 1 – Результаты моделирования и измерения температуры

Результаты. На основании полученных данных было проведено моделирование термодинамического состояния реальной конструкции при различных внешних условиях твердения с прогнозированием трещиностойкости бетона от градиентов температур. Полученные расчетные зависимости были проверены экспериментально при бетонировании, что показало хорошую сходимость теоретических и практических результатов и возможность применения разработанного программно-аппаратного комплекса для повышения качества массивных монолитных конструкций.

Список цитированных источников

1. Александровский, С. В. Расчёт бетонных и железобетонных конструкций на изменения температуры и влажности с учётом ползучести / С. В. Александровский. – М.: Стройиздат, 1973. – 444 с.
2. Сайт кафедры ТБиСМ УО БрГТУ [Электронный ресурс]. – Брест, 2022. – Режим доступа : http://tbsm.bstu.by/?page_id=284. – Дата доступа: 22.08.2022.

Рак Н. А.

АНАЛИЗ ЭФФЕКТИВНОСТИ ПОВЫШЕНИЯ ПРОЧНОСТИ БЕТОНА ВО ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТАХ, НАГРУЖЕННЫХ СО СЛУЧАЙНЫМ ЭКСЦЕНТРИСИТЕТОМ

Введение. Наиболее нагруженные колонны нижних этажей многоэтажных зданий из монолитного железобетона по результатам статического расчета имеют эксцентриситет приложения продольной силы меньше случайного, обусловленного случайными причинами, которые не могут быть оценены расчетом. К таким причинам относятся неоднородность свойств бетона по сечению, начальное искривление сжатого элемента, отклонение его от вертикали, неучтенные горизонтальные силы [1].

Согласно действующим в Республике Беларусь правилам проектирования железобетонных конструкций [2] при расчете сечений сжатых элементов следует принимать минимальный эксцентриситет равным $e_0 = h/30$, но не менее 20 мм, при этом h является высотой сечения.

Согласно [2] для колонн нижних этажей многоэтажных зданий назначают бетон класса по прочности на сжатие не ниже С20/25. В результате применения для таких колонн бетона класса С20/25 при расчете площади продольного армирования получаются большие проценты армирования, что требует применять стержни больших диаметров. Это приводит к значительному увеличению длины нахлеста в местах стыкования стержней, что еще более увеличивает расход арматуры.

В данной работе поставлена задача оценить эффективность повышения прочности бетона выше минимально назначаемой, согласно [2], во внецентренно сжатых железобетонных элементах, нагруженных со случайным эксцентриситетом.

Методы исследований. В качестве базового варианта принята средняя колонна многоэтажного здания сечением 400х400 мм, изготовленная из бетона нормального веса (класс прочности С20/25), с полной площадью продольного армирования около 5000 мм², что составляет около 3 % от площади поперечного сечения колонны. Рассмотрены три варианта армирования стержнями класса S500 (8Ø28, 10Ø25 и 16Ø20).

При расчете железобетонных элементов со случайным эксцентриситетом нейтральная ось располагается за пределами сечения, т. е. бетон всего сечения сжат, а напряжения в менее сжатой арматуре не достигают расчетной прочности арматуры, что соответствует области деформирования 4 [2].

Расчет таких элементов с использованием деформационной модели расчета является сложной задачей и заключается в нахождении такого положения нейтральной оси сечения, при котором выполняется условие равновесия внешних и внутренних продольных сил. Решение этой задачи, при использовании линейно параболической диаграммы деформирования бетона для случая сосредоточенного расположения продольной арматуры у наиболее сжатой и менее сжатой грани сечения, приведено в методических указаниях [3].

По этой методике были вычислены значения несущей способности базового варианта (при трех вариантах армирования). При этом расчеты выполнялись без учета влияния эффектов второго рода. Затем, повышая класс бетона по прочности на сжатие на одну ступень, находили площадь арматуры, при которой обеспечивалась бы несущая способность, равная несущей способности базового варианта.

Анализ полученных результатов заключался в определении процента снижения площади продольной арматуры при повышении класса прочности бетона на сжатие и уменьшения длины нахлеста в местах стыкования стержней.

Дополнительно был выполнен анализ необходимости учета влияния эффектов второго рода с увеличением прочности бетона и сопутствующим этому уменьшению площади продольной арматуры. Анализ проводился при значении практически постоянной части продольной силы к полной, равном 0,75 и влажности 65 %.

Результаты и обсуждение. Анализ показал, что с повышением прочности бетона на один класс площадь арматуры снижается примерно на 25 % от начального значения (при бетоне класса С20/25), что позволяет в большинстве случаев перейти на меньший диаметр стержней, что свою очередь дополнительно уменьшает длину нахлеста стержней в месте стыкования.

Анализ показал, что предельная гибкость, при превышении которой следует учитывать влияние эффектов второго рода, с увеличением класса бетона сначала увеличивается с 29 до 32, а затем начинает снижаться до 31.

