

MIESIĘCZNIK
POŁOCKI.

T o m I.
R o k 1818.

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



ВЕСНИК ПОЛАЦКАГА ДЗЯРЖАУНАГА УНІВЕРСІТЭТА
Серыя F. Будаўніцтва. Прыкладныя навукі

У серыі F навукова-тэарэтычнага часопіса друкуюцца артыкулы, якія прайшлі рэцэнзаваў, змяшчаюць новыя навуковыя вынікі ў галіне будаўніцтва і архітэктуры, геадэзіі і картаграфіі, геаэкалогіі і транспарту.

ВЕСТНИК ПОЛОЦКОГО ГОСУДАРСТВЕННОГО УНИВЕРСИТЕТА
Серия F. Строительство. Прикладные науки

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

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

Series F includes reviewed articles which contain novelty in research and its results in civil engineering and architecture, geodesy and cartography, geoecology and transport.

Адрес редакции:
Полоцкий государственный университет, ул. Блохина, 29, г. Новополоцк, 211440, Беларусь
тел. + 375 (214) 53 34 58, e-mail: vestnik@psu.by

Отв. за выпуск А.А. Бакатович, Г.И. Захаркина, В.В. Булах, В.И. Мицкевич, В.К. Липский.
Редакторы Р.Н. Авласенок, О.В. Мальцева. Техн. редактор Р.Н. Авласенок.
Подписано к печати 28.06.2013. Бумага офсетная 70 г/м². Формат 60×84^{1/8}. Ризография.
Усл. печ. л. 15,11. Уч.-изд. л. 18,22. Тираж 100 экз. Заказ 1069.

**НАУЧНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ИНЖЕНЕРНО-СТРОИТЕЛЬНОГО ФАКУЛЬТЕТА
ПОЛОЦКОГО ГОСУДАРСТВЕННОГО УНИВЕРСИТЕТА
В ОБЛАСТИ АРХИТЕКТУРЫ И СТРОИТЕЛЬСТВА**

*канд. техн. наук, доц. А.А. БАКАТОВИЧ
(Полоцкий государственный университет)*

Строительная отрасль занимает одно из ведущих мест в экономике Республики Беларусь. В современных условиях в Беларуси, как и в мире в целом, возрастает роль научного, научно-технического и инновационного потенциала в обеспечении устойчивого экономического развития страны. Научный потенциал формируется под воздействием различных факторов и во многом зависит от уровня развития отрасли, заинтересованности в применении инновационных методов производства.

Существенный вклад в инновационное развитие республики вносят и ученые университетов. Научно-исследовательская работа является приоритетным направлением в деятельности факультетов вузов, среди которых **инженерно-строительный факультет Полоцкого государственного университета** – один из старейших, со сложившимися традициями и высококвалифицированным профессорско-преподавательским составом, богатым опытом подготовки специалистов для строительной отрасли Республики Беларусь и зарубежных стран. Факультет успешно осуществляет научную и учебно-методическую деятельность, открывает новые специальности, такие как «Дизайн», «Автомобильные дороги».

На факультете постоянно совершенствуется подготовка специалистов университетского уровня, продолжают развиваться *научные школы*, открыты *магистратура* и *аспирантура*, ведется *студенческая научная работа* – ежегодно научно-исследовательские работы студентов на Республиканском конкурсе студенческих научных работ отмечаются I категорией, отдельные студенты удостоиваются звания лауреата конкурса.

Профессорско-преподавательский состав инженерно-строительного факультета укрепляет свой научный потенциал – проводится активная исследовательская и учебно-методическая работа, специалисты факультета, входящие в состав технических комитетов по стандартизации Министерства архитектуры и строительства, вносят весомый вклад в развитие национальной нормативной базы республики.

В Витебском регионе и республике в целом ученые факультета внедряют в строительную отрасль собственные научные разработки, связанные с новыми видами арматуры для железобетонных конструкций, с усилением строительных конструкций эксплуатируемых строительных сооружений модифицирующими добавками в бетон, успешно решая такие проблемы развития отрасли, как:

- *техническая эксплуатация зданий и сооружений, инженерного оборудования;*
- *контроль качества материалов и конструкций;*
- *установление технического состояния реконструируемых зданий и сооружений.*

Факультет принимает активное участие в оппонировании докторских и кандидатских диссертационных работ сотрудников Белорусского национального технического университета, Брестского государственного технического университета, Белорусского государственного университета транспорта.

Кафедры факультета сотрудничают со следующими организациями в системе Минстройархитектуры Республики Беларусь: «Минскпромпроект», «Белгоспроект», «Научно-исследовательский и проектно-технологический институт стройиндустрии (НИПТИС)», «БелНИИС», «Витебскгражданпроект», «Витебский ДСК», «Новополоцкжелезобетон» и др.

**ОСНОВНЫЕ НАПРАВЛЕНИЯ НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКОЙ ДЕЯТЕЛЬНОСТИ КАФЕДР
ИНЖЕНЕРНО-СТРОИТЕЛЬНОГО ФАКУЛЬТЕТА ПОЛОЦКОГО ГОСУДАРСТВЕННОГО УНИВЕРСИТЕТА**

Научные разработки, проводимые на кафедрах, практически значимы и перспективны. Их тематика является частью приоритетных направлений исследований Республики Беларусь в области архитектуры и строительства.

Кафедра архитектуры

Реализованы **проектные разработки:**

- ♦ мемориальный комплекс «*Поле ратной славы*» (агродорожок «Гомель», Полоцкий район) – автор проекта доц. В.Г. Лукьяненко;
- ♦ «*Университетские часы*» во внутреннем двореке Полоцкого коллегиума (Полоцкого государственного университета) – автор проекта доц. В.Г. Лукьяненко;
- ♦ воссоздание *колодца* (XIX в.) на территории Полоцкого коллегиума (Полоцкого государственного университета) – автор проекта доц. В.Г. Лукьяненко;
- ♦ планировка и благоустройство *детской площадки* в Новополоцке – *коллектив авторов;*
- ♦ благоустройство *зоны отдыха* в Новополоцке – *коллектив авторов.*

Разработаны **концепции**:

- ♦ «Реконструкция улицы Фрунзе, г. Витебск» – коллектив авторов;
- ♦ «Реконструкция Парка культуры и отдыха Новополоцка» – коллектив авторов;
- ♦ «Реконструкция Верхнего Замка в городе Полоцке» – коллектив авторов.

В рамках научно-исследовательской работы сотрудники кафедры осуществляют подготовку научных работников высшей квалификации, принимают активное участие в международных научно-практических конференциях, налаживают межвузовские связи, поддерживают сотрудничество с организациями и другими университетами республики и зарубежных стран; проводят периодические республиканские семинары и выставки студентов архитектурно-художественных специальностей, посвященные решению проблем архитектурного проектирования и строительства современных объектов в сложившейся исторической застройке старых городов и сохранению культурно-исторического наследия; опубликовывают результаты научных исследований в различных журналах Республики Беларусь, Российской Федерации и других стран.

Кафедра строительных конструкций

Основная тематика научно-исследовательской работы кафедры строительных конструкций соответствует приоритетным направлениям фундаментальных и прикладных научных исследований Республики Беларусь. На период 2011 – 2015 годов основная научная тематика кафедры выполняется в рамках госбюджетной темы ГБ № 3511 «Совершенствование методов расчета несущих строительных конструкций с новыми видами армирования, разработка теоретических основ оценки технического состояния и усиления конструкций эксплуатируемых сооружений».

Сотрудники кафедры строительных конструкций работают по следующим **научным направлениям, актуальным для Беларуси**:

- ♦ совершенствование методов расчета несущих строительных конструкций с новыми видами армирования, разработка теоретических основ оценки технического состояния и усиления эксплуатируемых сооружений;
- ♦ методы и алгоритмы анализа напряженно-деформированного состояния физически и геометрии нелинейных систем строительной техники;
- ♦ применение углеволоконных изделий в армировании несущих конструкций из бетона и железобетона;
- ♦ комплексные сборно-монолитные железобетонные конструкции на основе вибропрессованных бетонных камней;
- ♦ механические стыковые муфтовые соединения стержней арматуры в сжатых и изгибаемых железобетонных конструкциях;
- ♦ влияние природной анизотропии грунтов на несущую способность оснований фундаментов распорных сооружений и устойчивость откосов;
- ♦ применение георадарного зондирования при проведении инженерно-геологических изысканий в сложных инженерно-геологических условиях;
- ♦ напряженно-деформированное состояние кирпичной кладки с поперечным сетчатым армированием;
- ♦ исследование работы тонкостенных призматических стержней открытого профиля с противокрутильными связями;
- ♦ влияние пригрузки на работу балок на упругом основании;
- ♦ усиление фундаментов существующих зданий;
- ♦ исследование геологического строения грунтов оснований методом георадарного зондирования;
- ♦ оптимизация процессов контактно-точечной сварки;
- ♦ усиление изгибаемых железобетонных элементов в зоне среза.

По перечисленным научным направлениям работают не только преподаватели, большинство исследований проводятся в рамках диссертационных работ аспирантами и магистрантами кафедры строительных конструкций.

На базе кафедры создан и успешно функционирует *Испытательно-исследовательский центр (ИИЦ)*, имеющий сертификат аккредитации в области испытаний бетонов, строительных растворов, мелкозернистых стеновых элементов (кирпича, камня, блоков), стальной арматуры, бетонных и железобетонных элементов конструкций. Проводимые в центре исследования позволяют не только решать научные задачи, но и работать в прикладном направлении, выполняя заказы предприятий строительной отрасли по испытаниям строительных материалов и элементов конструкций.

В области разработки расчетных программ для расчета статически неопределимых железобетонных конструкций кафедра сотрудничает с компаниями Еврософт (г. Москва) и SCAD (г. Киев).

Кафедры строительного производства

Преподаватели и сотрудники кафедры строительного производства участвуют в выполнении государственной темы *«Новые неорганические и композиционные материалы для дорожного, промышленного и жилищного строительства»*, соответствующей приоритетным направлениям фундаментальных и прикладных научных исследований Республики Беларусь.

В рамках **научной тематики** кафедры ведется работа по следующим **направлениям**:

- ♦ разработка новых видов стеновых материалов для промышленного и жилищного строительства;
- ♦ получение новых видов модификаторов бетонных смесей для дорожного, промышленного и жилищного строительства;
- ♦ строительные растворы, модифицированные микронаполнителями на основе вторичных сырьевых ресурсов;
- ♦ разработка дисперсно-армированных бетонов;
- ♦ исследование новых видов стеклопластиковой арматуры;
- ♦ применение отходов для отделочных покрытий конструкций;
- ♦ изготовление бетонов повышенной долговечности;
- ♦ разработка и исследование экологически безопасных теплоизоляционных материалов на основе отходов сельскохозяйственного производства.

По итогам проводимых исследований преподаватели кафедры активно занимаются патентной работой. Так, за период с 2006 по 2012 год на кафедре строительного производства получено 27 патентов на изобретения и полезные модели.

На отдельные новые добавки для строительных растворов, теплоизоляционные материалы разработаны и утверждены в РУП «Стройтехнорм» технические условия на опытные партии, необходимые для выпуска продукции.

Высокий уровень научных разработок подтверждается наградами, получаемыми на международных выставках и конкурсах. За последние три года на международном конкурсе, проводимом в рамках выставки «Высокие технологии. Инновации. Инвестиции» в г. Санкт-Петербурге, представляемые разработки сотрудников кафедры награждены дипломами I и II степени с вручением золотой и двух серебряных медалей.

Ведутся совместные исследования по получению конструкционно-теплоизоляционных стеновых материалов с вьетнамской компанией «Thien Xung Lt». В рамках программ трансграничного сотрудничества преподаватели участвуют в совместных исследованиях с Литовским инновационным центром в г. Вильнюсе.

На кафедре действует *научная школа «Материало- и энергосберегающие бетоны с добавками-модификаторами»*. По данному направлению защищены кандидатские диссертации, ведется работа над диссертациями, которые готовятся к защите.

АРХИТЕКТУРА

УДК 726.71(476)

АРХИТЕКТУРА КАТОЛИЧЕСКИХ МОНАСТЫРЕЙ БЕЛАРУСИ: МОНАШЕСКИЙ ОРДЕН БРИГИТТОК

канд. архитектуры, доц. А.Н. КОЛОСОВСКАЯ
(Белорусский национальный технический университет, Минск)

Рассматривается архитектура монастырей монашеского ордена бригитток, основанного в XVI веке в Швеции, воплотившая в себе религиозные идеи монашеской жизни его основательницы св. Бригитты Шведской. Первоначально орден создавался смешанным, с нахождением в одном монастыре монахов и монахинь, с максимальной их изоляцией друг от друга. Соблюдение обетов монашеской жизни со строгим разграничением пространства для мужчин и женщин определило особую планировочную структуру монастырей ордена. Строгая строительная регламентация при возведении церкви ордена определяла композицию внутреннего пространства храма. Первый монастырь ордена в городе Вадстене являлся образцом при возведении последующих монастырей, которые распространились по странам Европы, в том числе и на белорусских землях. Основные отличия в архитектуре монастырей бригитток в Беларуси обусловлены эстетическими концепциями эпохи их возведения, различными климатическими условиями и местными архитектурными традициями.

Введение. Информационной базой данного исследования послужили материалы отечественных и зарубежных авторов, архивные документы [1 – 18]. При изучении архитектуры монастырских комплексов бригитток в Пирите (г. Таллинн) и Гродно привлечены фотоматериалы, сделанные автором лично. На основе сравнительного анализа архитектуры первого монастыря ордена в городе Вадстене (Швеция) с монастырями в Пирите, Гродно и Бресте прослеживаются типичные для всех монастырей ордена приемы объемно-пространственной композиции здания церкви и монастырского комплекса в целом. Применение историко-сравнительного метода позволило выявить общее и отличительное, заполнить имеющиеся пробелы и прийти к историческим параллелям. Логической основой метода при установлении сходства явилась аналогия. Таким образом, историко-сравнительный метод позволил выявить общие приемы и особенности формирования архитектурно-пространственной структуры орденских монастырей бригитток.

Сведения о монастырском комплексе в Пирите представлены в книге по архитектуре Таллинна авторов Д.В. Брунса и Р.Р. Кангропооля [3]. Эта книга входит в популярную книжную серию 60 – 90-х годов XX столетия, в создании которой принимали участие известные архитекторы, реставраторы, археологи.

Среди отечественных исследователей следует отметить работу М.А. Ткачева по оборонительным сооружениям западных земель Беларуси XIII – XVIII веков, в которой автор находит аналогии с зодчеством стран Прибалтики [9]. Следует отметить публикации Е.Д. Квитницкой о монастырях города Бреста XVII – XVIII веков, в которых приводятся архивные чертежи брестских монастырей, среди них планы и фасады костела и кляштора монастыря бригитток, что позволяет судить об объемно-планировочных особенностях и стилистике объекта [6].

Сведения о католических костелах и монастырях, существующих сегодня, и сведения об утраченных объектах приведены в энциклопедических справочниках «Архитектура Беларуси» и «Католические храмы на Беларуси». Эти справочники богаты историческими сведениями, но архитектура объектов рассматривается в жестких границах энциклопедических изданий, с кратким изложением основных планировочных аспектов [1; 7].

Основная часть. *Католический монашеский орден бригитток* (лат. Ordo Sanctissimi Salvatoris, OSSalv, OSSS), Орден св. Бригитты (лат. Ordo Sanctae Brigittae, OSBirg), был основан св. Бригиттой Шведской в XIV веке и первоначально был задуман как смешанный. В соответствии с уставом, утвержденным в 1378 году, орден должен был состоять из 85 человек: 60 сестер, живших в строгом затворе, и 25 братьев (13 священников по образцу «коллегии апостолов», 72 ученика Христа), которые вели пастырскую и проповедническую деятельность за стенами монастыря. Сестры и братья должны были жить в бедности, в остальном их монашеская жизнь следовала бенедиктинской традиции. После основания орден стал активно распространяться в большинстве стран Европы, это продолжалось вплоть до Реформации, когда многие монастыри, в том числе и главный монастырь ордена в Вадстене, были конфискованы. В XVII – XVIII веках монастыри ордена опять стали распространяться, но орден стал только женским.

Главный монастырь ордена в Швеции (г. Вадстен, Vadsten) был основан св. Бригиттой (швед. Birgitta; 1303, Финстад, Швеция – 23 июля 1373, Рим, Италия). Составленный Бригиттой устав лег в ос-

нову первого монастыря. Вадстенское аббатство (Vadstena Abbey) расположено на побережье озера Ваттерн и является крупнейшим аббатством в Швеции. В 1370 году приехавший в Рим папа Урбан V разрешил св. Бригитте учредить новый орден, получивший впоследствии название бригитток, и построить монастырь. Монастырь был достроен в 1384 году, уже после смерти основательницы, которая много путешествовала по святым местам и умерла в Риме. Ее дочь, Св. Катерина Шведская, привезла тело матери в аббатство и стала первой аббатисой нового ордена. С 1829 года церковь аббатства используется как приходская.

Архитектура аббатства сочетает готический стиль и ренессанс. Лаконичные объемы и сдержанные в отделке монастырские здания организуют монастырский комплекс, архитектура которого во многом определялась концепцией монастырской жизни основательницы ордена. Строители точно следовали инструкциям его основательницы о том, как должны выглядеть строения. В монастырях св. Бригитты, которые были смешанными (по типу *monasteria mixta*), архитектурными приемами и средствами достигалась изоляция мужчин и женщин друг от друга.

В соответствии со строгой регламентацией в строительстве монастырей ордена церковь возводилась зального типа с устройством алтаря в западной части, боковых алтарей могло быть не более 12, алтарь св. Марии должен был находиться в восточной части церкви, вход для прихожан организовывался через дверь в восточной стене. Церковь, строившаяся в 1369 – 1435 годах, сложена из камня и представляет собой прямоугольное здание без апсиды (зал из трех нефов равной высоты, состоящих из пяти пролетов 10×10 м каждый). Хор для монахов располагался в западной части здания, хором для монахинь служила деревянная конструкция в центральном нефе, куда монахини попадали по мосту из клаузуры (*clausura*, от лат. *claudere* – замолчать; в современном духовном использовании «клаузура» обозначает замкнутое пространство для религиозного уединения).

Таким образом, разграничение пространства в здании храма происходит по ярусам. Организация храмового пространства предусматривала устройство вдоль северной стены балкона, на котором находились монахини, не имевшие права во время богослужения стоять на полу церкви. Это право было предоставлено лишь монахам. Даже настоятельница монастыря (а в монастырях св. Бригитты были только настоятельницы) располагалась во время богослужения на специально отделенной части этого балкона. К северной стене церкви примыкали жилые помещения монахинь, а к южной – монахов.

В каждом конкретном случае формирование завершенного облика строения проходило сложный этап адаптации к местным условиям и с учетом традиций зодчества, несмотря на строгую регламентацию в строительстве. Это хорошо прослеживается при сравнении архитектуры первого монастыря ордена в Вадстене, монастыря бригитток в Пирите (Таллинн) и монастырского комплекса в Гродно.

Крупнейшим монастырским сооружением в Ливонии являлся *монастырь Святой Бригитты* (эст. *Pirita klooster*, Пирита), расположенный к востоку от современного Таллинна. Монастырь был основан в 1407 году, строительство было начато ревельскими купцами (Хинрихом Швалбартом, Хинрихом Хуксером и Герлихом Крузе), ставшими в дальнейшем его обитателями. Комплекс был разрушен русскими войсками в 1575 году в ходе Ливонской войны. В XVII веке рядом с руинами монастыря было расположено кладбище. В 2011 году вблизи от разрушенного монастыря было возведено новое здание из известняка, где и сегодня живут несколько сестер и настоятельница. В настоящее время сохранились боковые стены и западный фронтон монастырской церкви (высотой 35 м), декорированный стрельчатыми нишами.

Монастырь в Пирите был основан в период, когда орден был смешанным, и монастыри были предназначены для лиц обоих полов. Монастырь смешанного типа возглавляла настоятельница. В монастыре разрешалось жить и вести богослужения священникам мужского пола.

Первые монастырские постройки в Пирите были возведены из дерева. В 1417 году архитектор Хинрих Швалбарт начал возводить каменные здания. В центре монастырского комплекса расположена трехнефная церковь, зальная (хотя была начата строительством как базилика), размером 56×24 м, с высотой западного фронтона 35 м, разделенная двумя рядами (7 пар) столбов [3, с. 182]. Церковь монастыря была освящена в 1436 году. В интерьере церковь посередине разделена триумфальной аркой и металлической решеткой. Балкон для монахинь был организован в восточной стороне северного нефа, к западу от него устроен опирающийся на консоли балкон для настоятельницы-аббатисы, на котором она пребывала во время богослужения. Портал для прихожан был устроен в западной части церкви, главный алтарь – в восточной её части. Западная половина представляла собой мирскую церковь для прихожан, где стояли алтари (один из главных – алтарь Бригитты – находился в северном нефе).

Таким образом, вопреки предписаниям ордена из-за местоположения монастыря вблизи реки, главный алтарь церкви находился на востоке, а входной портал для мирян располагался на западном фасаде. Под балконом настоятельницы находилась дверь, через которую после пострига монахини проходили в жилые помещения, и через эту же дверь тела монахинь вносили в церковь для отпевания. Замкнутый комплекс жилых помещений был организован вокруг внутреннего двора, примыкавшего к северной стороне церкви. Под балконом монахинь размещались ниши для исповедования. Исповедь монахини священнослужитель выслушивал через щель в плите. За главным алтарем располагалась дверь ризницы. Порталы южной стены вели на лестницу башни и в жилые помещения священников. Портал и щипец

(фронтон) церкви в Пирите представляют собой примеры плитняковой архитектуры Таллинна. Капелла соединялась с церковью аркой в западной стороне стены. В восточной части церкви своды были звездчатые и поддерживались восьмигранными пилонами, в западной части крестовые своды опирались на четырехгранные пилоны. Кельи монахинь, расположенные вокруг четырехугольного внутреннего двора, примыкали к зданию церкви с севера. С южной стороны от церкви вокруг меньшего внутреннего дворика располагались жилые помещения для монахов. У восточной стены церкви для связи между жилыми корпусами находилось помещение с перегородкой и небольшими проемами в ней.

Постройки *clausura* в Пирите (в основном двухэтажные) располагались к северу от церкви, вокруг четырехугольного внутреннего двора. Главные помещения находились в северном крыле *clausura*: зал капитула, зимний и летний *refectorian* (трапезные), на втором этаже (не сохранился), вероятно, располагались кельи. Восточное крыло занимали кухня, пивоварня, различные хозяйственные помещения, кладовые; западное крыло – жилые и хозяйственные постройки и мастерские. У северо-западного угла размещались комнаты свиданий – помещения, разделенные стеной с отверстиями, через которые монахини могли беседовать с посетителями. К югу от церкви находилась *clausura* священников, строения которой также располагались вокруг внутреннего двора. К юго-западному углу церкви примыкают остатки часовни с сохранившимся основанием алтаря. Из этой часовни через большую сводчатую дверь можно было попасть в церковь. За восточной стеной монастырской церкви находился *parlatorium* – помещение для совместного решения важнейших вопросов, а также различные вспомогательные помещения и подвалы для хранения припасов.

Архитектура многих монастырей, возведенных на белорусских землях в XVII веке, имела черты оборонительных сооружений. Архитектура монастырей приобретала крепостной характер, их территория ограждалась высокими каменными стенами и угловыми башнями. В белорусских городах монастырские комплексы размещались в узловых местах, на городских улицах, которые переходили в загородные дороги. Город Гродно развился из пограничной крепости, такое географическое и стратегическое положение обусловило возникновение монастырей, приспособленных к обороне.

Монастырь бригитток в Гродно построен в первой половине XVII века. Монастырский комплекс сочетает в себе черты ренессанса и барокко. Комплекс, расположенный на перекрестке двух крупных городских улиц, занимает городской квартал и включает: костёл, жилой корпус, образующий квадратный внутренний двор, деревянный лямус, высокую каменную ограду с воротами (сохранились частично) и башнями. Монастырь был основан в 1635 году Кшыштофом и Александрой Веселовскими, в 1636 году бригиттки прибыли в Гродно. В 1642 году на месте деревянного началось строительство каменного костела в стиле барокко. Храм был освящен в 1651 году епископом Ежи Тышкевичем и получил название Благовещения Девы Марии. В костеле был главный алтарь Благовещения и шесть алтарей (св. Августина, св. Анны, св. Бригитты, св. Иосифа, св. Казимира, св. Екатерины Шведской). Орган создавал гданьский мастер М. Фризе.

Двухбашенный костел расположен в северной части комплекса. Согласно орденским канонам церковь монастыря должна была сооружаться в виде трехнефного зального здания, где ширина и высота всех нефов одинаковы [3, с. 181]. Костел же монастыря ордена в Гродно возведен как однонефный (неф перекрыт цилиндрическим сводом на распалубках), с большой полукруглой апсидой, в отличие от монастыря в Пирите. Над входом в гродненский костел расположена поднятая на два граненых столба и тройную аркаду галерея хоров, которая соединена с консольным боковым балконом. Корпуса женского монастыря примыкали к храму с восточной стороны и по второму этажу имели выход на трибуну, изолированную от прихожан. Уставом ордена предусматривалось ежедневное пение всех служебных молитв, особенностью ордена было отсутствие органа.

Фасады разделены пучками пилястр коринфского ордена, прорезаны порталами из голландского песчаника. Главный фасад костела в Гродно завершен щитом с треугольным фронтоном, объединенным боковыми витыми валютами с четырехгранными ярусными боковыми башнями. Западный фасад имеет развитый аттик, завершен фронтоном с декоративными башенками и валютами. Фриз, окаймляющий здание, украшен росписью в технике сграффито.

В Гродно двухэтажный монастырский корпус организован у северо-западной стены костела, где внутренний коридор-галерея проходит по периметру замкнутого прямоугольного двора. Жилой корпус монастыря двухэтажный, прямоугольный в плане, с большим внутренним двором. Фасады корпуса прорезаны маленькими прямоугольными окнами, завершены широким карнизом. Со стороны двора в здании по периметру проходит световой коридор с кельями. В юго-восточном углу монастыря на первом этаже расположена трапезная, над ней, на втором этаже, – библиотека. Во дворе монастыря сохранился деревянный лямус (датируется 1630 г., по данным инвентарей конца XVIII века называется «спихлер»), служивший жильем для монахинь. Строение с арочными галереями на главном фасаде выложено из массивных брусьев на врубках, построено полностью из дерева, без использования скоб и гвоздей.

Кроме жилых корпусов монастыря, как правило, включали различные хозяйственные постройки, въездные брамы. До середины XVII века монастырский комплекс в Гродно был обнесен глухой кирпичной оштукатуренной стеной с башнями по углам (сохранился первый ярус башен на пересечении городских улиц). Стены каменного ограждения были прорезаны четырьмя воротами (сохранилось трое ворот). В ком-

плекс входили также хозяйственные постройки, в XVIII веке достраивается звонница. В 1950-е годы была разобрана южная часть стены ограждения с двумя башнями, ворота и часть восточной стены, колокольня через дорогу от монастыря.

Бригиттки вели затворнический образ жизни, даже в костеле монахини молились на возвышении, чтобы их не видели прихожане. В монастыре в разное время жило от 20 до 30 монахинь, которых принимали и из обедневших дворянок, а с конца XVII века в монастырь принимали девочек-сирот из шляхетских семей. Духовниками бригитток из Гродно были ксендзы-бернардинцы. В 1842 году царское правительство конфисковало почти все монастырские земли и ввело запрет на принятие новых монахинь. В 1908 году после смерти последней сестры-бригиттки их место заняли сестры-назаретянки (монахини Конгрегации Сестер Пресвятой Семьи из Назарета), а настоятельницей стала Паула Гажич. В 1970 – 1980-х годах в костеле проводились реставрационные работы для размещения в нем концертного зала, в 1990 году храм был передан верующим и освящен 2 июня 1992 года.

Известно о существовании монастыря ордена бригитток в еще одном белорусском городе – Бресте. Здания монастыря не сохранились до наших дней. Об архитектуре монастырского комплекса можно судить по обрывочным сведениям, которые дошли до нас благодаря архивным документам и публикациям.

Монастырь бригитток в Бресте был основан в 1642 году в городском предместье Пески; упразднен в 1730 году. Каменный костел был возведен в 1751 году в стиле барокко. К основному овальному в плане объему по продольной оси примыкали нартекс и квадратная апсида. Костел был завершен 8-гранным шатровым барабаном. Главный фасад имел симметричную трехчастную композицию, разделялся на три части пилястрами, имел раскрепованный антаблемент и завершался в центральной части разорванным лучковым фронтоном и высоким фигурным щитом, декорировался вазами и статуями. Интерьер разделялся столбами на три округлых нефа. В костеле размещался главный алтарь и десять боковых кулисных алтарей. Декоративное оформление интерьера было сделано с применением техники стукко. Через сакристию и каплицу костел соединялся с 2-этажным монастырским корпусом. Кляштор имел галерейную планировку с односторонним размещением келий.

Особенности в архитектурно-пространственной структуре памятников обусловлены не только разной географией объектов и разными климатическими условиями, но и более поздним временем строительства, когда одни художественно-эстетические концепции сменялись другими, новыми. Монастырский комплекс бригитток в Гродно воплотил в себе различные приемы стилей ренессанс и барокко. Участие западноевропейских зодчих способствовало привнесению передовых идей в архитектурно-художественную культуру края. У истоков стиля барокко на белорусских землях стояли художественные принципы и формы, принятые из североитальянской архитектуры. Основным средством пластической обработки интерьеров стала пришедшая из Италии стукковая лепка. Каменные порталы костела бригитток в Гродно с фантастическими грифонами и растениями выполнены с применением фасадной живописи (техника сграффито). На фасаде лучковый фронтон заполнен лепными путти и растительным орнаментом, который имеется и на фризе фасада – декоративный мотив искусства итальянского Ренессанса. Главный декоративный фасад примыкает к более узкому нефу костела и делает его более значительным – один из иллюзорных приемов барокко. В XVII – XVIII веках в декоре применялся полированный мрамор и своеобразные фальсификации – перспективные фресковые росписи, отображающие ниши, колонны, карнизы.

Заключение. В свете сказанного отметим, что монастыри ордена бригитток строились по установленным правилам. Однако, несмотря на жесткие регламентации ордена в сфере строительства, прослеживается ряд отмеченных выше особенностей в пространственно-композиционной организации комплексов в Вадстене, Пирите (Таллинн) и Гродно, обусловленных до известной степени местными архитектурными традициями и господствующими эстетическими концепциями. Таким образом, география объектов и разный временной период строительства отразились на архитектуре монастырей в их объемно-пространственной композиции, функционально-планировочном и стилевом решениях.

Интерьеры храмов ордена бригитток решались по традиционно-конфессиональной организации литургического пространства, но имели отличия, проявившиеся в особом разграничении пространств для мужчин и женщин. Организация храмового пространства в монастырях ордена св. Бригитты имела значительные отличия от монастырей других орденов. Здесь речь идет о разграничении пространства храма для мужчин и женщин в двух уровнях по вертикали. Учреждение ордена бригитток, в основу которого положено устройство двойных монастырей, повлекло за собой их особую организацию архитектурно-пространственной структуры. Устав ордена, составленный Бригиттой, лег в основу первого монастыря на ее родине Швеции (г. Вадстен), а затем и в других монастырях ордена, в том числе в Пирите, Гродно и Бресте. Сравнительный анализ их архитектуры позволил проследить особенности и выделить композиционные приемы пространственной организации монастырей ордена, характеризовать объемно-планировочную структуру монастырских сооружений, сформированных на основе установленных орденом правил.

В монастырях, возведенных на территории Беларуси, традиция западноевропейского зодчества в устройстве внутреннего двора и обходной галереи сохранилась, но такой прием получил некоторые изменения, обусловленные отчасти климатическим фактором, что привело к устройству коридора по внутреннему периметру, куда выходили кельи монашествующих.

Монастырские комплексы в Пирите и Гродно были обнесены мощными стенами с воротами. Внутри ограды гродненского монастыря сохранился сад с деревянным лямусом, который в соответствии с планом города Гродно 1795 года входил в группу вспомогательных построек монастыря [4, с. 72]. Основная масса сооружений монастырского комплекса компоновалась в глубине территории, жилой корпус монастыря в Гродно вынесен на одну линию с костелом, определяя застройку улицы.

Многие городские монастыри имели огороды или сады, которые играли значительную роль в экономике монастырей, так как монашествующие потребляли большое количество овощей сообразно своему режиму питания. Определенным принципам подчинялась компоновка хозяйственных строений монастырей, функция которых определяла их отдаленность от костела и композиционную значимость в монастырской застройке.

ЛИТЕРАТУРА

1. Архітэктура Беларусі. Энцыклапедычны даведнік / рэд. калегія: А.А. Воінаў [і інш.]. – Мінск: Беларус. энцыкл. імя Петруся Броўкі, 1993. – 620 с.
2. Барокко: Архитектура. Скульптура. Живопись / под ред. Р. Томана; пер. А. Михайлова [і др.]. – Кёльн: Könnemann Verlagsgesellschaft mbH, 2000. – 504 с.
3. Брунс, Д.В. Таллин. Художественные памятники XIII – XX вв. / Д.В. Брунс, Р.Р. Кангропооль. – Л.: Изд-во «Искусство», Ленингр. отд., 1980. – 224 с.
4. Егоров, Ю.А. Градостроительство Белоруссии / Ю.А. Егоров. – М.: Гос. изд-во лит. по строительству и архитектуре, 1954. – 282 с.
5. Карсавин, Л.П. Монашество в средние века / Л.П. Карсавин – М.: Высш. шк., 1992. – 192 с.
6. Квитницкая, Е.Д. Монастыри Бреста XVII – XVIII вв. / Е.Д. Квитницкая // АН. – М., 1979. – № 27. – С. 108 – 121.
7. Кулагін, А.М. Каталіцкія храмы на Беларусі: энцыкл. даведнік / А.М. Кулагін. – Мінск: БелЭн, 2000. – 216 с.
8. Страчаная спадчына / Т.В. Гарбусь [і інш.]; уклад. Т.В. Гарбусь. – Мінск: Полымя, 1998. – 352 с.
9. Ткачоў, М.А. Абарончыя збудаванні заходніх зямель Беларусі XIII – XVIII стст. / М.А. Ткачоў. – Мінск: Навука і тэхніка, 1978. – 144 с.
10. Уоткин, Д. История западноевропейской архитектуры / Д. Уоткин; пер. с нем. М. Текегалиева. – Кельн: Könnemann, 1999. – 423 с.
11. Хольц, Л. История христианского монашества / Л. Хольц. – СПб.: Святой крест, 1993. – 425 с.
12. Шебер, У. Церкви и монастыри Европы / У. Шебер; пер. с нем. – М.: БММ АО, 2004. – 392 с.
13. Baranowski, A.J. Nurty, fazy i centre barokowej architektury sakralnej w Wielkim Księstwie Litewskim / A.J. Baranowski // BHS. XLVI. – Warszawa, 1984. – № 4. – S. 371 – 392.
14. Дело о составлении планов монастырских строений губернии. 23 августа 1830 г. – 20 февраля 1831 г. // Национальный исторический архив Беларуси в г. Гродно (НИАБ в г. Гродно). – Фонд 8. – Оп. 1. – Д. 112.23.
15. Дело о передаче в гражданское ведомство упраздненных римско-католических монастырей губернии. 9 марта 1835 г. – 13 марта 1836 г. // НИАБ в г. Гродно. – Фонд 8. – Оп. 1. – Д. 201.15.
16. Переписка с гродненским губернатором о сборе сведений о древних зданиях, монастырях, памятниках и др. по губернии. 8 января – 14 марта 1838 г. // НИАБ в г. Гродно. – Фонд 8. – Оп. 1. – Д. 327.32.
17. План города Гродно. 1758 г. // Российский государственный военно-исторический архив (РГВИА). – Фонд 846. – Оп. 16. – Д. 21871.
18. План города Гродно. 1795 г. // РГВИА. – Фонд 846. – Оп. 16. – Д. 21873.

Поступила 15.03.2013

ARCHITECTURE OF CATHOLIC MONASTERIES IN BELARUS: MONASTIC ORDER OF BRIDGETTINES

A. KOLOSOVSKAYA

The architecture of monasteries of Bridgettine Order founded in the XVI century in Sweden, which personified the religious ideas of monastic life of its founder St. Bridget of Sweden is considered. Originally the monastic order was created as mixed, where monks and nuns stayed in one monastery, but with their maximum isolation from each other. Observance of vows of monastic life with strict differentiation of space for men and women defined special planning structure of monasteries. The strict construction regulation at construction of the church of the monastic order defined the composition of the internal space of the temple. The first monastery of the order in Vadstena was a sample at construction of the subsequent monasteries which extended over the countries of Europe including the Belarussian lands. The main differences in the architecture of the monasteries of Bridgettine Order in Belarus are caused by esthetic concepts of the era of their construction, various climatic conditions and local architectural traditions.

УДК 712.3

ИСТОРИЧЕСКАЯ УСАДЬБА ПОКЛЕВСКИХ-КОЗЕЛЛ

канд. техн. наук, доц. Р.М. ПЛАТОНОВА,
М.В. СОЛОВЬЕВА, М.А. ПЛАТОНОВА
(Полоцкий государственный университет)

Исследуются вопросы истории возникновения усадебно-парковых и садово-парковых объектов архитектуры на территории Беларуси. Усадьбы рассматриваются как сложные комплексы соподчиненных архитектурных и природных элементов. На примере усадьбы Поклевских-Козелл показано, что старинные усадьбы в культурно-историческом наследии Беларуси занимают особое место – их владельцы внесли существенный вклад в развитие белорусских земель, белорусского народа, национальной культуры и искусства. На основе библиографических изысканий, архитектурно-стилистического и архитектурно-композиционного анализов усадьбы Поклевских-Козелл предложены её реконструкция и реставрация, а также восстановление разрушенного костела-каплицы.

Введение. Усадьбы формировались в русле развития общеевропейской культуры с учетом исторических, экономических и природных условий, местных традиций. На протяжении веков усадьбы являлись неотъемлемой частью истории и культуры Беларуси. Жизнь и творчество многих выдающихся личностей белорусской культуры, государственных и общественных деятелей, известных в Европе (Т. Костюшко, С. Понятовского, А. Мицкевича, М. Огинского, представителей княжеских родов Радзивиллов, Сапегов, Римских-Корсаковых и др.), тесно связана с историческими усадьбами. Библиотеки, картинные галереи, коллекции редких вещей, которые собирались несколькими поколениями владельцев, имели огромную как материальную, так и культурно-историческую ценность.

История возникновения усадеб уходит в глубокую старину. По данным археологических раскопок, они как частновладельческие замки известны на территории Беларуси с XI – XII веков. Как тип жилища загородная усадьба формировалась с XVII по XIX век.

Следует отметить, что ни одна из европейских стилевых волн не обошла белорусской восприимчивой культурной почвы. Усадьбы эволюционировали от древних укрепленных дворов до хорошо отстроенных ренессансных комплексов и далее к художественным ансамблям барокко. Усадьбы наиболее богатых имений этого периода представляли собой величественные ансамбли, пользующиеся известностью не только в Беларуси, но и в Европе (Несвиж, Альба, Слоним, Ружаны, Бочейково), в которых архитектура, живопись, скульптура и садовое искусство отличались особым величием.

Необычайно представительной была эпоха классицизма, особенно романтизма, расцвет которого приходится в Беларуси на первую половину XIX века. Развитию романтизма благоприятствовала спокойная красота белорусской природы, а уважение к природе было главной чертой стиля на наших землях.

Разнообразием архитектурных форм, размерами, подчеркнутой утилитарностью отличаются усадьбы, построенные в формах эклектики, а затем модерна (примерно с середины XIX века).

Размещались имения в живописной местности и отличались выразительностью архитектурного решения не только усадебного дома, но и хозяйственных построек, родовых часовен и прочих сооружений. В их состав входили парки с цветниками, оранжереями, малыми архитектурными формами, водными системами. Среди создателей родовых имений в Беларуси имена известных зодчих и паркостроителей (Ф. Яцольд, Я. Беккер, В. Кроненберг, Г. Маркони, И. Фонтана и др.), а также талантливых местных мастеров.

Владельцы усадеб были высокообразованными людьми, они занимались наукой, искусством, просветительской деятельностью, тем самым внесли огромный вклад в развитие Беларуси.

В конце XIX – начале XX века на территории Беларуси было более 8000 различных усадеб и имений. В основном в 1920 – 1940-е годы они были разрушены, обезображены. Только спустя годы стало понятно, что мы утратили с потерей литовско-белорусских, польских, русских усадеб целый пласт истории. В настоящее время осталось около 1200 усадеб и имений. Из них по 831 усадьбе имеются задокументированные сведения, в том числе по Витебской области – 81. Около 300 усадеб подлежат восстановлению [1, с. 18 – 21; 2].

Исторические имения и усадьбы нуждаются в сохранении, но в настоящее время они используются в качестве различных учреждений и организаций, хозяйственных объектов и др. Часто изменение их функционального назначения сопровождалось изменением их внешнего облика.

Большинство усадеб и имений имели парки (замково-парковые и усадебно-парковые ансамбли). Однако большинство усадебных парков находятся в стадии деградации, превратилось в посткультурные

ландшафты; нарушены их территориальная и визуальная целостность, водный режим, микроклимат и т.д. В результате снижена их привлекательность, но в целом сохранена культурно-географическая ценность.

Основная часть. Полоцкий район расположен в самом сердце Витебской области, в северной части Беларуси. Славится многочисленными озерами, восхищает красотой и величием природы, манит к себе памятными и историческими местами. В районе 24 памятника археологии – городища, курганные могильники (д. Борки, Бельчица, Глинище, Замошье, Рудня). К памятникам архитектуры и усадебно-паркового искусства относится усадьба Поклевских-Козелл начала XIX века, расположенная вблизи городского поселка Ветрино в деревне Быковщина Полоцкого района (рис. 1, 2).



Рис. 1. Каменный дом усадьбы Поклевских-Козелл

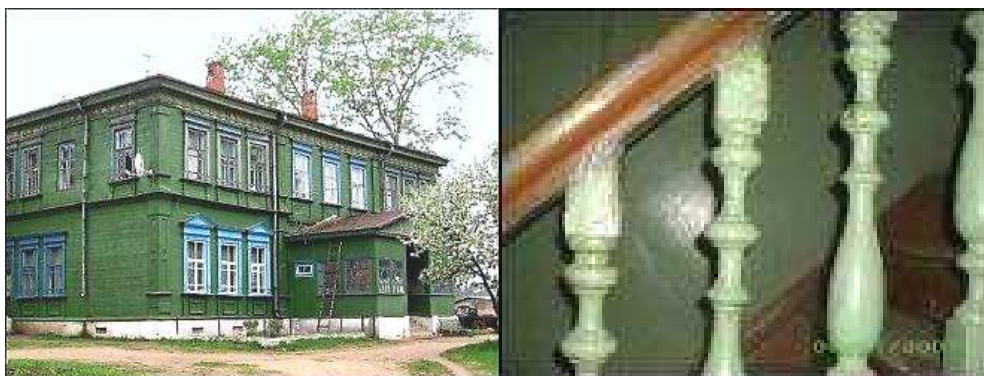


Рис. 2. Деревянный дом и деталь лестницы усадьбы Поклевских-Козелл

Литовский дворянский род Поклевских-Козелл происходит из России. Некто Козлов во времена Ивана Грозного перешёл на службу к польскому королю Сигизмунду-Августу и получил за службу имение



Рис. 4. Альфонс Фомич Поклевский и герб рода Поклевских-Козелл



KOZIEŁ II.

Поклево (Ошмянского уезда). Семья Поклевских объясняла название имения просто – «под клёном». Так образовалась двойная фамилия Поклевские (от имения) – Козелл (от Козлова). Сами Поклевские-Козелл считали себя родовитыми поляками, а литовскими их называют, поскольку все их имения находились на территории Великого Княжества Литовского. Уже к началу XIX века род стал многочисленным настолько, что отдельные входящие в него семьи уже не знали, в каких родственных отношениях они находятся с другими Поклевскими. Тогда же образовались несколько семей Поклевских, в одной из которых в 1810 году родился Альфонс Фомич Поклевский-Козелл – самый известный владелец имения в Быковщине [5]. Его портрет и герб рода Поклевских-Козелл представлен на рисунке 3.

Образование Альфонс получил в Полоцком пиарском училище и в Виленском университете. Уже в возрасте 19 лет служил в ведомстве Государственного контроля по департаменту морских отчетов, но вскоре понял, насколько трудно будет построить карьеру энергичному провинциальному дворянину римско-католического вероисповедания после только что закончившегося восстания 1830 года в Польше.

В 1834 году Альфонс Поклевский выехал в качестве чиновника особых поручений в свите губернатора Западной Сибири П.Д. Горчакова в Тобольск. Даже получив в 1837 году благодарность «за отличную усердную службу» от министра финансов Е.Ф. Канкрин, Поклевский решил не возвращаться в столицу и связать свою судьбу с Сибирью.

Прослужив в Западной Сибири до 1853 года, Козелл-Поклевский параллельно успешно занимался частным бизнесом. Ещё в 1846 году вместе с тюменским купцом Н.Ф. Швецовым Поклевский-Козелл открывает первое судоходное предприятие в Сибири «Пароходство А.Ф. Поклевского-Козелл и К^о». Им были открыты два торговых дома (в Тюмени и Томске). Занимаясь поставкой провианта, зерна, муки для армии и работников предприятий, Поклевский-Козелл лидировал в перевозке грузов на Оби до конца 1850-х годов, временами предоставляя свои суда для бесплатной перевозки административных польских ссыльных. Он вкладывал солидные средства в судостроение и добился больших успехов, однако в конце 1860-х годов оставил судоходный бизнес.

Купив в 1869 году убыточный Талицкий винокуренный завод, Альфонс Поклевский начал строить свою новую империю. Скупая винокуренные заводы и связанные с ними производства, переоборудовал их, внедрял новые технологии. За десять лет Альфонс Фомич стал владельцем восьми винокуренных заводов, пивоваренных, ректификационных и дрожжеделательных заводов, мельниц, солодовен, подвалов, складов и жилых помещений. Также ему принадлежали два стекольных, два конных, девять железоделательных, химические заводы, золотые прииски, серебряные, медные и асбестовые рудники, имения и усадьбы в 17 городах и 18 селах Российской империи, земельные угодья и лесные дачи. Он стал одним из богатейших людей Сибири, крупным промышленником и общественным деятелем, много сделавшим для роста и процветания Урала и Сибири. Местом жительства он выбрал Талицу, где и прожил до самой смерти (1890). Этот дом сохранился до наших дней.

В 1883 году началось строительство участка Транссибирской магистрали Екатеринбург – Тюмень. Альфонс Фомич, используя связи в правительственном сенате, для удобства доставки сырья и отгрузки продукции со своего Талицкого винокуренного завода, добился изменения проекта, и станцию перенесли. При ней появились так называемые «выселки Поклевского». Станция Поклевская сохраняла имя своего основателя вплоть до 1963 года, когда была переименована в станцию Талица.

Значительное влияние на развитие культуры, просвещения, здравоохранения края оказала благотворительная деятельность Альфонса Фомича. Большие средства жертвовались на организацию и содержание больниц, школ, гимназий, библиотек, бесплатных столовых, театров, клубов для рабочих, церквей. Поклевский оказывал существенную помощь в строительстве и содержании больницы, аптеки, лесной школы, являлся инициатором и участником строительства пяти костелов на Урале и в Сибири: томского, тобольского, омского, пермского и екатеринбургского; покровительствовал ссыльным полякам. По своему положению, значению, влиянию это была выдающаяся личность [5; 6, с. 25 – 28].

В культурно-историческом наследии Беларуси **усадьба Поклевских-Козелл** занимает особое место. Кроме нового здания школы, все остальные были построены ещё при старом хозяине имения. Сохранилось не только здание усадьбы и флигеля, но и большое количество хозяйственных построек. Лишь некоторые из них в аварийном состоянии.

Нет сомнений, что Альфонс Фомич не забывал своё родное имение – Быковщину. В 1840-х годах была построена и благоустроена усадьба. Похоронен Альфонс Фомич был на родине. Его родным пришлось долго просить разрешения на возведение памятника-каплицы над его могилой (рис. 4). В 1893 году его вдова Анжелика Поклевская-Козелл просила об этом Витебского губернатора. Лишь через год было дано разрешение, с условием, что богослужения в каплице производиться не будут [7]. В 1900 году был построен костел-каплица, и сын Альфонса Фомича, Альфонс Альфонсович, просил у губернатора разрешения проводить в нём поминальные обряды. Этот документ сохранился до наших дней (рис. 5).



Рис. 4. Погребальный склеп Поклевских-Козелл

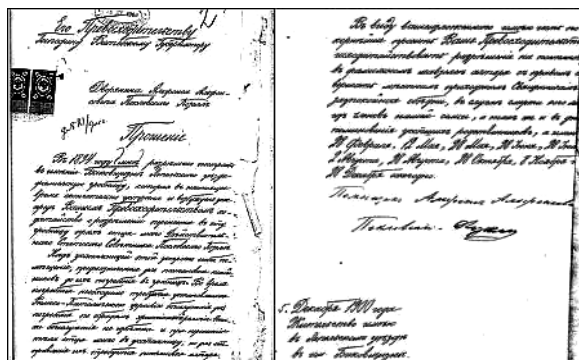


Рис. 5. Прошение на строительство гробницы

В 1901 году епископ Полоцкий и Витебский Тихон обратил внимание властей на то, что изначально планировавшаяся каплица превратилась в самый настоящий костёл, высотой более 14 м, длиной 11 м и шириной 12 м, со скамейками внутри на 50 мест (рис. 6 а, б). Также обращалось внимание, что костёл в местности, населённой в основном православным населением, воссоединённым из унии и не достаточно еще окрепшим в православии, может быть использован для постоянного богослужения, тем самым оказывая на православие вредное влияние. Тем не менее разрешение было дано с оговорками о запрете всяческих богослужений, а также на посещение костёла местными православными крестьянами.

Храм выстоял в Первую мировую войну и революцию. Разрушили его при возведении школы, на строительство которой потребовались камни. Останки, которые хранились в подземной части костёла, были вывезены в деревню Старухи для перезахоронения. От храма сейчас почти ничего не осталось. Можно увидеть лишь засыпанную грунтом подземную часть склепа (рис. 6, в).



а)



б)



в)

Рис. 6. Костёл-каплица:

а – макет костела; б – снимок начала XX века; в – остатки разрушенного костёла

В бывшей усадьбе Поклевских-Козелл в Быковщине с 1956 года размещается Ветринская школа-интернат. В настоящее время – жилой дом, флигель, хозяйственные постройки, подземная часть фамильного склепа, парк взяты под защиту государства как памятники архитектуры и паркового хозяйства панской усадьбы XIX века (рис. 8) [8].



Рис. 8. Хозяйственные постройки

Заключение. На примере усадьбы Поклевских-Козелл установлено, что старинные усадьбы в культурно-историческом наследии Беларуси занимают особое место. Это сложные комплексы соподчи-

ненных архитектурных и природных элементов; включают жилые, служебные, хозяйственные и промышленные сооружения, сады и парки, водные системы, а также малые архитектурные формы, каплицы, объединенные логикой планировочного построения и созданные в соответствии со стилевыми требованиями определенной эпохи. Усадьбы формировались в русле развития общеевропейской культуры с учетом исторических, экономических и природных условий, местных традиций. Огромное значение имели также образ жизни, эстетические вкусы их владельцев, которые внесли существенный вклад в развитие белорусских земель, белорусского народа, национальной культуры и искусства. Особое значение имеет включение усадьбы Поклевских-Козелл как ценного историко-культурного объекта в сферу международного туризма [9]. Это одна из актуальных задач современного общественного бытия. Если ценные природно-территориальные ландшафты Беларуси являют собою неповторимую и во многом уникальную часть ландшафтов Европы, то памятники истории и культуры являют собою вклад белорусского народа в культурную сокровищницу мировой цивилизации.

Степень сохранности, благоустройство памятников и историко-градостроительных заповедников, их доступность для туризма благоприятствуют общению разных стран, в значительной степени формируют мнение о благополучии государства, что в конечном итоге способствует развитию деловых и культурных контактов.

Проведенное исследование указывает на актуальность рассматриваемого вопроса, поэтому важно уделять пристальное внимание сохранению культурно-исторических памятников Республики Беларусь. Предлагаем провести реконструкцию и реставрацию усадьбы Поклевских-Козелл, восстановить разрушенный костел-каплицу.

ЛИТЕРАТУРА

1. Федорук, А.Т. Старинные усадьбы / А.Т. Федорук. – Минск, 1977.
2. Чарняўская, Л. Сядзібы Беларусі / Л. Чарняўская. – Мінск, 2003.
3. Федорук, А.Т. Садово-парковое искусство Белоруссии / А.Т. Федорук. – Минск, 1989.
4. Антипов, В.Г. Парки Белоруссии / В.Г. Антипов. – Минск, 1975.
5. Усадыба Козелл-Поклевских [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://www.m-i-e.ru/biblioteka/personalii/poklevskie-kozell>.
6. Мосунова, Т.П. Поклевские-Козелл – выдающиеся представители польской диаспоры Сибири и Урала / Т.П. Мосунова // Поляки в России: история ссылки и депортации. – СПб., 1995.
7. Адметнасці Беларусі, Літвы і Падляшша [Электронный ресурс]. – Режим доступа: Родословная фамилии [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://www.okorneva.ru/?main=rodoved&id=100016&top=100004>.
8. Własiuk, M. Направления современного использования исторических усадеб Западной Беларуси / M. Własiuk // Streszczeniaref. II-Miedz. konf. nauk. ECOVAST: Europa – region – turystyka. Specyfika=przestrzeni regionalnej – jejochrona, zachowanie i rozwój. – Wydminy, 2005.

Поступила 04.06.2013

HISTORICAL HOMESTEAD OF POKLEVSKY-KOZELL

R. PLATONOVA, M. SOLOVYOVA, M. PLATONOVA

The questions of appearance of homestead and park and garden and park architectural objects on the territory of Belarus are studied. On the basis of bibliographical research of architectural and stylistic and architectural and compositional analyses of Poklevsky-Kozell homestead in Bykovschina village of Polotsk region, the reconstruction and restoration of homestead and restoration of ruined church-chapel were proposed. On the example of this homestead it is set that old homesteads occupy a special place in the cultural and historical heritage of Belarus. These monuments are complexes of coordinated architectural and natural elements. So, the homestead of Poklevsky-Kozell must be included into the sphere of international tourism.

УДК [725.34](476)

АРХИТЕКТУРНО-КОМПОЗИЦИОННОЕ РЕШЕНИЕ НАБЕРЕЖНЫХ БЕЛАРУСИ

канд. архитектуры, доц. Г.И. ЗАХАРКИНА, И.Ю. ЗЕНЧЕНКОВА
(Полоцкий государственный университет)

Рассмотрены вопросы, связанные с организацией прибрежных зон в крупных городах Республики Беларусь: Минск, Гродно, Витебск и других, расположенных вдоль водных артерий. Показано, что на формирование береговой линии, в том числе и набережных, существенное влияние будет оказывать водный туризм. При благоустройстве набережных следует стремиться к сохранению индивидуальности их облика, к разнообразию элементов и форм, отвечающих требованиям эргономики; необходимо использование различных способов ведения работ, материалов, которые должны быть прочными и долговечными в пользовании. При этом созданный архитектурно-художественный образ должен быть выразительным и гармонично вписываться в окружающий ландшафт.

Введение. С незапамятных времен человечество начало осваивать и окультуривать береговую линию морей и рек. С течением времени потенциал этой территории раскрывался и привел к высокой востребованности в условиях постиндустриального города. В связи с этим появляется идея архитектурно-градостроительной организации пространства между городом и водой. Так возникает набережная – место особым образом оформленного и обжитого берега с целью организации причалов и портов, рыболовного и иного производства, а также для отдыха и оздоровления горожан.

Анализ функционального зонирования прибрежных территорий крупных городов позволяет установить, что в настоящее время при различных планировочных схемах городов ключевые позиции в планировке прибрежных зон занимают востребованные функции: общественная, жилая, промышленная.

Основная часть. Набережная – сооружение, окаймляющее береговую линию моря, реки, придает берегу правильную форму, укрепляет его, предохраняет от размыва. Обеспечивает проход и проезд вдоль берега (городские набережные), причаливание судов непосредственно к территории, передачу грузов, а также переход пассажиров с берега на судно и обратно (портовые набережные).

Городские набережные в зависимости от их использования подразделяются на следующие основные типы:

- 1) набережные как транспортные магистрали;
- 2) набережные для причаливания водного пассажирского транспорта;
- 3) набережные для спортивных целей;
- 4) парковые прогулочные набережные;
- 5) набережные в составе волнозащитных и берегоукрепительных сооружений;
- 6) набережные в составе сооружений по инженерной защите городов от затопления.

Проектирование городских набережных начинается на первой стадии разработки генерального плана города, где отражаются общие планировочные решения: озеленение, расположение лестничных сходов, сходов-причалов, сопряжение с существующими мостами и улицами, выходящими к набережной. В необходимых случаях, оговоренных архитектурно-планировочным заданием, должны быть приведены транспортные плановые схемы набережных, используемых как городские магистрали. В составе проекта генерального плана города имеются разделы общих решений связи городской территории с прилегающими крупными водоемами – морем, рекой, водохранилищем. Эти решения даются в разделах застройки, транспорта, инженерной подготовки и благоустройства территории. При проектировании городской набережной все архитектурные и инженерные решения, принимаемые в техническом проекте, должны являться результатом вариантного проектирования и технико-экономического сравнения двух или нескольких возможных схем. На основе утвержденных проектов генеральных планов городов ведется дальнейшее конкретное проектирование отдельных планировочных и объемных сооружений и зданий, в том числе и городских набережных. Это конкретное проектирование выполняется специализированными профильными проектными институтами. При разработке второй стадии проекта – рабочих чертежей – производятся подробные гидравлические, гидротехнические и статические расчеты конструкций в целом и их деталей. В рабочих чертежах уточняются основные решения и подробно разрабатываются конструкции набережной, ее узлов и деталей.

Набережная должна соответствовать всему архитектурному ансамблю застройки и как планировочный компонент, и как объемное сооружение. Помимо выполнения своих функций по организации прибрежной территории и укреплению берега, набережные еще и украшают город, зачастую решительно изменяя его облик. Исходя из этого необходимо проектировать городскую набережную как сооружение, объемно-планировочное решение которого должно быть тесно связано с окружающей застройкой и пла-

нировкой прилегающих территорий. При объемно-композиционном решении набережной необходимо учитывать, что она обеспечивает свободный выход из прилегающей застройки к воде и при оформлении города является одним из главных его фасадов. При проектировании городских набережных на нешироких реках необходимо установить связь между обоими берегами реки, что достигается устройством в определенном ритме мостов, а также архитектурой самих набережных. Пространственная взаимосвязь двух берегов обеспечивается за счет вертикального и многопланового развития глубинной композиции.

Водный потенциал Беларуси составляет 10 тысяч озер и около 21 тысячи рек. Крупнейшие реки Беларуси – Неман и Западная Двина – относятся к бассейну Балтийского моря, Днепр и Припять – к бассейну Черного моря. Территориально связанные системой притоков, они явились основой средневекового торгового пути «из варяг в греки» [1].

Характерной частью речного города является порт, куда прибывают суда с товарами. К примеру, в ярмарочные дни в *Пинске* на реке *Пине* (рис. 1) или в Мозыре на *Припяти* (рис. 2) свободное место найти было очень сложно.



Рис. 1. Пристань в базарный день на Пине в Пинске.
Фото начала XX века

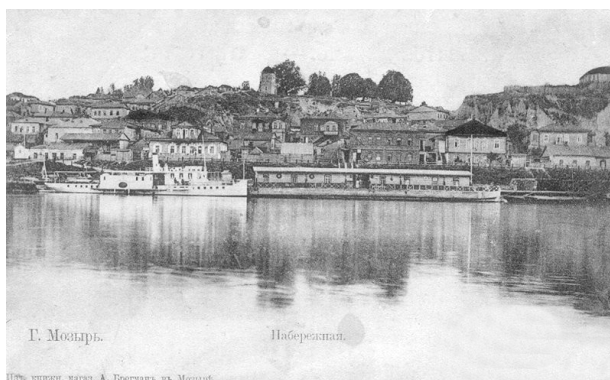


Рис. 2. Набережная на Припяти в Мозыре.
Начало XX века

И если первоначально какое-либо особое обустройство набережных не предусматривалось (достаточно было прибрежную территорию содержать в порядке), то впоследствии, с середины XIX века, простейшие деревянные конструкции начинают заменяться более прочными, каменными. Это позволяло осуществлять и более надежное перемещение людей и транспорта вдоль берега, загрузку и выгрузку товаров с причала на суда, защиту строений города от паводков и т.д.

Набережные постепенно превращались также и в привлекательные места отдыха, становясь престижными элементами городской структуры, особенно ансамблей городского центра [2]. На набережных устраивают прогулочные аллеи, видовые площадки, площадки для отдыха, спуски к воде, причалы, формируя переходную зону между природно-ландшафтной средой и городской застройкой. Наиболее яркими примерами в настоящее время являются набережные в таких городах, как Пинск, Гомель, Минск, Витебск, Гродно, Могилев.

Восстановленная после Второй мировой войны в 1948 году современная набережная стала своеобразной визитной карточкой *Пинска*. Вдоль всей набережной проходит улица Днепровской флотилии. Последняя реконструкция набережной приостановлена в августе 1991 года. Было решено воссоздать ис-

торический вид набережной, однако проект так и не был осуществлен. В 2008 году открыта «Новая набережная», длина которой около 300 м, находится на территории спортивного комплекса «Волна» [3]. Теперь здесь три пешеходных перехода, которыми свободно могут пользоваться люди с ограниченными физическими возможностями. Архитекторы нашли оригинальные решения и при строительстве затона спасательной станции – красивые лестничные сходы, соединяющие парковую зону и набережную, пешеходные дорожки выложены тротуарной плиткой, установлены оригинальные светильники и ограждения. Обновленную набережную дополняют цветники и декоративные металлические калитки и ворота (рис. 3). Чтобы придать месту отдыха пинчан особый шарм, благоустроен и противоположный берег Пины – он подсыпан песком и укреплен подпорными стенами из натурального камня [4].



Рис. 3. «Старая» и «новая» набережная реки Пина в Пинске

В 2009 году в Гомеле начались работы по благоустройству набережной реки Сож. Запланировано углубление реки и продление набережной на несколько сот метров вдоль парка. Архитектурная концепция останется прежней. Всё будет выдержано в стиле, к которому привыкли гомельчане. Сегодня большая часть железобетонных плит, которыми была выложена пешеходная часть, заменена на мелкоштучную плитку и гранит, установлены ограждения, скамейки. С 2012 года начался второй этап работ по облагораживанию прибрежной зоны реки Сож (рис. 4).



Рис. 4. Набережная реки Сож, Гомель.
Современное состояние

Реки и водоемы *Минска* превратились в связующее звено между старыми и новыми районами города. Наиболее интересно данная связь решена вблизи острова Слез на реке Свислочь. Набережная объединяет сооружения Троицкого предместья и здания на Сторожевской улице, создавая архитектурно выразительную панораму прибрежной территории. Связующим элементом построек Троицкого предместья и здания Дворца спорта, находящегося на противоположном берегу, является река.

Комплексное освоение набережных – это не только преобразование природной составляющей, но и внесение в городскую среду разнообразных элементов, которые способствуют созданию единого градостроительного облика. Объемно-планировочный комплекс набережных Минска включает как природные (склоны берегов, озеленение, террасы), так и рукотворные элементы: жилые и общественные постройки, малые архитектурные, а также гидротехнические формы, разнообразные инженерные сооружения.

Силуэт застройки городских набережных очень важен для Минска, особенно там, где благодаря ей организуется открытое пространство: невысокие здания Троицкого предместья, расположенные практически у самой воды, создают уютную и спокойную атмосферу.

В городе Минске имеются водоемы, береговая линия которых в черте города освоена не полностью. Яркий пример тому – *водохранилище Лошица*. Обширный водоем, расположенный между жилым районом и парком Курасовщина, является местом отдыха, где максимально сохранен природный пейзаж. Береговые участки водохранилища частично приспособлены для отдыха: на одном берегу водохранилища имеются насыпи для катания на лыжах в зимнее время, плиточные покрытия, сооружения для отдыха. Однако другая часть берега полностью утратила черты прежней организации и в настоящее время не обустроена вовсе. Причем если пластика и интересная форма отдельно стоящих строений придает своеобразный колорит ландшафту, то несовместимость довольно унылой застройки с зелеными насаждениями на противоположном берегу все еще остается проблемой (рис. 5).



Рис. 5. Береговой участок водохранилища Лошица

Такие же проблемы существуют и на *Цнянском водохранилище*. До сих пор пляжные и прибрежные территории водоема недостаточно оснащены. Расположенные в этом месте скамейки и кабины для переодевания физически и морально устарели. Должным образом не оборудована автостоянка и не решен подъезд с улицы Выготского [5].

Река Витьба играет важную роль в истории *Витебска*. Ширина современного русла реки – от 2 до 8 м, ее воды преобразовали местность, создав сложный, резко пересеченный рельеф. Склоны берегов покрыты различными насаждениями, в большинстве своем неухаживаемыми. В то же время Витьба и прилегающая к ней территория – одно из уникальных мест, сохранившихся в Витебске. Живописно изогнутое русло, крутизна обрамляющих склонов создают необычные в своем роде экстерьеры и пейзажи. При проектировании благоустройства применялся прием мозаичного ландшафта – чередование преобразованных и искусственно созданных участков с организацией очагов естественной природы. На всем протяжении река разбита на планировочные участки и функциональные зоны. Территория от моста по улице Ленина до места впадения в Двину определена как историческая, за ней следует зона активного отдыха, плавно переходящая в прогулочную часть со спортивным сектором, замыкающая часть – пляж и лодочная станция. При разработке генплана каждому планировочному участку отводилась особая тематическая роль (рис. 6).



Рис. 6. Набережная реки Витьба в Витебске во время реконструкции

Несмотря на сложный рельефный характер берега, река насыщена новыми и оригинальными элементами благоустройства, зрительно уширена за счет очистки прибрежных зон. В результате проведен-

ных проектно-строительных работ прибрежная часть реки Витьба стала наиболее красивым и притягательным местом в городе для отдыха и прогулок горожан и туристов во все времена года [6].

Набережная реки Немана в Гродно начала формироваться как элемент городской среды в 1928 году. Её берег был выложен бутовым камнем, вдоль набережной проложена мостовая из брусчатки, под мостом построена лестница из натурального камня, ведущая к реке. Работы завершились в 1935 году. Автор проекта – инженер Б. Пирацкий. С тех пор проводились только ремонтные работы [7].

Проект реконструкции набережной Немана, выполненный УП «Институт Гродногражданпроект» в 2003 году, включает в себя благоустройство дороги длиной 2,5 км – от Старого моста (ул. Горновых) до Нового моста (ул. Весенняя). Целью данного проекта явились систематизация транспортно-пешеходных связей, обновление дорожного покрытия, частичное укрепление откосов и склонов набережной, организация площадок для отдыха с элементами благоустройства. Были разработаны элементы ограждения, уличное освещение и малые архитектурные формы с соблюдением преемственности идей, заложенных в 30-е годы прошлого столетия.

Лестница влюбленных была построена одновременно с набережной в 1935 году, поэтому её конструкция сильно повреждена временем: просели лестничные марши и ступени, обрушились бетонные вазы. В результате реализации проекта лестница облицована гранитом, на промежуточных площадках установлены скамьи для отдыха и оригинальные светильники. Органично вписанная в окружающий ландшафт, она по-прежнему является местом встреч влюбленных. На самой высокой точке берега запроектирована еще одна видовая площадка с павильоном-беседкой, где можно отдохнуть и полюбоваться неманскими пейзажами. На сегодняшний день большая часть проекта реализована. Набережная приобрела современный вид и является привлекательным местом отдыха для приезжих и горожан (рис. 7).



Рис. 7. Набережная реки Неман в Гродно.
Современное состояние

В Могилеве запроектирована набережная для прогулок вдоль реки Дебря. Помимо эстетического эффекта, проект предполагает благоустройство застройки на улице Котовского. В настоящее время специалисты расширяют пойму реки, проводят очистку и закрепление откосов. В дальнейшем намечено строительство проезжей части и непосредственно само благоустройство прибрежной зоны – организация такой же пешеходной зоны (с подъездами и тротуарами), как и в районе реки Дубровенка (рис. 8).



Рис. 8. Набережная реки Дубровенка в Могилеве

Долгое время река Дубровенка больше напоминала ручей, но сегодня это одно из любимых мест горожан. В 2000 году были проведены работы по благоустройству набережной: сделана искусственная запруда – река увеличилась в размерах, мост делит ее на две половины, в центре каждой из них имеется фонтан. По берегам разбиты аллеи, расставлены скульптуры, фонари, скамейки, дорожки выложены тротуарной плиткой.

На основе анализа функционального освоения береговых зон крупных городов Беларуси можно сделать следующие **выводы**:

- торговая функция, преобладавшая в береговой зоне ряда городов в период с XVI по XIX век, в настоящее время оказалась вытесненной жилыми районами с общественной инфраструктурой;
- площади естественных массивов зелени, преобладавших в береговой зоне ряда городов в период с IX по XVIII век, значительно сократились;
- намечилось развитие таких направлений, как укрепление и благоустройство набережных в крупных и областных городах республики, приспособление их для транспортно-коммуникативной и культурно-оздоровительной функции;
- при благоустройстве набережных следует стремиться к сохранению индивидуальности их облика путем применения разнообразных элементов благоустройства, различных материалов, отвечающих требованиям эргономики, прочности и долговечности;
- архитектурно-художественный образ набережной должен быть выразительным и гармонично вписываться в окружающий ландшафт, соответствовать всему архитектурному ансамблю застройки и как планировочный компонент, и как объемное сооружение;
- учитывая социально-экономическую политику Республики Беларусь, одной из основ которой является развитие всех форм туризма, в том числе и водного, необходимо проводить работу по благоустройству береговых линий, в частности в виде набережных, которые должны появиться во многих городах, расположенных вдоль водных артерий: Полоцк, Новополоцк, Береза, Красный Берег, Кричев и т.д.

ЛИТЕРАТУРА

1. Граница земли и воды в историко-социальном контексте // Архитектура и строительство. – 2009. – № 6.
2. Река в традициях культуры и ландшафтов Беларуси // Архитектура и строительство. – 2009. – № 6.
3. [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://pinksasha.narod.ru/>.
4. [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://pinsk.gov.by/news/detail.php?ID=39454>.
5. [Электронный ресурс]. – Режим доступа: http://minsk1.net/view_guide/obemno-planirovochnyj_kompleks_naberezhnyh_minska/.
6. [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://ais.by/story/910>.
7. [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://ais.by/story/2722>.

Поступила 04.06.2013

ARCHITECTURAL AND COMPOSITION CONCEPT OF EMBANKMENTS IN BELARUS

G. ZAKHARKINA, I. ZENCHENKOVA

The issues connected with the organization of coastal zones in large cities of the Republic of Belarus are considered: in Minsk, Grodno, Vitebsk, etc. It is shown that it is water tourism which will influence significantly the execution of works on the improvement of the coastline, including the form of embankments, in the cities situated along waterways. At improvement of embankments one should aim at preservation of the individuality of their look, at diversity of elements and forms. It is necessary to use different materials and ways of execution of works, at the same time the created architectural and artistic image should be expressive and fit into the surrounding landscape.

УДК 711.4

РЕКОНСТРУКЦИЯ ОБЩЕГОРОДСКОГО ЦЕНТРА НОВОПОЛОЦКА

В.И. МАТВЕЙЧУК*(Полоцкий государственный университет)*

Рассматривается один из крупных промышленных и культурных центров Республики Беларусь – город Новополоцк. Показана его градостроительная уникальность, заключающаяся в малом по историческим меркам периоде развития города (1958 год основания) и крупном в социально-экономическом и географическом измерении масштабе Новополоцкой градостроительной системы. Жилые районы застраивались вдоль поймы реки Западной Двины на удалении от промышленных предприятий с санитарным разрывом в 4,5 км. Установлено, что город, имея линейную структуру плана и развиваясь только в юго-восточном направлении, столкнулся с проблемой организации общегородского центра.

Введение. Архитектурная среда Новополоцка начала формироваться в начале шестидесятых годов. Становление города проходило в период после принципиального перелома в основных направлениях развития архитектуры, который наметился в конце 1954 года. Главная мысль – «советской архитектуре должна быть свойственна простота, строгость форм и экономичность решений». Эту проблему предлагалось решить на основе индустриализации, внедрения сборных методов строительства и крупноразмерных конструкций [1, с. 41].

За свою небольшую историю Новополоцк состоялся как значимое градостроительное образование. Более 50 лет создателями его генеральных планов, разработчиками проектов детальной планировки и застройки, зданий и сооружений закладывались основные черты будущего города, а несколькими поколениями строителей проектные решения претворялись в жизнь [2, с. 3]. Архитекторам удалось создать город, органично вписанный в природу.

Основная часть. Выросший на древней Полоцкой земле, Новополоцк воплотил в жизнь легенду о Белом городе. Планировочной первоосновой селитебной части Новополоцка был Пионерный поселок, своеобразный детинец Нового города, включающий поселки строителей и энергетиков. Тогда на компактном пространстве на площади около 40 га были созданы все функциональные зоны города, все необходимые общественные, жилые и коммунальные объекты. Одним из первых зданий, формирующих архитектурный ансамбль города, стало сооружение Дворца строителей. В последующем градостроительное развитие Новополоцка осуществлялось вдоль реки Западной Двины в восточном направлении по известной линейной системе: в пойме – зона отдыха, на верхней террасе – жилые образования, далее скоростная автомобильная магистраль, коммунальные объекты города, санитарно-защитная зона и промышленные предприятия [3].

Безусловно, по прошествии почти 50 лет архитектурный облик Новополоцка требовал изменений. В связи с этим за последние несколько лет был произведен ряд реконструктивных мероприятий по модернизации и улучшению архитектурного облика, а также благоустройству центральной части города, которые обновили и «освежили лицо города». Самым значительным изменениям подверглись здание Горисполкома и площадь Строителей. Изменился внешний облик Дома торговли и Дома быта. Был создан бульвар на улице Кирова (рис. 1). Но все эти изменения не являются кардинальными, а это говорит о том, что и они в ближайшее время потребуют модернизации. Так как площадь Строителей является главной репрезентативной частью города, то к её реконструкции нужно подходить особенно серьезно.



Рис. 1. Бульвар около общегородского центра Новополоцка, улица Кирова (существующее положение)

На данный момент требуются кардинальные меры по «выделению» центральной части города Новополоцка из общей массы невыразительной (по высотности) застройки города, продолжающего расти, но так и не имеющего доминант. Основная застройка Новополоцка колеблется в пределах 5...9-ти этажей. К центральной части города примыкают в основном пятиэтажные жилые дома, а общественные здания в среднем не превышают трех этажей (рис. 2). Такая небольшая разница в высотности зданий создает однообразную линию застройки центральной части города.



Рис. 2. Панорама общегородского центра Новополоцка, ул. Молодежная (существующее положение)

В связи с ростом и развитием города его общественный центр значительно отделился от географического. Этого следовало ожидать, так как развитие города происходит только в восточном направлении, вдоль реки Западной Двины, из-за линейной структуры плана. Отрицательным фактором такого развития является то, что центральная часть Новополоцка визуальна и ансамблево перестала быть таковой [4, с. 88 – 126].

Новополоцк нуждается в крупных градостроительных доминантах, которые присутствовали в разработанных ранее проектах реконструкции центральной части города (например, в проекте реконструкции центра западного жилого района, разработанном под руководством заслуженного архитектора БССР Ю.В. Шпита), поэтому необходимо использовать представившуюся возможность создания уникального архитектурного облика Новополоцка, максимально сохраняя при этом существующую застройку. Существует огромная потребность в создании контрастной по высотности застройки, которая позволит создать разнообразный и неповторимый силуэт города.

Проектное предложение. По проекту предполагается визуально выделить центр, «обрав» его четырьмя доминантами (используя один из приемов размещения групповых вертикалей в городском центре – контурный). Предлагаемые доминанты: новый корпус гостиничного комплекса «Беларусь» (предлагается расположить на главной визуальной оси Новополоцка – в направлении от перекрестка по улице Калинина к площади Строителей); офисно-досуговый центр (предлагается расположить на второй по значимости визуальной оси города – в направлении от перекрестка по улице Ктаторова к площади Строителей), многоквартирный жилой дом-вставка и лабораторно-исследовательский корпус УО «Полоцкий государственный университет» станут второстепенными, поддерживающими проектируемый ансамбль, доминантами (рис. 3).

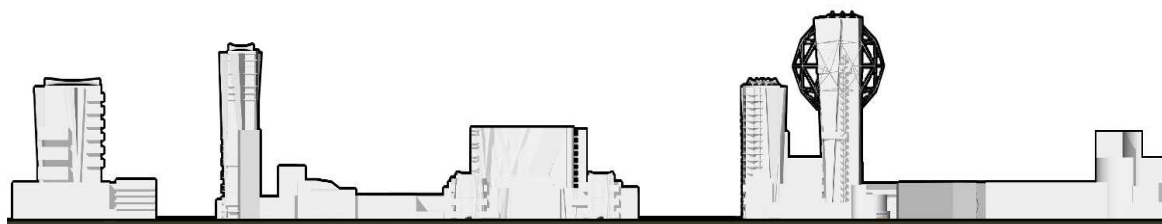


Рис. 3. Развертка застройки по улице Молодежная (проектное предложение)

Важным является решение переноса спортивной зоны (стадиона «Атлант») в центр восточного жилого района Новополоцка. Стадион «Атлант» изначально построен в несоответствии со стандартами расположения спортивных сооружений, на данный момент стадион имеет ориентацию восток – запад, а единственно допустимой является ориентация север – юг. Использовать территорию стадиона предлагается под строительство театра (рис. 4), расположив его непосредственно у склона второй пойменной террасы Западной Двины. Это позволит «связать» театр с интересным рельефом центральной части Новополоцка, создав выход на зеленую крышу театра и дополнительную обзорную площадку для парковой зоны [5, с. 36 – 38].

В здании спортивного комплекса «Атлант», расположенного по улице Молодежная, 49А, предлагается расположить дом детского творчества. Сам спортивный комплекс предлагается перенести, вместе со стадионом, в центр восточного жилого района Новополоцка.