Заключение. Значительное снижение расхода стали на продольное армирование колонн в зданиях из монолитного железобетона может быть достигнуто увеличением прочности бетона, т. е. применением бетона класса по прочности на сжатие более С20/25. Повышение класса бетона на одну ступень позволяет уменьшить требуемую площадь арматуры на 25 %, что при сохранении количества стержней позволяет уменьшить их диаметр на одну ступень. С уменьшением диаметра дополнительная экономия может быть получена за счет уменьшения длины нахлеста в местах стыкования стержней.

Список цитированных источников

1. Расчет железобетонных конструкций по прочности, трещиностойкости и деформациям / А. С. Залесов [и др.]. – М.: Стройиздат, 1988. – 320 с.
2. СП 5.03.01-2020 Железобетонные конструкции. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий: ТКП EN 1992-1-1-2009* (02250). Еврокод 2 / М-во архитектуры и строительства Республики Беларусь. – 2015. – 205 с.
3. Проектирование монолитных железобетонных конструкций многоэтажного здания: учебно-методическое пособие для выполнения курсового проекта по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции» для студентов специальности 1-70 02 01 «Промышлен-

ное и гражданское строительство» / Т. М. Пецольд [и др.]; Белорусский национальный технический университет, Кафедра «Железобетонные и каменные конструкции». – Минск : БНТУ, 2017. – 149, [1] с.: ил., табл.

Романовский С. А., Бакатович А. А.

ТЕПЛО- И ГИДРОФИЗИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ТЕПЛОВОЙ ИЗОЛЯЦИИ НА ОСНОВЕ РАСТИТЕЛЬНЫХ И МИНЕРАЛЬНЫХ ВОЛОКОН

Введение. В настоящее время в Полоцком государственном университете имени Евфросинии Полоцкой проводятся комплексные исследования по разработке утеплителей на основе льняных очесов и модифицированного жидкого стекла [1]. Для сравнения определяются физические характеристики теплоизоляционных материалов из льняных и минеральных волокон.

Целью проведенных исследований являлось определение тепло- и гидрофизических свойств теплоизоляционных плит, соержащих льняные очесы или волокна, и утеплителей из базальтовых или стеклянных волокон, а также проверка эффективной работы экспериментальных материалов в качестве тепловой изоляции при температурно-влажностных режимах, максимально соответствующих условиям эксплуатации.

Материалы и методы. Для изготовления утеплителей в качестве структурообразующих материалов использовали очесы и волокна льна, полученные на льнозаводах Республики Беларусь. В виде вяжущего применяли жидкое стекло с добавками из извести и гипса. Образцы на основе базальтовых и стеклянных волокон вырезали из тепловой изоляции «Белтеп» и «Isover».

Значения сорбционной влажности экспериментальных утеплителей определяли согласно СТБ EN 12088, показатели паропроницаемости – в соответствии с СТБ EN 12086.

Теплофизические свойства теплоизоляционных плит в климатической камере исследовали, применяя информационно-измерительный комплекс «РТП-1-32Т». Образцы материалов размером 300×200×100 мм помещали между теплым и холодным отделением климатической камеры. Во время проведения испытаний в холодном отделении климатической камеры температуру варьировали от 0°С до –25°С с шагом 5 °С. Плиты выдерживали при каждом значении температуры в течение 5 суток. Изменение температур в утеплителях начинали фиксировать при 0 °С в холодном отделении камеры. Для определения температур в толще материала каждый образец условно разделяли на 4 участка толщиной по 25 мм и на границах данных участков устанавливали датчики термопар. После окончания проведения испытаний в климатической камере распределение влажности по толщине экспериментальных утеплителей определяли по величине изменения массы образцов размером 50×50×25 мм до и после высушивания согласно ГОСТ 17177.

Результаты и обсуждения. На основании полученных данных исследования сорбционной влажности установлено, что при относительной влажности воздуха 60% сорбционная влажность материалов, содержащих очесы льна со-

ставляет 15,6%, что практически идентично с показателем утеплителей из льняных волокон и превышает в 1,6–1,7 раза значения образцов на основе минеральных волокон. Дальнейший прирост влажности воздуха до 97% вызывает увеличение величины сорбционной влажности материалов из очесов до 43,5%, что выше показателя образцов, содержащих волокна льна на 16% и значений утеплителей «Белтеп» и «Isover» в 1,7–1,8 раза.

По результатам исследования паропроницаемости выявлена зависимость влияния плотности исследуемых волокнистых теплоизоляционных плит на коэффициент паропроницаемости. При средней плотности 40–120 кг/м³ паропроницаемость материалов из очесов льна равна 0,34–0,41 мг/(м·ч·Па), что практически совпадает с показателем плит, содержащих льняные волокна и ниже значений утеплителей на основе минеральных волокон в 1,3–1,5 раза.