Рис. 4. Фрагмент генерального плана центральной части Новополоцка (проектное предложение):
 1 – столовая общежития № 2 УО «ПГУ»; 2 – общежитие № 2 УО «ПГУ»; 3 – городской общественный туалет;
 4 – выход из подземной автостоянки; 5 – зеленая эксплуатируемая кровля театра; 6 – малый драматический театр «АРТ»;
 7 – навес; 8 – входная зона театра; 9 – стенд для афиш; 10 – въезд в подземную автостоянку;
 11 – дом детского творчества; 12 – автостоянка; 13 – фонтан; 14 – остановка общественного транспорта

Подземный комплекс, предлагаемый в данном проекте реконструкции для разгрузки центральной части города от большого количества автомобилей, займёт территорию под дендрариумом, въезд в который будет осуществляться по продолжению оси улицы Кирова в сторону реки Западной Двины, а выезд (рис. 4) расположен около проектируемого театра, что создаст дополнительное удобство для его посетителей и работников.

Одной из главных решенных в проекте задач является введение новой пешеходной планировочной оси, ведущей от здания горисполкома, через дендрарий, к набережной Западной Двины. Это позволит соединить визуально и планировочно город и его главную градоформирующую природную ось (река Западная Двина), а также открыть обзор на центральную часть города с правого берега (рис. 5).

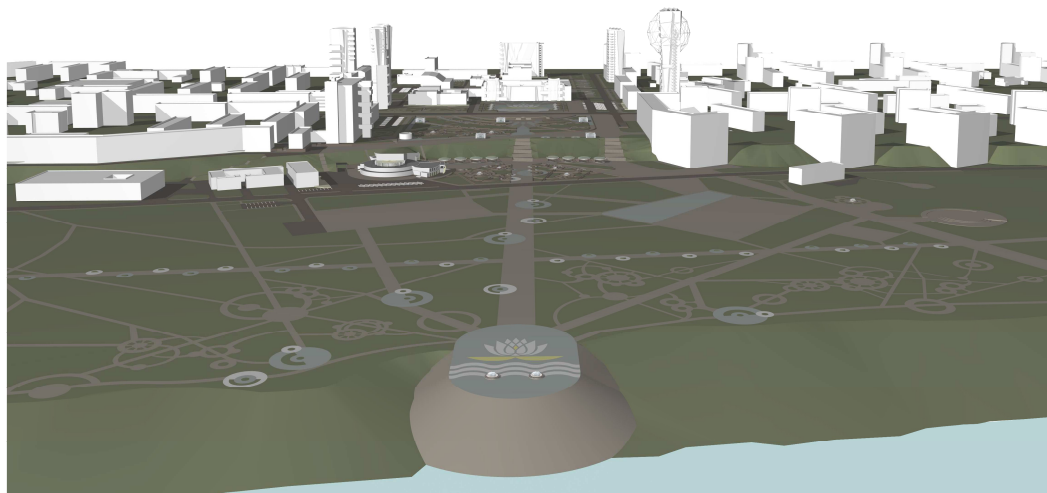


Рис. 5. Вид на центральную часть города Новополоцка с правого берега реки Западной Двина (проектное предложение)

Необходимым в наше время является рациональное использование как надземного, так и подземного пространства, учитывая быстрый рост городов. «Нужно строить не для сегодня, а для завтра и послезавтра». Физический износ зданий приходит, но не так быстро, как моральный. Строя «на сегодня», завтра актуальность функциональной направленности здания, сооружения или какой-либо функциональной зоны может уже не соответствовать потребностям человека.

Заключение. В представленном проекте реконструкции общегородского центра Новополоцка (рис. 6) были воплощены все главные цели и задачи:

- выделена новая главная пешеходная ось, ведущая к реке Западной Двине;
- высотными зданиями (общественными и жилыми) «контурным способом» выделен центр города;
- сформирована новая более комфортная для жителей города система пешеходных и транспортных связей;
- решена проблема с автостоянками – создана подземная автостоянка, рассчитанная на 298 машино-мест.

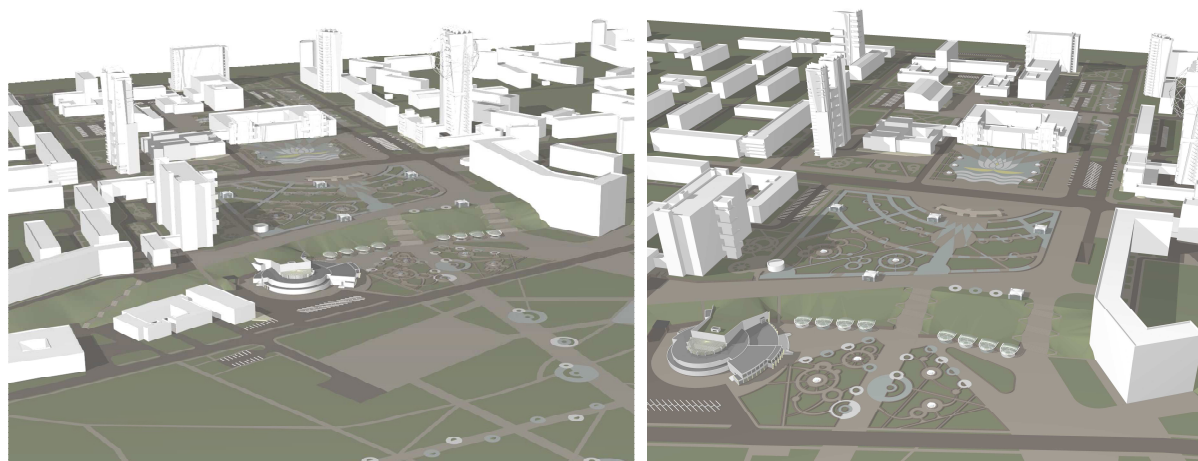


Рис. 6. Панорамные рисунки с видом на застройку общегородского центра Новополоцка (проектное предложение)

ЛИТЕРАТУРА

1. Матвейчук, В.И. Формирование микрорайонной системы расселения в городе Новополоцке / В.И. Матвейчук, М.М. Шлеймович // Труды молодых специалистов Полоц. гос. ун-та. – 2010. – Вып. 44. Строительство. Архитектура. – С. 41 – 44.
2. Шлеймович, М.М. Архитектура и градостроительство Новополоцка / М.М. Шлеймович. – Новополоцк: ПГУ, 2013. – 252 с.
3. [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://www.novopolotsk.by/content/blogsection/2/31/>.
4. Иодо, И.А. Основы градостроительства и территориальной планировки: учебник для вузов / И.А. Иодо, Г.А. Потаев. – Минск: «УниверсалПресс», 2003. – 216 с.
5. Сычева, А.В. Ландшафтная архитектура: учеб. пособие / А.В. Сычева. – Минск: ООО «Парадокс», 2002. – 88 с.

Поступила 04.06.2013

RECONSTRUCTION OF NOVOPOLOTSK TOWN CENTRE

V. MATVEICHUK

One of the largest industrial and cultural centers of the Republic of Belarus – Novopolotsk is considered. Its architectural uniqueness is shown, which consists in the short historical period of the development of the city (founded in 1958) and large (in social, economic and geographic perspective) scale of Novopolotsk architectural system. Residential areas were built along the floodplain of the river Western Dvina away from industries with sanitary zone of 4.5 km. The city faced the problem of organization of the city centre because of a linear structure in plan and development only in the south-east direction.

СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

УДК 624.012.45

УСИЛЕНИЕ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ АРМАТУРОЙ ИЗ УГЛЕРОДНЫХ ВОЛОКОН

д-р техн. наук, проф. Д.Н. ЛАЗОВСКИЙ, Е.Н. БАДАЛОВА
(Полоцкий государственный университет)

Рассматривается усиление изгибаемых железобетонных конструкций путем приклеивания дополнительной арматуры из углеродных волокон в растянутой зоне как эффективный метод, что подтверждено его широким использованием во многих странах Европы и Северной Америки. На территории Республики Беларусь такая арматура применяется сравнительно недавно и недостаточно изучена. В данной работе представлены результаты и анализ экспериментально-теоретических исследований железобетонных многопустотных плит перекрытий, усиленных в растянутой зоне арматурой из углеродных волокон. При разработке методик расчета прочности по нормальному к продольной оси сечению, прогиба и ширины раскрытия трещин учтены особенности совместной работы с бетоном арматуры из углеродных волокон, в том числе при усилении зоны приклейки дополнительными элементами.

Введение. Одним из важнейших направлений строительной отрасли в настоящее время является ремонт и реконструкция промышленных и гражданских зданий. Проводимые в связи с этим мероприятия зачастую включают работы по усилению несущих конструкций. Выбор способа усиления зависит от многих факторов и всегда требует комплексного подхода. Повышение прочности и трещиностойкости, уменьшение деформативности железобетонной конструкции после ее усиления являются приоритетными. Однако необходимо учитывать также экономичность, ремонтпригодность, эстетичность, сроки проведения работ по усилению конструкций. Таким образом, поиск эффективных методов усиления несущих конструкций эксплуатируемых строительных сооружений с учетом всего комплекса факторов является в настоящее время актуальной проблемой.

Среди несущих конструкций перекрытий и покрытий реконструируемых зданий значительную долю составляют железобетонные многопустотные плиты. Один из эффективных методов усиления железобетонных многопустотных плит перекрытий – увеличение площади поперечного сечения продольной рабочей арматуры путем приклеивания дополнительной арматуры из углеродных волокон в растянутой зоне конструкции. Арматура из углеродных волокон обладает рядом преимуществ: коррозионной стойкостью, небольшим собственным весом, простотой транспортировки (компактно упаковывается), высокой прочностью на растяжение при достаточно высоком модуле упругости, высокой усталостной прочностью и др. Данный способ усиления характеризуется эстетичностью, простотой выполнения работ по монтажу дополнительной арматуры, не требующих использования тяжелого оборудования и поддерживающих опор, а также возможностью их проведения в короткие сроки без длительной остановки производства.

Арматура из углеродных волокон для усиления железобетонных конструкций изготавливается в виде холстов и пластин. Холсты в основном применяют для усиления сжатых и сжато-изгибаемых конструкций колонн, стен и т.п., а также для усиления зоны среза изгибаемых конструкций и консолей [1; 2]. Пластины широко используют в зарубежной практике для усиления железобетонных конструкций, в том числе изгибаемых.

Совместная работа пластины из углеродных волокон с усиливаемой железобетонной конструкцией обеспечивается путем приклеивания пластины к наружной поверхности бетона конструкции [3 – 6 и др.] или вклеивания пластины в пропиленные пазы [3; 7 – 8]. Расположение пластин в пазах позволяет увеличить прочность сцепления дополнительной арматуры с бетоном и защитить ее от внешних воздействий.

Для повышения прочности анкеровки пластины из углеродных волокон, приклеенной к наружной поверхности бетона усиленной конструкции, используют дополнительные анкерующие элементы. В качестве таких элементов применяют стальные пластины, устанавливаемые на анкерах [6; 7], или холст из углеродных волокон, приклеиваемый на поверхность бетона и пластины с заведением его на боковые грани конструкции [5 – 7; 9; 10].

Проведенный анализ литературных источников и нормативных документов [5; 7; 11 – 13] показал, что расчет по прочности сечений, нормальных к продольной оси, при усилении растянутой зоны изгибаемых элементов дополнительной арматурой из углеродных волокон предлагается выполнять по общим

зависимостям метода предельных усилий с прямоугольной или параболической эпюрой напряжений бетона сжатой зоны. Совместная работа арматуры из углеродных волокон с бетоном конструкции учитывается обобщенными понижающими коэффициентами.

В научной литературе предлагается достаточно большое число формул для расчета длины анкеровки арматуры из углеродных волокон, приклеенной на поверхность усиленной конструкции [5; 11; 14 – 17]. Большинство выражений рассматривают расчетную длину анкеровки как функцию физико-механических характеристик арматуры из углеродных волокон E_f и t_f и прочностных характеристик бетона усиленной конструкции (среднего значения предела прочности бетона при осевом сжатии f_{cm} и осевом растяжении f_{ctm}).

Разработке методов расчета прочности контактного соединения в изгибаемых железобетонных конструкциях, усиленных приклеиванием дополнительной арматуры из углеродных волокон, посвящены исследования таких ученых, как: Т. Maeda [16], J.G. Teng [18], U. Neubauer и F.S. Rostasy [19], R. Niedermeier [17], P. Holzenkampfer [20], M. Deuring [21], B. Ferracuti [22], и других.

Максимальное усилие сдвига, которое может воспринять контактное соединение «пластина – бетон», предлагается определять как функцию физико-механических характеристик арматуры из углеродных волокон E_f , b_f , t_f , прочностных характеристик бетона усиленной конструкции и некоторых коэффициентов, учитывающих геометрию пластины и усиливаемого элемента, плотность бетона в усиливаемой части элемента и др. Для случая отслоения арматуры из углеродных волокон с промежуточной трещины выдвигаются требования по ограничению продольных деформаций дополнительной арматуры или изменению напряжения в дополнительной арматуре между двумя соседними трещинами изгиба.

При наличии большого числа экспериментально-теоретических исследований и предложений по расчету прочности контактного соединения «бетон – арматура из углеродных волокон» отсутствует методика расчета прочности контакта при усилении зоны анкеровки арматуры из углеродных волокон дополнительными элементами.

Экспериментально-теоретическое исследование прочности контактного соединения с бетоном арматуры из углеродных волокон

С целью выявления особенностей совместной работы с бетоном арматуры из углеродных волокон, приклеенной к наружной поверхности бетона и вклеенной в вертикальные пазы в растянутой зоне конструкции, в зависимости от длины контактного соединения и прочности бетона были проведены экспериментально-теоретические исследования. В ходе эксперимента определяли: характер разрушения опытных образцов; влияние на прочность контакта способа обеспечения совместной работы арматуры из углеродных волокон с бетоном, дополнительных усиливающих элементов в виде холста, а также угла ориентации продольных волокон холста относительно направления действия сдвигающих усилий. Опытными образцами являлись фрагменты железобетонных балок длиной 500 мм, размером поперечного сечения 140×250 мм ($b \times h$) с приклеенной в нижней зоне дополнительной арматурой.

Испытание опытных образцов производили путем сдвига железобетонного элемента относительно арматуры из углеродных волокон, неподвижно закрепленной на испытательном стенде, моделирующем сдвиг при изгибе в реальной конструкции.

Варьируемые параметры опытных образцов:

- длина приклеивания пластины из углеродных волокон (от 25 до 500 мм);
- прочность бетона опытных образцов (средняя прочность бетона на сжатие (f_{cm} , МПа): 23,6; 30,4; 40,1);
- способ обеспечения совместной работы пластин из углеродных волокон с бетоном (приклеивание пластин к наружной поверхности бетона; приклеивание пластин к наружной поверхности бетона с усилением зоны приклейки дополнительными элементами в виде холста из углеродных волокон; вклеивание пластин в предварительно выполненные вертикальные пазы);
- угол ориентации волокон дополнительного усиливающего элемента в виде холста относительно продольной оси образца (от 0 до 90°).

В результате проведенных экспериментальных исследований установлены возможные схемы разрушения контактного соединения бетона с арматурой из углеродных волокон, приклеенной к наружной поверхности бетона конструкции и вклеенной в предварительно выполненные вертикальные пазы: отслоение и сдвиг пластины относительно бетона с его разрушением при срезе или контактов «клей – пластина» и «клей – бетон».

С увеличением прочности бетона возрастала прочность контактного соединения арматуры из углеродных волокон с бетоном (рис. 1). Рост прочности контактного соединения наблюдали также при увеличении длины приклейки арматуры из углеродных волокон к бетону от 25 до 200 мм для образцов с приклеенной к наружной поверхности бетона пластиной и вклеенной в вертикальный паз пластиной шириной 25 мм. При дальнейшем увеличении длины приклейки прочность контакта не увеличивалась. Для опытных образцов с пластиной из углеродных волокон шириной 50 мм, вклеенной в вертикальный паз, наблюдался рост сдвигающего усилия на длине от 80 до 500 мм.

Испытание образцов с усиленной зоной приклейки показало, что значение сдвигающего усилия, при котором происходит разрушение контактного соединения, зависит от угла расположения волокон холста α по отношению к продольной оси опытного образца. Максимальное увеличение значения разрушающего сдвигающего усилия (на 18...40 %) достигнуто при ориентации волокон холста под острым углом ($\alpha = 15...45^\circ$) [23].

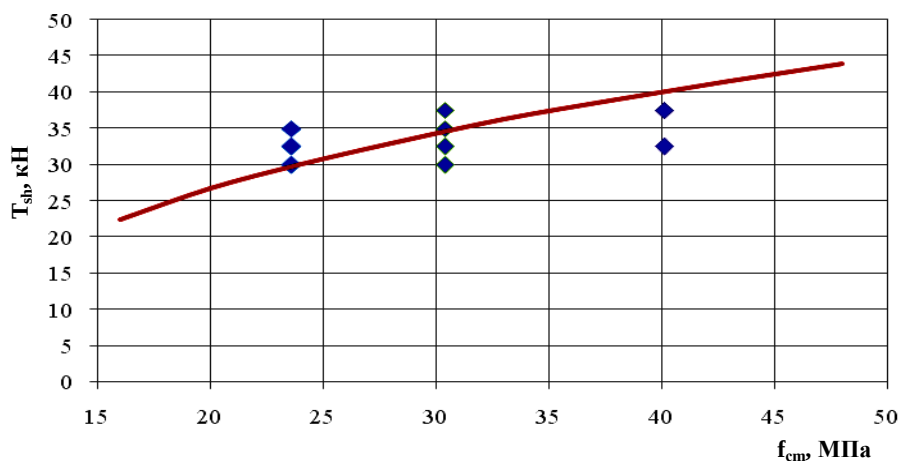


Рис. 1. Зависимость сдвигающего усилия от прочности бетона: сравнение экспериментальных данных с теоретическими значениями

В результате исследований усовершенствованы и экспериментально обоснованы зависимости для вычисления сдвигающего усилия T_{sh} , при котором происходит разрушение контактного соединения арматуры из углеродных волокон с бетоном при различных способах обеспечения совместной работы (рис. 2):

- приклеиванием арматуры из углеродных волокон к наружной поверхности бетона (рис. 2, а):

$$T_{sh} = b_{s,ad} \sqrt{2E_{s,ad} \cdot t_{s,ad} \cdot k_f \cdot k_b \sqrt{f_{ck} \cdot f_{ctm}}}; \quad (1)$$

- вклеиванием арматуры из углеродных волокон в вертикальные пазы (рис. 2, б):

$$T_{sh} = 2b_{s,ad} \sqrt{E_{s,ad} \cdot t_{s,ad} \cdot k_f \sqrt{f_{ck} \cdot f_{ctm}}}; \quad (2)$$

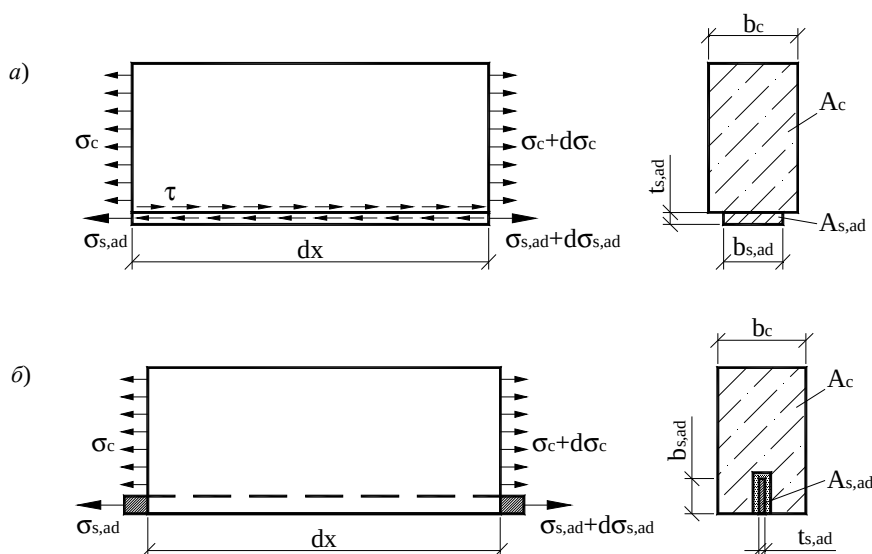


Рис. 2. Расчетная схема элемента с пластиной из углеродных волокон, приклеенной к поверхности бетона (а); вклеенной в вертикальный паз (б)

- приклеиванием арматуры из углеродных волокон к наружной поверхности бетона с усилением зоны приклеивания дополнительными элементами в виде холста:

$$T_{an} = b_{s,ad} \sqrt{2E_{s,ad} \cdot t_{s,ad} \cdot k_{\alpha} \cdot k_f \cdot k_b \sqrt{f_{ck} \cdot f_{ctm}}} \quad (3)$$

В формулах (1)...(3) $b_{s,ad}$, $t_{s,ad}$ и $E_{s,ad}$ – соответственно ширина, толщина и модуль упругости арматуры (пластины) из углеродных волокон; $k_f = 0,077...0,164$ – коэффициент, значение которого определяется путем обработки экспериментальных данных; k_b – коэффициент, учитывающий распределение касатель-

ных напряжений на ширине, большей, чем ширина арматуры из углеродных волокон: $k_b = \sqrt{\frac{2-b_f/b_c}{1+b_f/400}}$;

f_{ck} – нормативное сопротивление бетона осевому сжатию; f_{ctm} – прочность бетона на осевое растяжение; k_{α} – коэффициент, учитывающий влияние угла ориентации волокон холста на прочность контакта, предлагается определять по следующей формуле:

$$k_{\alpha} = 13,375 \cdot \alpha \cdot e^{-4\alpha} \quad (4)$$

Здесь α – угол ориентации волокон холста по отношению к продольной оси элемента, в радианах.

Экспериментальные исследования железобетонных многоспустотных плит перекрытий, усиленных в растянутой зоне арматурой из углеродных волокон

Опытными образцами являлись: плита П-1 – испытана как эталонная без усиления; плиты П-2, П-3, П-4 – усилены приклеиванием к наружной поверхности бетона арматуры из углеродных волокон (отличались подготовкой поверхности бетона перед приклеиванием и типом арматуры из углеродных волокон); плита П-5 – усилена приклеиванием к наружной поверхности бетона арматуры из углеродных волокон с усилением зоны анкеровки холстом из углеродных волокон; плита П-6 – усилена вклеиванием в вертикальные пазы арматуры из углеродных волокон.

Характеристики опытных образцов и методика их испытания описаны в [24].

Разрушение плиты П-1 произошло в середине пролета по нормальному к продольной оси сечению вследствие достижения рабочей арматурой плиты условного предела текучести. Разрушение плиты имело плавный характер. Разрушение опытных плит П-2, П-3, П-4, П-5 происходило также по сечению, нормальному к продольной оси, со сдвигом и последующим отслоением дополнительной арматуры из углеродных волокон от поверхности бетона усиленной конструкции. У плиты П-2 одновременно с отслоением арматуры из углеродных волокон произошел разрыв одной из пластин. Во всех случаях разрушение имело хрупкий характер. Разрушение плиты П-6 происходило по сечению, нормальному к продольной оси, в зоне действия максимального изгибающего момента в результате разрыва одной пластины из углеродных волокон.

Характер разрушения контактного шва арматуры из углеродных волокон с бетоном вдоль пролета плит П-2...П-5 неоднородный: по бетону с его отрывом на глубину до 20 мм и по контакту между клеем и пластиной. При этом характер разрушения контакта различался по длине пролета. Разрушение соединения происходило по контактному слою бетона, когда напряжения от действующей нагрузки превышали сопротивление бетона срезу. Такой вид разрушения соединения наблюдался в пролете на длине 4...4,5 м для плит П-2, П-3, П-4 и на длине 3,5 м для плиты П-5. На концевых участках пластин, в зоне действия максимальных касательных напряжений, соединение разрушалось по контакту «клей – пластина». Такой характер разрушения контакта объясняется появлением не только сдвигающих усилий, но и усилий отрыва от бетона.

Напряжения сцепления по длине контакта распределялись неравномерно и наибольшего значения достигли в зоне анкеровки арматуры из углеродных волокон. Усилением зоны анкеровки дополнительными элементами в виде холста у плиты П-5 увеличена прочность сцепления арматуры из углеродных волокон с бетоном конструкции в этой зоне. Качество подготовки поверхности плиты к приклеиванию пластины из углеродных волокон не повлияло на распределение напряжений сцепления по длине контакта, однако увеличило прочность контакта: разрушение соединения для плиты П-4 произошло при нагрузке, в 1,16 раза превышающей разрушающую нагрузку для плиты П-3.

Результаты экспериментальных исследований плит П-1...П-6 приведены в таблице.

Усилением многоспустотных плит перекрытия приклеиванием дополнительной арматуры из углеродных волокон к поверхности бетона увеличена прочность конструкции по сравнению с неусиленной плитой П-1: в 1,73 раза для плиты П-2; 1,45 – для П-3; 1,68 – для П-4; 2,13 – для П-5 и 1,81 раза – для П-6.

Экспериментальные значения разрушающего изгибающего момента M_{ui} , изгибающего момента начала трещинообразования M_{cr} , изгибающих моментов $M_{[a_{max}]}$ и $M_{[w_{max}]}$, соответствующих предельному прогибу и предельной ширине раскрытия трещин

Шифр опытных плит	M_{ui} , кН·м	M_{cr} , кН·м	$M_{[a_{max}]}$, кН·м	$M_{[w_{max}]}$, кН·м
П-1	40,2	31,0	37,0	31,0
П-2	69,4	36,5	53,2	47,5
П-3	58,4	36,5	55,9	39,4
П-4	67,7	34,9	47,7	42,2
П-5	85,6	38,5	47,9	46,0
П-6	72,9	38,5	47,7	42,2

Усиление приклеиванием дополнительной арматуры из углеродных волокон в растянутой зоне оказало влияние на деформации, образование и раскрытие трещин в многпустотных плитах. Установлено, что для усиленных плит значение изгибающего момента, при котором прогиб конструкции достигает предельной величины ($l_{eff} / 197 = 29,6$ мм), увеличивается в 1,29...1,51 раза по сравнению с неусиленной плитой (рис. 3).

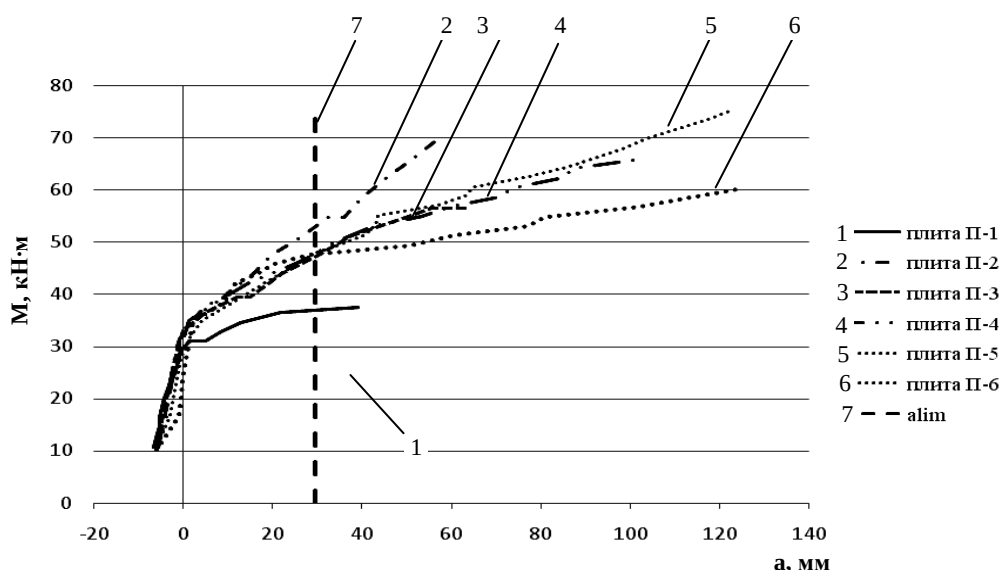


Рис. 3. Изменение прогиба плиты с уровнем нагружения

Момент трещинообразования M_{cr} для усиленных плит по сравнению с неусиленной плитой увеличился на 13...24 %. В 1,27...1,53 раза возросло значение изгибающего момента, при котором ширина раскрытия трещин, измеренная на уровне центра тяжести предварительно напряженной арматуры плиты, достигла предельного значения 0,2 мм (рис. 4).

Наблюдалось уменьшение ширины раскрытия трещин для усиленных плит по сравнению с неусиленной плитой при действии одинаковой нагрузки.

Увеличение момента трещинообразования для усиленных плит по сравнению с неусиленной плитой происходило в результате включения в совместную работу с бетоном конструкции дополнительной арматуры из углеродных волокон с более высоким, чем у бетона, модулем упругости.

Положительное влияние, которое арматура из углеродных волокон оказала на величину прогибов и ширину раскрытия трещин, объясняется выявленными особенностями трещинообразования усиленных плит. При исследовании трещинообразования установили увеличение длины зоны образования трещин, нормальных к продольной оси, для усиленных плит по сравнению с неусиленной плитой. Отношение длины участка с трещинами для усиленных и неусиленных плит изменялось в процессе нагружения и в предельном состоянии составило 1,58...1,84.

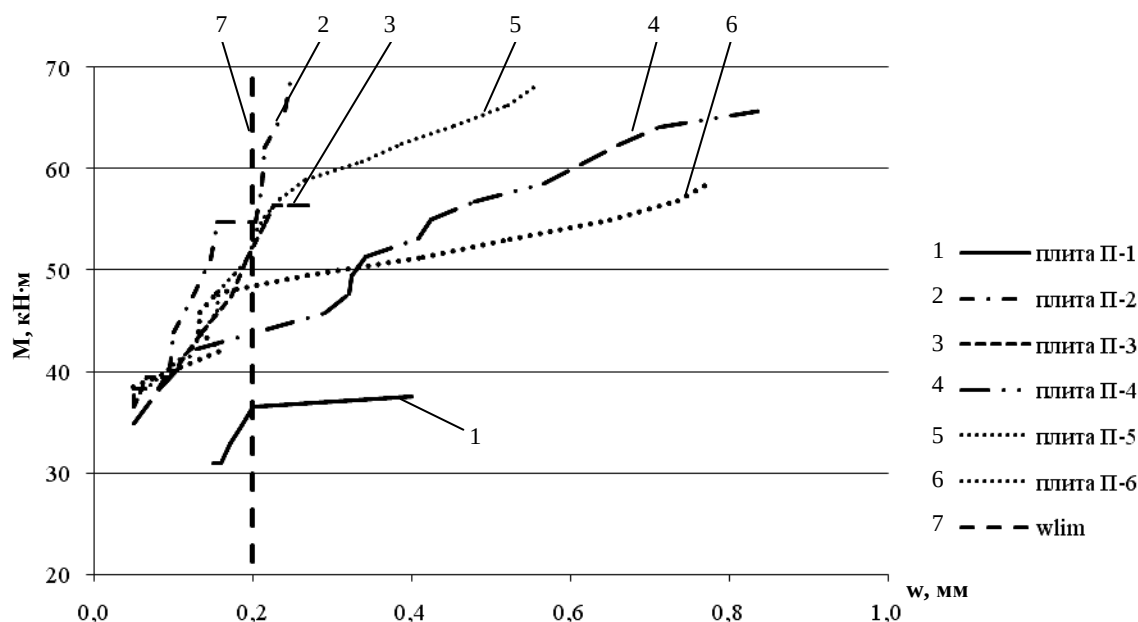


Рис. 4. Изменение ширины раскрытия трещин с уровнем нагружения

Анализ экспериментальных данных исследования жесткости и трещиностойкости показал, что при проектировании усиления многопустотных плит перекрытия приклеиванием арматуры из углеродных волокон ограничивающими факторами, не позволяющими полностью использовать прочностные свойства арматуры, кроме прочности контактного соединения дополнительной арматуры с бетоном, являются нормируемые показатели предельной ширины раскрытия трещин и предельного прогиба для железобетонных плит.

Расчет прочности, жесткости и трещиностойкости изгибаемых железобетонных конструкций, усиленных арматурой из углеродных волокон

Расчет прочности по сечению, нормальному к продольной оси изгибаемой конструкции, усиленной в растянутой зоне арматурой из углеродных волокон, предлагается производить на основе деформационной расчетной модели. Поперечное сечение многопустотной плиты, усиленной в растянутой зоне дополнительной арматурой из углеродных волокон, согласно деформационной модели представляли совокупностью элементарных площадок (рис. 5). При этом дополнительную арматуру при горизонтальном ее размещении в растянутой зоне моделировали одной элементарной площадкой, а при вертикальном размещении разбивали по высоте на ряд элементарных площадок, что позволяло учесть работу на изгиб арматуры из углеродных волокон, расположенной вертикально.

Рассматривали *три стадии работы изгибаемой конструкции*: первая – отпуск предварительно напряженной арматуры основного сечения; вторая – эксплуатация, предшествующая усилению конструкции; третья – эксплуатация усиленной конструкции под воздействием внешней нагрузки.

Параметры напряженно-деформированного состояния усиленной конструкции на третьей стадии определяли из решения системы уравнений (5):

$$\left\{ \begin{aligned} & \sum_{i=1}^n \sigma_{ci} \cdot A_{ci} \cdot (y_{0,ad} - y_i) + \sum_{j=1}^m \sigma_{pj} \cdot A_{pj} \cdot (y_{0,ad} - y_j) + \sum_{k=1}^t \sigma_{s,adk} \cdot A_{s,adk} \cdot (y_{0,ad} - y_k) - M = 0; \\ & \sum_{i=1}^n \sigma_{ci} \cdot A_{ci} + \sum_{j=1}^m \sigma_{pj} \cdot A_{pj} + \sum_{k=1}^t \sigma_{s,adk} \cdot A_{s,adk} = 0; \\ & \epsilon_{ci} = \frac{1}{r_{ad}} (y_{0,ad} - y_i) + \epsilon_{0ci} + \epsilon_{1ci}; \\ & \epsilon_{p,j} = \frac{1}{r_{ad}} (y_{0,ad} - y_j) + \epsilon_{0pj} + \epsilon_{1pj}; \\ & \epsilon_{s,adk} = \frac{1}{r_{ad}} (y_{0,ad} - y_k); \\ & \sigma_{ci} = f(\epsilon_{ci}), \quad \sigma_{pj} = f(\epsilon_{pj}), \quad \sigma_{s,adk} = f(\epsilon_{s,adk}). \end{aligned} \right. \quad (5)$$

В формуле (5) σ_{ci} , σ_{pj} , $\sigma_{s,adk}$ – нормальные напряжения в элементарной площадке с координатой y_i , y_j , y_k бетона, арматуры основного сечения, дополнительной арматуры из углеродных волокон соответственно; $y_{0,ad}$ – расстояние от выбранной оси до центра тяжести сечения усиленного элемента; y_i , y_j , y_k – расстояние от выбранной оси до центра тяжести элементарной площадки бетона, арматуры основного сечения, дополнительной арматуры из углеродных волокон соответственно; A_{ci} , A_{pj} , $A_{s,adk}$ – площадь поперечного сечения элементарной площадки бетона, арматуры основного сечения, дополнительной арматуры из углеродных волокон соответственно; M – изгибающий момент от внешней нагрузки; ε_{ci} , ε_{0ci} , ε_{1ci} – продольные относительные деформации элементарной площадки с координатой y_i бетона основной части сечения соответственно после усиления, в момент обжатия, перед усилением; ε_{pj} , ε_{0pj} , ε_{1pj} – продольные относительные деформации элементарной площадки с координатой y_j предварительно напряженной арматуры основного сечения соответственно после усиления, в момент обжатия, перед усилением; $\varepsilon_{s,adk}$ – продольные относительные деформации элементарной площадки с координатой y_k дополнительной арматуры из углеродных волокон после усиления; $\frac{1}{r_{ad}}$ – кривизна продольной оси сечения усиленной конструкции от нагрузки, приложенной после усиления.

Относительные деформации ε_{0ci} , ε_{1ci} , ε_{0pj} , ε_{1pj} вычисляли при рассмотрении напряженно-деформированного состояния конструкции на первых двух стадиях.

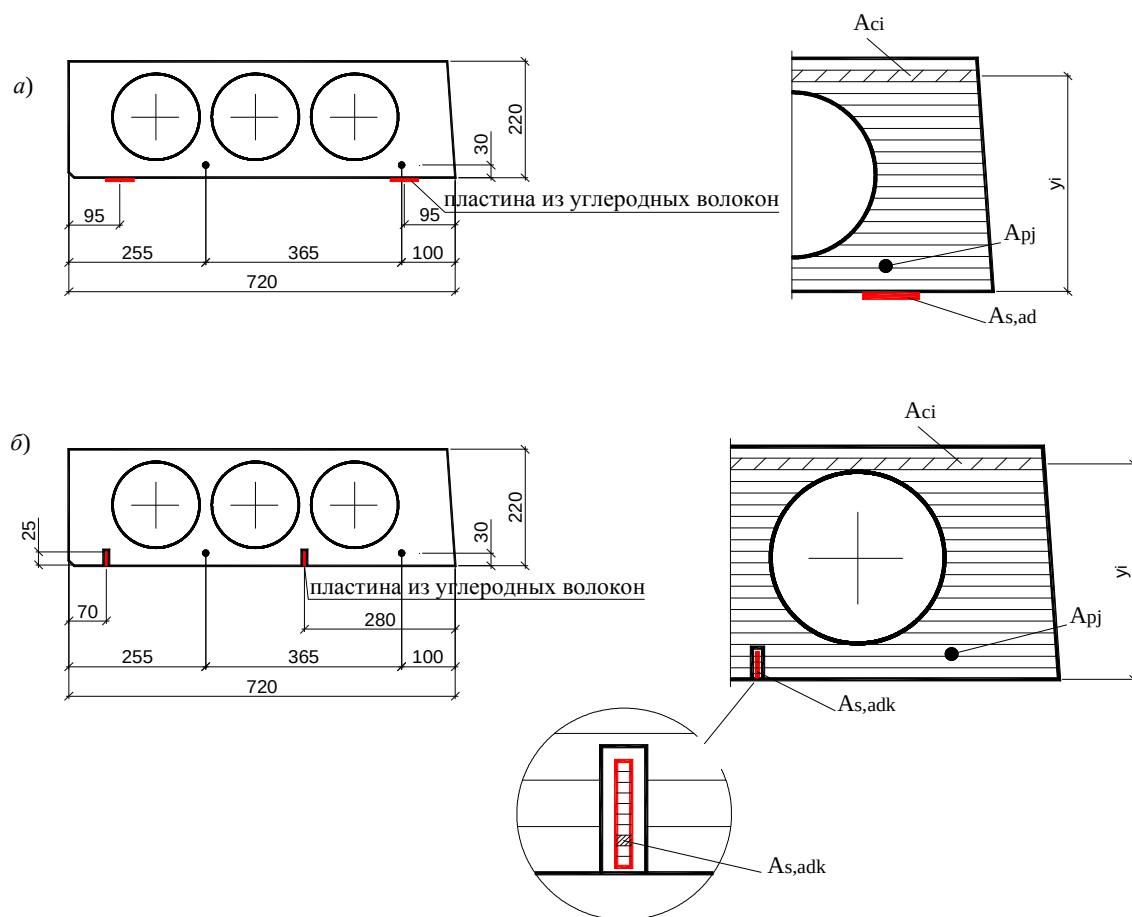


Рис. 5. Расчетная модель нормального сечения многопустотной плиты, усиленной арматурой из углеродных волокон:
а – приклеиванием к наружной поверхности бетона;
б – вклеиванием в пазы

Параметры напряженно-деформированного состояния конструкции определяли в программе «Бета 4.2», усовершенствованной с учетом предложенной методики (рис. 6).

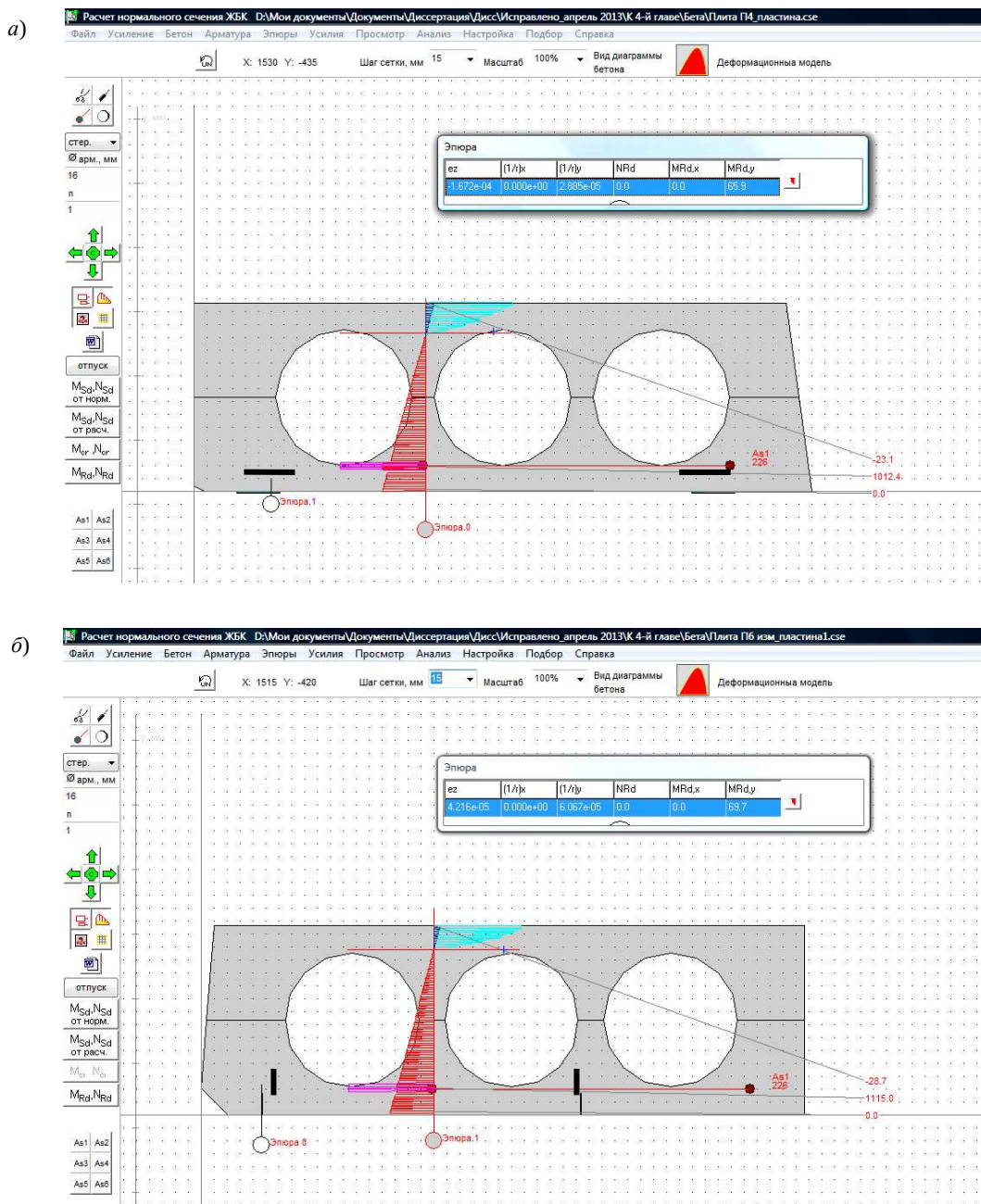


Рис. 6. Окно программы «Бета 4.2»
при расчете параметров напряженно-деформированного состояния плит,
усиленных арматурой из углеродных волокон:
а – приклеиванием к наружной поверхности бетона; б – вклеиванием в пазы

Предельное состояние усиленной конструкции для случая разрушения по растянутой зоне может наступать при достижении продольных относительных деформаций основной или дополнительной арматуры из углеродных волокон предельной величины соответственно ϵ_{su} или $\epsilon_{su,ad}$. Для случая разрушения по сжатой зоне – при достижении бетоном сжатой зоны предельной относительной деформации ϵ_{cu} .

Предельные относительные деформации дополнительной арматуры из углеродных волокон $\epsilon_{su,ad}$ (рис. 7) определяли по расчетным зависимостям:

- при усилении плит приклеиванием к поверхности бетона дополнительной арматуры из углеродных волокон:

$$\epsilon_{su,ad} = k_c \cdot k_{cr} \sqrt{\frac{2k_f \cdot k_b \sqrt{f_{ck} \cdot f_{ctm}}}{E_{s,ad} \cdot t_{s,ad} / 1 \text{ мм}}}; \quad (6)$$

- при усилении плит вклеиванием в вертикальные пазы дополнительной арматуры из углеродных волокон:

$$\varepsilon_{su,ad} = k_{cr} \sqrt{\frac{4k_f \sqrt{f_{ck} \cdot f_{ctm}}}{E_{s,ad} \cdot t_{s,ad} / 1 \text{ мм}}}; \quad (7)$$

- при усилении плит приклеиванием к поверхности бетона дополнительной арматуры из углеродных волокон с усиленной зоной анкеровки холстом из углеродных волокон:

$$\varepsilon_{su,ad} = k_c \cdot k_{cr} \sqrt{\frac{2k_a \cdot k_f \cdot k_b \sqrt{f_{ck} \cdot f_{ctm}}}{E_{s,ad} \cdot t_{s,ad} / 1 \text{ мм}}}, \quad (8)$$

где k_c – коэффициент, учитывающий качество подготовленной поверхности: при отсутствии шлифования поверхности бетона перед приклеиванием дополнительной арматуры из углеродных волокон $k_c = 0,75$, при подготовке поверхности бетона, включая шлифование $k_c = 1$; k_f – коэффициент, установленный в результате обработки экспериментальных данных при различных способах обеспечения совместной работы арматуры из углеродных волокон с бетоном конструкции, составляет 0,107...0,443); k_{cr} – коэффициент, учитывающий работу контактного соединения дополнительной арматуры из углеродных волокон с бетоном в зоне изгиба на участках между трещинами: $k_{cr} = 1,67$ – при усилении плит приклеиванием дополнительной арматуры из углеродных волокон к наружной поверхности бетона; $k_{cr} = 1,56$ – при усилении плит вклеиванием дополнительной арматуры из углеродных волокон в вертикальные пазы.

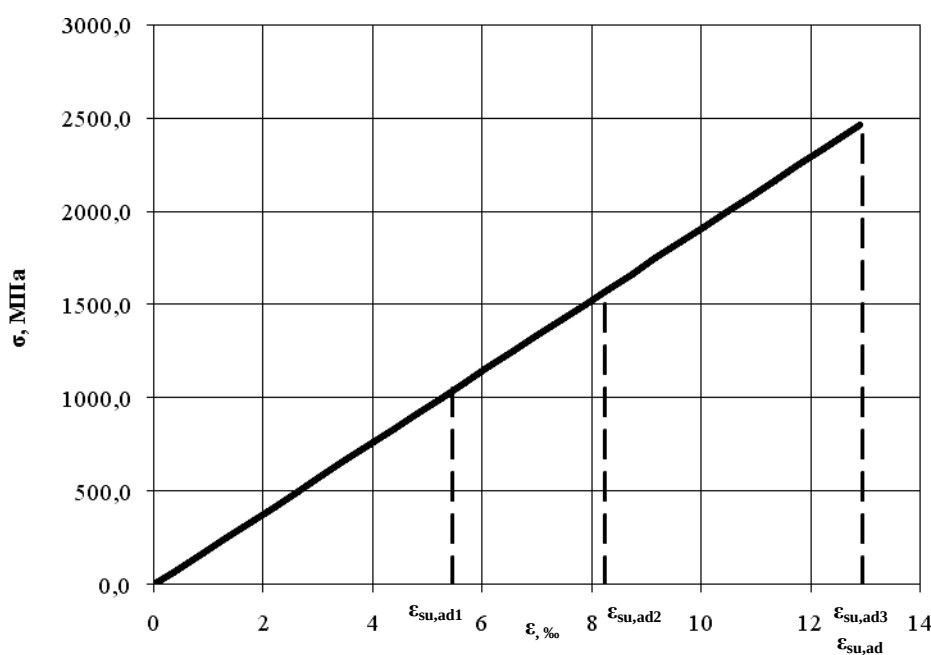


Рис. 7. Зависимость «напряжение – деформация» арматуры из углеродных волокон при расчете прочности сечений железобетонных конструкций, усиленных арматурой из углеродных волокон

Примечание. Предельные значения продольных относительных деформаций арматуры из углеродных волокон при усилении плит:

$\varepsilon_{su,ad1}$ – приклеиванием к поверхности бетона;

$\varepsilon_{su,ad2}$ – приклеиванием к поверхности бетона с усилением зоны анкеровки холстом из углеродных волокон;

$\varepsilon_{su,ad3}$ – вклеиванием в вертикальные пазы;

$\varepsilon_{su,ad}$ – предельная относительная деформация при разрыве.

Прогиб железобетонной многпустотной плиты, усиленной приклеиванием арматуры из углеродных волокон, от действия внешней нагрузки предлагается определять по следующей зависимости:

$$\alpha = k_r \cdot \int_0^l \overline{M}(x) \cdot \frac{1}{r(x)} dx, \quad (9)$$

где k_r – коэффициент, учитывающий особенность работы усиленных конструкций, проявляющуюся в увеличении длины участка с трещинами; $\overline{M}(x)$ – изгибающий момент в сечении с координатой x по длине пролета от действия единичной силы, приложенной по направлению искомого перемещения; $\frac{1}{r(x)}$ – кривизна усиленной плиты в сечении x , определяемая по формуле

$$\frac{1}{r(x)} = \frac{1}{r_0(x)} + \frac{1}{r_1(x)} + \frac{1}{r_{ad}(x)}, \quad (10)$$

где $\frac{1}{r_0(x)}$ – кривизна плиты в сечении x от действия усилия предварительного напряжения; $\frac{1}{r_1(x)}$ – кривизна плиты в сечении x от внешней нагрузки, действующей до усиления; $\frac{1}{r_{ad}(x)}$ – кривизна усиленной плиты в сечении x от внешней нагрузки, действующей после усиления.

Коэффициент k_r определяли по результатам обработки экспериментальных данных и принимали равным отношению длины участка с трещинами для неусиленной плиты к длине участка с трещинами для усиленной плиты на соответствующем уровне нагружения:

- при усилении плит приклеиванием к поверхности бетона дополнительной арматуры из углеродных волокон $k_r = 0,6$;
- при усилении плит вклеиванием в вертикальные пазы дополнительной арматуры из углеродных волокон $k_r = 0,68$;
- при усилении плит приклеиванием к поверхности бетона дополнительной арматуры из углеродных волокон с усиленной зоной анкеровки холстом из углеродных волокон $k_r = 0,73$.

Ширину раскрытия трещин, нормальных к продольной оси изгибаемого элемента, усиленного дополнительной арматурой из углеродных волокон, предлагается определять согласно требованиям действующих нормативных документов [25] с учетом особенностей трещинообразования, выявленных в результате экспериментальных исследований:

$$w = k_r \cdot s_{rm} \cdot \epsilon_{sm}, \quad (11)$$

где s_{rm} – среднее расстояние между трещинами, определяемое в соответствии с требованиями [25]; ϵ_{sm} – средние относительные деформации стержневой арматуры, определенные с учетом работы дополнительной арматуры из углеродных волокон и работы бетона на растяжение.

Сравнительный анализ результатов расчета с экспериментальными данными показал, что предложенные методики позволяют с достоверной точностью определять значение изгибающего момента, соответствующего прочности усиленных плит, прогиба и ширины раскрытия трещин при действии вертикальной нагрузки.

Закключение. Проведенные экспериментальные исследования подтвердили эффективность способа усиления железобетонных многпустотных плит перекрытия приклеиванием в растянутой зоне дополнительной арматуры из углеродных волокон с целью повышения их прочности, жесткости и трещиностойкости.

Установлены возможные схемы разрушения контактного соединения бетона с арматурой из углеродных волокон, приклеенной к наружной поверхности бетона конструкции и вклеенной в предварительно выполненные вертикальные пазы, заключающиеся в отслоении и сдвиге пластины относительно бетона с разрушением бетона при срезе или контактов «клей – пластина» и «клей – бетон».

Разработан способ увеличения прочности контактного соединения с бетоном дополнительной арматуры из углеродных волокон, приклеенной к бетонной поверхности усиливаемой конструкции, заключающийся в применении дополнительных усиливающих элементов в виде холста при ориентации его волокон относительно продольной оси конструкции под острым углом ($\approx 15^\circ$) [23].

Усовершенствована и экспериментально обоснована методика расчета предельного сдвигающего усилия для контактного соединения арматуры из углеродных волокон с бетоном железобетонных конструкций, усиленных приклеиванием к поверхности бетона в растянутой зоне конструкции дополнительной арматуры из углеродных волокон, учитывающая наличие дополнительных усиливающих элементов в виде холста в зоне контакта, а также при размещении дополнительной арматуры из углеродных волокон в вертикальных пазах.

Усовершенствована методика расчета прочности по нормальному к продольной оси сечению изгибаемых железобетонных конструкций, усиленных арматурой из углеродных волокон, на основе деформационной модели, учитывающая предельную относительную деформацию дополнительной арматуры из углеродных волокон при различных способах обеспечения ее совместной работы с бетоном.

Усовершенствована методика расчета прогиба и ширины раскрытия трещин, нормальных к продольной оси изгибаемых железобетонных конструкций, усиленных арматурой из углеродных волокон, учитывающая увеличение длины зоны образования трещин.

ЛИТЕРАТУРА

1. Особенности методики расчета колонн, усиленных композитными материалами / А.Н. Болгов [и др.] // Бетон и железобетон. – 2012. – № 1. – С. 14 – 17.
2. Considerations about non linear static analysis of a reinforced concrete frame retrofitted with FRP / M. Savoia [et al.] // *Mecánica Computacional*. – 2010. – Vol. XXIX, № 11. – P. 10173 – 10182.
3. Blaschko, M. Rehabilitation of concrete structures with CFRP strips glued into slits / M. Blaschko, K. Zilch [Electronic resource]. – Mode of access: <http://www.iccm-central.org/Proceedings/ICCM12proceedings/site/papers/pap352.pdf>. – Date of access: 25.01.2012.
4. Bonding of CarboDur CFRP plates under oscillating load Static testing of prestressed narrow slabs strengthening with CarboDur CFRP Plate systems // Report No.418'931E/1. – Zürich, 2002. – 14 p.
5. Externally bonded FRP reinforcement for RC structures : Fib Bulletin 14. – Switzerland, 2001. – 130 p.
6. Van Gemert D. Strengthening of concrete constructions with externally bonded reinforcement: Design concepts and case studies / D. Van Gemert, S. Ignoul, K. Brosens // *Innovative materials and technologies for construction and restoration: First International Conference (IMTCR-04)*. – University of Lecce, Italy, 2004.
7. Внешнее армирование железобетонных конструкций композиционными материалами / А.А. Шилин [и др.]. – М.: ОАО «Изд-во «Стройиздат», 2007. – 184 с.
8. Near surface mounted CFRP strips for the flexural strengthening of RC columns: experimental and numerical research / J.A.O. Barros [et al.] // *Engineering Structures*. – 2008. – Vol. 30, № 12. – P. 3412 – 3425.
9. Быков, А.А. Чистый изгиб железобетонных балок, армированных углеродным холстом / А.А. Быков, А.В. Калугин, А.А. Балакирев // *Промышленное и гражданское строительство*. – 2011. – № 7. – С. 22 – 25.
10. Daugevičius, M. Жесткость железобетонных балок, усиленных углепластиком при действии кратковременной и длительной нагрузки / M. Daugevičius // *Проблемы современного бетона и железобетона: материалы III междунар. симпоз., Минск, 9 – 11 ноября 2011 г.: в 2 т. / М-во архитектуры и строительства Респ. Беларусь. Научно-исследовательское республиканское унитарное предприятие по строительству «Институт БелНИИС»; редкол.: М.Ф. Марковский [и др.]. – Минск: Минсктиппро-ект, 2011. – Т. 1: Бетонные и железобетонные конструкции. – С. 9 – 19.*
11. Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures / Reported ACI Committee 440: ACI440.2R-02, 2002. – 45 p.
12. Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures: CNR DT 200/ 2004. – National Research Council, Advisory Committee on Technical Recommendations for Construction, 2004. – 144 p.
13. Klebebewehrungen (Externally bonded reinforcement): SIA 166. – Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA, 2004. – 44 s.
14. Chen, J.F. Anchorage strength models for FRP and steel plates bonded to concrete / J.F. Chen, J.G. Teng // *J. of Structural Engineering*. – 2001. – № 7. – P. 784 – 791.
15. Design and construction of Building Components with Fibre-Reinforced Polymers / Canadian Standard Association: S806-02. – Toronto, ON, Canada, 2002. – 178 p.
16. A study on Bond mechanism of Carbon Fiber Sheet Non Metallic (FRP) Reinforcement for concrete structures / T. Maeda [et al.] // *proceedings of third International Symposium*, 1997. – Vol. 1. – P. 279 – 287.
17. Niedermeier, R. Zugkraftdeckung bei klebarmierten Bauteilen: doct. Diss / R. Niedermeier. – TU Munchen, German, 2000. – 294 s.

18. Intermediate crack-induced debonding in RC beams and slabs / J.G. Teng [et al.] // Construction and Building Materials, 17. – 2003. – P. 447 – 462.
19. Neubauer, U.N. Design aspects of concrete structures strengthened with externally bonded CFRP plates / U.N. Neubauer, F.S. Rostasy // Concrete and Composites: Proc. 7th Int. Conf. on Structural Faults and Repair, ECS Pub. Edinburgh, Scotland, 1997. – Vol. 2. – P. 109 – 118.
20. Holzenkampfer, P. Ingenieurmodelle des Verbunds geklebter Bewehrung für Betonbauteile: doct. Diss. / P. Holzenkampfer. – TU Braunschweig, Germany, 1996.
21. Deuring, M. Bemessung vom mit CFK-Lamellen verstärkten Stahlbetonträgern / M. Deuring // Nachträgliche Verstärkung von Bauwerken mit CFK-Lamellen. – Zürich, 1995. – S. 37 – 50.
22. Fracture energy and design rules against FRP – concrete debonding / B. Ferracuti, [et al.] // FRPRCS-8. – Patras, Greece, 2007.
23. Способ усиления изгибаемых железобетонных конструкций: пат. 17367 Респ. Беларусь, МПК E 04G 23/02 / Бадалова Е.Н., Лазовский Д.Н.; заявитель и патентообладатель Полоц. гос. ун-т. – № а 20110816; заявл. 10.06.11; опубл. 21.03.13 // Афіцыйны бюл. / Нац. цэнтр інтэлектуал. уласнасці. – 2013. – № 1(90). – С. 27.
24. Бадалова, Е.Н. Прочность по нормальному сечению железобетонных многопустотных плит перекрытий, усиленных арматурой из углеродных волокон / Е.Н. Бадалова // Вестн. Полоц. гос. ун-та. Серия F. Строительство. Прикладные науки. – 2011. – № 16. – С. 60 – 66.
25. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-02. – Введ. 01.07.2003. – Минск: Минстрой-архитектуры Респ. Беларусь, 2003. – 139 с.

Поступила 21.06.2013

THE STRENGTHENING OF THE BENDING REINFORCED CONCRETE STRUCTURES WITH THE HELP OF CFRP ARMATURE

D. LAZOVSKI, E. BADALOVA

The strengthening of the bending reinforced concrete structures by attaching additional CFRP armature in the tension zone is an effective method, as confirmed by its wide use in many countries in Europe and North America. On the territory of the Republic of Belarus, this method has been recently applied and researched insufficiently. The paper presents the results and comparison of the experimental and theoretical studies of the reinforced concrete hollow core slabs, which were strengthened with the additional CFRP reinforcement in the tension zone. The development of the analysis methods for calculating the normal to the longitudinal axis cross-section strength, deflection and cracks width, which takes into account peculiarities of the concrete work with CFRP, including methods with additional strengthening the bonding area with additional elements.

УДК 624.012

РАСЧЕТ НАДЕЖНОСТИ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ СТРУКТУРНЫХ КОНСТРУКЦИЙ СИСТЕМЫ

канд. техн. наук, доц. В.И. ДРАГАН, д-р техн. наук, проф. В.В. ТУР,
Н.Л. МОРИЛОВА, А.В. ДМИТРИЕВА
(Брестский государственный технический университет)

Демонстрируется расчет надежности металлических структурных конструкций системы «БрГТУ», в частности большепролетных пространственных металлических конструкций покрытий. Рассмотрена задача прямого оценивания надежности сложной пространственной конструктивной системы при использовании DPD-метода, для которого функции влияния, связывающие воздействия и эффекты от воздействий, установлены на основании нелинейных расчетов с использованием метода конечных элементов. Предложена методика исследования параметров надежности структурных конструкций системы «БрГТУ». Проанализированы конструктивные формы большепролетных пространственных конструкций и оценка параметров их надежности.

Введение. Строительная практика XXI века характеризуется смелыми архитектурными решениями: увеличением пролетов, применением новых форм покрытий и новых строительных материалов. Неразрывно с этим тема безопасности, надежности затрагивает актуальный на сегодняшний день, но так и не решенный, вопрос живучести. Изучение свойства «живучести» невозможно решить на примере одной конструкции, фрагмента и даже целого сооружения. Нельзя сказать, что все здания, например со структурными покрытиями, имеют одинаковые показатели надежности (живучести). Данные исследования и расчеты со временем должны стать составляющей любого проекта на уровне с регулярно проводимыми расчетами (для зданий 1-го и 2-го уровней ответственности). Однако сегодня эта проблема пока далека от своего решения: отсутствуют общепринятые методики расчетов; слабая нормативная база по вопросу исследования; методики, изложенные в различных научных статьях, как правило, дают оценку надежности лишь для одного элемента, а не сооружения в целом.

При практическом оценивании надежности сложных конструктивных систем в ряде случаев исходят из простого утверждения: если обеспечены индексы надежности для каждого отдельного элемента системы, то и обеспечена надежность конструктивной системы в целом. При этом не ставится задача определения/нормирования резервов (или запасов) несущей способности. В таком случае для установления функции влияния, связывающей воздействия и эффекты воздействий, достаточно выполнения линейно-упругих статических расчетов. Однако при оценивании реальных запасов несущей способности, а в дальнейшем для корректного решения оптимизационных задач необходимым является выполнение нелинейных расчетов с учетом перераспределения усилий между отдельными элементами системы.

Далее нами будет рассмотрен ряд большепролетных пространственных металлических конструкций покрытий и рассмотрена задача прямого оценивания надежности сложной пространственной конструктивной системы при использовании DPD-метода, для которого функции влияния, связывающие воздействия и эффекты от воздействий, установлены на основании нелинейных расчетов с использованием метода конечных элементов.

Определение надежности как проектируемых зданий, так и существующих связано с тем, что структурные конструкции призваны эксплуатироваться весьма долгий срок, за это время происходят изменения в нормативной базе, изменяются различные нагрузки и воздействия, в конструкции могут происходить различные отказы.

Постановка задачи

В соответствии с базовым требованием п. 2.1(Р) ТКП EN 1990 [1] строительные конструкции следует проектировать таким образом, чтобы с назначенным уровнем надежности в течение проектного срока эксплуатации и с минимальными экономическими затратами они воспринимали все предлагаемые воздействия и влияния окружающей среды, оставаясь пригодными для использования по назначению.

Представленное требование является, по существу, сконцентрированным выражением подхода к проектированию по методу предельных состояний. В рамках СТБ ISO 2394 [2] и ТКП EN 1990 [1] проверки предельных состояний для обеспечения соответствия назначенному уровню надежности, определенному в приведенных документах, в терминах целевой или допустимой вероятности отказа и связанного с ней индекса надежности ($P_f = \Phi(-\beta)$), следует выполнять с использованием следующих методов:

- метода прямого расчета вероятностей отказа, или так называемого прямого метода расчета надежности (англ. direct probability design method – DPD-method);
- метода частных коэффициентов.

Следует отметить, что практически все нормы, применяемые при традиционном проектировании, базируются на полув вероятностном подходе метода частных коэффициентов. При этом, в отличие от существовавшей ранее практики, система коэффициентов метода устанавливается с использованием статистических калибровок, опираясь на методы прямого расчета вероятностей отказа.

Теория и аналитические методы расчета конструкционной надежности, базирующиеся на уже ставших классическими подходах [10 – 12], интенсивно развиваемые в последние годы [5 – 8], используются в качестве рациональных инструментов для оценки безопасности сложных статически неопределимых конструктивных систем, в частности стальных пространственных конструкций [5 – 6]. В данном случае прямой вероятностный расчет (DPD) применяют, как правило, для решения задач двух типов, основанных на вычислении вероятностей отказа и соответствующих им индексов надежности:

- вычисление вероятностей отказа для отдельных элементов (или групп элементов), входящих в состав сложных конструкций, и сравнение полученных значений с допустимыми, целевыми, (проверки критериев вида $P_{fk} \leq P_{f,tag}$ или $\beta_k \leq \beta_{tag}$);

- решение оптимизационных задач в вероятностной постановке [6], для которых рассматриваются общие условия.

$$\text{Найти} \quad \min \mathbf{L}^T, \mathbf{A}_0 \quad (1)$$

$$\text{при условии} \quad [\mathbf{A}] \cdot \mathbf{N} = \mu_F, \quad (2)$$

$$\beta(\mathbf{A}_0, \mathbf{N}) \geq \begin{cases} \beta_{0_{it}}, & N \geq 0; \\ \beta_{0_{ic}}, & N < 0. \end{cases} \quad (3)$$

$$\mathbf{A}_0 \geq \mathbf{A}_{0,min}. \quad (4)$$

В выражениях (1)–(4) $\mathbf{L}$ – вектор-столбец элементов конструктивной системы; $\mathbf{A}_0$ – вектор площадей поперечных сечений для элементов пространственных конструкций; $\beta(\cdot)$ – вектор расчетных индексов надежности для отдельных элементов; $\beta_{0_{it}}, \beta_{0_{ic}}$ – целевые значения индексов надежности (β_{tag} – по ТКП EN 1990 [1]) для растянутых и сжатых стержней.

В общем случае при решении задач как первого, так и второго типа необходимо установить соответствующие функции распределения вероятностей и для сопротивлений отдельных элементов, и для эффектов от воздействий (внутренних усилий, действующих в элементах), рассматриваемых как случайные величины. Модели сопротивлений отдельных элементов и эффектов воздействий для этих же элементов следует представлять как функции базисных переменных в вероятностной постановке. При оценивании надежности стальных конструкций в модели сопротивления принято, как правило, учитывать следующие базисные переменные: модули упругости (E_i), прочность стали, выраженную пределом текучести ($R_{y,i}$), геометрию поперечного сечения элемента, представляемую площадью поперечного сечения (A_i) и моментами инерции I_i . Стохастические модели внутренних усилий, вызванных внешними нагрузками, имеют более сложную форму записи, чем модели сопротивления, в силу того, что в качестве базисных переменных применяются как, собственно, воздействия (главным образом переменные воздействия), вызывающие внутренние усилия, так и функции влияния, описывающие взаимосвязь воздействий и эффектов от воздействий для рассматриваемой конструктивной системы. Если для простых конструкций или отдельных конструктивных элементов (например, балочных или стержневых элементов) такие функции влияния сформулировать достаточно просто, то для сложных статически неопределимых пространственных стержневых систем такие функции могут быть получены только при выполнении определенных статических расчетов с использованием, например, метода конечных элементов (МКЭ). Проблема еще более усложняется в случае выполнения нелинейных расчетов [5].

Следует отметить еще одно важное, на наш взгляд, обстоятельство. Калибровка системы частных коэффициентов, применяемых в нормах проектирования, выполнена с использованием функций влияния, связывающих воздействия и эффекты от воздействий при рассмотрении наиболее простых случаев единичных элементов в условиях отдельных видов напряженно-деформированного состояния (изгиб, растяжение, сжатие). Вместе с тем при выполнении нелинейных статических расчетов сложных статически неопределимых конструктивных систем приходится использовать не расчетные, а средние характеристики свойств материалов. Это связано с тем, что переход к расчетным характеристикам (применение расчетных диаграмм деформирования для материалов) может приводить к искажению значения модуля упругости и некорректному вычислению матрицы жесткостей. В случае стальных конструкций при рассмотрении единичных элементов конструктивной системы в функции предельного состояния $g[x]$ согласно [5; 6] рекомендовано использовать следующие базисные переменные:

$$X = \{E, R_y, A, I, F\}; X_i \in N(\mu_{xi}; \sigma_{xi}^2); i = 1, 2, 3, \dots \quad (5)$$

Функция состояния может быть представлена в виде:

$$G_k = q(A_{0,k}, I_k, l_k, R_{y,k}, E_k, N_k); \quad (6)$$

$$g(x) = \begin{cases} A_{0,k} R_{y,k} - N_k, & N_k \geq 0 \\ \bar{\varphi}(E_k, R_{y,k}, l_k, I_k, A_{0,k}) \cdot A_{0,k} \cdot R_{y,k} + N_k, & N_k < 0 \end{cases} \begin{matrix} \text{— растянутые элементы;} \\ \text{— сжатые элементы,} \end{matrix} \quad (7)$$

где коэффициент $\bar{\varphi}$ для элемента в условиях центрального сжатия можно записать:

$$\bar{\varphi} = (E, R_y, J, I, A) = \varphi(E, R_y, \lambda(I, J, A)). \quad (8)$$

$$I = \min\{I_y, I_z\}. \quad (9)$$

При практическом оценивании надежности сложных конструктивных систем в ряде случаев [5] исходят из простого утверждения: если обеспечены индексы надежности для каждого отдельного элемента системы, то и обеспечена надежность конструктивной системы в целом. При этом не ставится задача определения резервов (или запасов) несущей способности. В таком случае для установления функции влияния, связывающей воздействия и эффекты воздействий, достаточно выполнения линейно-упругих статических расчетов. Однако при оценивании реальных запасов несущей способности, а в дальнейшем для корректного решения оптимизационных задач необходимым является выполнение нелинейных расчетов с учетом перераспределения усилий между отдельными элементами системы.

Рассмотрим на примере купола здания Национального олимпийского комитета Республики Беларусь задачу прямого оценивания надежности сложной пространственной конструктивной системы при использовании DPD-метода, для которой функции влияния, связывающие воздействия и эффекты от воздействий, установлены на основании нелинейных расчетов с использованием метода конечных элементов.

Методика исследования параметров надежности структурных конструкций системы «БрГТУ»

Предложенная методика расчета [1] является системой многоуровневых расчетных схем в различных программных комплексах, начиная от создания модели сооружения до его полного разрушения при запроектных нагрузках. Основой предлагаемых расчетов является расчетная математическая модель, позволяющая исследовать широкий круг вопросов. На базе этой модели можно проследить работу сооружения на всех стадиях его загрузки – от упругой до разрушения. Данная модель способна учесть многие наиболее важные характерные особенности работы сооружения. Естественно, предложенная трехмерная модель не является исчерпывающей, но в настоящее время она способна наиболее полно учесть все особенности реального объекта и, следовательно, может считаться наиболее адекватной.

Рассмотрим иерархию уровней жизненного цикла системы в предложенной методике расчета:

- создание системы – начальный уровень;

- проектный уровень – пошаговое нагружение (как правило, в узлах структурных конструкций) полной проектной нагрузкой. На данном уровне последовательность приложения нагрузки не принципиальна (так, например, для расчетной модели не важна последовательность типа приложения нагрузки: собственный вес, остекление/кровля, вес оборудования, ветровая, снеговая нагрузки и т.п.). Важным показателем данного этапа является процент исчерпания несущей способности каждого элемента сооружения при нагружении полной проектной нагрузкой.

Проектный уровень нагружения характеризуется требуемой (нормируемой) величиной индекса надежности β . Понимаем свойство надежности системы как свойство сохранения во времени в установленных пределах значения всех параметров, характеризующих способность выполнять требуемые функции в заданных режимах и условиях эксплуатации, где заданными характеристиками являются ограничения по 1-й и 2-й группам предельных состояний. Выполнение требований строительных норм гарантирует надежность при заданной величине проектной нагрузки, но невозможно гарантировать непревышение данного уровня нагрузки (например, снеговой).

Выход за пределы нормальных условий эксплуатации, главным образом за счет факторов природно-климатического характера и нарушения нормального режима эксплуатации, провоцирует аварию, при наступлении которой степень обрушения здания становится адекватной потенциалу заложенных в него критических дефектов. Предельное состояние системы проиллюстрировано графически (рис. 1).

В качестве внешнего воздействия на систему на проектом уровне были приняты: собственный вес, вес технологического оборудования, вес кровли и остекления, ветровая и снеговая нагрузки; для нелинейного расчета в качестве внешнего воздействия была принята снеговая нагрузка с шагом приложения $0,1S_n$. При расчете принципиально не учитывали такие аварийные воздействия, как падение самолета, пожар, теракт и т.п., то есть события, имеющие очень малую вероятность возникновения.

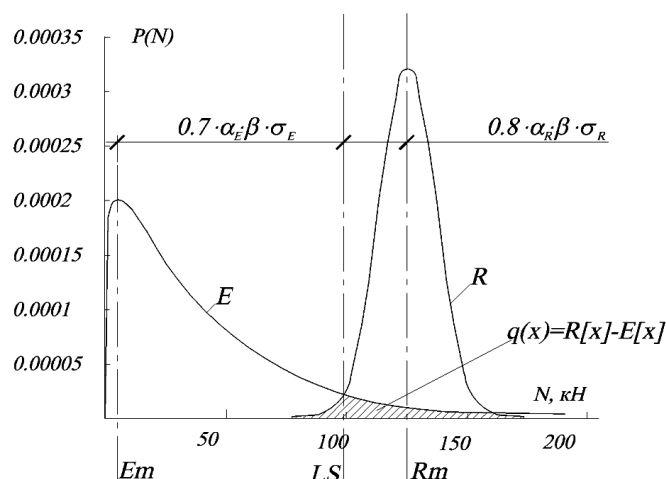


Рис. 1. Предельное состояние системы

Запроектный уровень – нелинейный расчет системы с нагружением до полного ее разрушения. Нагружение пространственной системы осуществляется поэтапно, долями 0,1 от полной расчетной снеговой нагрузки. Данный этап является наиболее важным и ответственным, так как позволяет определить:

- величину разрушающей нагрузки для сооружения;
- число отказавших элементов при любой величине нагрузки;
- скорость возрастания перемещений с увеличением количества отказавших элементов;
- отсутствие/наличие ключевых элементов;
- картину распределения усилий;
- влияние формы покрытия на несущую способность сооружения в целом.

Запроектный уровень работы сложных систем необходимо характеризовать показателем (величиной) живучести. Термин «живучесть» будем определять как характеристику сопротивляемости разрушению конструктивной системы после достижения одним из ее элементов предельного состояния при приложении запроектных внешних воздействий [2]. Поэтому решение задач на запроектном уровне связано с нелинейным поведением сложных систем, предсказание поведения которых при действии запроектной нагрузки пока еще носит постановочный характер. Таким образом, рассматриваемые структурные конструкции покрытий работают в условиях сложных комплексных нагружений, каждое из которых имеет свою природу происхождения, обеспеченность, а следовательно, и вероятность непревышения. При составлении расчетной модели в подавляющем большинстве реальных задач можно лишь указать ориентировочный спектр нагрузок и условий работы конструкции. Предсказать действительную картину нагружений для условий эксплуатации сроком около 100 лет практически невозможно. Выбирая в качестве внешнего пошаговое нагружение, была принята во внимание наиболее высокая вероятность превышения ($5 \cdot 10^{-2}$) как среди проектных нагрузок (см. ниже), так и среди нагрузок, имеющих бесконечно малую вероятность возникновения (падение самолета, взрыв, сейсмическая природа воздействия и т.п.).

Таким образом, создавая расчетную модель с вероятностной природой внешнего воздействия, можно оценить надежность одного сооружения, построенного в разных областях республики, примером может быть ледовая арена в Пружанах, ставшая типовым проектом.

Основой для проведения расчетов – создания математической модели – явилось следующее:

- соответствие расчетной модели действительной работе сооружения, подтвержденное на стадии проектного нагружения тарировкой усилий отдельных элементов, испытаниями на отдельных фрагментах различной формы, проведенными натурными испытаниями. Полученная расчетная (математическая) модель удовлетворительно согласуется с экспериментальными данными;
- создание конструктивных схем, обеспечивающих резервирование надежности, т.е. таких схем, при которых отказ одного или даже нескольких элементов не означает отказ всей конструкции;
- использование унифицированных элементов (определенного разработанного и протарированного сортамента), которые изготавливаются по совершенной технологии и имеют высокий (гарантированный) уровень надежности;
- проектирование узловых соединений с показателями надежности, значительно большими, чем соответствующие показатели стержневого проката.

В основу предлагаемого подхода была положена вероятностная природа нагрузок и предельной прочности элементов системы, что позволяет добиться требуемого уровня надежности и прогнозировать необходимый запас прочности с учетом эксплуатационных ограничений.

Конструктивные формы большепролетных пространственных конструкций и оценка параметров их надежности

Прежде чем приступать к рассмотрению отдельных видов форм покрытий, необходимо отметить, что все рассмотренные далее структурированные пространственные системы покрытий являются типичными представителями как определенных архитектурных форм (комбинированных систем на основе плоских структурных плит и оболочек, структурных оболочек сложной формы и переменной кривизны, купольных структурированных покрытий), так и систем с безопасным отказом. Такие системы характеризуются большой степенью статической неопределимости, уменьшающейся с момента образования единичного отказа до полного разрушения. Все конструктивные решения соответствуют архитектурно-планировочным решениям. Расчетные схемы соответствуют требованиям действующих нормативных документов, имеют различный уровень ответственности.

Купол здания штаб-квартиры НОК Республики Беларусь в Минске

Район строительства – город Минск. Уровень ответственности – I. Назначение – купол покрытия общественного здания. Коэффициент надежности по назначению $\gamma_n = 1,2$. Проект выполнен в 2009 году, в соответствии с действующими нормами и учетом уровня ответственности на стадии выполнения строительного проекта был выполнен расчет на устойчивость к прогрессирующему обрушению.

Купол здания Олимпийского комитета (рис. 2) состоит из трех отдельных стальных конструкций, выполненных с использованием стержневой системы «БрГТУ»:

- первая конструкция представляет собой купол, опирающийся шарнирно на отметке 15,470 м на верхнюю полку стального опорного кольца, заделанного в железобетонную плиту покрытия;
- вторая и третья конструкции – фрагменты купола, расположенные между двумя плитами перекрытия, которые опираются шарнирно на отметке +8,000 м на закладные детали нижней плиты перекрытия и прикреплены листовыми шарнирами на отметке +14,804 м к нижней полке стального опорного кольца, заделанного в верхнюю железобетонную плиту перекрытия;
- диаметр купола на отметке 15,470 м составляет 46,19 м, высота первой конструкции купола – 13,12 м.