На основании полученных данных после испытаний исследуемых плит в климатической камере установлено, что термическое сопротивление теплопередаче образцов из очесов льна при температуре воздуха -25°C в холодном отделении камеры равно 2,13 (м²·°C)/Вт, что превышает величину экспериментальных материалов, содержащих льняные и минеральные волокна, на 13–22%. Относительно показателей при температуре 0°C в холодном отделении климатической камеры прирост термического сопротивления всех экспериментальных утеплителей при достижении максимальной отрицательной температуры -25°C составляет 36–40%.

Коэффициент теплопроводности плиты из очесов льна при температуре воздуха 0°C в холодном отделении климатической камеры равен 0,066 Вт/(м·°C), что ниже значений утеплителей, содержащих льняные, базальтовые или стеклянные волокна на 11–18%. Показатели теплопроводности образцов при температуре воздуха -25°C понизились на 27–29% по сравнению со значениями при температуре 0°C. При температуре -25°C коэффициент теплопроводности материала на основе очесов составляет 0,047 Вт/(м·°C), что на 11–18% ниже показателя теплоизоляционной плиты из волокон льна, а также значений утеплителей «Белтеп» и «Isover», равные 0,053–0,057 Вт/(м·°C).

Из полученных зависимостей изменения влажности по толщине исследуемых образцов после проведения испытаний в климатической камере следует, что среднее значение влажности по толщине материала из очесов льна равно 14,6%, что на 18% ниже величины плиты на основе волокон льна. Прирост среднего значения влажности образца из очесов относительно показателей влажности утеплителей «Белтеп» и «Isover» составляет 29% и 47%.

Заключение. Полученные экспериментальные данные подтверждают эффективность использования растительных волокон, включая льняные очесы, в качестве структурообразующего материала для тепловой изоляции зданий.

Список цитированных источников

1. Romanovskiy, S. Bakatovich, A. Physical parameters of insulation with a structure-forming material from flax noils // E3S Web of Conferences 212, 02014 (2020), 2020 International Conference on Building Energy Conservation, Thermal Safety and Environmental Pollution Control (ICBTE 2020) : doi.org/10.1051/ e3sconf /202021202014.

РАДИАЦИОННАЯ БЕЗОПАСНОСТЬ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ: НЕКОТОРЫЕ АСПЕКТЫ ЗАКОНОДАТЕЛЬСТВА

Введение. Интенсивное развитие промышленности в XX столетии, к сожалению, имеет, ряд неблагоприятных последствий, приводящих к ухудшению условий жизнедеятельности человека, одним из которых является увеличение радиационного фона, создаваемого как природными (естественными), так и искусственными (техногенными) источниками излучения. Основной вклад в дозу облучения населения (примерно 2/3) вносят природные источники ионизирующего излучения, наиболее весомым из которых является радон, ответственный примерно за половину суммарной дозы, получаемой от всех естественных источников радиации [1].

Материалы и методы. Радон – это газ, который может поступать в здание как из почвы под ним, так и частично из строительных материалов. Миграция радона, осуществляемая по порам и трещинам, обусловлена двумя основными механизмами: диффузионным, то есть за счет градиента концентрации радона в среде, и конвективным, вызванным разностью давлений между внутренним объемом здания и внешней атмосферой, либо между различными частями здания.

Незначительное содержание изотопов урана, тория, радия в виде примесей в почве или строительных материалах приводит в цепочке распадов указанных радионуклидов к появлению радона, объемная активность которого в воздухе может составлять десятки килобеккерелей на кубический метр. С учетом этого проводятся определенные мероприятия по противорадоновой защите.

Основные виды технических решений, способных уменьшить содержание радона в помещениях, изложены во введенном в действие 01.01.2010 техническом кодексе «Порядок обследования и критерии оценки радиационной безопасности строительных площадок, зданий и сооружений» ТКП 45-2.03-134.

Виды технических решений противорадоновой защиты следующие:

- вентиляция помещений – замещение воздуха внутри помещений с высоким содержанием радона наружным воздухом;
- строительство барьеров, выполняемых из монолитного трещиностойкого железобетона в виде подвальной стены, пола или перекрытия;
- применение пропиток, покрытий, мембран;
- обустройство коллектора радона (системы свободно проводящих газ конструктивных элементов в основании здания, служащей для сбора и отвода в атмосферу выделяющегося из грунта радона, минуя помещения здания);
- депрессия грунтового основания пола (создание в грунтовом основании пола подвала или подполья зоны пониженного давления с использованием коллектора радона и специальной вытяжной системы;
- уплотнение (герметизация щелей, швов, стыков и коммуникационных проемов в ограждающих конструкциях на пути движения радона от источника к помещениям здания, осуществляемая с использованием самоклеящихся, упругих, пластичных, вспенивающихся и других материалов).

В [2] приводится соотношение стоимости и эффективности различных вариантов корректирующих мер по снижению содержания радона в помещении. Стоимость и эффективность могут варьироваться для разных регионов и стран, поэтому их надо адаптировать к конкретным условиям.

С 01.08.2019 вступило в силу Изменение № 1 ТКП 45-2.03-134-2009. Согласно новой редакции требования технического кодекса должны выполняться не только при обосновании инвестиций, проектировании, строительстве и реконструкции, но и при модернизации, капитальном ремонте зданий и сооружений.