Рис. 2. Купол здания Национального олимпийского комитета Республики Беларусь

Конструкции запроектированы в виде двухслойной сетчатой оболочки из стержней с расстояниями между слоями 1640 мм. Внутренняя поверхность оболочки образована вращением кривой, состоящей из двух дуг окружностей с радиусами $R_1 = 7,07$ м, $R_2 = 33$ м. Стержневая сетчатая оболочка разбита на ячейки в виде равнобедренных трапеций. Основание трапеций до отметки +22,885 м получено делением окружностей на 58 частей. Выше указанной отметки основания трапеций получены делением окружности на 29 частей. Пояса двухслойной оболочки соединены в пространственную систему стержнями решетки и объединены узловыми элементами системы «БрГТУ». Покрытие запроектировано под остекление, прикрепленное к узловым элементам системы «БрГТУ» на болтах М20 и М24 класса 12.9. Стержни цилиндрической оболочки состоят из бесшовных горячекатаных труб ($\varnothing 60 \times 4$, $\varnothing 70 \times 4$, $\varnothing 89 \times 5$ по ГОСТ 8732), в торцы которых ввариваются круглые гайки с резьбой М20 либо М24.

Структурная оболочка ледового катка в Гомеле

Район строительства – город Гомель. Уровень ответственности – II. Назначение – навес. Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_n = 1,0$. Данный проект выполнен в 2008 году, уровень ответственности не требовал расчета на прогрессирующее обрушение. Сооружение было испытано нагружением полной нормативной нагрузкой (рис. 3).

Структурное покрытие, в поперечном разрезе близкое по очертанию к синусоиде, представляет собой единую конструкцию, образованную объединением двух цилиндрических оболочек; опирается нижни-

ми узлами на опорные площадки составных ригелей. Каждый из опорных узлов структуры фиксируется в проектном положении с помощью четырех ребер с использованием монтажной сварки. Ригели выполняются из двух труб сечением $\varnothing 273 \times 10$ мм, объединяемых в местах опирания узлов структуры диафрагмами и площадками. Покрытие запроектировано из круглых труб, соединенных полыми шаровыми узлами системы «БрГТУ». Структура имеет диагональные верхнюю и нижнюю поясные сетки с ячейками в виде ромбов. Высота структуры 2400 мм, размер сторон ромбов верхней поясной сетки 2861 мм, нижней – 2733...3053 мм. Стержни состоят из бесшовных горячекатаных труб ($\varnothing 73 \times 5$, $\varnothing 89 \times 5$, $\varnothing 102 \times 8$, $\varnothing 114 \times 9$ и $\varnothing 121 \times 11$ мм по ГОСТ 8732), в торцы которых ввариваются круглые гайки с резьбой под высокопрочные болты М30. В качестве опорных конструкций были применены пространственные колонны из труб $\varnothing 219 \times 10$, $\varnothing 273 \times 10$, $\varnothing 402 \times 10$ мм.



Рис. 3. Покрытие ледового катка в Гомеле:
а – общий вид; б – проведение натурных испытаний

Ледовая арена в городе Пружаны

Район строительства – город Пружаны Брестской области. Уровень ответственности – I. Назначение – структурная плита покрытия ледовой арены. Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_n = 1,2$. Проект выполнен в 2007 году, без расчетов на прогрессирующее обрушение. Покрытие ледовой арены (рис. 4) было испытано нагружением полной нормативной нагрузкой, полученные результаты близки к результатам расчетной модели на стадии проектирования.

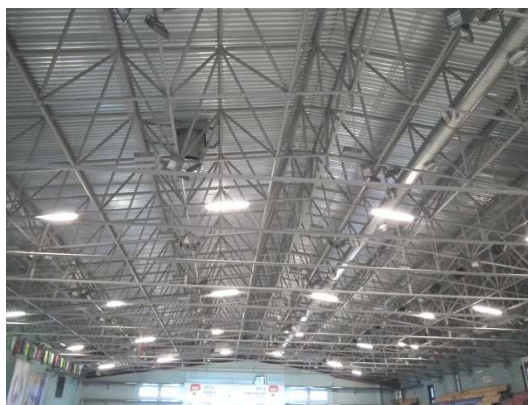


Рис. 4. Покрытие ледовой арены в Пружанах

Данный проект можно назвать типовым, он подтвердил свою надежность, пригодность к эксплуатации и отсутствие ошибок при проектировании. Покрытие с размером в плане 39×63 м запроектировано в виде структурного покрытия из круглых труб, соединенных полыми шаровыми узлами системы «БрГТУ». Структура имеет ортогональную верхнюю и нижнюю поясные сетки. Высота структурной плиты – 3 м, размеры в плане верхней и нижней ячеек поясных сеток – 3×3 м. Стержни несущей пространственной конструкции состоят из бесшовных горячекатаных труб ($\emptyset 83 \times 6$, $\emptyset 108 \times 6$, $\emptyset 102 \times 10$, $\emptyset 127 \times 8$ мм), в торцы которых ввариваются круглые гайки с резьбой для высокопрочных болтов М24, М30 и М36.

Комплекс спортивно-рекреационного назначения в Москве

Район строительства – город Москва. Уровень ответственности – Ib. Назначение – комбинированная структурная цилиндрическая оболочка покрытия спортивного комплекса. Коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 1,1$. Проект разработан в 2012 году в соответствии с действующими нормами Российской Федерации с расчетом стойкости к прогрессирующему обрушению (в соответствии с заданием на проектирование).

Покрытие с размерами в плане 65,8×96 м законструировано в виде структурной цилиндрической оболочки с затяжками в опорных узлах; структурная оболочка по крайним продольным осям опирается на монолитные железобетонные балки (рис. 5).

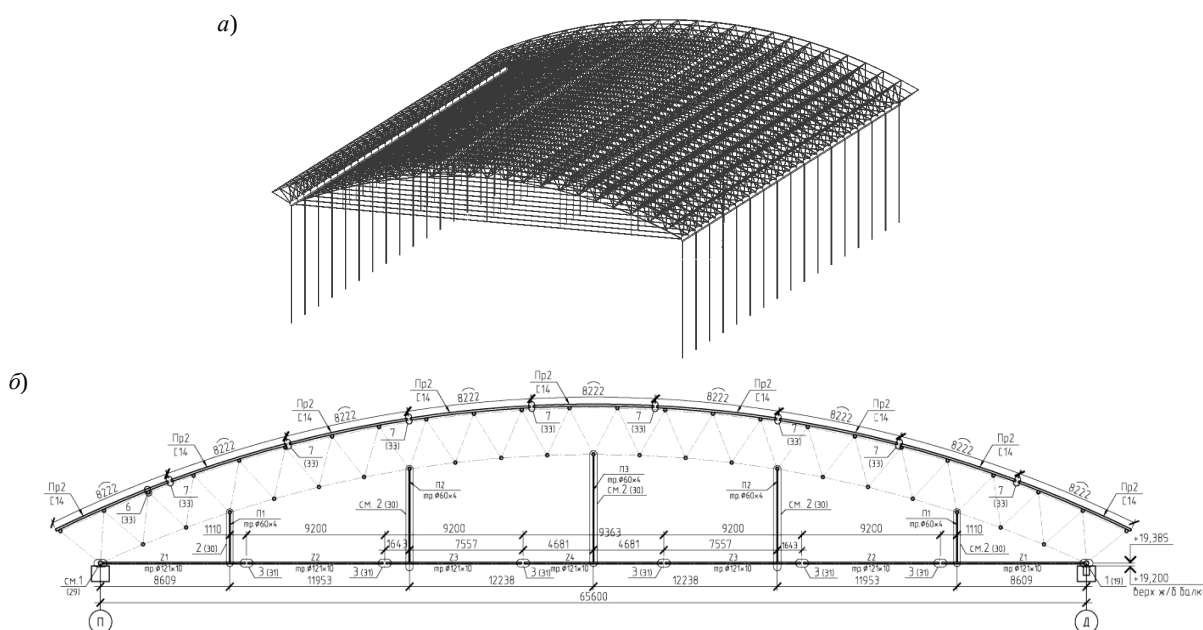


Рис. 5. Расчетная модель (а) спортивного комплекса в Москве, монтажная схема элементов покрытия (б)

Структурная конструкция имеет четырехугольную сетку верхнего и нижнего поясов. Размеры ячеек верхней и нижней поясных сеток составляют 3,185×3,0 и 3,071×3,0 м соответственно. Высота конструкции по осям поясов – 3,0 м. Стержневые элементы структурной оболочки законструированы из бесшовных горячекатаных труб круглого сечения ($\emptyset 60 \times 4$, $\emptyset 83 \times 4$, $\emptyset 95 \times 4$, $\emptyset 102 \times 5$, $\emptyset 127 \times 8$, $\emptyset 133 \times 10$, $\emptyset 159 \times 10$ мм). В структурной оболочке применены два типа узловых элементов системы «БрГТУ» – с шарами $\emptyset 212 \times 16$ и $\emptyset 280 \times 20$ мм, которые соединяются со стержнями болтами М24, М30 и М36. Для восприятия усилий распора в каждый опорный узел структурной оболочки введена затяжка (шаг затяжек – 3,0 м). Затяжки выполнены из бесшовных труб $\emptyset 121 \times 10$. В пролете затяжка поддерживается пятью подвесками из круглых труб сечением $\emptyset 60 \times 4$ мм.

Оценка надежности

Оценка надежности представленных систем была проведена по методике, апробированной на куполе здания НОК в Минске, цель данного исследования – сравнение характеристик надежности различных конструктивных форм покрытий. Результаты процесса вычисления основных характеристик для удобства сравнения сведены в таблицу. Представляют интерес такие важные показатели, как индексы надежности и вероятности отказа.

Оценивая надежность на стадии проектного нагружения как свойство неповрежденной системы до образования пластических шарниров, показатели на стадии разрушения можно считать показателями живучести с определенным числом накопленных повреждений.

Результаты расчета основных характеристик

Показатели	Спорткомплекс в Москве	Ледовая арена в Пружанах	Навес катка в Гомеле	Купол НОК в Минске
	Тип покрытия			
	цилиндрическая оболочка с затяжкой	структурная плита с затяжками	изогнутая оболочка	двухслойный сетчатый купол
Уровень ответственности	Иб	I	II	I
Размер покрытия в плане, м	69×96	43×63	49,09×52,6	D = 46,19; h = 13,12
Площадь структурного покрытия, м ²	6624	2709	3000	6020
Размер ячейки, м	3×3	3×3	3×3	1,48 м ²
Общее количество стержней	6008	2420	2835	4499
Полная проектная нагрузка, кг/м ²	423,23	276,7	256	246,8
Проектная снеговая нагрузка, кг/м ²	1,7	2,1	2,0	3,6
Разрушающая нагрузка, кг/м ²	568,28	408,7	375	571,8
Коэффициент превышения снего- вой нагрузки при разрушении	k _{сн} = 2,1	k _{сн} = 2,0	k _{сн} = 2,0	k _{сн} = 3,6
Количество шарниров при разру- шении (% от общего количества стержней в конструкции)	448 (7,46 %)	188 (7,76 %)	37 (1,3 %)	498 (11,07 %)
Перемещения (проектные/разрушающие), мм	145/214	68/213	66,23/116	22,38/79,42
P _f – вероятность отказа (нормированные/проектные /разрушающие)	10 ⁻⁴ /5,186·10 ⁻¹² / /7,93·10 ⁻¹⁵	10 ⁻⁴ /2,6·10 ⁻⁵ / /2,466·10 ⁻⁶	10 ⁻⁴ /1,85·10 ⁻¹¹ / /1,243·10 ⁻¹⁶	10 ⁻⁴ /2,53·10 ⁻⁵ / /7,69·10 ⁻⁹
β – индекс надежности (нормированный/проектный/ разрушающий)	4,3/6,80/7,78	3,8/3,9/4,56	3,8/6,615/8,209	3,8/4,06/5,673
Коэффициент конструктивной безопасности C _к	1,454	1,478	1,445	2,479
Расход стали кг/м ²	57,23	40,87	42,02	14,8

С использованием построенной (деформационной) модели рассмотрено силовое сопротивление системы пространственных стержневых конструкций в запроектных состояниях, которые могут быть вызваны внезапным разрушением отдельных элементов системы при превышении прогнозируемого уровня нагружения. По результатам численного расчета построены диаграммы деформирования структурных покрытий в координатах «нагрузка – перемещение» (рис. 6). На диаграммах обозначены области проектного и запроектного нагружения конструкций: ОА – область проектного нагружения; АВ – область запроектного нагружения до появления первого пластического шарнира в стержне структуры; область ВС – накопление пластических шарниров вплоть до момента превращения расчетной модели в изменяемую систему (чаще это происходит при образовании механизмов в отдельных узлах).

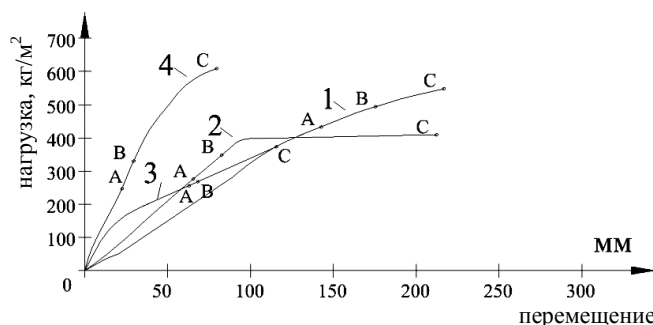


Рис. 6. Деформирование сооружений в координатах «нагрузка – перемещение»:
1 – спорткомплекс в Москве; 2 – ледовая арена в Пружанах; 3 – навес катка в Гомеле;
4 – купол здания Национального олимпийского комитета в Минске

Из графика (рис. 6) видно, что все исследуемые системы обладают достаточной жесткостью и даже при превращении таких систем в механизм перемещения удовлетворяют требованиям норм по деформациям. Если проводить сравнение относительных прогибов, то наиболее выгодными/жесткими являются купол (поз. 4) и цилиндрическая оболочка (поз. 1).

Представленная на рисунке 6 диаграмма – процесс накопления повреждений, выраженный ростом перемещений при увеличении скорости образования пластических шарниров. Судя по отсутствию скачков

это деформирование не имеет динамических догрузений за счет потери устойчивости сжатых стержней конструкции. Проведенные исследования показали, что остановка роста нагрузки (не снятие – остановка) обусловлена остановкой роста шарниров, т.е. остановкой накопления повреждений. Интерес представляет промежуток от момента превышения проектной нагрузки (точка А) до момента образования первых пластических шарниров (точка В), составляющий от $1,1S_n$ до $1,5S_n$. Данный график является весьма показательным, одновременно характеризующим и общее число образовавшихся шарниров, и скорость их образования при приложении нагрузки в зависимости от конструктивной формы покрытия.

Анализ накопления повреждений свидетельствует о том, что наибольшая скорость накопления повреждений имеет место в оболочке катка в Гомеле. Покрытие катка имеет сложную форму, по очертанию близкую к синусоиде (см. рис. 3). При такой геометрии накопление повреждений происходит в элементах, находящихся в верхней части. Это происходит вследствие приложения больших снеговых нагрузок в нижней части покрытия, при действии которых ярче проявляется работа структурных конструкций. В остальных же формах покрытий распределение повреждений происходит относительно равномерно (рис. 7), что говорит об отсутствии ключевых элементов.

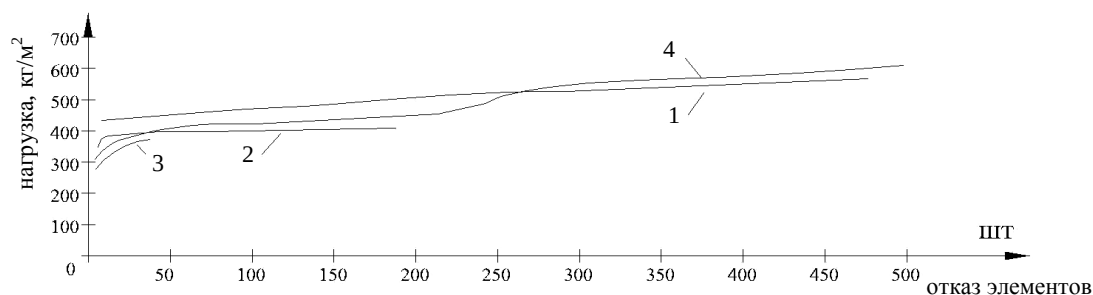


Рис. 7. Скорости отказа элементов (сводный график)

в координатах «узловая нагрузка – число отказавших элементов»:

1 – спорткомплекс в Москве; 2 – ледовая арена в Пружанах; 3 – навес катка в Гомеле; 4 – купол НОК в Минске

Общие положения по определению живучести

В статически неопределимых пространственных конструкциях в дополнение к основным положениям расчета по предельным состояниям целесообразно проведение расчета по наиболее вероятным вариантам запроектных воздействий. В качестве такого воздействия принималась снеговая нагрузка, следствием приложения которой было поочередное выключение групп элементов, приводящее к вырождению статической неопределимости. По результатам такого расчета и анализа простейших схем разрушения выявляются элементы и узлы, в наибольшей степени влияющие на живучесть всей конструктивной системы. Исходя из этого предусматриваются конкретные конструктивные мероприятия по резервированию прочности для отдельных, наиболее ответственных за живучесть элементов конструктивной системы. Наиболее точная оценка коэффициента конструктивной безопасности системы при рассмотренных воздействиях может быть достигнута при учете конструктивной нелинейности, связанной с нелинейным деформированием.

Количественная оценка конструктивной безопасности системы при запроектных воздействиях определялась с помощью коэффициента конструктивной безопасности C_k . Его значение определялось как отношение предельной разрушающей нагрузки (с учетом пластических шарниров и превращения системы в механизм) к полной проектной нагрузке. Важный показатель конструктивной безопасности как фактор влияния конструктивной формы покрытия – это количество накопленных повреждений. Для структурных конструкций этой мерой является число отказавших элементов, чем больше процент стержней, отказавших до полного разрушения, тем дольше будет длиться процесс накопления повреждений с перераспределением усилий.

В составленной расчетной модели посредством превышения снеговой нагрузки определялись стержни, выключившиеся из работы, что обусловило процесс вырождения степени статической неопределимости при превышении нагрузки. Снеговая нагрузка – это лишь наиболее вероятный вариант развития событий. Важно было вскрыть резервы несущей способности, определить ее запасы, дать количественную оценку повреждениям системы.

Выводы:

- разработана методика прямого расчета надежности металлических структурных конструкций системы «БрГТУ», основанная на нелинейном расчете элементов вплоть до потери устойчивости сжатых стержней и разрывов растянутых стержней и перераспределения усилий в системе;
- построенная диаграмма деформирования структурных конструкций системы «БрГТУ» дает возможность описать процесс накопления повреждений сооружений и определить уровни запаса несущей способности для всех этапов их проектного и особого нагружения;

- разработана методика прямого расчета вероятности отказа и определения индекса надежности, которая устанавливает критерии живучести структурных конструкций системы «БрГТУ», подвергаемых прогнозируемым воздействиям, и позволяет выполнять оптимизацию элементов конструкции;
- построены графики деформирования системы при действии запроектных нагрузок и скорости выключения стержневых элементов;
- реализация предложенного метода и алгоритма расчета при решении задач проектирования и реконструкции сложных конструктивных структурированных систем покрытий с применением узлового соединения системы «БрГТУ» позволяет вполне обоснованно принимать решения по их защите от прогрессирующего обрушения в предельных состояниях;
- в дополнение к методу расчета конструкций по предельным состояниям I и II групп представляется целесообразным включение раздела, посвященного расчету живучести и обоснованию проектного уровня надежности.

ЛИТЕРАТУРА

1. Основы проектирования конструкций: ТКП EN 1990. – Минск: Типпроект, 2011. – 137 с.
2. Общие принципы обеспечения надежности строительных конструкций: СТБ ISO2394. – Минск: Типпроект, 2008. – 142 с.
3. Нормы проектирования. Нагрузки и воздействия: СНиП 2.01.07-85 / Госстрой СССР. – М.: ЦНИТП Госстроя СССР, 1986. – 36 с.
4. Общие воздействия. Снеговые нагрузки: ТКП EN 1991-1-4. – Минск: Типпроект, 2009.
5. Manjuinath, K. Reliability based Analysis of Steel Truss Member / K. Manjuinath, S. Kumar // International Journal of Emerging Technology and Advanced Engineering. – Vol. 2, issue 11, November, 2012. – P. 569 – 572.
6. Jankovski, V. MATLAB implementation in direct probability design of optimal steel trusses / V. Jankovski, J. Atkociunas // MECHANIKA, 2008, № 6(74). – P. 30 – 37.
7. Moghads, R. Reliability assement of structure by Monte-Carlo Simulation and neural networks / R. Moghads, M. Fadee // Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing). – 2012. – Vol. 13, № 1. – P. 79 – 88.
8. Borkovski, A. On reliability analysis and optimization of plastic plane frames / A. Borkovski, K. Sikorski // Rozprawy Inzynierskie. – 1985, 33. – P. 311 – 312.
9. Пичугин, С.Ф. Надежность стальных конструкций производственных зданий: моногр. / С.Ф. Пичугин. – М.: Изд-во АСВ, 2011. – 456 с.
10. Аугусти, Г. Вероятностные методы в строительном проектировании / Г. Аугусти, А. Баратта, Ф. Каштиани; пер. с англ. Ю.Д. Сухова. – М.: Стройиздат, 1988. – 584 с.
11. Лычев, А.С. Надежность строительных конструкций: учеб. пособие / А.С. Лычев. – М.: Изд-во Ассоциации строительных вузов, 2008. – 184 с.
12. Дереченник, С.С. Автоматизация картографирования в задачах долгосрочного климатического прогнозирования / С.С. Дереченник, А.В. Дмитриева // Вестн. БрГТУ. – 2010. – № 5(65): Физика, математика, информатика. – С. 44 – 48.

Поступила 17.06.2013

CALCULATION OF RELIABILITY OF METAL STRUCTURAL CONSTRUCTION OF A SYSTEM

V. DRAGAN, V. TUR, N. MORILOVA, A. DMITRIEVA

Calculation of reliability of metal structural construction of a system is shown, particularly of large-span spatial metal constructions of coverage. The task of direct evaluation of reliability of a complex spatial construction system when using DPD-method is considered, for which the functions of influence, connecting actions and their effects, are set on the basis of non-linear calculations with the usage of the method of finite elements. The methodology of research of the reliability parameters of structural constructions of “BSTU” system is proposed. Constructional forms of large-span spatial constructions and evaluation of the parameters of their reliability are analyzed.

УДК 624.012.454

НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ СЖАТЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ С КОСОСИММЕТРИЧНЫМ РАСПОЛОЖЕНИЕМ АРМАТУРНЫХ СТЕРЖНЕЙ В ПОПЕРЕЧНОМ СЕЧЕНИИ

канд. техн. наук, доц. Ю.В. ПОПКОВ, С.К. РОМЕРО ВЕЛАРДЕ
(Белгородский государственный технологический университет им. В.Г. Шухова, Россия)

Представлены основные результаты исследования влияния кососимметричной схемы расположения арматурных стержней из высокопрочной стали класса А800 в сечении при фиксированном начальном положении плоскости изгиба на напряженно-деформированное состояние и несущую способность внецентренно сжатых железобетонных элементов. С целью выяснения факторов, влияющих на несущую способность таких элементов, проведен анализ их работы в предельной стадии. Установлено, что кососимметричная схема армирования сечений в сравнении с симметричной при прочих равных условиях снижает несущую способность конструкции до 20 %. Предложены рекомендации по уточнению методов расчета с учетом влияния прогибов в направлениях главных осей симметрии, предельных углов поворота силовой линии и нейтральной оси на предельную деформацию наиболее сжатого ребра сечения и напряжения в арматурных стержнях.

Введение. Выполненные ранее исследования [1 – 4] сжатых железобетонных элементов с ненапрягаемой высокопрочной арматурой проводились преимущественно на коротких образцах, прогибы которых не оказывают существенного влияния на несущую способность конструкции. Однако, как показывают данные экспериментов, за счет более высокой деформативности коротких сжатых образцов с высокопрочной арматурой величины их прогибов значительно больше, чем аналогичных образцов со сталью менее прочных сортов. Можно предположить, что с увеличением гибкости отличие прогибов указанных конструкций может привести к значительным расхождениям расчетной оценки напряженно-деформированного состояния на разных стадиях работы таких элементов. Несмотря на очевидную актуальность и практическое значение этих вопросов, опытных данных о работе гибких сжатых элементов с ненапрягаемой высокопрочной арматурой немного. Наряду с рассмотренными вопросами, имеющими несомненную актуальность в изучении кососжатых элементов, получены также конкретные сведения об изменчивости предельных деформаций наиболее сжатых фибр бетона при различных положениях плоскости изгиба, о процентах армирования, формах поперечного сечения и сжатой зоны. Вместе с тем остаются недостаточно изученными особенности напряженно-деформированного состояния элементов при кососимметричной схеме армирования сечения и фиксированной начальной плоскости изгиба, что характерно для косоугольного внецентренного сжатия и имеет место в реальных конструкциях колонн типовых каркасов многоэтажных зданий.

Цель данной работы заключалась в разработке на основе экспериментально-теоретических исследований рекомендаций по расчету несущей способности при кратковременном сжатии железобетонных элементов различной гибкости с продольной ненапрягаемой арматурой класса А800 в сочетании с поперечным армированием хомутами.

Основная часть. Экспериментальные исследования проводились на образцах различной гибкости с максимальным возможным приближением к элементам натуральных конструкций по размерам сечений и схемам их армирования, составу бетона, заводской технологии его приготовления. Опытные образцы (рис. 1) имели квадратную форму поперечного сечения и изготавливались из тяжелого бетона проектной прочности В25 на гранитном щебне и кварцевом песке, армировались продольными стержнями диаметром 22 мм из стали класса А800.

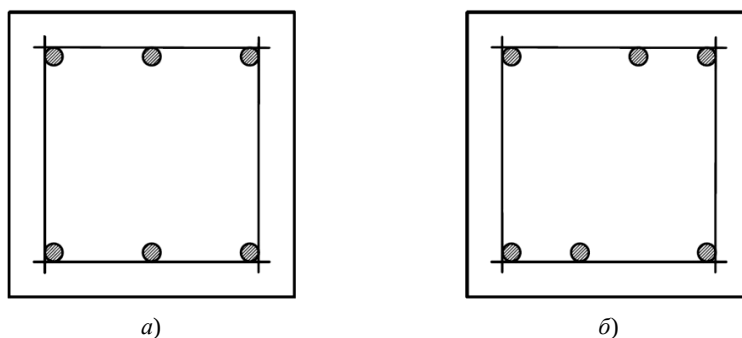


Рис. 1. Схемы армирования поперечных сечений опытных образцов:
а – симметричная; б – кососимметричная

Поперечная арматура средней части длины конструкции представлена в виде хомутов из проволоки диаметром 6 мм, расположенных с шагом 200 мм. Торцевые участки образцов усиливались косвенным армированием сварными сетками, изготовленными из проволоки диаметром 6 мм. Продольная и поперечная арматура объединялись в пространственный каркас контактной точечной сваркой. Положение концов стержней продольной арматуры фиксировалось ручной электродуговой сваркой к стальным пластинам толщиной 14 мм.

Исследование факторов, характерных для работы гибких элементов, проводилось путем сравнения результатов их испытаний с результатами испытаний жестких элементов. Повышение гибкости конструкций осуществлялось увеличением длин опытных образцов при неизменных размерах поперечного сечения. Влияние характера армирования на напряженно-деформированное состояние конструкций исследовалось при изменениях схемы их расположения в поперечном сечении. Испытательная нагрузка прикладывалась в трех точках поперечного профиля, в качестве основных варьируемых факторов эксперимента приняты: длина, гибкость конструкций L/h (6, 12, 18); начальный эксцентриситет приложения нагрузки e_0 , мм (0; 30; 60); схемы армирования сечений (симметричная и кососимметричная). Результаты эксперимента дублировались испытанием двух близнецов.

Вместе с основными опытными образцами конструкций изготавливались и испытывались стандартные образцы бетона в виде кубов с размером ребра 100 мм в количестве 48 штук и призм с размерами $200 \times 200 \times 800$ мм в количестве 12 штук.

Фактическая диаграмма деформирования арматуры определялась испытаниями на растяжение двенадцати образцов, изготовленных из стержней используемой партии стали. Испытания конструкций проводились в гидравлических прессах ПР-1000 и ПР-500 при диапазонах нагрузок «100» или «250» в зависимости от расчетной несущей способности и длины конкретного опытного образца. Схема нагружения предусматривала создание условий работы конструкций как стоек с шарнирным опиранием, с равными и одинаково направленными концевыми эксцентриситетами продольной силы. Передача нагрузки осуществлялась через цилиндрические шарнирные опоры, обеспечивающие свободные угловые перемещения элементов в заданной плоскости изгиба, а также через жестко закрепленные на торцах образцов стальные оголовки. На опорные поверхности оголовков выносились контуры профиля образца, размечалось положение силовой плоскости и эксцентриситета продольной испытательной нагрузки относительно геометрического центра поперечного сечения. Фиксирование эксцентриситетов выполнялось до установки образцов в пресс.

В процессе испытаний конструкций проводились измерения: средних продольных и поперечных деформаций на поверхностях боковых граней, прогибов, угловых перемещений, усилий трещинообразования, ширины раскрытия трещин, несущей способности.

При исследованиях деформаций использованы индикаторные тензометры с ценой деления 0,01 мм, установленные на базе измерения 400 мм, и тензометры с ценой деления индикатора 0,001 мм – на базе измерения 100 мм, а также тензорезисторы с базой измерения 50 мм, приклеенные к поверхности образцов. Показания тензорезисторов регистрировались с помощью автоматического тензометрического комплекса с блоком измерений мостового типа ЦТМ-3.

Для определения прогибов конструкций при испытаниях проводились измерения перемещений отдельных точек прогибомерами 6ПАО в трех уровнях длины коротких образцов и в пяти уровнях длины гибких образцов. С целью проверки угловых перемещений среднего сечения образцов предусматривалась установка двух прогибомеров на жестком рычаге, закрепленном на конструкции, кроме того, перемещения этих сечений контролировались и в плоскости, перпендикулярной начальному положению плоскости изгиба. Усилие трещинообразования фиксировалось по шкале силоизмерителя пресса в момент образования первых трещин. Ширина раскрытия трещин измерялась на уровне наиболее растянутой арматуры при помощи отсчетного микроскопа МПБ-2 с точностью 0,05 мм.

Нагружение проводилось при кратковременном режиме ступенчатого увеличения нагрузки на 10 % от расчетной с выдержкой на постоянном уровне каждой ступени в течение 12...15 минут. В стадиях, предшествующих исчерпанию несущей способности, размер ступени нагружения уменьшался до 5 %. Отсчеты по измерительным приборам регистрировались до и после приложения очередной ступени нагрузки. Измерения наиболее важных параметров деформирования проводились до нагрузок, соответствующих предельной несущей способности конструкций, что определялось по максимальному показанию контрольной стрелки силоизмерителя пресса.

Анализ внешних качественных признаков состояния конструкций в стадиях, предшествующих разрушению, а также характер самого разрушения позволяют оценить влияние отдельных факторов и судить о критериях несущей способности. Все образцы нагружались до разрушения, при котором происходило раздробление бетона сжатой зоны и выпучивание арматурных стержней. Первые признаки начала стадии разрушения – образование лещадок, продольных трещин и отслаивание отдельных участков защитного слоя бетона – проявились при уровне нагрузок порядка 0,85...0,90 от предельной.

Разрушение центрально сжатых элементов сопровождалось раздроблением бетона всего поперечного сечения. Неармированные образцы разрушались хрупко со взрывообразным раздроблением средних сечений. Переход в стадию разрушения армированных центрально нагруженных образцов отличался более пластичным характером. Начало стадии разрушения внецентренно нагруженных стоек протекало плавно и обозначалось появлением лежачих трещин на поверхности бетона наиболее сжатых граней сечения. Разрушение происходило с потерей устойчивости и выпучиванием стержней арматуры сжатой зоны. Плоскость разрушения в большинстве случаев составляла угол с вертикальной осью порядка $30...35$ градусов и проходила обычно по ранее образовавшимся продольным трещинам.

Однообразие характера разрушения испытанных конструкций состояло в том, что достижение наибольшей несущей способности являлось следствием исчерпания прочности сжатой зоны сечения. Вместе с тем наблюдались некоторые особенности форм потери устойчивости и направлений выпучивания арматуры отдельных конструкций. Стержни теряли устойчивость в пределах среднего участка длины конструкций и между точками закрепления в местах их пересечения с хомутами, а форма искривления указывала на наличие полного или частичного защемления концов стержней, т.е. свободная длина при потере устойчивости этих элементов, очевидно, меньше, чем расстояние между хомутами. При разрушении негибких конструкций кривизна оси всего образца в стадии разрушения мала, поэтому выпучивание потерявших устойчивость продольных стержней арматуры происходило в направлении от центра сечения и параллельно его диагоналям.

В стадии, предшествующей разрушению гибких стоек, наиболее сжатые стержни арматуры имели такую же кривизну, как и вся конструкция, в связи с чем потеря устойчивости и выпучивание этой арматуры происходило при наличии дополнительных связей (со стороны внутренних слоев сжатой зоны бетона), препятствующих выпучиванию в направлении плоскости изгиба всей конструкции.

Перечисленные явления, наблюдаемые в опытах, иллюстрируют процессы, происходящие в элементах конструкции при ее разрушении, и, видимо, должны учитываться при построении теории расчета прочности и устойчивости.

Испытания в целом показали, что исчерпание несущей способности элементов происходило либо от достижения предельных напряжений в материале (по прочности), либо от потери устойчивости конструкций, что главным образом зависит от значений гибкости и эксцентриситета. Вслед за потерей устойчивости наступало разрушение сжатой зоны сечения при упавшей нагрузке.

Кососимметричная схема армирования сечений в сравнении с симметричной при прочих равных условиях снижает несущую способность конструкций до 20 %, что установлено в проведенных нами опытах. С целью выяснения факторов, влияющих на несущую способность таких элементов, проанализирована их работа в предельной стадии.

Характер распределения деформаций по контуру поперечного сечения изучался по показаниям тензометров, которые позволили определить линейной интерполяцией точки с нулевыми приращениями, располагающимися на нейтральной оси (рис. 2).

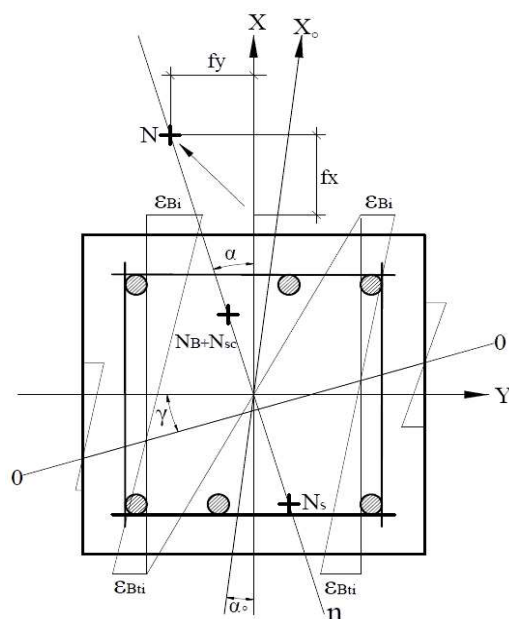


Рис. 2. Расположение нейтральной оси (0 – 0) и силовой линии (n – n) в поперечном сечении образцов

Наиболее вероятное положение нейтральной оси вычислялось линейной аппроксимацией. По найденному положению в предельной стадии определялась форма сжатой зоны, ее высота и строилась эпюра деформаций на плоскости, перпендикулярной нейтральной оси. Средние продольные деформации наиболее сжатого (ϵ_{BU}) и менее сжатого или растянутого (ϵ_{BT}) ребра сечения, наиболее удаленного от нейтральной оси стержня арматуры (ϵ_{sc}) и наиболее удаленного от нейтральной оси стержня менее сжатой или растянутой зоны (ϵ_s), определялись по линейной эпюре деформаций.

Измерения перемещений средних сечений в горизонтальной плоскости показали, что опытные образцы, отличающиеся кососимметричной схемой армирования, имели, кроме перемещений или прогибов по оси X , совпадающей с начальным положением силовой плоскости, перемещения в перпендикулярном направлении по оси Y . Величина прогибов f_y зависела от гибкости стойки и эксцентриситета нагрузки. Контроль перемещений прогибомерами не выявил угловых деформаций сечений, так как показания этих приборов отличались незначительно и имели разброс в пределах точности измерений и носили незакономерный характер. Таким образом, получено, что в процессе нагружения до разрушения образцов средние сечения имели плоскопараллельные перемещения в направлениях осей X и Y .

Для определения положений силовой линии и плоскости изгиба (нейтральной оси) в среднем сечении образцов использованы данные измерений прогибов и деформаций средних сечений.

Силовая линия $n - n$ (см. рис. 2) представляет собой прямую, соединяющую точки приложения нагрузки N , равнодействующие сжатой $N_B + N_{SC}$ и растянутой N_S зон сечения. В процессе увеличения нагрузки эта линия перемещается до некоторого предельного положения, что определяется по прогибам образцов относительно осей X и Y :

$$\operatorname{tg} \alpha = f_y / f_x. \quad (1)$$

Плоскость изгиба определяется положением нейтральной оси, изменения угла наклона которой относительно начального положения вычислялись по показаниям тензометров (см. рис. 2):

$$\operatorname{tg} \gamma = \epsilon_{Bi} - \epsilon_{Bj} / L_t, \quad (2)$$

где ϵ_{Bi} и ϵ_{Bj} – показания тензометров, расположенных на одной грани; L_t – расстояние между точками установки тензометров.

При начальных ступенях нагрузки нейтральная ось совершала поступательные перемещения, уменьшая площадь сжатой зоны. Изменения угла наклона здесь незначительны и близки к величине, соответствующей упругому деформированию материалов. Начиная с некоторого уровня нагрузки, нейтральная ось в сечениях образцов с кососимметричным армированием одновременно с поступательным совершала угловые перемещения в сторону ребра поперечного профиля с меньшим количеством арматурных стержней. Уровень нагрузки, при котором появлялся поворот, а также предельный угол этого смещения, зависят от величин начального эксцентриситета и гибкости стоек.

Как известно из литературных источников, взаимное расположение силовой линии и нейтральной оси в общем случае может быть различным [4]. С целью определения соотношения углов α и γ , имевших место в данных опытах, вычислены значения $\operatorname{tg} \alpha / \operatorname{tg} \gamma$. В результате обработки данных получено, что для коротких образцов кососимметричное размещение арматурных стержней не вызывает существенных угловых перемещений силовой линии и нейтральной оси в предельной стадии и не влияет на несущую способность таких конструкций. Однако для гибких образцов ($\lambda = l / h = 12; 18$) предельные углы смещений изгиба и силовой линии более существенны. При этом изменения $\operatorname{tg} \alpha$ и $\operatorname{tg} \gamma$ имеют общий характер и примерно одинаковые величины (рис. 3). Следовательно, угол между этими линиями на разных стадиях напряженного состояния сохраняется неизменным и равным 90° .

Явление образования угла наклона нейтральной оси объясняется несимметричностью сечения относительно начального положения силовой плоскости изгиба. Дальнейшее увеличение углового смещения в плоскости изгиба происходит вследствие образования зон неупругого деформирования усилий на менее нагруженные участки при переходе кососжатого элемента с несимметричной формой сечения относительно силовой плоскости в стадию разрушения.