Радиационно-экологические изыскания становятся комплексным видом работ, которые должны выполняться в соответствии со стадией строительства.

Также в изменении № 1 появилось уточнение о том, что если ранее выделенный участок под строительство не использовался в течение пяти лет или изменилась цель (назначение) объекта строительства, то необходимо провести дополнительную оценку потенциальной радоноопасности участка, то есть провести повторные замеры плотности потока радона с поверхности грунта.

Результаты и обсуждение. Необходимо отметить, что принятые меры на стадии проектирования зданий по снижению концентрации радона всегда будут обходиться намного дешевле, чем любые меры по радонозащите в уже существующем здании. Для эффективных мер по проектированию противорадоновой защиты необходимо определить характеристики материалов, которые должны применяться: марку бетона и его толщину, вид герметиков, эффективность сочетания материалов и др. К сожалению, имеющаяся информация о материалах для противорадоновой защиты крайне противоречива и недостаточна для принятия эффективных мер при проектировании. Поэтому необходимо проводить постоянные изыскания по подбору наиболее эффективных способов защиты от радона.

Заключение. На основании исследований установлено, что более 40 % территории Республики Беларусь относится к разряду радоноопасных [3]. Следовательно, обеспечение выполнения норм радиационной безопасности в строительном комплексе республики за счет снижения облучения от естественных и искусственных радионуклидов, содержащихся в строительных материалах, в том числе облучения от радона будет способствовать улучшению экологической обстановки в нашей стране.

Список цитированных источников

1. Бакаева, Н. В. Механизмы поступления радона в здания и сооружения / Н. В. Бакаева, А. В. Калайдо / Строительство и реконструкция. – 2016. – № 67. – С. 51–59.
2. Орешкин, М. В. Оценка радонового риска помещений / М. В. Орешкин, В. Г. Дедов // Актуальные проблемы и инновации: сборник материалов V Международного съезда фармакологов и токсикологов, Витебск, 26–30 мая 2015 г. / ВГАВМ. – Витебск : ВГАВМ, 2015. – С. 321–323.
3. Радон в природных и техногенных комплексах Беларуси / А. В. Матвеев [и др.] // Литосфера. – 1996. – № 5. – С. 27–35.

ПОДХОДЫ К РАЗВИТИЮ КОНКУРЕНТНОГО ЦЕНООБРАЗОВАНИЯ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ В РЕСПУБЛИКЕ КАЗАХСТАН

Трансформация экономики после развала Советского Союза, разрыва производственно-хозяйственных связей, становления независимых экономик постсоветских стран привело к тому, что каждая страна бывшего СССР на единой базе сметно-нормативного регулирования в строительстве создала свою систему сметного нормирования и ценообразования. Вместе с тем, строительство является такой отраслью экономической деятельности, где взаимодействие субъектов хозяйствования определяется не столько местом регистрации и расположением, сколько специализацией и мобильностью производственных сил.

При резко возрастающей значимости обоснования управленческих решений, усилении ответственности за их последствия, возможности банкротства строительной организации или организации-заказчика приобретает большое значение система сметного планирования и конкурентного ценообразования. Методы планирования, базирующиеся на использовании прежних инструментов сметного нормирования, систем ценообразования в строительстве, не могут уже дать хороших результатов конкурентоспособности как на внутреннем рынке Республики Казахстан, так и на внешних рынках стран ЕАЭС.

Большое значение приобретают факторы интернационализации и глобализации строительства, которые вызывают необходимость создания методики конкурентного ценообразования в строительстве, обеспечивающей обоснованность и точность планирования затрат на строительство, имеющей гибкость и простоту в использовании.

Направления совершенствования системы сметного нормирования и ценообразования в Российской Федерации и Республике Беларусь постоянно рассматриваются в научной литературе [1–5]. В Республике Казахстан научные публикации по данной тематике практически отсутствуют, несмотря на то что также требуется коренное реформирование этой системы.

Для Республики Казахстан автором предлагается новый подход к конкурентному ценообразованию в строительстве, который предусматривает группировку затрат, позволяющую формировать три конкурентные стратегии. При этом порядок формирования сметной стоимости строительства единый для всех субъектов хозяйствования, а выбор подхода к формированию и экономическому обоснованию конкурентной цены индивидуален для каждой строительной организации.

Предлагаемая автором методика конкурентного ценообразования в Республике Казахстан определяет порядок формирования сметной стоимости строительства объекта и составления сметной документации, а также оценку экономии (перерасхода) средств на выполнение строительных работ для обоснования конкурентной цены при проведении процедур закупок.

Система конкурентного ценообразования базируется на следующих принципах:

– научного обоснования цены (необходимость изучения влияния на конкурентное ценообразование объективных экономических законов, факторов глобализации и интеграции);

– целевой направленности цен (выявление приоритетных экономических и социальных направлений развития государства, межгосударственных и межотраслевых связей, особенностей региона строительства, потребностей и возможностей строительной организации);

– непрерывности процесса ценообразования (учитывая влияние факторов внешней и внутренней среды на каждом этапе реализации проекта цена может быть пересчитана и скорректирована, с учетом требований законодательства и условий договора подряда);

– единства процесса ценообразования и контроля за соблюдением цен (учет законодательства стран, участников строительной деятельности, рекомендаций ФИДИК, системы контроля расходов за строительством инвесторов и заказчиков в строительной деятельности, а также органов государственного управления).

Новые подходы к сметному нормированию и конкурентному ценообразованию предлагается применять при составлении сметной документации на строительство объектов, финансируемых как за счет частных средств, так и полностью или частично за счет средств республиканского и (или) местных бюджетов при реализации проектов как на территории Республики Казахстан, так и за ее пределами (в первую очередь на территории стран ЕАЭС).

Список цитированных источников

1. Арdziнов, В. Д. Вопросы государственного ценообразования и сметного нормирования в строительстве / В. Д. Арdziнов // Экономика и управление. – 2020. – Т. 26, № 4(174). – С. 426–431.

2. Гимадиева, Л. Ш. Ценообразование в строительстве: анализ ситуации и дальнейшие перспективы / Л. Ш. Гимадиева // Вестник евразийской науки. – 2020. – Т. 12. – № 2. – С. 32.

3. Голубова, О. С. Стоимостной инжиниринг в строительстве: наука и практика / О.С. Голубова. – Минск : БНТУ, 2022. – 216 с.

4. Захарова, М. Ю. К вопросу о совершенствовании в системе ценообразования и сметного нормирования в строительстве / М. Ю. Захарова // Образование. Наука. Производство : XIII Международный молодежный форум, Белгород, 08–09 октября 2021 года. – Белгород: Белгородский государственный технологический университет им. В.Г. Шухова, 2021. – С. 648–652.

5. Сомова, Е. О. Сравнительный анализ систем ценообразования и сметного нормирования в России и за рубежом / Е. О. Сомова, Ю. А. Шатохина // Международная научно-техническая конференция молодых ученых БГТУ им. В. Г. Шухова, Белгород, 01–20 мая 2019 года. – Белгород : Белгородский государственный технологический университет им. В. Г. Шухова, 2019. – С. 1040–1048.

МЕТОД УСИЛЕНИЯ МНОГОПУСТОТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ДОПОЛНИТЕЛЬНОЙ КОМПОЗИТНОЙ АРМАТУРЫ

В ходе проведения реконструкции зданий при изменении их назначения обычно происходит увеличение нагрузки на конструкции, что вызывает необходимость их усиления. Для многопустотных железобетонных плит перекрытий часто используют метод усиления, при котором, для увеличения прочности растянутой зоны в пустотах плит, устанавливают плоские каркасы или отдельные стальные стержни с последующим обетонированием для обеспечения совместной работы конструкции и элемента усиления [1].

Мы предлагаем метод усиления пустотных плит, при котором в качестве дополнительных стержней для усиления используется композитная арматура, и после усиления плита начинает работать как конструкция с комбинированным армированием [3, 4, 5, 6].

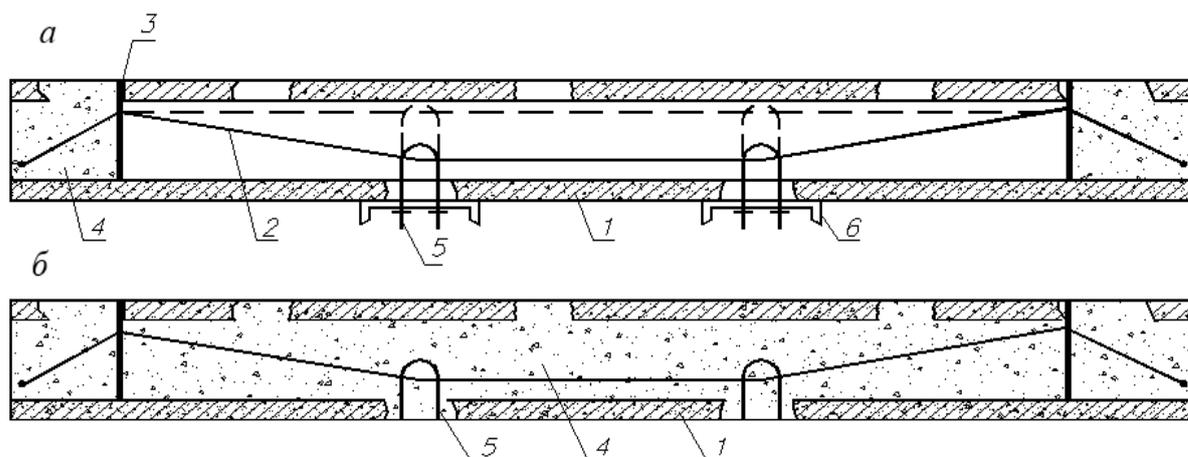
Композитные арматурные стержни имеют более низкий модуль упругости по сравнению со стальной арматурой. Поэтому композитная арматура, используемая при усилении, начнет работать эффективно, если она будет предварительно напряженной, что в данный момент возможно только с использованием самонапрягающего бетона [2].