Судя по расположению равнодействующих усилий в сжатой и растянутой зонах сечения в стадии разрушения силовая линия проходит вблизи геометрического центра сечения. Это замечено и в опытах других авторов [1 – 4], исследовавших косое внецентренное сжатие элементов различных форм сечений. Так как это отклонение незначительно и вызвано, видимо, несовпадением геометрического и физического центров поперечного сечения, им можно пренебречь в расчетах, допуская, что силовая линия пересекает геометрический центр сечения.

Деформации и напряжения в арматуре зависят от положения стержней по высоте сечения в плоскости изгиба. Наиболее удаленные стержни от нейтральной оси получают большие приращения деформаций от внешней нагрузки. Крайние стержни сжатой зоны деформируются в зависимости от величины

предельной деформации бетона наиболее сжатого ребра и соответствуют ее изменениям. При плоском внецентренном сжатии стержни, сосредоточенные у наиболее напряженных граней, деформируются равномерно, а при повороте силовой плоскости распределение стержней относительно плоскости изгиба меняется, в результате чего крайние стержни оказываются нагруженными более интенсивно.

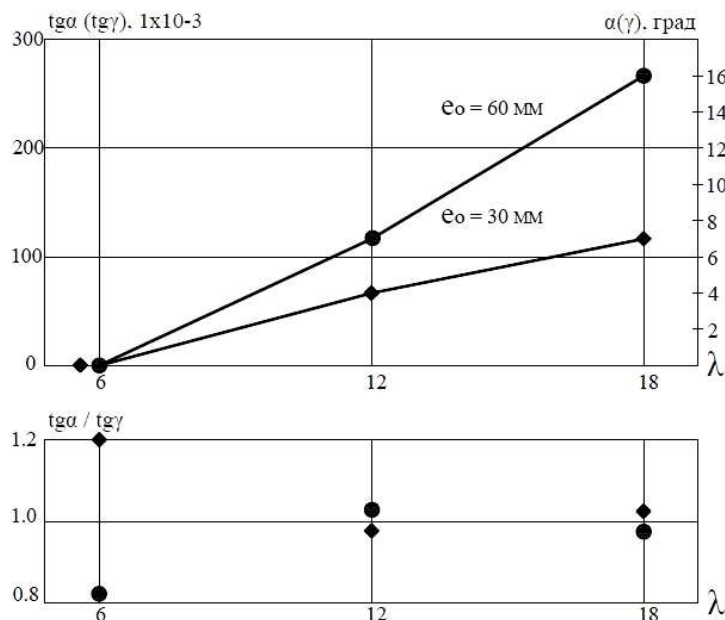


Рис. 3. Зависимость предельных углов поворота силовой линии (α) и нейтральной оси (γ) относительно граней сечения

Как показали экспериментальные исследования (см. рис. 2), угловые перемещения силовой линии и нейтральной оси имели направление в сторону ребра сечения с одиночным стержнем как в сжатой, так и растянутой зонах. Предельные деформации бетона этих ребер и соответствующие им деформации арматуры превышали деформации наиболее удаленных от нейтральной оси фибр бетона и арматуры в аналогичных образцах с симметричным армированием. Однако при повороте плоскости изгиба в сторону граней с меньшим количеством арматуры грани с более интенсивным армированием оказывались расположенными вблизи нейтральной оси. В результате чего уменьшалось сопротивление сечения действию изгибающего момента, увеличивались прогибы в направлении оси Y и, как следствие, снижалась несущая способность конструкции.

Для уточнения влияния кососимметричного расположения арматурных стержней в поперечном сечении на несущую способность конструкций предлагается учитывать смещение силовой плоскости изгиба по методике, рекомендованной в работе [2], рассматривая работу элемента как кососжатого с начальным положением силовой плоскости, расположенной под углом (α_0) к осям приведенного сечения (см. рис. 2).

Напряжения в i -том стержне арматуры сечения следует вычислять по формуле:

$$\sigma_{si,\gamma} = \sigma_{si} \cdot \kappa_\gamma \leq \sigma_{sc,u}, \quad (3)$$

где σ_{si} – напряжение в арматуре, вычисляемое при $\gamma = 0$; κ_γ – коэффициент, учитывающий влияние угла наклона плоскости изгиба на предельную деформацию наиболее сжатого ребра сечения квадратного профиля:

$$\kappa_\gamma = \cos \gamma + \sin \gamma, \quad (4)$$

где $\sigma_{sc,u}$ – предельные сжимающие напряжения в арматуре.

Влияние прогибов на несущую способность определяются раздельным учетом гибкости в направлениях главных осей симметрии и определением расчетного эксцентриситета по формуле:

$$e_0 = \sqrt{(e_{0x} \cdot \eta_x)^2 + (e_{0y} \cdot \eta_y)^2}, \quad (5)$$

где η_x и η_y – коэффициенты влияния прогибов, определяемые относительно принятых осей координат.

Положение границы сжатой зоны из условий равновесия усилий в силовой плоскости и плоскости изгиба рекомендуется определять из условия:

$$\frac{(f_c \cdot S_{B,\alpha} - \sum \sigma_{si} \cdot S_{si,\alpha}) \cdot e_\gamma}{(f_c \cdot S_{B,\gamma} - \sum \sigma_{si} \cdot S_{si,\gamma}) \cdot e_\alpha} = 1, \quad (6)$$

где $S_{B,\alpha}$, $S_{B,\gamma}$ и $S_{si,\alpha}$, $S_{si,\gamma}$ – соответственно статические моменты площади сжатой зоны бетона и статические моменты продольной арматуры относительно осей, проходящих через центр тяжести сечения менее сжатого или растянутого стержня арматуры и перпендикулярных силовой линии и нейтральной оси; e_γ и e_α – эксцентриситеты продольной силы относительно тех же осей.

Предельные углы наклона силовой линии (α) и нейтральной оси (γ) элементов прямоугольного профиля (см. рис. 2) вычисляются по зависимости:

$$\operatorname{tg} \gamma = \operatorname{tg} \alpha \cdot \frac{I_{red}^y}{I_{red}^x}, \quad (7)$$

где I_{red}^y , I_{red}^x – моменты инерции приведенного сечения относительно осей Y и X.

$$\operatorname{tg} \alpha = \operatorname{tg} \alpha_0 \cdot \left(\frac{\xi - \xi_{Lim}}{\xi_1 - \xi_{Lim}} k_\alpha \right) \geq \operatorname{tg} \alpha_0. \quad (8)$$

Здесь $\operatorname{tg} \alpha_0$ – тангенс угла линии суммарного эксцентриситета к оси X, вычисляемый по формуле:

$$\operatorname{tg} \alpha_0 = \frac{e_0^y}{e_0^x}; \quad (9)$$

ξ – относительная высота сжатой зоны в плоскости изгиба; ξ_1 – относительная высота сечения в плоскости изгиба, соответствующая границе между трапецевидной и пятиугольной формами сжатой зоны:

$$\xi_1 = \frac{h \cdot \cos \gamma}{h_0 \cdot \cos \gamma + b_0 \cdot \sin \gamma}; \quad (10)$$

ξ_{Lim} – относительная граничная высота сжатой зоны в плоскости изгиба.

Коэффициент k_α в формуле (8), учитывающий предельное приращение угла силовой линии, определяется:

- при $\operatorname{tg} \alpha_0 < \operatorname{tg} \alpha_{гр}$ по формуле:

$$k_\alpha = 2 \cdot \frac{\operatorname{tg} \alpha_0}{\operatorname{tg} \alpha_{гр}} \cdot 1 - \left(\frac{\operatorname{tg} \alpha_0}{\operatorname{tg} \alpha_{гр}} \right); \quad (11)$$

- при $\operatorname{tg} \alpha_0 > \operatorname{tg} \alpha_{гр}$ по формуле:

$$k_\alpha = 2 \cdot \frac{\operatorname{ctg} \alpha_0}{\operatorname{ctg} \alpha_{гр}} \cdot 1 - \left(\frac{\operatorname{ctg} \alpha_0}{\operatorname{ctg} \alpha_{гр}} \right). \quad (12)$$

В формулах (11) и (12)

$$\operatorname{tg} \alpha_{гр} = \frac{I_{red}^x}{I_{red}^y}. \quad (13)$$

При $\xi > \xi_1$ в формуле (8) следует условно принимать $\xi_{Lim} = 1$. Величины ξ , ξ_1 и ξ_{Lim} определяются в плоскости изгиба, имеющей угол наклона γ , вычисляемый из зависимости (7) при $\alpha = \alpha_0$.

Результаты расчетов по приведенным рекомендациям показали удовлетворительную сходимость с опытными значениями и учитывают снижение несущей способности конструкций, выявленное испытаниями опытных образцов.

В заключение исследования можно сделать следующие **выводы**:

- элементы с кососимметричным расположением арматурных стержней в поперечном сечении при нагружении, кроме прогибов по оси X , совпадающей с начальным положением силовой плоскости, имели прогибы также и в направлении оси Y . Предельная величина прогибов в направлении оси Y зависит от эксцентриситета и гибкости элемента;
- угловые перемещения силовой линии и нейтральной оси, имея направление в сторону сечения с меньшим количеством арматуры, приводят к тому, что грани с более интенсивным армированием располагаются вблизи нейтральной оси, в результате чего снижается сопротивление сечения действию изгибающего момента и уменьшается несущая способность конструкций;
- при кососимметричном смещении промежуточных стержней арматуры, расположенной у наиболее нагруженных граней сечения, относительно среднего их положения на величину 20 % и более расстояния до углового стержня расчет несущей способности сжатых конструкций с гибкостью 12 и более следует выполнять, рассматривая работу сечений как кососжатых.

ЛИТЕРАТУРА

1. Вахненко, П.Ф. Напряженно-деформированное состояние и расчет железобетонных элементов при косом внецентренном сжатии косом изгибе: автореф. дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.01 / П.Ф. Вахненко. – Киев, 1992. – 36 с.
2. Попков, Ю.В. Прочность железобетонных элементов с высокопрочной стержневой арматурой при косом внецентренном сжатии: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Ю.В. Попков. – Новополоцк, 1988. – 198 с.
3. Редкин, А.В. Экспериментально-теоретические исследования кососжатых железобетонных элементов различной гибкости с напрягаемой и ненапрягаемой высокопрочной арматурой: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / А.В. Редкин. – Полтава, 1983. – 252 с.
4. Семенюк, С.Д. Исследование кососжимаемых железобетонных элементов: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / С.Д. Семенюк. – Ровно, 1980. – 194 с.
5. Сурин, В.В. Прочность внецентренно сжатых железобетонных элементов с высокопрочной стержневой арматурой (при кратковременной нагрузке): дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / В.В. Сурин. – Челябинск, 1981. – 180 с.
6. Торяник, М.С. Расчет железобетонных конструкций при сложных деформациях / М.С. Торяник. – М., 1974. – 295 с.
7. Чистяков, Е.А. Несущая способность сжатых железобетонных колонн с высокопрочной арматурой / Е.А. Чистяков, В.В. Сурин // Прочностные и деформативные характеристики элементов бетонных и железобетонных конструкций. – М., 1982. – С. 70 – 80.
8. Попков, Ю.В. Прочность и деформация сжатых железобетонных элементов с продольной ненапрягаемой высокопрочной арматурой / Ю.В. Попков, Д.А. Слуцкий // Вестн. Полоц. гос. ун-та. Серия Ф. Прикладные науки. Строительство. – 2004. – № 6. – С. 19 – 27.
9. Popkov, J. Quality control of reinforced concrete structures by holography / J. Popkov, G. Machkovtsev // International symposium non-destructive testing civil engineering (NDT-CE). – Berlin, 1995. – С. 1249.

Поступила 12.06.2013

STRESS - STRAIN STATE OF CONCRETE STRUCTURES WITH SKEW-SYMMETRIC REBAR ARRANGEMENT IN CROSS-SECTION

Y. POPKOV, S.K. ROMERO VELARDE

The main results of the study of the influence of the skew-symmetric arrangements of reinforcing bars made of high grade steel A800 in the cross section at a fixed initial position of the plane of bending on the stress-strain state and the carrying capacity of eccentrically compressed concrete elements are presented. Skew-reinforcement arrangement of sections in comparison with symmetric, all other things being equal reduces the load-bearing capacity of the structure to 20 %, as determined in experiments conducted by us. In order to determine the factors that affect the carrying capacity of such elements, the analysis of their work in the limit stage. Proposals are submitted to the refinement of methods of calculation taking into account the effect of the deflections in the directions of the principal axes of symmetry, the limiting angles of rotation of the power line and the neutral axis to the limit strain most compressed rib section and the stresses in the rebars.

УДК 624.131.551(0.83.74)

**ПРОБЛЕМЫ АКТУАЛИЗАЦИИ
ДЕЙСТВУЮЩЕЙ НОРМАТИВНОЙ ЛИТЕРАТУРЫ
В ОБЛАСТИ НОРМИРОВАНИЯ МЕХАНИЗИРОВАННЫХ СТРОИТЕЛЬНЫХ РАБОТ**

канд. техн. наук Д.И. САФОНЧИК, Е.А. КОЛЕДА
(Гродненский государственный университет им. Я. Купалы)

Рассматривается проблема в строительной отрасли, обусловленная действующими нормативными документами, разработанными еще во времена СССР. Установлено, что для повышения качества и конкурентоспособности, снижения энерго- и ресурсоемкости продукции и выведения ее на уровень лучших отечественных и зарубежных аналогов необходимо создание новых или переработка действующих технических нормативных правовых актов. Показан процесс гармонизации национальных стандартов с европейскими нормами, который идет сегодня в Беларуси. За последние годы появилось много новых строительных материалов, изделий и конструкций, следовательно, разрабатываются и новые методы производства. Однако в ряде случаев при проектировании технологической документации невозможно корректно определить нормозатраты труда, так как для механизированных земляных работ указанный норматив на данный момент в республике отсутствует.

Введение. Нормативное обеспечение строительной отрасли в Республике Беларусь до сих пор в некоторых вопросах регламентируется стандартами СССР, при этом многие действующие стандарты уже не соответствуют реальным требованиям. Вместе с тем в настоящее время идет процесс гармонизации национальных стандартов с европейскими нормами, целью которой является возможность иностранным инвесторам работать в Беларуси без ограничений. Переход на стандарты, гармонизированные с европейскими нормами, в республике в настоящее время еще не осуществлен. Хотя работа в этом направлении проделана немалая. В строительном комплексе Беларуси утверждено свыше 220 европейских стандартов на строительные материалы и изделия, методы их испытаний. Но остается много направлений, по которым необходимо интенсифицировать начатую работу. Таким образом, проблема актуализации действующей нормативной литературы является важной для нашей страны, особенно в области строительного производства.

Технические нормативные правовые акты (ТНПА) должны основываться на современных достижениях науки, техники и технологии, отечественном и зарубежном опыте проектирования и строительства, обеспечивать максимальную гармонизацию с требованиями стандартов Международной организации по стандартизации (ИСО) и Европейского комитета по стандартизации (СЕН) и содержать технически и экономически обоснованные требования, обеспечивающие решение конкретных задач в строительной отрасли Республики Беларусь.

В области нормирования затрат труда в последние годы наблюдается прогресс. Если ранее на территории Беларуси основным документом, который определял нормы времени выполнения отдельных работ, являлся ЕНиР (Единичные нормы и расценки), то сейчас взамен ему разработан такой документ, как НЗТ (Нормы затрат труда). Однако полная разработка НЗТ к настоящему времени еще не завершена. Следовательно, в ряде случаев при проектировании технологической документации (проект производства работ – ППР; проект организации работ – ПОР) невозможно определить нормозатраты труда. В частности, для проектирования механизированной разработки грунтов приходится по-прежнему использовать ЕНиР.

В настоящее время темпы появления новой техники и строительной продукции значительно опережают темпы разработки нормативной документации. Это связано с тем, что создание новых или переработка действующих норм весьма сложная и кропотливая работа, что служит оправданием ситуации, сложившейся на данный момент в области технологического проектирования в Беларуси. Известно, что для разработки норм труда необходимо:

- выполнить подготовительные и организационно-методические работы, в ходе которых определяются цели и задачи разработки норм, уточняются виды норм, составляется техническое задание;
- изучить затраты рабочего времени непосредственно на рабочих местах;
- выполнить обработку собранных материалов, т.е. осуществить анализ и обобщение результатов изучения затрат рабочего времени, определить основные факторы, влияющие на величину затрат труда;
- вывести эмпирические формулы зависимостей между значениями влияющих факторов и величинами затрат труда;
- осуществить проверку нормативных материалов в производственных условиях;
- выполнить подготовку окончательной редакции нормативных материалов.

После проведения указанных мероприятий выполняется замена и пересмотр единых и типовых норм.

Проверка действующих в строительстве норм труда осуществляется комиссиями. По результатам проверки по каждой норме принимается решение утверждать или не утверждать.

Указанные работы выполняют по всем видам строительных процессов с целью осуществления планомерной работы по снижению трудовых затрат, обеспечению прогрессивности действующих норм.

Основная часть. Возведение зданий и сооружений связано с выполнением различных земляных работ, причем трудоемкость этих работ по отношению к общей весьма значительна. Кроме того, качество выполнения земляных работ определяет долговечность фундаментов, равномерность их осадки, а следовательно и долговечность здания и всего сооружения. Ввиду значительной трудоемкости выполнения земляных работ необходимо стремиться к их осуществлению с использованием наиболее эффективных машин и соблюдать принципы комплексной и полной механизации.

Одноковшовые экскаваторы – наиболее распространенные и универсальные машины. Универсальность экскаватора характеризуется возможностью использования различного навесного оборудования, а именно: прямой и обратной лопаты, драглайна, грейфера, струга, копера, планировщика откосов, корчевателя и т. д. Использование сменного рабочего оборудования дает возможность механизировать такие процессы, как: зачистка дна выемок; дробление и удаление негабаритов и валунов; отделка поверхности откосов земляного сооружения, дна выемок; послойное уплотнение грунтов в стесненных условиях, при устройстве обратных засыпок; рыхление мерзлого и трудно разрабатываемого грунта и др.

Несмотря на широкий спектр возможного использования одноковшового экскаватора, основное его назначение – разработка земляных сооружений с погрузкой грунта в отвал или в транспортные средства. Разработку грунта ведут позиционно в пределах экскаваторного забоя, в котором экскаватор и транспортные средства располагают таким образом, чтобы среднее значение угла поворота экскаватора от места заполнения ковша до места его выгрузки было минимальным. Так как поворот стрелы осуществляется дважды – с грузом до транспортного средства и после выгрузки, – время поворота в среднем должно составлять не более 70 % рабочего времени одного цикла экскаватора.

При проектировании экскаваторного забоя и определении затрат труда на разработку определенного объема грунта необходимо первоначально установить технические характеристики машины, а также выбрать наиболее подходящую марку экскаватора. Для этого в настоящее время в Республике Беларусь используют ЕНиР, разработанный еще в СССР, так как на большинство строительно-монтажных и отделочных работ нормы времени приведены в национальном стандарте НЗТ. Такой стандарт на механизированные земляные работы отсутствует. Поэтому в случае нормирования затрат труда при выполнении работ современными отечественными и зарубежными экскаваторами возникает проблема.

Производительность – основной параметр технического нормирования. Производительность современных машин выше, чем устаревших, так как современные технологии в машиностроении позволяют уменьшить время рабочего цикла экскаватора за счет увеличения скорости движения рабочих органов. Производительность и время цикла находятся в обратно пропорциональной зависимости между собой:

$$П = \frac{60^2 \cdot q \cdot k_n}{t_u \cdot k_p},$$

где q – вместимость ковша, $м^3$; k_n – коэффициент наполнения ковша; k_p – коэффициент разрыхления грунта.

Определить производительность в соответствии с ЕНиР при разработке грунта в котлованах одноковшовыми экскаваторами, оборудованными обратной лопатой, можно лишь для машин, емкость ковша которых составляет $0,15 м^3$. В современном строительстве используют экскаваторы и меньшей емкостью.

Следовательно, возникают проблемы при нормировании работы строительных машин.

Существуют также проблемы и при проектировании экскаваторных забоев. Размеры и форма забоя зависят от типа рабочего оборудования экскаватора, назначения земляного сооружения и принятой схемы разработки грунта.

При расчете ширины проходки одноковшового экскаватора необходимо знать величину передвижки машины (l_n). Так как это значение напрямую зависит от минимального и максимального радиусов резания. Минимальный радиус резания в характеристиках одноковшовых экскаваторов не приводится, поэтому в расчетах l_n принимается как ориентировочное значение. Однако величина передвижки оказывает существенное влияние на ширину проходки.

Для наглядности рассмотрим пример определения ширины проходки (B) с постоянным радиусом резания (R), но различными величинами передвижки (рис. 1) [2; 4].

$$B_1 = 2 \cdot \sqrt{R^2 - l_{n1}^2} = 2 \cdot \sqrt{8^2 - 4,4^2} = 13,36 \text{ м};$$

$$B_2 = 2 \cdot \sqrt{R^2 - l_{n2}^2} = 2 \cdot \sqrt{8^2 - 1,8^2} = 15,59 \text{ м}.$$

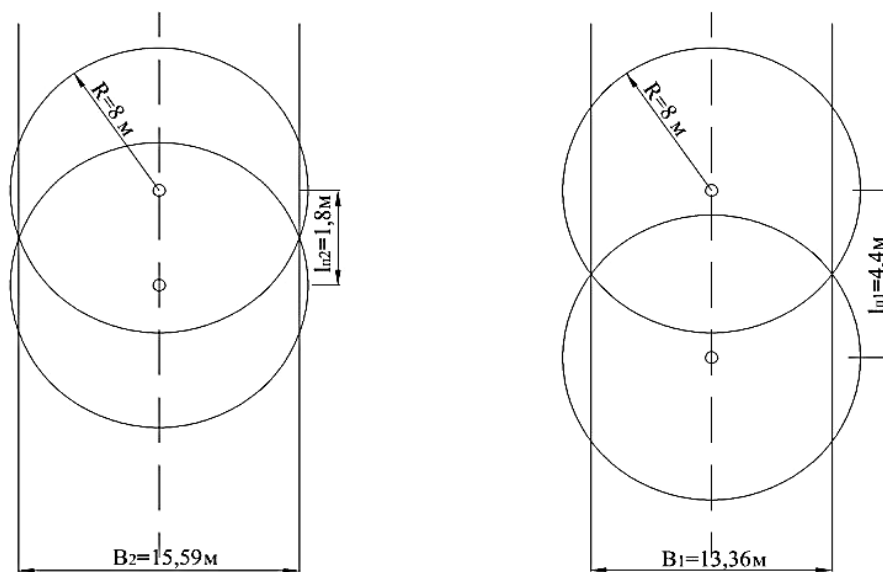


Рис. 1. Схемы к определению ширины проходки

Размеры и форма забоя зависят от типа рабочего оборудования экскаватора, назначения земляного сооружения и принятой схемы разработки грунта. При расчете ширины проходки одноковшового экскаватора необходимо знать величину передвижки машины (l_n).

Для следующего расчета были использованы интернет-ресурсы [1], представленные на рисунке 2.

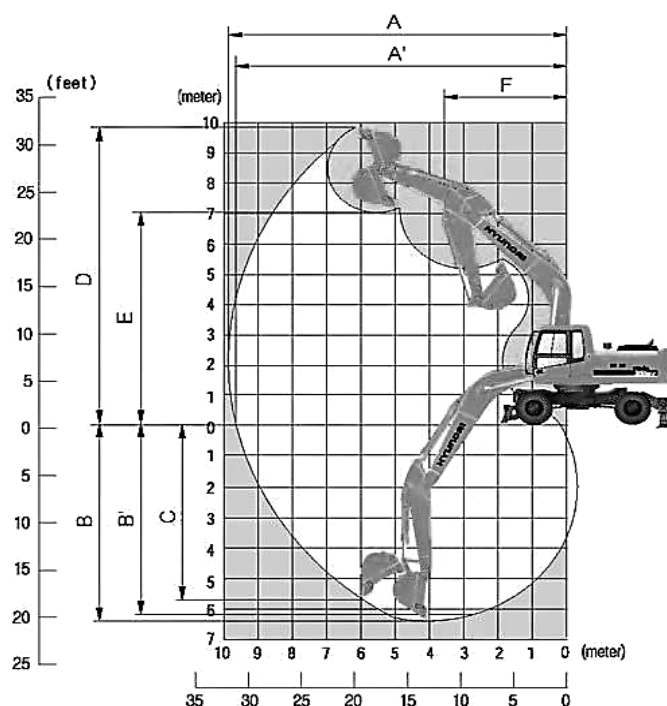


Рис. 2. Рабочие параметры экскаватора Hyundai 200w-7

При глубине копания $h_1 = 1$ м максимальный радиус резания R_{1max} составит 9,4 м (см. рис. 2), минимальный радиус резания $R_{1min} = 2$ м. При $h_2 = 4$ м максимальный радиус резания $R_{2max} = 7,7$ м, минимальный $R_{2min} = 2$ м.

Величина передвижки составит:

$$l_n^1 = R_{1max}^1 - R_{1min}^1 = 9,4 - 2 = 7,4 \text{ м};$$

$$l_n^2 = R_{2max}^2 - R_{2min}^2 = 7,7 - 2 = 5,7 \text{ м}.$$

Следовательно, максимальные рабочие параметры зависят от глубины копания грунта.

Таким образом, для определения расчетных параметров одноковшовых экскаваторов необходимы более полные технические характеристики машин с возможностью их определения в зависимости от заданных условий производства. Возможно, это будет представлено в виде графиков и таблиц, сведенных в единый каталог землеройных строительных машин и механизмов.

Исходя из вышесказанного, можно сделать следующие **выводы**:

- в Республике Беларусь требуется пересмотреть ряд нормативных документов, регламентирующих строительное производство и определяющих нормы затрат труда;
- для повышения качества и конкурентоспособности, снижения энерго- и ресурсоемкости строительных материалов, изделий и конструкций, производимых предприятиями, и выведения их на уровень лучших отечественных и зарубежных аналогов необходимо создание новых или переработка действующих технических нормативных правовых актов;
- нормативные документы должны быть гармонизированы с европейскими стандартами.

ЛИТЕРАТУРА

1. Машины для земляных работ / под ред. Ю.А. Ветрова [и др.]. – Киев: Вища шк., 1981. – 384 с.
2. Теличенко, В.И. Технология строительных процессов: в 2-х ч. / В.И. Теличенко, О.М. Терентьев, А.А. Лapidус. – 4-е изд., стер. – М.: Высш. шк., 2008. – Ч. 1: учебник. – 391 с.
3. Интернет-сайт ООО «Колесо Новосибирск» [Электронный ресурс] // Гусеничные экскаваторы (TEREX) TC210. – Режим доступа: <http://www.koleso-nsk.com/arenda/eksavatory.php>. – Дата доступа: 09.04.2013.

Поступила 21.06.2013

THE ISSUES OF ACTUALIZATION OF THE NORMATIVE LITERATURE CURRENTLY IN FORCE IN THE SPHERE OF SETTING OF MECHANIZED CONSTRUCTION WORKS

D. SAFONCHIK, E. KOLEDA

The problem in construction, which is conditioned by the normative documents currently in force, developed in the times of USSR, is considered. It is ascertained, that to improve the quality and competitiveness, to reduce power-intensity and resource demand of the production and to bring it to the standard of the best domestic and foreign analogues it is necessary to create new and process the technical normative legal acts currently in force. The process of harmonization of national standards with the European norms, which is taking place nowadays in Belarus, is shown. Lately a lot of new construction materials, products and constructions have appeared, therefore new methods of production are being developed. But in some cases at projecting of technological documentation it is impossible to estimate labour expenses correctly, because nowadays the given standard for mechanized earth works is absent in the republic.

УДК 624.012.4

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ИЗГИБАЕМЫХ БЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С КОМБИНИРОВАННЫМ АРМИРОВАНИЕМ СТАЛЬНЫМИ И СТЕКЛОПЛАСТИКОВЫМИ СТЕРЖНЯМИ

д-р техн. наук, проф. В.В. ТУР, В.В. МАЛЫХА
(Брестский государственный технический университет)

Демонстрируются результаты экспериментальных исследований изгибаемых бетонных элементов с комбинированным армированием стальными и стеклопластиковыми стержнями. Обоснована замена стальной арматуры стеклопластиковыми стержнями как с технической, так и с экономической точек зрения. Учитывая особенности работы элементов с комбинированным армированием, модель сопротивления следует строить на блочной модели сечений, рассматривающей работу армирующих элементов на участках между трещинами.

Введение. В последние годы в строительной науке и практике активно развивается направление, связанное с применением в бетонных конструктивных элементах армированных полимерных композитов (англ. *fiber reinforced polymer composite – FRPC*), выполняющих функцию рабочих стержней. Классификация и свойства, а также область применения такого армирования подробно рассмотрены в работах [2; 3].

Следует отметить, что в силу ряда особенностей арматуры из полимерных композитов (в частности, низкие значения модуля упругости, сопоставимые с модулем упругости бетона; различия в значениях коэффициента температурного линейного расширения и коэффициента поперечных деформаций в продольном и поперечном направлениях; длительные деформации и т.д.) ее применение в изгибаемых элементах ограничено. Это связывают главным образом со сложностями обеспечения требований эксплуатационной пригодности для армированных бетонных конструктивных элементов (ограничение прогибов, ширины раскрытия трещин). Кроме того, разрушение бетонных элементов, армированных только стержнями из полимерных композитов, является, как правило, хрупким, сопровождающимся раздавливанием бетона сжатой зоны сечения. При этом стержни из армированных полимерных композитов практически всегда не достигают предельных деформаций, и их высокие прочностные характеристики оказываются недоиспользованными.

Для исключения хрупкой формы разрушения, как это требует ТКП EN 1990 [9], дополнительно вводятся ограничения, например, повышенные значения частных коэффициентов при определении расчетных сопротивлений арматуры из полимерного композита (согласно [2] значение частного коэффициента γ_p , вводимого для определения расчетного сопротивления, составляет 1,5). При этом с учетом развития длительных деформаций в соответствии с [2] вводится ограничение напряжений в растянутой арматуре из полимерного композита при работе бетонного элемента в эксплуатационной стадии ($\sigma_p \leq 0,3 f_p$). Данное ограничение вызывает серьезные сомнения, связанные с использованием, в частности, стеклопластиковой арматуры в предварительно напряженных конструкциях. Расчетные модели, применяемые для проверок предельных состояний несущей способности и эксплуатационной пригодности, предложенные в руководствах [2; 3], базируются в основном на зависимостях, внесенных в ТКП EN 1992-1-1 [10] или ACI 318 [11] и относящихся к проектированию традиционных железобетонных конструкций.

Улучшить эксплуатационные свойства таких конструкций и их поведение в предельной стадии представляется возможным, на наш взгляд, при рациональном сочетании в одном конструктивном решении стальной и стеклопластиковой арматуры. Необходимо отметить, что для проектирования таких конструкций следует разработать соответствующие модели сопротивления.

Учитывая особенности работы элементов с комбинированным армированием, существенно различающимся в первую очередь характеристиками деформативности, модель сопротивления следует строить, очевидно, не на традиционной модели сечений, а на блочной модели, рассматривающей работу армирующих элементов на участках между трещинами. Основные положения этой модели применительно к элементам с комбинированным армированием представлены в ранее опубликованной работе [1].

Следует отметить, что частичная замена стальной арматуры стеклопластиковыми стержнями является, на наш взгляд, обоснованной не только техническими, но и экономическими соображениями. Как показывает предварительный анализ, при сложившемся уровне цен на стальную и стеклопластиковую арматуру экономия в стоимостном выражении может составлять от 11 до 18 % без снижения эксплуатационных характеристик конструкции.

1. Экспериментальные исследования изгибаемых элементов с комбинированным армированием

Выполнены специальные исследования бетонных балок, имевших комбинированное армирование стальными и стеклопластиковыми стержнями. Схема испытаний опытных балок и общий вид рычажной

установки для испытания балок представлены на рисунках 1 и 2. Программа испытаний (табл. 1) была составлена таким образом, что принятое суммарное количество армирования, оцениваемое так называемым механическим индексом армирования $\omega \left(\omega = \frac{f_{yk} \cdot \rho_l + f_{pk} \cdot \rho_p}{f_{cm}} \right)$, обеспечивало достижение примерно равного значения предельного момента при прогнозируемом разрушении балок по сечениям, нормальным к продольной оси испытываемого элемента, при так называемом разрушении по растянутой зоне сечения.

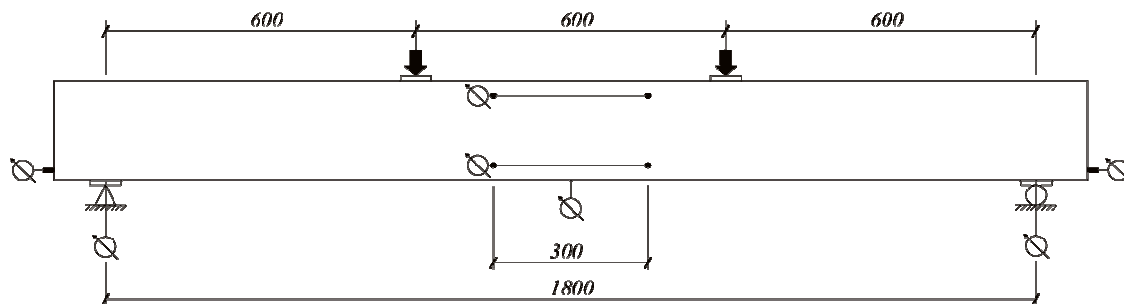


Рис. 1. Схема испытаний опытных балок



Рис. 2. Общий вид рычажной установки для испытания балок

Таблица 1

Краткая программа испытаний

Се- рия	Обозна- чение балок	Размеры поперечного сечения, мм	Средняя проч- ность бетона при сжатии $f_{сж}$ МПа ²⁾	Армирование					
				количество	площадь, мм ²		коэффициент армирования, %		
					A_{st}	A_p	ρ_{st}	ρ_p	ω
I	I-Б1(т) ¹⁾	120×190	37,6	2Ø12S500	226,2	—	0,99	—	19,8
	I-Б2(т)			2Ø10S500 + Ø8АСП	157,1	50,3	0,69	0,22	22,6
	I-Б3(т)			2Ø8S500 + Ø10АСП	100,5	78,5	0,44	0,34	22,6
	I-Б4(т)			2Ø6S500 + Ø12АСП	56,5	113,1	0,25	0,50	24,8
	I-Б5(т)			2Ø4S500 + 2Ø10АСП	25,1	157,1	0,11	0,69	29,8
II	II-Б2		29,2	2Ø10S500 + Ø8АСП	157,1	50,3	0,69	0,22	22,6
	II-Б3			2Ø8S500 + Ø10АСП	100,5	78,5	0,44	0,34	22,6
	II-Б4			2Ø6S500 + Ø12АСП	56,5	113,1	0,25	0,50	24,8
	II-Б5			2Ø4S500 + 2Ø10АСП	25,1	157,1	0,11	0,69	29,8
<i>Примечания:</i> ¹⁾ индекс (т) означает, что данные балки изготовлены с применением тепловлажностной обработки; ²⁾ средняя прочность бетона при сжатии определена при испытании образцов-кубов.									

Опытные образцы-балки имели прямоугольную форму поперечного сечения $b \times h = 120 \times 190$ мм; пролет балок составлял 1800 мм.

Конструкция и особенности армирования балок показаны на рисунках 3, 4.

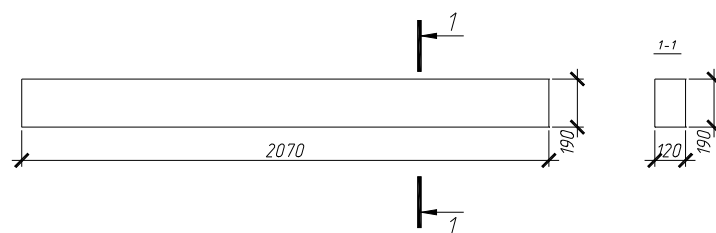


Рис. 3. Геометрические размеры балок

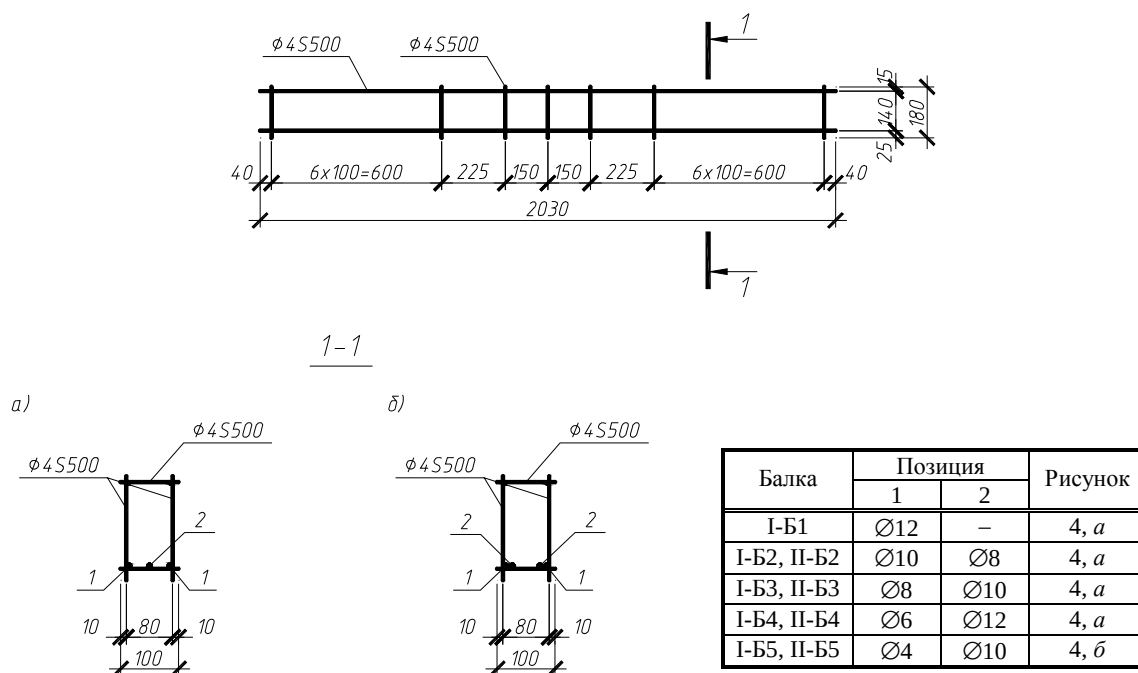


Рис. 4. Каркасы для армирования балок

Испытания балок производили сосредоточенными силами, приложенными в 1/3 пролета. В балках-аналогах I-B1 к моменту разрушения, как видно из графика, показанного на рисунке 5, относительные деформации растянутой стальной арматуры превысили относительные деформации, соответствующие достижению предела текучести $\epsilon_{sy} = 2,5 \%$, и составляли к моменту разрушения $\epsilon_{s,exp} \approx 9,8 \%$, а относительные деформации сжатого бетона (на уровне измерительной мессуры) составляли $\epsilon_{cu} \approx 3,5 \%$.

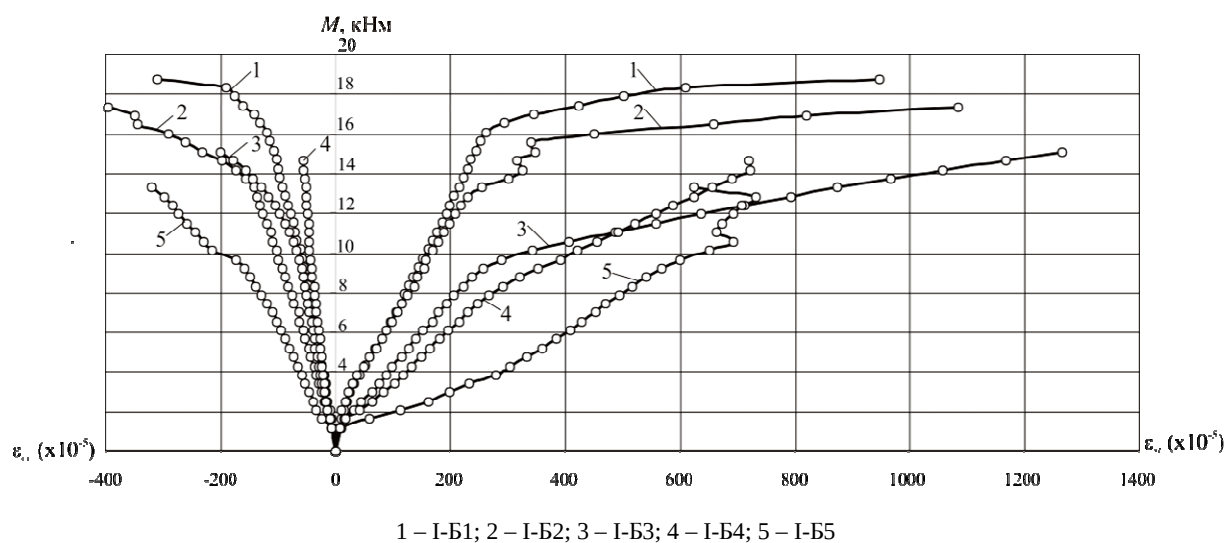


Рис. 5. Зависимости «момент – относительные деформации»

На графиках, показанных на рисунке 6, довольно четко выделяется ветвь пластического деформирования, реализуемая после достижения предела текучести в стальной арматуре.

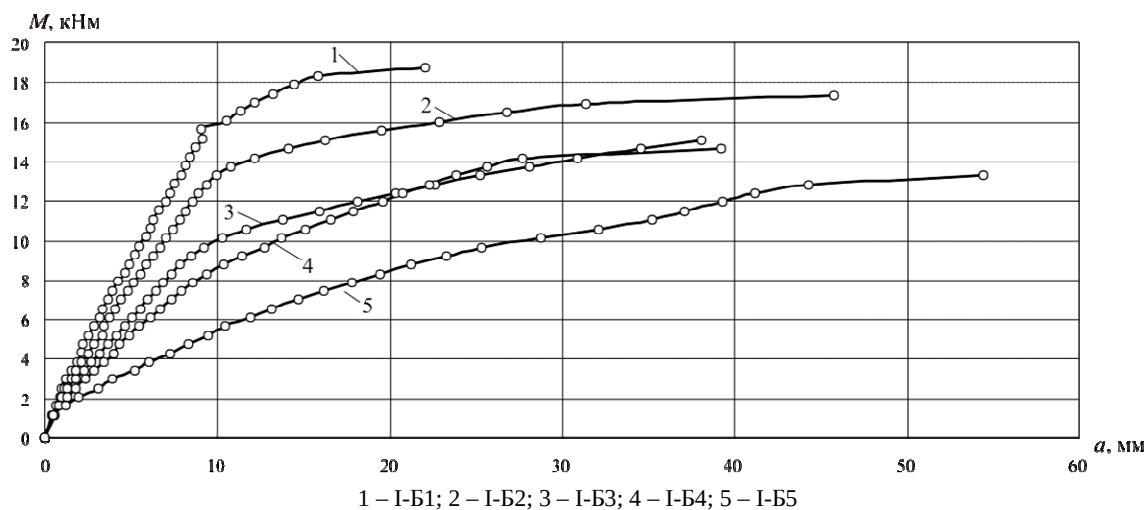


Рис. 6. Зависимости «момент – прогиб»

Значение коэффициента пластичности, характеризующего отношение предельного прогиба к прогибу, соответствующему началу текучести стальной арматуры, $\eta = a_u/a_y$, составило $\eta = 2,44$ (табл. 2).

Таблица 2

Результаты испытаний опытных балок

Серия	Балка	Параметры трещинообразования			Прогибы, мм				M_{Ru} , кН·м
		M_{crc} , кН·м	w_{max} , мм	w_m , мм	$a_{0,6}$	a_y	a_u	$\eta = a_u/a_y$	
I	I-B1	6,53	0,20	0,17	6,47	9,05	22,05	2,44	18,76
	I-B2	4,27	0,25	0,20	7,42	9,93	45,76	4,61	17,35
	I-B3	2,05	0,75	0,63	8,19	8,51	38,06	4,47	15,05
	I-B4	2,05	0,70	0,62	10,40	7,90	39,23	4,97	14,60
	I-B5	1,60	1,00	0,79	17,81	6,09	54,42	8,94	13,25

w_{max} , w_m – соответственно максимальная и средняя ширина раскрытия трещин при уровне нагружения $M / M_{Ru} = 0,6$; $a_{0,6}$, a_y , a_u – соответственно значение прогибов в середине пролета при уровнях нагрузки: 0,6 от предельной; отвечающей началу текучести стальной арматуры и равной предельной; M_{crc} , M_{Ru} – момент появления трещин и предельный момент.

Близкое по характеру поведение при разрушении показали балки I-B2 и II-B2 с комбинированным армированием ($2\varnothing 10 S500 + \varnothing 8 ACP$, $\omega = 0,226$). Разрушение балок происходило при достижении текучести в стальной арматуре и последующем раздавливании бетона сжатой зоны сечения. При этом следует обратить внимание на обстоятельство, что при достаточно близком значении предельного момента ($M_{Ru} = 17,35$ кН·м) балки I-B2 и II-B2 имели более протяженную ветвь пластического деформирования (рис. 7).

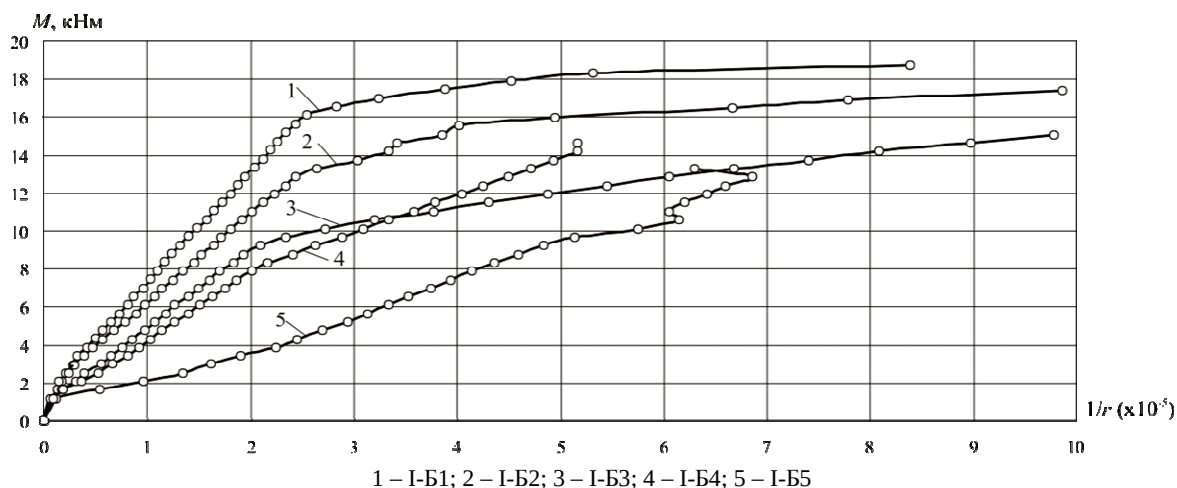


Рис. 7. Зависимости «момент – кривизна»

Так, величина предельного прогиба балок I-B2 при разрушении более чем в 2 раза превышала прогиб балки-аналога I-B1 (значение коэффициента пластического деформирования $\eta = 4,61$, см. табл. 2).

Относительные деформации растянутой арматуры к моменту разрушения балки I-B2 составляли $\varepsilon_{s,exp} \approx 11\%$, а сжатого бетона $\varepsilon_{cu} \approx 4\%$. При этом, как следует из графиков, показанных на рисунке 8, основную долю растягивающего усилия воспринимала стальная арматура ($F_s = 78$ кН), в то время как усилие в стеклопластиковой арматуре составило 26 % от предельного значения.

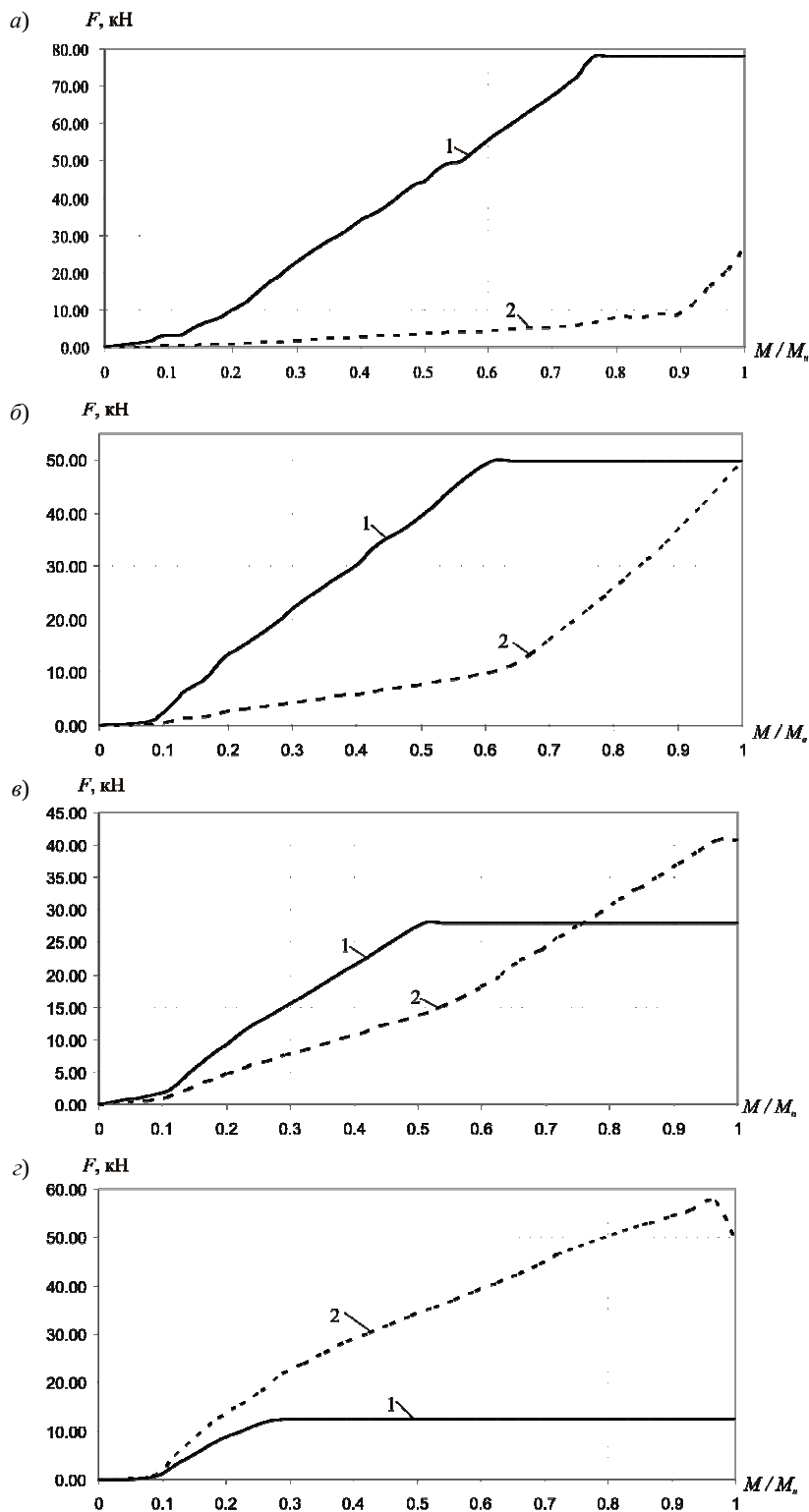


Рис. 8. Изменение усилий в растянутых стержнях из стальной (1) и стеклопластиковой (2) арматуры:
а – I-B2; б – I-B3; в – I-B4; г – I-B5

Испытания балок I-Б3 (2Ø8 S500 + Ø10 АСП) и I-Б4 (2Ø6 S500 + Ø12 АСП) показали, что они имели несколько меньший предельный момент ($M_{Ru} = 15,05$ кН·м) по сравнению с контрольной балкой, но достаточный потенциал пластического деформирования. Так, для балок I-Б3 предельная деформация стальной арматуры перед разрушением составляла около $\varepsilon_{su,exp} = 12$ ‰, а для балки I-Б4 – $\varepsilon_{su,exp} = 9$ ‰.

Анализ графиков (см. рис. 8), иллюстрирующих перераспределение растягивающего усилия между стальными и стеклопластиковыми стержнями, показал, что стержни стеклопластиковой арматуры начинают активно воспринимать растягивающее усилие после достижения стальной арматурой текучести. Усилие в стеклопластиковой арматуре возрастает практически линейно при дальнейшем увеличении нагрузки. При этом стеклопластиковая арматура, сопротивляющаяся практически упруго, оказывает «поддерживающий» эффект для стальной арматуры, что в глобальном выражении повышает пластическую деформативность изгибаемого элемента в целом. Этот эффект можно отчетливо наблюдать для балок I-Б5 (2Ø4 S500+2Ø10 АСП, $\omega = 0,298$), где основное армирование было выполнено из стеклопластиковых стержней.

Как видно из графика, показанного на рисунке 8, текучесть в стальной арматуре достигалась при сравнительно невысоком уровне усилий ($M / M_{Ru} \approx 0,3$). После достижения текучести в стальной арматуре усилие в стеклопластиковой арматуре возрастало практически линейно. В балке I-Б3 к моменту разрушения в стеклопластиковой и стальной арматуре были достигнуты практически равные усилия (см. рис. 8), в то время как в балке I-Б4 растягивающее усилие в стеклопластиковой арматуре на 45 % превысило усилие в стальной арматуре. В балке II-Б3 было достигнуто разрушение с разрывом стеклопластикового стержня (рис. 9). За исключением балки I-Б2, работа которой под нагрузкой практически мало отличалась от базового образца-балки I-Б1, во всех балках при уровне нагрузки $M / M_u \approx 0,6$, что близко соответствует уровню эксплуатационного нагружения, в стальной арматуре достигалась текучесть.



Рис. 9. Разрыв стеклопластикового стержня при испытании балки II-Б3

На графиках, показывающих зависимости « $M - a$ » и « $M - 1/r$ » (см. рис. 6, 7), это иллюстрируется резким изменением угла наклона графика к горизонтальной оси (изменение изгибной жесткости). Как видно из картины трещинообразования (рис. 10), этот переход сопровождался резким раскрытием трещин и возрастанием прогибов (см. табл. 2).

Анализ диаграммы (рис. 11), представляющей соотношение значений средней и максимальной ширины раскрытия трещин при уровне нагружения $M / M_u = 0,6$, свидетельствует, что практически все балки, имевшие комбинированное армирование, за исключением балки I-Б2, показали ширину раскрытия трещин выше предельно допустимого значения, установленного по действующим нормам ($w_{lim} = 0,3$ мм). Для балок I-Б3 и I-Б4 это объясняется тем обстоятельством, что при анализируемом уровне нагружения в стальной арматуре относительные деформации уже достигали предела текучести. Вместе с тем по сравнению с балкой-аналогом I-Б5, имевшей главным образом стеклопластиковую арматуру, в балках I-Б3 и I-Б4 максимальная ширина раскрытия трещин оказалась на 24...26 % меньше при аналогичном уровне нагрузки.

В общем случае выполненный анализ позволяет сделать следующий предварительный вывод: для выполнения требований эксплуатационной пригодности в элементах с комбинированным армированием соотношение между площадями (коэффициентами армирования) стальной и стеклопластиковой арматуры следует устанавливать таким образом, чтобы при эксплуатационном уровне нагрузок относительные деформации стальной арматуры не превышали предела упругой работы ε_{se} , а напряжения в стеклопластиковой арматуре не превышали $0,3f_{pk}$ (f_{pk} – характеристическая прочность стеклопластиковой арматуры). Здесь следует отметить, что ограничение $0,3f_{pk}$ принято с учетом рекомендаций [2] и длительного сопротивления армированных полимерных композитов согласно [4].

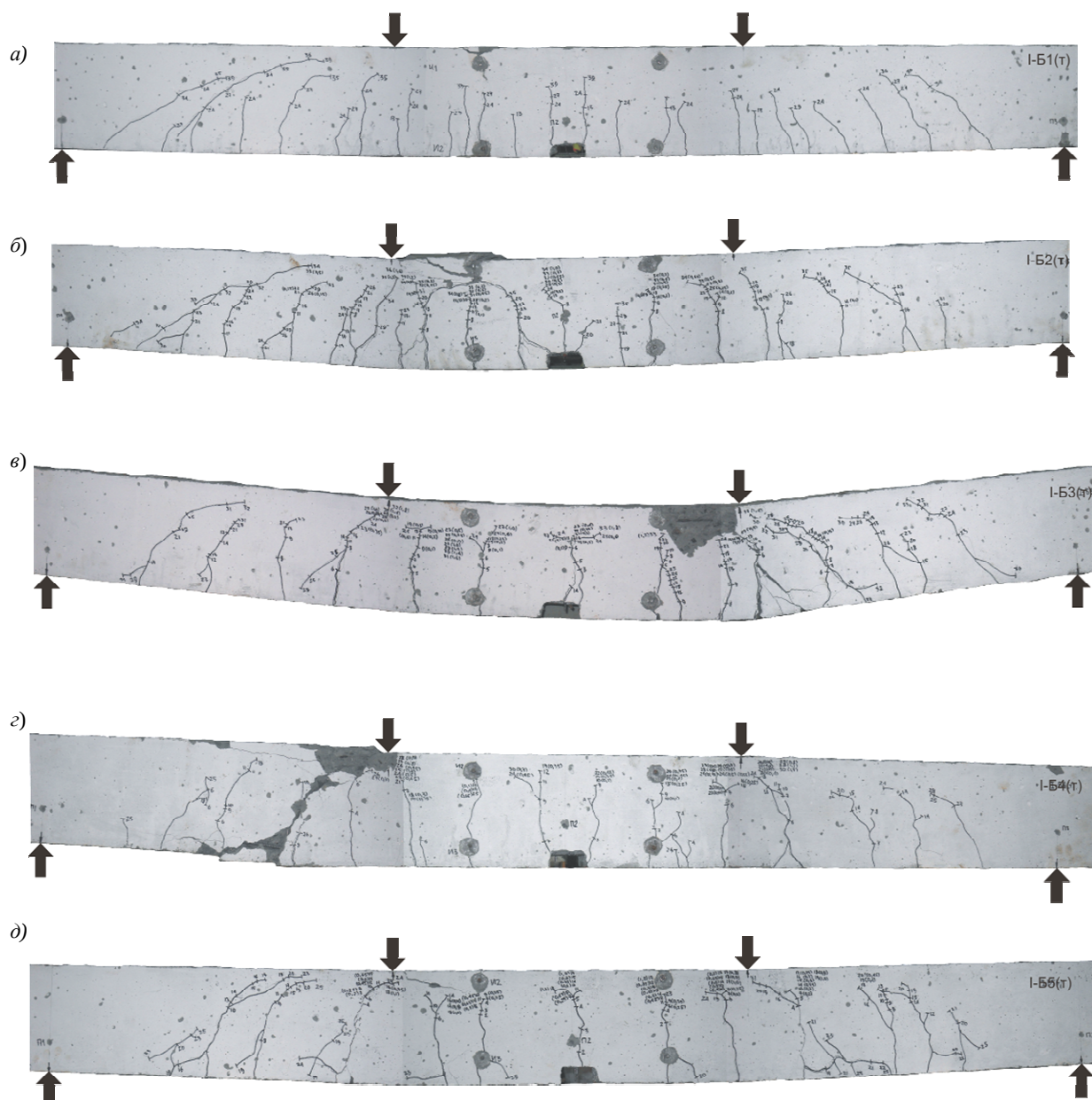


Рис. 10. Картина трещинообразования и разрушения образцов-балок:
а – I-B1; б – I-B2; в – I-B3; г – I-B4; д – I-B5;

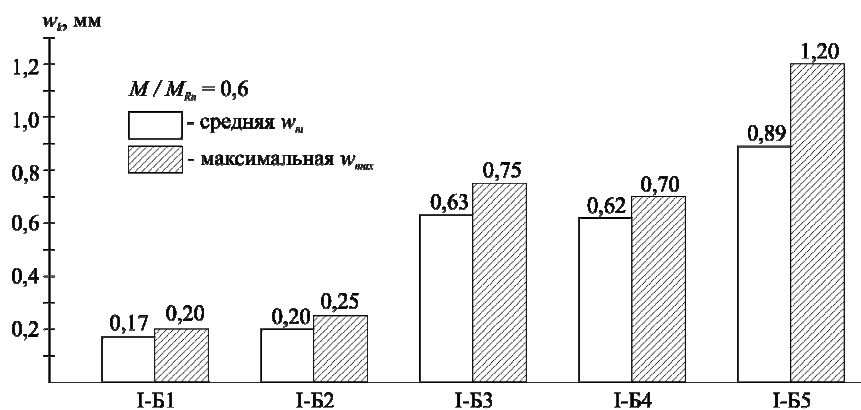


Рис. 11. Опытные значения средней и максимальной ширины раскрытия трещин в балках при уровне нагружения $M/M_{Rk} = 0.6$

Закключение. Проведенные экспериментальные исследования позволяют сделать следующие *выводы*:

1) применение комбинированного армирования изгибаемых балочных элементов, включающего сочетание стальных и стеклопластиковых стержней (армированных полимерных композитов), позволило получить пластическую форму разрушения опытных образцов, в отличие от практически линейно-упругой (хрупкой) формы разрушения эталонных балок, армированных только стеклопластиковой арматурой. При этом ветвь пластического деформирования для элементов с армированием стальными стержнями и минимальным количеством стеклопластиковой арматуры оказалась почти в 2 раза более протяженной, чем для балок, армированных эквивалентным (по предельному усилию) количеством стальной арматуры. Это следует связывать, очевидно, с «поддерживающим» эффектом даже небольшого количества стеклопластиковой арматуры, работающей в упругой стадии, и может оказаться довольно полезным с точки зрения рационального перераспределения усилий в статически неопределимых балках;

2) для выполнения требований эксплуатационной пригодности в элементах с комбинированным армированием соотношение стальной и стеклопластиковой арматуры следует назначать таким образом, чтобы относительные деформации стальной арматуры при действии эксплуатационных нагрузок находились в упругой области ($\epsilon_s \leq \epsilon_{se}$), а напряжения в стеклопластиковой арматуре не превышали $0,3f_{pk}$.

ЛИТЕРАТУРА

1. Тур, В.В. Сопротивление изгибаемых железобетонных элементов с комбинированным армированием стеклопластиковыми и стальными стержнями / В.В. Тур, В.В. Малыха // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будовлі та споруди: зб. наукових праць. – Рівне, 2012. – Вип. 24. – С. 271 – 281.
2. FRP Reinforcement for reinforced concrete structures: **fib** 2005, Task Group 9.3 (Fiber-Reinforced Polymer) Reinforcement for Concrete Structures, Lausanne, Switzerland, 2005. – 173 p.
3. Guide for the Design and Construction of Concrete Reinforced with FRP Bars: ACI 440.1R-03, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, USA, 2003 – 81 p.
4. Guide for the Design and Construction of Concrete Structures Reinforced with Fiber Reinforced Polymer Bars – CNR – DT 203/206, Rome, June 2007 – 35 p.
5. Mantredi, G. A refined R.C. beams elements including bond-slip relationships for the analysis of continuous beams / G. Mantredi, M. Pecce // Computer and Structures, Vol. 69, Issue 1. – 1998. – October. – P. 53 – 62.
6. Kisicek, T. Stress and strain distribution in concrete beams reinforced with FRP Bars – FRP RCS-9 / T. Kisicek, Z. Soric, J. Galic. – Sydney, Australia. – 2009. – July. – P. 73 – 82.
7. ModelCode 2010.
8. Арматура стеклопластиковая. Технические условия: СТБ 1103-98.
9. Basis of Structural Design. European Standard. CEN: EN 1990:2004.
10. Concrete Structures. General Rules and Rules for Buildings. European Standard. CEN: EN 1992-1-1.
11. ACI 318. Design of concrete structures. ACI-2003.

Поступила 14.06.2013

EXPERIMENTAL RESEARCH OF BENDABLE CONCRETE ELEMENTS WITH COMBINED REINFORCEMENT BY STEEL AND GLASS-PLASTIC BARS

V. TUR, V. MALYHA

The results of experimental research of bendable concrete elements with combined reinforcement by steel and glass-plastic bars are demonstrated. Taking into account the peculiarities of the work of elements with combined reinforcement, the model of resistance should be built in terms of a block model of sections, considering the work of reinforcing elements in the areas between cracks. Replacement of steel reinforcement by glass-plastic bars is grounded from the technical as well as economic points of view.

УДК 624.072.1

**УСИЛЕНИЕ НАРАЩИВАНИЕМ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ,
ОПЕРТЫХ ПО КОНТУРУ****П.П. ЖУКЬЯН***(Полоцкий государственный университет)*

Демонстрируются новые экспериментальные исследования усиления увеличением поперечного сечения в сжатой зоне дополнительным бетоном плит, опертых по контуру. Экспериментально установлен характер образования трещин усиленных наращиванием со стороны верхней грани железобетонных плит, опертых по контуру, в том числе при усилении под нагрузкой. Получены новые экспериментальные данные о прочности таких плит, усиленных наращиванием бетона сжатой зоны. Анализ полученных экспериментальных данных показал эффективность усиления наращиванием бетона сжатой зоны плит перекрытия, опертых по контуру.

Введение. Одними из основных и наиболее ответственных конструкций зданий являются плиты междуэтажных перекрытий. На их долю приходится 20...25 % расхода стали и 20 % бетона от общей потребности на здание. В жилищном строительстве получили широкое применение однородные перекрытия со сплошными железобетонными плитами в качестве несущих конструкций.

Свободно опертыми считаются плиты, у которых имеющиеся по краям связи относительно слабые, и их работой можно пренебречь. К таким связям можно отнести, например, анкерные стержни, соединяющие соседние плиты в зданиях из сборного железобетона, силы трения на опорах, вызываемые нагрузкой только на рассматриваемое перекрытие, а при определенных условиях и более сложные типы связей. Так, исследованиями установлено, что глубина площадок опирания перекрытий на стены и толщина растворных швов в крупнопанельных зданиях с платформенными стыками не являются стабильными, поэтому не рекомендуется учитывать сопротивление заземления перекрытий в платформенных стыках изгиба при расчете по предельным состояниям первой группы. В связи с этим плиты перекрытий в таких зданиях в случаях, когда влиянием распора можно пренебречь, при расчете по прочности считаются условно свободно опертыми. По статической схеме свободное опирание эквивалентно опиранию на подвижные шарниры. При расчете по деформациям частичное заземление перекрытий в платформенных стыках учитывается без снижения надежности расчета [1].

Дефекты и повреждения ухудшают эксплуатационные качества перекрытий в связи с уменьшением жесткости и возрастанием прогибов. Кроме того, создаются условия для проникновения влаги и агрессивных газов к стальной арматуре, что способствует возникновению и развитию в ней коррозии.

К настоящему времени в отечественной и зарубежной практике накоплено множество различных способов и конструктивных приемов усиления. При всем разнообразии приемов усиления все они базируются на двух принципах: 1) уменьшении усилий в сечениях конструкции или 2) увеличении ее прочности. В первом случае изменение расчетной схемы существующей конструкции осуществляется путем устройства дополнительных элементов. Во втором – увеличивают (наращивают) сечение конструкции в растянутой либо сжатой зоне.

Для плит перекрытий характерно развитие трещин силового происхождения на нижней растянутой их поверхности с различным соотношением сторон. При этом бетон сжатой зоны может быть не разрушен. Смятие бетона сжатой зоны указывает на опасность полного разрушения плиты. На нижней поверхности плиты трещины направлены по биссектрисам углов. Установить характер разрушения железобетонных плит, опертых по контуру, важно для расчета их прочности и конструирования арматуры.

Наращивание изгибаемых конструкций сверху производится в основном при необходимости значительного увеличения прочности конструкции и осуществляется бетонированием поверху утолщающей плиты. Дополнительный слой бетона увеличивает плечо внутренней пары сил, следовательно, увеличивает и прочность плит при условии идеального сцепления нового бетона со старым, т.е. при отсутствии взаимного сдвига слоев, что обеспечивается комплексом подготовительных мероприятий.

Исследование напряженно-деформированного состояния железобетонных плит перекрытия, опертых по контуру, усиленных наращиванием бетона сжатой зоны, как одного из эффективных методов усиления является весьма актуальной задачей. Актуальность этой проблемы также обусловлена массовым и все еще возрастающим объемом строительства крупнопанельных зданий.

Основная часть. Совместная работа «старого» и «нового» бетона достигается за счет механического зацепления, устройством насечки и/или за счет установки дополнительной поперечной арматуры, соединяемой приваркой существующей. Для повышения сцепления «старого» и «нового» бетона могут применяться также композиции на основе эпоксидного, акрилового и других видов синтетических клеев. Если все указанные мероприятия не выполнить, сцепление не будет обеспечено, и общая прочность бу-

дет определяться из условия работы нового бетона и плиты как отдельных слоев, что существенно снизит их суммарную прочность.

Экспериментально-теоретическое исследование железобетонных конструкций, усиленных увеличением поперечного сечения в сжатой зоне, включало испытание опытных образцов.

Общий объем эксперимента включал в себя испытания 3 опытных плиты прямоугольного поперечного сечения номинальным размером 1680×2480×70 мм.

Образцы испытывались в лаборатории в соответствии с рекомендациями [2].

Опытные плиты испытывались по схеме с шарнирным опиранием по контуру. При этом по контуру образцов устанавливались шарнирные подвижные шаровые опоры, а посередине трех сторон плит – шарнирные подвижные линейные опоры, две из которых, расположенные на противоположных сторонах, допускали поворот в одном направлении, а третья, расположенная на примыкающей стороне, допускала поворот в противоположном направлении [3].

Вертикальную нагрузку с помощью гидравлического домкрата, запитанного от насосной станции и системы распределительных траверс, передавали на плиты равномерно по площади в 16 точках. В местах передачи нагрузки на образцы устанавливались бетонные призмы, необходимые для выполнения наращивания бетона под нагрузкой. Расчетный пролет плит в длинном направлении составлял 2380 мм, в коротком – 1580 мм. Минимальная глубина опирания со стороны каждой грани элемента – 50 мм.

Общий вид испытательной установки представлен на рисунке 1.

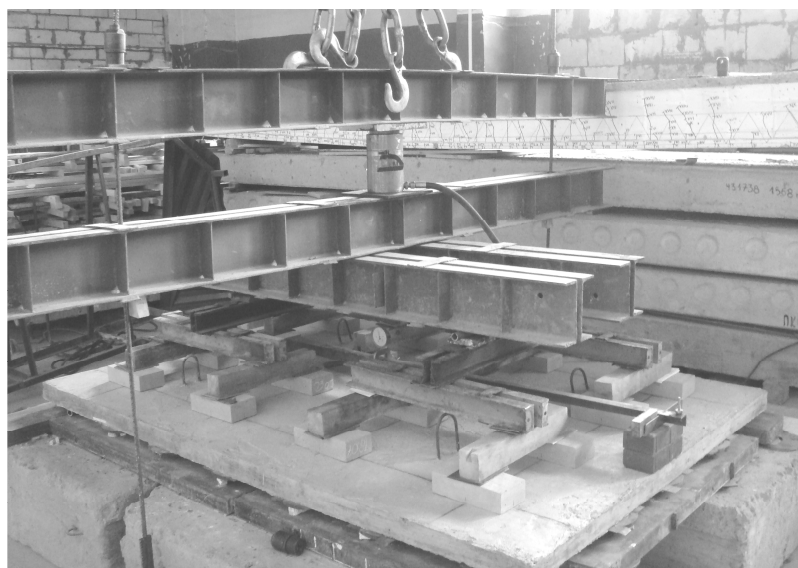
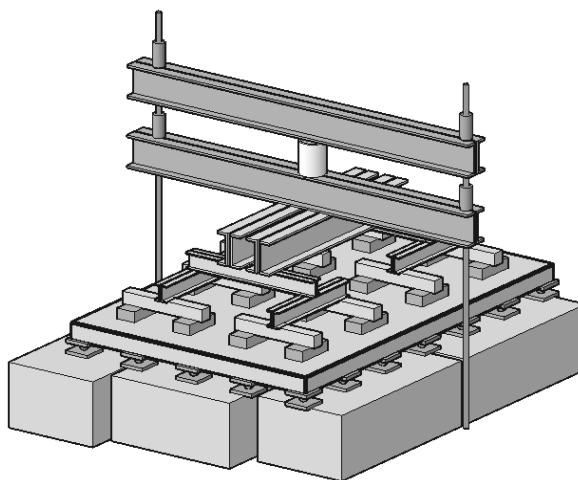


Рис. 1. Общий вид испытательной установки

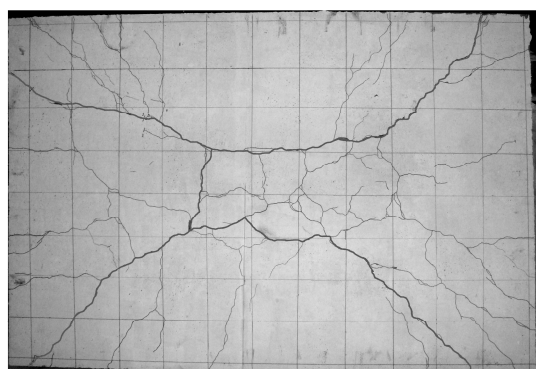
В качестве варьируемого фактора был выбран характер нагружения плит при усилении. На первом этапе испытания было произведено загрузку опытной плиты П2 до появления предельно допустимых

трещин. Нагрузка прикладывалась поэтапно с выдержкой на каждой ступени. На втором этапе испытания без разгрузки образца П2 было произведено усиление опытной конструкции путем добетонирования в сжатой зоне по всей площади конструкции. Совместная работа дополнительного бетона при увеличении поперечного сечения усиливаемых опытных образцов обеспечивалась путем устройства шероховатой поверхности. При этом со «старого» бетона по всей площади плиты снимался с помощью металлических щеток верхний слой растворной части бетона, поверхность тщательно очищалась и смачивалась водой. Новый бетон укладывался с вибрированием. Толщина дополнительного бетона усиления составляла 70 мм.

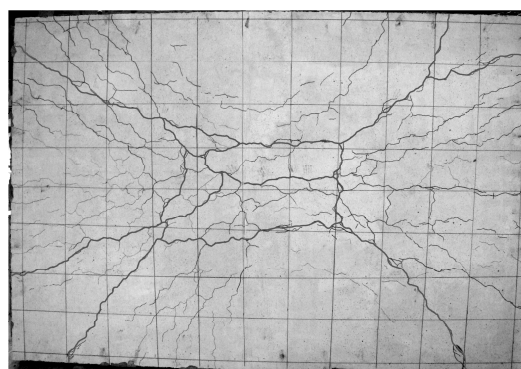
Усиление плиты П2 происходило с предварительным нагружением и непосредственно на испытательном стенде. После усиления опытные образцы выдерживали длительное время под нагрузкой для набора прочности бетоном усиления и полного включения его в работу конструкции. Опытный образец П1 испытывался без усиления и в исследованиях играл роль эталонного образца. Опытный образец П3, усиленный бетоном наращивания в сжатой зоне по всей площади плиты в ненагруженном состоянии, испытывался без предварительного нагружения.

В результате проведенных экспериментальных исследований установлены характер разрушения и прочность опытных плит. В процессе испытания опытных плит зафиксирована характерная форма разрушения. Эталонная плита П1 разрушилась в результате достижения арматурой предела текучести. Разрушение сопровождалось разрывом арматуры. Трещинообразование в плитах у нижней поверхности происходило по схеме симметричного «конверта». Общий вид разрушения и картина трещинообразования у нижней поверхности свободно опертой опытной плиты П1 представлен на рисунке 2, а.

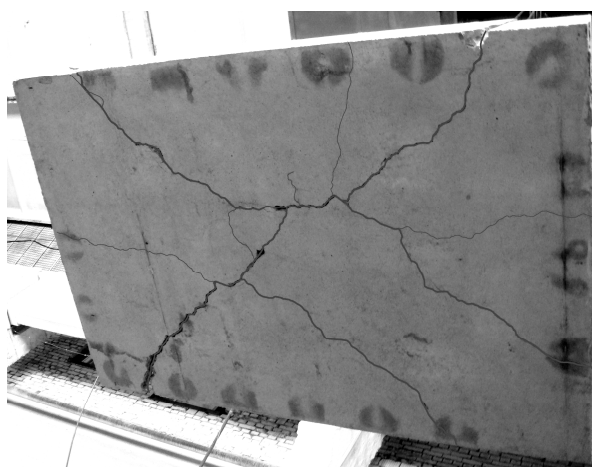
Разрушение усиленных плит П2 и П3, как и неусиленной, сопровождалось разрывом арматуры. Трещинообразование у нижней поверхности в опытных образцах П2 и П3 происходило также по схеме симметричного «конверта». Общий вид разрушения и картина трещинообразования у нижней поверхности свободно опертых плит П2 и П3 показан на рисунке 2, б, в.



а)



б)



в)

Рис. 2. Общий вид образцов после испытания:
а – образец П1 – эталонная плита (без усиления);
б – образец П2 – усиление с предварительным нагружением;
в – образец П3 – усиление без предварительного нагружения

Проанализировав показатели разрушающей нагрузки для исследуемых плит можно сделать следующие *выводы*:

- разрушающая нагрузка увеличилась в 1,9 раза для усиленного под нагрузкой образца П2 по отношению к эталонной (не усиленной) плите П1;
- для образца, усиленного без предварительно приложенной нагрузки, данное соотношение составило 2,07 раза.

Заключение. В результате проведенных исследований установлен характер образования трещин усиленных наращиванием со стороны верхней грани железобетонных плит, опертых по контуру, в том числе при усилении под нагрузкой. Получены новые экспериментальные данные о прочности плит, опертых по контуру, усиленных наращиванием бетона сжатой зоны, в том числе и под нагрузкой.

Анализ показателей прочности опытных образцов показал эффективность усиления наращиванием бетона сжатой зоны плит перекрытия, опертых по контуру.

ЛИТЕРАТУРА

1. Зырянов, В.С. Пространственная работа железобетонных плит опертых по контуру / В.С. Зырянов. – М.: ЦНИИЭП жилища, 2002.
2. Рекомендации по испытанию и оценке прочности, жесткости и трещиностойкости опытных образцов железобетонных конструкций. – М.: НИИЖБ, 1987. – 36 с.
3. Изделия строительные железобетонные и бетонные заводского изготовления Методы испытаний нагружением. Правила оценки прочности, жесткости и трещиностойкости. Межгосударственный стандарт: ГОСТ 8829-94. – Минск, 1997.