В предлагаемом методе усиления железобетонных плит с помощью установки композитной арматуры в растянутой зоне учитывается фактор, что арматура усиления устанавливается, когда напряжения в стальной арматуре уже достигли определенных значений. Чем ниже напряжения в стальной арматуре при создании усиления, тем эффективнее оказывается само усиление. Минимальной нагрузкой, при которой можно производить усиление, является нагрузка от собственного веса железобетонной многопустотной плиты.

При выполнении усиления плит по этому методу необходимо оценить несущую способность, трещиностойкость и деформативность усиленной многопустотной железобетонной плиты в зависимости от уровня нагружения в момент усиления и от процента армирования композитными стержнями.

При армировании изгибаемых элементов использование композитной арматуры возможно только при условии ее предварительного напряжения, способного повысить трещиностойкость и уменьшить прогибы конструкций при эксплуатационных нагрузках. В случае усиления многопустотных панелей композитной арматурой представляется возможность предварительного напряжения таких стержней используя известную методику, предложенную в работах Д. Н. Лазовского [1]. Суть такой методики представлена на рисунке 1 и состоит в фиксации обетонированием концов дополнительных стержней усиления, их притягивания к нижней грани пустот плит при помощи струбцин или натяжных болтов (чем создается предварительное напряжение) и последующего обетонирования пустоты с натянутой арматурой. Однако в данном случае не известны особенности работы на растяжение композитных стержней в состоянии после

их изгиба. Это требует проведения дополнительных экспериментальных исследований свойств композитной арматуры после механических изгибов.



*а – плиты в момент предварительного напряжения арматуры; б – усиленная плита,
1 – усиливаемая плита, 2 – дополнительная арматура, 3 – временная ограничительная
пластина, 4 – бетона, 5 – натяжной болт, 6 – опалубка*

Рисунок 1 – Усиление сборных многопустотных плит предварительно напряженной арматурой

Для обоснованного использования композитной арматуры для усиления растянутой зоны многопустотных железобетонных плит установкой дополнительной арматуры требуются дополнительные исследования, включающие численный анализ несущей способности, трещиностойкости и деформативности усиленной многопустотной железобетонной плиты в зависимости от уровня нагружения в момент усиления, от процента армирования композитными стержнями, а также исследований свойств композитной арматуры после механических изгибов.

Список цитированных источников

1. Проектирование реконструкции зданий и сооружений: учеб.- метод. комплекс: в 3 ч. / Д. Н. Лазовский. – Новополоцк : ПГУ, 2010. – Ч. 2. Оценка состояния и усиление строительных конструкций. – 340 с
2. Рекомендации по проектированию конструкций из напрягающего бетона с композитной арматурой. – Минск : НИПТИС, 2014. (1ая редакция)
3. «Конструкции из бетона с композитной неметаллической арматурой. Правила проектирования»: (СП 63.13330-2012) – Москва, 2013.
4. Фролов, Н. П. Стеклопластиковая арматура и стеклопластбетонные конструкции / Н. П. Фролов. – Москва: Стройиздат, 1980. – 107 с.
5. Тур, В. В. Экспериментальные исследования изгибаемых бетонных элементов с комбинированным армированием стальными и стеклопластиковыми стержнями / В. В. Тур, В. В. Малыха // Вестн. Полоц. гос. ун. Сер. Ф. Строительство. Прикладные науки. – 2013. – № 8. – С. 58–65.
6. Почебыт, А. А. Железобетонные балки с комбинированным армированием / А. А. Почебыт // Наука - 2017 : сборник научных статей: в 2 ч. / Учреждение образования «Гродненский гос. ун-т им. Я. Купалы». – Гродно: ГрГУ им. Я. Купалы, 2017. Ч. 1.– С.328 –330.

МЕТОДИКА РАСЧЕТА ЭНЕРГОСБЕРЕГАЮЩИХ РЕЖИМОВ ТЕПЛОВЛАЖНОСТНОЙ ОБРАБОТКИ И ПОСЛЕДУЮЩЕГО ВЫДЕРЖИВАНИЯ БЕТОНА С УЧЕТОМ ЕГО СОСТАВА

Введение. В современном бетоноведении исследованию свойств бетонов посвящено множество работ [1-4], при этом постоянно возрастают требования к физико-механическим свойствам и скорости их достижения. В состав современных многокомпонентных бетонов включены эффективные химические и минеральные модификаторы, которые изменяют структуру, свойства и реологию цементных бетонов. В этой связи назначение режимов тепловлажностной обработки необходимо назначать исходя из условия получения требуемой прочности бетона с учетом его состава и при соблюдении требований к качеству и долговечности.

Исследования, результаты. На основании выполненных исследований предложена методика расчета малоэнергоемких режимов тепловлажностной обработки (далее режимы ТВО) для получения оптимального ускорения твердения бетона при заданной требуемой (передаточной, отпускной) прочности бетона, средней температуре t_{cp} и времени $\tau_{то}$ тепловой обработки, с учетом последующего прироста прочности при выдерживании в цеху, на складе готовой продукции при положительных температурах наружного воздуха.

Согласно предложенной методике расчет производят в следующей последовательности. Определяются:

– прочность бетона на сжатие, твердеющего в нормальновлажностных условиях (далее НВУ) в течение 1, 2, 28 суток:

$$f_{c.cube.1.HB} = f_{ц,1} \cdot k_{f.m.1} \cdot \Phi_{f.1}; \quad (1)$$

$$f_{c.cube.2.HB} = f_{ц,2} \cdot k_{f.m.2} \cdot \Phi_{f.2}; \quad (2)$$

$$f_{c.cube28}^G = \frac{f_{c.cube}^G}{1 - 1,64 \cdot \nu}, \quad (3)$$

где $f_{ц,1}$, $f_{ц,2}$ – активность цемента в возрасте 1, 2 суток соответственно;
 $K_{f.m.1}$ и $K_{f.m.2}$ – коэффициенты, характеризующие отношение кубиковой прочности на сжатие бетона с химическими добавками к соответствующей прочности бетона без добавок, твердеющих в НВУ в течение 1, 2 суток

$\Phi_{f.1}$, $\Phi_{f.2}$, – коэффициенты, определяющие отношение прочности бетона в возрасте 1, 2 суток к соответствующей активности цемента;

$f_{c.cube}^G$ – гарантированная прочность бетона по СП 5.03.01;

ν – коэффициент вариации прочности бетона на осевое сжатие;

– общая продолжительность ТВО:

$$\tau_{то} = 10^{a_{то}}. \quad (4)$$

Здесь
$$a_{то} = \frac{1}{n_{HB}} \cdot \lg \frac{P_p \cdot f_{c.cube.28}}{100 \cdot K_{f.t.t.o} \cdot f_{c.cube.1.HB}}, \quad (5)$$

$$n_{HB} = 3,32 \cdot \lg \frac{f_{c.cube.2.HB}}{f_{c.cube.1.HB}}, \quad (6)$$

где P_p – прочность бетона на сжатие в процентах от требуемой в 28 суток.

Далее принимаются: продолжительность предварительного выдерживания бетона $\tau_{пр.в}$ при температуре среды в камере t_n ; температура в момент открытия камеры $t_{ост}$.

Рассчитывается продолжительность отдельных периодов ТВО: подъем температуры τ_n , изотермический прогрев $\tau_{из}$, остывание $\tau_{ост}$.

Рассчитывается температура изотермии среды в камере по формуле:

$$t_{из} = \frac{t_{ср} \cdot \tau_{то} \cdot 24 - t_n \cdot (\tau_{пр.в} + 0,5 \cdot \tau_n) - 0,5 \cdot t_{ост} \cdot \tau_{ост}}{0,5 \cdot \tau_n + \tau_{из} + 0,5 \cdot \tau_{ост}}. \quad (7)$$

Устанавливаются режимы выдерживания изделий после ТВО.

Принимается $\tau_{фц}$ – продолжительность выдерживания распалубленных изделий в формовочном цехе при температуре окружающей среды $t_{фц}$.

Рассчитывается продолжительность выдерживания изделий на складе готовой продукции до достижения отпускной прочности бетона по формуле:

$$\tau_{сгп} = \frac{\tau_{нв} - \tau_{то} \cdot K_{f t_{то}} - \tau_{фц} \cdot K_{f t_{фц}}}{K_{f t_{сгп}}}. \quad (8)$$

где $\tau_{нв}$ – продолжительность твердения бетона в НВУ;

коэффициенты $K_{f t_{то}}$, $K_{f t_{фц}}$ и $K_{f t_{сгп}}$ – определяют отношение прочности бетона после тепловой обработки, в цеху, на складе готовой продукции к прочности бетона, твердеющего в нормальных условиях в течение того же времени.

Заключение. Методика расчета режимов ТВО учитывает структурные характеристики бетона, минералогический состав цемента, величину передаточной, отпускной и проектной прочностей бетона, температурные условия тепловой обработки и выдерживания изделий до передачи потребителю и обеспечивает снижение себестоимости бетона.

Методика проверена в условиях опытного изготовления многопустотных плит перекрытия на Барановичском комбинате ЖБК.

Список цитированных источников

1. Бабаев, Ш. Т. Энергосберегающая технология железобетонных конструкций из высокопрочного бетона с химическими добавками / Ш. Т. Бабаев, А. А. Комар. – М.: Стройиздат, 1987. – 240 с.
2. Баженов, Ю.М. Технология бетона / Ю.М. Баженов. – 2-е изд. – М.: Издательство АСВ, 2003. – 500 с.
3. Батраков, В. Г. Модифицированные бетоны. Теория и практика. – М.: Стройиздат, 1998. – 768 с.
4. Маркаров, Н. А. Повышение качества предварительно напряженных железобетонных конструкций. М.: Стройиздат, 1984. – 212 с.

Содержание

Белкина И. В., Павлова И. П.

Экспериментальные исследования прочностных и деформационных свойств напрягающих бетонов с многоуровневым дисперсным армированием5

Беломесова К. Ю., Павлова И. П.

Теоретический подход к назначению дозировок базальтового волокна для дисперсного армирования мелкозернистых цементных композитов на расширяющихся вяжущих7

Голубова О. С.

Специфика оценки затрат жизненного цикла объектов социально-культурного назначения.....8

Гуринович В. Ю., Леонович С. Н., Поздняков Д. А.

Повышение эффективности проведения реконструкции предприятий индустриального домостроения.....10

Деркач Е. А.

Дефекты и повреждения реактора последовательной загрузки ОАО «Скидельский сахарный комбинат».....12

Zheltkovich A, Molosh V, Parhoc K, Saveiko N, Yuan Jinbin, Zhenhao Jiang, Zheng Haoyuan

Full connected neural-network for simulation of extantion in self-stressed monolithic slabs on ground.....14

Игнатов С. В.

Предложение по расчету вертикально армированных слабых оснований скважинами, заполненными несвязанным крупнообломочным материалом.....17

Кандыбо С. Н.

Особенности создания цифровой модели местности инженерного назначения для BIM-проектирования объектов транспорта.....19

Лазовский Д. Н., Глухов Д. О., Лазовский Е. Д.

Моделирование работы статически неопределимых железобетонных конструкций под нагрузкой.....21

Лазовский Д. Н., Глухов Д. О., Лазовский Е. Д.

Моделирование работы железобетона с трещинами при изгибе.....23

Лизогуб А. А., Тур А. В.

Экспериментальные исследования фрагмента плоского перекрытия при внезапном удалении центральной колонны (на модели).....25

Лисовая И. А. Анализ методов определения содержания органических примесей в песке.....	27
Молош В.В., Желткович А.Е., Парищиц К., Совейко Н.Г., Томашев И.Г. Применение полносвязной нейронной сети в расчётах сопротивления срезу при продавливании плоских железобетонных плит перекрытий без поперечной арматуры.....	28
Москалькова Ю. Г., Ржевуцкая В. А. Характер разрушения керамзитового бетона с полипропиленовой фиброй....	31
Надольский В. В. Направления совершенствования нормативных документов в области проектирования стальных конструкций	32
Никитин В. И., Бацкель-Бжозовска Б., Никитин С. К. Учет особенностей пористой структуры при расчете теплопроводности влажных газосиликатных материалов.....	34
Павлова И. П. Полиармированный фибробетон на напрягающем цементе.....	36
Панасюк В. В. Анализ типов соединения арматурных изделий сборных железобетонных конструкциях.....	38
Пикула А. И. Методика исследования ползучести бетонов на напрягающем цементе в раннем возрасте.....	40
Пикула А. И. Оценка термонапряженного состояния бетонного массива при твердении.....	42
Рак Н. А. Анализ эффективности повышения прочности бетона во внецентренно сжатых железобетонных элементах, нагруженных со случайным эксцентриситетом...	44
Романовский С. А., Бакатович А. А. Тепло- и гидрофизические характеристики тепловой изоляции на основе растительных и минеральных волокон.....	46
Соболева П. С., Кушнер Т. Л. Радиационная безопасность в строительстве: некоторые аспекты законодательства.....	48

Хасен А. А.

Подходы к развитию конкурентного ценообразования в строительстве
в Республике Казахстан.....50

Хотько А. А., Даниленко И. В.

Метод усиления многопустотных железобетонных плит с использованием
дополнительной композитной арматуры.....52

Щербицкая Е. В.

Методика расчета энергосберегающих режимов тепловлажностной обработки и
последующего выдерживания бетона с учетом его состава.....54

Научное издание

СБОРНИК ТЕЗИСОВ

Перспективные направления инновационного развития строительства и подготовки инженерных кадров

XXII Международный научно-методический семинар

Ответственный за выпуск: Шалобыта Н. Н.
Редактор: Митлошук М. А.
Компьютерная верстка: Митлошук М. А.
Корректор: Дударук С. А.

Издательство БрГТУ.
Свидетельство о государственной регистрации
издателя, изготовителя, распространителя печатных изданий
№ 1/235 от 24.03.2014 г., № 3/1569 от 16.10.2017 г.
Подписано в печать 09.12.2022 г. Формат 60x84¹/₁₆.
Бумага «Performer». Гарнитура «Times New Roman».
Усл. печ. л. 3,49. Уч. изд. л. 3,75. Заказ № 1354. Тираж 100 экз.
Отпечатано на ризографе учреждения образования
«Брестский государственный технический университет».
224017, г. Брест, ул. Московская, 267.

ISBN 978-985-493-573-7