Поступила 24.06.2013

STRENGTHENING BY BUILDING-UP ADDITIONAL CONCRETE REINFORCED TWO-WAY SLABS

P. ZHUKYAN

New experimental researches of strengthening by increase in cross-section section in the compressed zone additional concrete of two-way slabs are shown. Character of formation of cracks strengthened by escalating from the top side of reinforced plates, supported on the contour is experimentally established, including at strengthening under loading. New experimental data about durability of two-way slabs, strengthened by escalating of concrete of the compressed zone are received. The analysis of the received experimental data has shown the efficiency of strengthening by escalating of concrete of the compressed zone of two-way slabs.

УДК 658.583(0.83.74)

**АНАЛИЗ ТЕХНИЧЕСКОГО КОДЕКСА УСТАНОВИВШЕЙСЯ ПРАКТИКИ ТКП 45-1.03-63-2007
«МОНТАЖ ЗДАНИЙ. ПРАВИЛА МЕХАНИЗАЦИИ»**

Е.А. КОЛЕДА, канд. техн. наук Д.И. САФОНЧИК
(Гродненский государственный университет им. Я. Купалы)

Развитие строительной индустрии привело к появлению новых технологий, которые основываются на использовании высокопроизводительных машин механизмов. В настоящее время разработаны теоретические основы и технологии комплексной реконструкции зданий и сооружений, научные основы и технологии энергосбережения и ряд других вопросов. Основная задача, которая стоит перед капитальным строительством, – внедрение передовых технологий в массовое производство. Успешному осуществлению поставленной задачи будут способствовать эффективные мероприятия по совершенствованию организации и технологии строительного производства. Важная роль при этом отводится качеству нормативной литературы. Приводится анализ ТКП 45-1.03-63-2007, показавший наличие в нормативе ряда погрешностей, устранение которых поможет качественному проектированию монтажных работ. Указаны пути решений по редактированию нормативного документа.

Введение. Строительное производство в Беларуси развивается на индустриальной основе, базирующейся на широком применении конструкций, деталей и строительных материалов заводского производства. Научно-технический прогресс способствует значительному снижению затрат ручного труда, приобретению строителями новых высокопроизводительных машин и механизмов, эффективного механизированного инструмента. Основные принципы современного строительного производства ориентируются на существенное повышение производительности труда, улучшение охраны труда рабочих, большее внимание к экологии и охране окружающей среды.

Строительная наука предлагает строительному комплексу страны новые технологии и материалы, которые могут существенно изменить строительное производство в самое ближайшее время и открыть новые возможности по возведению зданий и сооружений. В настоящее время уже разработаны теоретические основы и технологии комплексной реконструкции зданий и сооружений, научные основы и технологии энергосбережений и др.

Задачи, которые стоят в настоящее время в области капитального строительства, – внедрить в широких масштабах самые передовые технологии, поднять культуру строительного производства, подготовить новое поколение строителей-профессионалов, способных решать эти задачи. Успешному осуществлению такого курса будут способствовать научно обоснованные эффективные мероприятия по совершенствованию организации и технологии строительного производства, внедрение новых методов хозяйствования и управления в строительстве. Немаловажную роль в решении указанных задач будет играть и качество нормативной литературы.

Основная часть. Для того чтобы разработать грамотную технологическую документацию, необходимо наличие качественных технических нормативных правовых актов (ТНПА). На данный момент в Республике Беларусь описание правил механизации монтажных работ приводится в Техническом кодексе установившейся практики ТКП 45-1.03-63-2007. Однако при работе с этим документом для подбора монтажных кранов, возникают некоторые трудности.

На первом этапе работы проанализирован нормативный документ ТКП 45-1.03-63-2007. Определена методика подбора башенного и стрелового кранов по нормативам и некоторой литературе [1; 2]. На основе анализа выполнена попытка установить недоработки в ТКП 45-1.03-63-2007 и найти пути их устранения.

На наш взгляд, возможно, существует 2 вида погрешностей: 1) несущественные погрешности – неправильная индексация и обозначение на схемах и т.п. Данный вид погрешностей может ввести в заблуждение и привести к ошибкам при работе неопытных пользователей; 2) существенные ошибки – неправильно выведенные формулы, а также недостаточное их количество для рассмотрения различных ситуаций в строительстве и т.п.

Сначала более подробно рассмотрим несущественные погрешности в ТКП 45-1.03-63-2007 (02250). Монтаж зданий. Правила механизации [1], такие как несоответствие индексов величин, обозначенных в формулах и рисунках:

1) высота верхнего блока стрелы стрелового самоходного крана над уровнем его установки в подпункте 5.6 обозначается H . В то время как в подпункте 5.6.12 данный размер выражен символом $H_{п.}$. Кроме того, данная величина не обозначена на рисунке 5.9;

2) необходимая минимальная высота подъема грузового крюка в формуле (10) приведена как H_k , а на чертеже 5.8 обозначена размером H . А также вылет стрелы башенного крана используется в формуле (8), как $L_{стр.}$, а на схеме 5.8 обозначено размером L ;

3) на рисунке 5.8 изображен башенный кран с наклонной стрелой, однако не приведен расчет, который бы обеспечивал безопасное расположение крана с учетом уклонов стрелы, хотя и обозначены величины, необходимые для данного расчета;

4) в подпункте 5.6.10 в формуле (11) указаны величины Δ – отклонение груза от вертикали под действием центробежной силы, возникающей при вращении стрелы крана, и Δ^* – показатель, учитывающий отклонения башни крана от вертикального положения из-за ее податливости и допускаемого уклона пути, м. Однако данный документ не разъясняет значения этих величин. Как следствие их необходимо определить;

5) величина c – минимально допустимый зазор между стрелой крана и смонтированными конструкциями здания или монтируемым элементом; $c = 0,5$ м и определяется как кратчайшее расстояние между

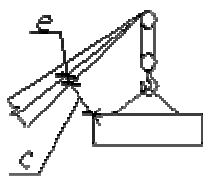


Рис. 1. Необходимое положение значений c , e

осью стрелы и краем конструкции, следовательно, это перпендикуляр между ними (рис. 1). Величина e – половина толщины стрелы на уровне вероятного ее соприкосновения с ранее смонтированными конструкциями или поднимаемым элементом. Исходя из данного определения, величина e также должна рассматриваться по перпендикуляру к оси стрелы стрелового крана (см. рис. 1). Однако в ТКП 45-1.03-63-2007 (02250) эти две величины рассматриваются как горизонтальное расстояние между осью стрелы и конструкцией и расположено не на кратчайшем расстоянии между ними, что не соответствует определению (рис. 5.9).

Далее рассмотрены *существенные ошибки*.

1. Формула для нахождения необходимого вылета стрелы стрелового самоходного крана L (подпункт 5.6.11) выведена только для случая, когда смонтированная конструкция более приближена к стреле крана, чем монтируемый элемент (рис. 2). Покажем наше предположение на примере.

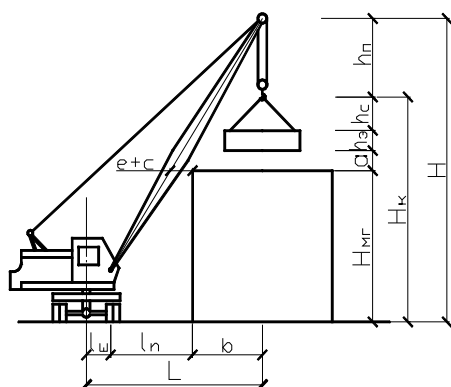


Рис. 2. Схема к определению вылета крюка в случае, когда монтируемый элемент находится ближе к стреле крана, чем смонтированный элемент

Необходимый вылет стрелы стрелового крана:

$$L = l_w + l_n + b, \quad (1)$$

где l_w – расстояние от оси стрелового крана до шарнира; l_n – расстояние от шарнира до края смонтированной конструкции; b – половина ширины смонтированной конструкции.

Исходя из подобия треугольников соотношение длин сторон следующее:

$$\frac{e + c + b}{l_n + b} = \frac{h_n + h_{cy} + h_3 + a}{H - h_w}. \quad (2)$$

Выразим из уравнения (2) величину $(l_n + b)$:

$$l_n + b = \frac{(e + c + b)(H - h_w)}{h_n + h_{cy} + h_3 + a}. \quad (3)$$

Обобщенная формула для нахождения необходимого вылета стрелы стрелового крана имеет вид:

$$L - l_w = \frac{(e + c + b)(H - h_w)}{h_n + h_{cy} + h_3 + a}, \text{ м.} \quad (4)$$

Величины, входящие в формулы (2)...(4), расшифрованы в подпункте 5.6.11 [1].

Однако если опасная ситуация возникает из-за монтируемого элемента (рис. 3), формула (4) будет иметь другой вид.

Аналогично найдем необходимый вылет стрелы стрелового крана:

$$L = l_w + l_n + b', \quad (5)$$

где b' – половина ширины монтируемой конструкции.

$$\frac{e + c + b'}{l_n + b'} = \frac{h_n + h_c}{H - h_w}, \quad (6)$$

$$l_n + b' = \frac{(e + c + b')(H - h_w)}{h_n + h_c}, \quad (7)$$

$$L = l_w + \frac{(e + c + b')(H - h_w)}{h_n + h_{cy}}. \quad (8)$$

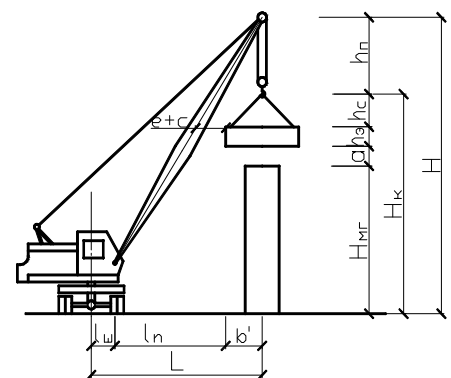


Рис. 3. Схема к определению вылета крюка в случае, когда монтируемый элемент находится ближе к стреле крана, чем смонтированный элемент

В конечном итоге видно, что формулы для определения величины вылета крюка стрелового крана различны для ситуаций, рассмотренных выше.

2. Формула эксплуатационной производительности ведущей машины комплекта (монтажного крана) в подпункте 5.7.3 выведена неверно. В Техническом кодексе ТКП 45-1.03-63-2007 формула имеет вид:

$$Q_{эв} = \sum n_i q_i K_{э} = \sum \frac{60 q_i t_{см} K_{э}}{t_{цi}}, \quad (9)$$

где $n_i = \frac{60}{t_{цi}}$, поэтому равенство (9) должно иметь вид:

$$Q_{эв} = \sum n_i q_i t_{см} K_{э} = \sum \frac{60 q_i t_{см} K_{э}}{t_{цi}}, \quad (10)$$

то есть в промежуточной формуле не достает параметра $t_{см}$.

3. По Техническому кодексу ТКП 45-1.03-63-2007 необходимое количество кранов m_k , шт., из условия монтажа различных сборных элементов на данной захватке определяется по формуле:

$$m_k = \sum \frac{P_{ci}}{K Q_{эв}} = \sum \frac{P_{ci} t_{цi}}{60 K t_{см} K_{э}}. \quad (11)$$

Однако

$$Q_{эв} = \sum \frac{60 q_i t_{см} K_{э}}{t_{цi}}, \quad (12)$$

поэтому необходимое количество кранов m_k должно рассчитываться по формуле:

$$m_k = \sum \frac{P_{ci}}{K Q_{эв}} = \sum \frac{P_{ci} t_{цi}}{60 K t_{см} K_{э} q_i}. \quad (13)$$

То есть в конечной формуле параметр q_i должен находиться в знаменателе.

Заключение. В данной работе подробно рассмотрен нормативный документ Технический кодекс установившейся практики ТКП 45-1.03-63-2007 (02250). Установлено наличие ошибок и неточностей. Для устранения выявленных погрешностей указаны пути решений. Результаты, отраженные в статье, помогут при выполнении технического редактирования указанного нормативного документа, а следовательно, облегчат задачу выбора монтажного крана при проектировании.

ЛИТЕРАТУРА

1. Технический кодекс установившейся практики. Монтаж зданий. Правила механизации: ТКП 45-1.03-63-2007 (02250). – Минск, 2007.
2. Технология строительного производства / под ред. О.О. Литвинова, Ю.И. Белякова. – Киев: Вища шк. Головное изд-во, 1984. – 479 с.
3. Теличенко, В.И. Технология строительных процессов: в х ч. / В.И. Теличенко, О.М. Терентьев, А.А. Лапидус. – 4-е изд., стер. – М.: Высш. шк., 2008. – Ч. 1: Учебник. – 391 с.

Поступила 24.06.2013

ANALYSIS OF TECHNICAL CODE OF STANDARD PRACTICE IN ACCORDANCE WITH TAP 45-1.03-63-2007

E. KOLEDA, D. SAFONCHIK

The development of the construction industry has led to the emergence of new technologies that are being based on the use of high-performance car mechanisms. At present, theoretical bases and technologies for complex reconstruction of buildings and structures, the scientific principles and technology of energy conservation, etc. are developed. The main challenge which is crucial for capital construction - the introduction of advanced technology into mass production. The successful implementation of the objectives will contribute to the effective measures to improve the organization and construction technologies. An important role is given to the quality of the normative literature. This article provides an analysis of the TAP 45-1.03-63-2007, which showed the presence of norm-tive number of errors, the removal of which will help the design of high-quality installation. The ways of editing the regulation are pointed out.

СТРОИТЕЛЬНЫЕ МАТЕРИАЛЫ

УДК 666.973.2:666.972.1

ВЛИЯНИЕ ПОКАЗАТЕЛЯ ВЛАЖНОСТИ НА КОЭФФИЦИЕНТ ТЕПЛОПРОВОДНОСТИ СОЛОМЕННЫХ И КОСТРОСОЛОМЕННЫХ ТЕПЛОИЗОЛЯЦИОННЫХ МАТЕРИАЛОВ

Н.В. ДАВЫДЕНКО, канд. техн. наук, доц. А.А. БАКАТОВИЧ
(Полоцкий государственный университет)

Установлено влияние показателя влажности на коэффициент теплопроводности и плотность теплоизоляционных материалов на основе растительных отходов сельскохозяйственного производства. Приведено описание методики определения коэффициента теплопроводности и плотности в зависимости от показателя влажности материала. Представлены графики изменения плотности, коэффициента теплопроводности от влажности теплоизоляционных материалов. Определены коэффициенты изменения теплопроводности материалов на основе соломы и смеси соломы с кострой льна при различных значениях влажности материалов. Получена эмпирическая зависимость, позволяющая описать влияние показателя влажности материала на кинетику изменения коэффициента теплопроводности для соломенных и костросоломенных теплоизоляционных плит.

Введение. Основной функцией наружных ограждений является защита помещений здания от атмосферных воздействий. Ограждающие конструкции не только защищают, воспринимают нагрузку, но и регулируют воздушный, влажностный режимы помещений. Наружные ограждения обладают воздухопроницаемостью, сорбирующими свойствами и способностью передавать влагу. Повышение влажности материала ограждения приводит к потере его теплозащитных свойств и снижению долговечности.

Главной составляющей процесса передачи теплоты через ограждение является теплопроводность слоев материала по толщине конструкции [1]. На значение коэффициента теплопроводности существенное влияние оказывают состав, структура и тепловлажностное состояние материала.

Во влажном материале передача теплоты осуществляется несколькими путями. Через твердый скелет, а также пленки жидкой влаги теплота передается посредством теплопроводности. В порах, заполненных влажным воздухом, помимо теплопроводности, теплообмен происходит конвекцией и излучением. При влагообмене теплота может переноситься жидкой и парообразной влагой, а также в результате фазовых превращений. Определенное количество теплоты переносится проходящим при фильтрации через материал воздухом [2].

Всю совокупность сложных процессов, участвующих в передаче теплоты в толще материалов, обычно приводят к теплопроводности. Коэффициент теплопроводности строительного материала учитывает все физические явления, происходящие в материале и связанные с передачей теплоты.

С увеличением показателя влажности материала коэффициент теплопроводности возрастает. Увеличение коэффициента обусловлено замещением воздуха в порах жидкой влагой, имеющей более высокий коэффициент теплопроводности. На стыках между частицами материала пленки воды создают «водяные манжеты», которые увеличивают площадь контакта между частицами и способствуют теплообмену между ними [3].

Влага, поглощенная строительным материалом, удерживается силами взаимодействия молекул воды с молекулами материала на поверхности его твердой части и силами поверхностного натяжения воды. Наиболее прочно удерживается в материале влага, содержащаяся в нем в малых количествах. В сильно увлажненном материале влага слабо связана и сравнительно легко перемещается. В наружных ограждениях влажность материала изменяется во времени. В начальный момент это связано с внесением в конструкцию «строительной влаги». В процессе эксплуатации материалы стен и перекрытий переходят в установившийся влажностный режим. Влажность материала в этот период зависит от положения материала в конструкции, внутренних условий в помещениях здания и климата района застройки. Перенос влаги через ограждение происходит вследствие разности влажностей и температур внутреннего и наружного воздуха, а также воздухопроницаемости конструкций [4]. В процессе влагопередачи отдельные слои ограждения переувлажняются. Это приводит к заметному снижению его теплозащитных свойств. Таким образом, при расчете передачи теплоты через наружные ограждения вопрос о влажностном состоянии материалов в конструкциях является одним из основных.

Основная часть. В литературных источниках [5; 6] приведены эмпирические формулы зависимости коэффициента теплопроводности от влажности для отдельных теплоизоляционных материалов. Например, для определения коэффициента теплопроводности влажного пеноизола в исследованиях Т.И. Рубашкиной [3] приводится зависимость

$$\lambda_w = \lambda \cdot (1 + k \cdot W), \quad (1)$$

где λ – теплопроводность сухого материала, Вт/(м·°С); W – весовая влажность материала (влагосодержание), %; k – коэффициент переменной, который определяется для каждого теплоизоляционного материала экспериментальным путем.

В нормативных документах не приводится стандартная методика для определения зависимости коэффициента теплопроводности от показателя влажности материала. В проводимых нами исследованиях на базе лаборатории кафедры строительного производства за основу принята методика, предложенная Т.И. Рубашкиной [7], и получена зависимость коэффициента теплопроводности от влажности для теплоизоляционных плит на основе соломы и смеси соломы с кострой льна по аналогии с зависимостью (1).

Для проведения эксперимента изготавливались образцы теплоизоляционных материалов на основе соломы и смеси соломы с кострой льна в виде плит размером 250×250×30 мм. Для высушенных образцов определяли значения массы, плотности и коэффициентов теплопроводности. Исследования теплопроводности проводили на приборе ИТП-МГ4 «250» в соответствии с требованиями СТБ 1618 [8]. В сухом состоянии масса теплоизоляционных плит составила 382 г, плотность – 230 кг/м³. При этом значения коэффициентов теплопроводности образцов на основе соломы и смеси соломы с кострой льна равны 0,056 Вт/(м·°С) и 0,047 Вт/(м·°С) соответственно. Далее каждый образец помещали в индивидуальную герметичную камеру с предварительно залитой водой (рис. 1).

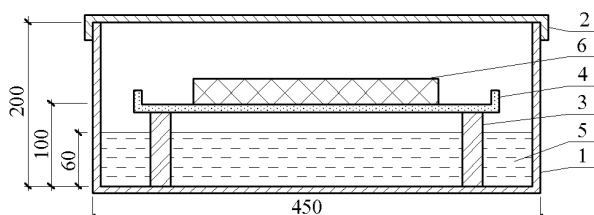


Рис. 1. Схема камеры для увлажнения теплоизоляционных образцов:

1 – полиэтиленовая емкость; 2 – герметичная крышка; 3 – металлические стойки из нержавеющей стали; 4 – металлическая сетка из нержавеющей стали; 5 – вода; 6 – испытываемый образец

Образцы теплоизоляционных материалов выдерживали над водой в течение 2, 3, 5, 10 и 25 суток (48, 72, 120, 240 и 600 часов), затем определяли массу, плотность и коэффициент теплопроводности. Выбранные временные интервалы отражают наиболее характерные показатели изменения влажности и коэффициентов теплопроводности исследуемых материалов.

Результаты лабораторных испытаний приведены в таблице.

Показатели влажности, массы, плотности и теплопроводности теплоизоляционных материалов

№ образца	Время выдерживания образца в камере, сутки (часы)	Показатели влажного образца				Коэффициент изменения теплопроводности образца
		масса, г	плотность, кг/м ³	влажность, %	коэффициент теплопроводности, Вт/(м·°C)	
Теплоизоляционный материал на основе соломы						
1	2 (48)	421	252	10,3	0,064	1,143
2	3 (72)	434	260	13,5	0,067	1,196
3	5 (120)	452	271	18,2	0,073	1,304
4	10 (240)	497	298	30,2	0,089	1,589
5	25 (600)	588	352	54	0,119	2,125
Теплоизоляционный материал на основе смеси соломы с кострой льна						
1	2 (48)	416	249	8,9	0,051	1,085
2	3 (72)	421	252	10,1	0,053	1,128
3	5 (120)	442	265	15,7	0,057	1,213
4	10 (240)	481	288	25,8	0,068	1,447
5	25 (600)	529	317	38,6	0,084	1,787

Из экспериментальных исследований (табл. 1) следует, что показатель влажности образцов на основе соломы через двое суток составляет 10,3 %, что на 15 % больше значения влажности материала на основе смеси соломы с кострой льна, равного 8,9 %. Через 24 часа влажность материала на основе соломы увеличивается на 31 % и достигает 13,5 %; показатель материала на основе смеси соломы и костры льна возрастает всего на 13 %, до значения 10,1 %. Материал на основе соломы за первые трое суток оказался более насыщен влагой из-за значительной пустотности в соломенном каркасе, способствующей проникновению влажного воздуха в структуру плиты. Менее интенсивный прирост влажности образцов из смеси соломы с кострой льна объясняется более плотной структурой, твердый скелет которой имеет меньшее количество пустот, притом небольших размеров. Такая структура существенно препятствует свободному перемещению влажного воздуха внутри материала.

После 5 суток выдерживания прирост показателя влажности составил для образцов на основе соломы 4,7 %, а на образцах из смеси соломы с кострой льна – 5,6 %.

В последующие пять суток происходит постепенное увеличение показателя влажности для обоих материалов. Величина влажности материала на основе соломы через десять суток достигла 30,2 % и на 17 % превысила показатель влажности материала на основе смеси соломы и костры льна, равный 25,8 %.

Изменение значения влажности за вторые 120 часов составил 12 % для материала на основе соломы, что на 34 % меньше по сравнению с изменением показателя этого же материала за первые 120 часов. Для материала на основе смеси соломы с кострой льна изменение влажности за тот же промежуток времени исчислялось величиной, равной 10,1 %, что на 37 % меньше, чем изменение показателя за первые 120 часов.

Таким образом, увеличение показателя влажности за первые пять суток происходит интенсивнее, чем во вторые пять суток, для обоих теплоизоляционных материалов.

Сравнение показателей влажности материалов через 25 суток позволяет установить, что влажность материала на основе соломы достаточно интенсивно увеличивается и превышает значение влажности материала на основе смеси соломы с кострой льна на 40 %.

По результатам эксперимента (табл. 1) построены зависимости изменения плотности от влажности теплоизоляционных материалов (рис. 2, 3).

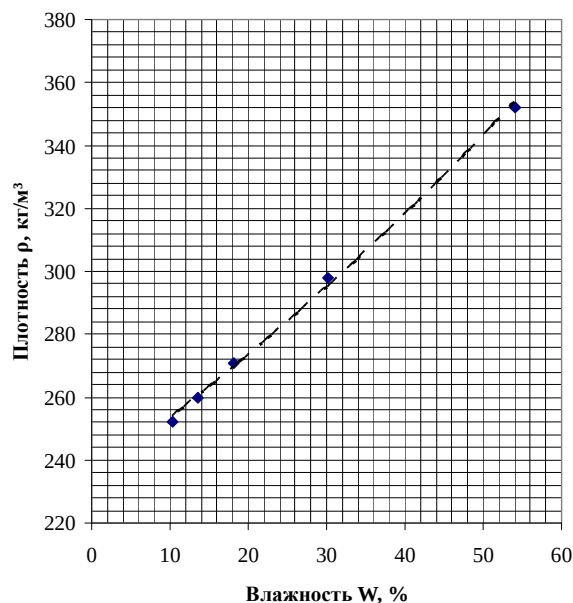


Рис. 2. Зависимость плотности материала на основе соломы от влажности

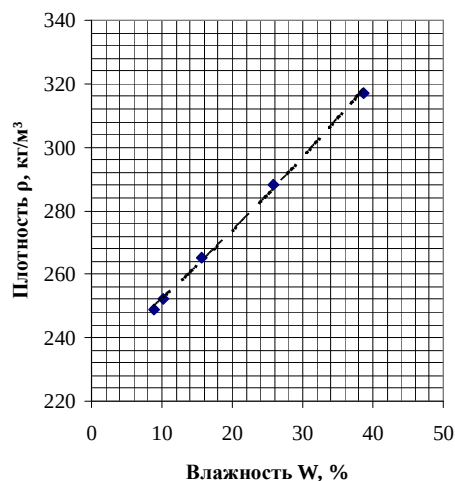


Рис. 3. Зависимость плотности материала на основе смеси соломы с кострой льна от влажности

Из анализа полученных графических зависимостей следует, что с увеличением влажности материалов на основе соломы и смеси соломы с кострой льна увеличивается их плотность. Так, для материала на основе соломы изменение величины плотности за двое суток составило 22 кг/м³ при влажности материала 10,3 %, а для материала на основе смеси соломы и костры льна за тот же промежуток времени показатель плотности увеличился на 19 кг/м³ при значении влажности 8,9 %.

Через трое суток плотность материалов увеличилась на 30 и 22 кг/м³ для материала на основе соломы и смеси соломы с кострой льна при значениях влажности 13,5 и 10,1 % соответственно.

После пяти суток испытаний показатель плотности материала на основе соломы увеличился на 41 кг/м^3 и составил 271 кг/м^3 при влажности $18,2 \%$. Для материала на основе смеси соломы с кострой льна изменение плотности составило 35 кг/м^3 при влажности $15,7 \%$.

Для материала на основе соломы через 10 суток плотность возросла на 68 кг/м^3 до величины 298 кг/м^3 при влажности $30,2 \%$. За аналогичный период времени плотность материала на основе смеси соломы с кострой льна изменяется на 58 кг/м^3 до значения 288 кг/м^3 при влажности $25,8 \%$. После 10 суток выдерживания плит в камерах разница показателей плотностей составила 10 кг/м^3 .

Испытания после 25 суток выдерживания образцов показали, что при значениях влажности материала на основе соломы и смеси соломы с кострой льна, равных 54 и $38,6 \%$, увеличение плотности материала происходит на 122 и 87 кг/м^3 до значений 352 и 317 кг/м^3 соответственно. Таким образом, плотность материала на основе соломы увеличилась на 53% , а материала на основе смеси соломы с кострой льна – на 38% .

Зависимости коэффициента изменения теплопроводности от показателя влажности образцов теплоизоляционного материала на основе соломы и смеси соломы с кострой льна представлены на рисунках 4 и 5.

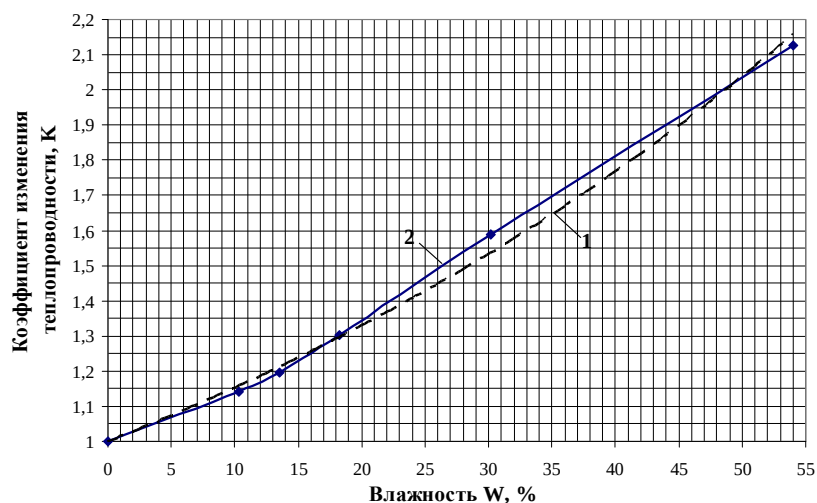


Рис. 4. Зависимость коэффициента изменения теплопроводности от показателя влажности теплоизоляционного материала на основе соломы: 1 – экспериментальные данные; 2 – аппроксимирующая кривая

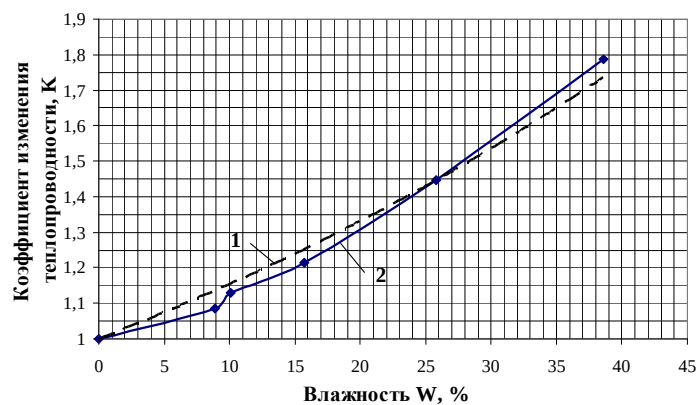


Рис. 5. Зависимость коэффициента изменения теплопроводности от показателя влажности теплоизоляционного материала на основе смеси соломы с кострой льна: 1 – экспериментальные данные; 2 – аппроксимирующая кривая

Анализ экспериментальных данных, включая графики (см. рис. 4, 5), позволил установить, что зависимость коэффициента изменения теплопроводности материала на основе соломы, K , от изменения его влажности, W , достаточно точно аппроксимируется экспоненциальной функцией вида $K = e^{0,0142W}$ с коэффициентом корреляции $R^2 = 0,9953$. Для теплоизоляционного материала на основе смеси соломы и костры льна зависимость коэффициента изменения теплопроводности, K , от изменения его влажности, W , также аппроксимируется экспоненциальной функцией $K = e^{0,0143W}$ при коэффициенте корреляции $R^2 = 0,9806$.

Основываясь на полученных результатах исследований, зависимость коэффициента теплопроводности от изменения показателя влажности теплоизоляционных материалов на основе соломы и смеси соломы с кострой льна можно представить в виде выражений (2) и (3) соответственно.

$$\lambda_w = \lambda_0 \cdot e^{0,0142 \cdot W}, \quad (2)$$

$$\lambda_w = \lambda_0 \cdot e^{0,0143 \cdot W}, \quad (3)$$

где λ_w – коэффициент теплопроводности материала при данной влажности, Вт/(м·°С); λ_0 – коэффициент теплопроводности сухого материала, Вт/(м·°С); W – влажность материала, %

Используя выражения (2) и (3), получены зависимости коэффициента теплопроводности материала на основе соломы (кривая 1) и материала на основе смеси соломы и костры льна (кривая 2) от заданных значений влажности (рис. 6).

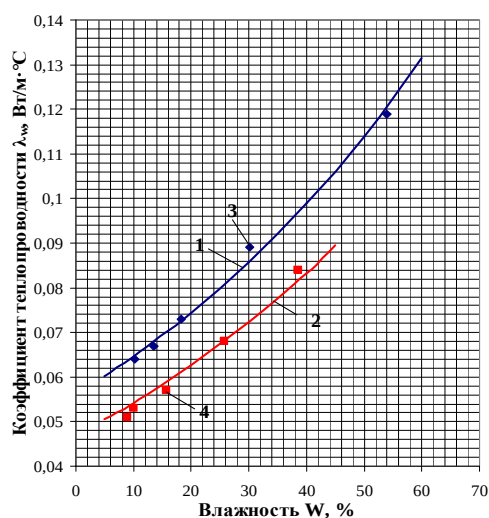


Рис. 6. Зависимость коэффициента теплопроводности от влажности теплоизоляционных материалов:
1 – эмпирическая зависимость для образцов на основе соломы; 2 – эмпирическая зависимость для образцов на основе смеси соломы с кострой льна; 3 – экспериментальные данные для образцов на основе соломы; 4 – экспериментальные данные для образцов на основе смеси соломы с кострой льна

При аппроксимации полученных результатов исследований выведена эмпирическая зависимость коэффициента теплопроводности рассматриваемых теплоизоляционных материалов от показателя влажности общего вида:

$$\lambda_w = \lambda \cdot e^{k \cdot W}, \quad (4)$$

где λ – коэффициент теплопроводности сухого материала, Вт/(м·°С); W – влажность материала, %; k – коэффициент переменной (для материала на основе соломы $k = 0,0142$, а для материала на основе соломы и костры льна $k = 0,0143$).

Из анализа экспериментальных данных (см. таблицу) следует, что за двое суток испытаний коэффициент теплопроводности материала на основе соломы увеличился на 14,3 % при показателе влажности 10,3 %. За такой же промежуток времени при влажности образцов 7,8 % значение коэффициента теплопроводности материала на основе смеси соломы с кострой льна возросло на 8,5 %. Через трое суток при разнице показателей влажности материалов в 3,4 % величина коэффициента теплопроводности образцов на основе соломы составила 0,067 Вт/(м·°С), что больше значения коэффициента теплопроводности материала на основе смеси соломы с кострой льна равного 0,053 Вт/(м·°С) на 26 %.

Для теплоизоляционного материала на основе соломы через пять суток коэффициент теплопроводности возрастает на 30,4 % при показателе влажности 18,2 %. Теплопроводность образцов на основе смеси соломы с кострой льна за аналогичный интервал времени при значении влажности 15,7 % зафиксирована на показателе 0,057 Вт/(м·°С), что на 21 % больше величины теплопроводности сухого материала.

Изменение показателя коэффициента теплопроводности материала на основе соломы через десять суток составляет 59 %, а материала на основе смеси соломы с кострой льна – 45 %. После 25 суток вы-

держивания образцов в герметичной камере значения коэффициентов теплопроводности образцов на основе соломы увеличилось в 2,1 раза, а материала на основе смеси соломы с кострой льна в 1,8 раза и составили 0,119 и 0,084 Вт/(м·°C) при показателях влажности 54 и 38,6 % соответственно. На начало проведения испытаний величина коэффициента теплопроводности сухого материала на основе соломы на 19 % больше значения теплопроводности образцов на основе смеси соломы с кострой льна. По окончании эксперимента превышение показателя коэффициента теплопроводности плит на основе соломы составило 40 % по сравнению со значениями образцов из смеси соломы с кострой льна.

Выводы. Проведенные исследования подтверждают предположение о существенном влиянии структуры, в частности пустотности, на показатель влажности материала. Полученные образцы с более низкой пустотностью на основе смеси соломы с кострой льна позволили снизить влажность теплоизоляционного материала на 40 %.

Из результатов анализа экспериментальных данных, включая построенные графические зависимости, следует, что изменение показателя влажности оказывает существенное влияние на основные физические характеристики теплоизоляционных плит на основе соломы и смеси соломы с кострой льна. Рост показателя влажности теплоизоляционных плит приводит к повышению плотности образцов на 38...53 %, коэффициента теплопроводности в 1,8...2,1 раза. При этом увеличение плотности плит из смеси соломы с кострой льна на 29 % меньше прироста показателя образцов из соломы. Коэффициент теплопроводности образцов из смеси соломы с кострой льна после насыщения влагой в течение 25 суток на 30 % ниже показателя испытываемых плит из соломы.

Полученная эмпирическая зависимость позволяет достаточно точно прогнозировать значение коэффициента теплопроводности, обусловленное показателем влажности материала для соломенных и костросоломенных плит. Зависимость (4) будет применяться при теоретических расчетах теплофизических параметров ограждений, а также при прогнозировании теплофизических характеристик ограждающих конструкций с применением теплоизоляционных плит на основе соломы и смеси соломы с кострой льна в условиях эксплуатации.

ЛИТЕРАТУРА

1. Богословский, В.Н. Тепловой режим здания / В.Н. Богословский. – М.: Стройиздат, 1979. – 248 с.
2. Ушков, Ф.В. Теплопередача ограждающих конструкций при фильтрации воздуха / Ф.В. Ушков. – М.: Стройиздат, 1969. – 144 с.
3. Богословский, В.Н. Строительная теплофизика: учебник для вузов / В.Н. Богословский. – 2-е изд. перераб. и доп. – М.: Высш. школа, 1982. – 415 с.
4. Ушков, Ф.В. Метод расчета увлажнения ограждающих частей здания / Ф.В. Ушков. – М.: Изд-во МКХ РСФСР, 1955. – 104 с.
5. Васильев, Л.Л. Теплофизические свойства пористых материалов / Л.Л. Васильев, С.А. Танаева. – Минск: Наука и техника, 1971. – 265 с.
6. Фокин, К.Ф. Строительная теплотехника ограждающих частей здания / К.Ф. Фокин. – 4-е изд. перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1973. – 287 с.
7. Рубашкина, Т.И. Исследование эффективности современных утеплителей в многослойных ограждающих конструкциях зданий: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.03 / Т.И. Рубашкина. – Чита, 2009. – 152 с.
8. Материалы и изделия строительные. Методы определения теплопроводности при стационарном тепловом режиме: СТБ 1618-2006. – Введ. 24.03.2006. – Минск: Минстройархитектуры, 2006. – 9 с.

Поступила 12.06.2013

INFLUENCE OF THE INDICATOR OF HUMIDITY ON COEFFICIENT OF HEAT CONDUCTIVITY OF STRAW AND BOON- STRAW HEAT-INSULATING MATERIALS

N. DAVYDENKO, A. BAKATOVICH

The influence of the indicator of humidity on coefficient of heat conductivity and density of heat-insulating materials on the basis of a vegetative waste from agricultural production is established. The description of a technique of definition of coefficient of heat conductivity and density depending on an indicator of humidity of a material is performed. Density – humidity curve, coefficient of heat conductivity – humidity curve for heat-insulating materials are presented. Coefficients of heat conductivity of materials on the basis of straw and straw- flax boon mix are defined at various values of materials humidity. Empirical dependence allowing to describe an influence of humidity indicator of a material on kinetics of heat conductivity coefficient changing is obtained for straw and boon-straw heat-insulating slabs.

УДК 666.972.522

**ПРИМЕНЕНИЕ ЗАКОНОВ ТЕОРИИ ПЕРКОЛЯЦИИ
ПРИ ПОДБОРЕ СОСТАВА ВОДОНЕПРОНИЦАЕМОГО БЕТОНА**

Д.С. ЗЕЛЕНКЕВИЧ, А.Н. ЯГУБКИН,
канд. техн. наук, доц. В.В. БОЗЫЛЕВ
(Полоцкий государственный университет)

Представлены результаты исследований по повышению водонепроницаемости бетона, задачей которых было экспериментальное определение порогов перколяции для бетонов с разными марками по водонепроницаемости. Водонепроницаемость объясняется специфической структурой бетона и обусловлена наличием в нем большого количества воздушных пор. Показано, что водонепроницаемость зависит не только от числа пор в бетоне, но и от их формы, а также от соотношения исходных материалов, подбора состава бетонной смеси и способа ее укладки. Рассмотрена теория перколяции (протекания), которая определяет поведение большого числа элементов, связанных между собой. Определены пороги перколяции для бетонов с разными марками по водонепроницаемости, что позволит при подборе состава бетона определить пористость и, следовательно, установить, выполняются ли требования по водонепроницаемости.

Теория перколяции (протекания) определяет поведение большого числа элементов, связанных между собой. При этом размер и вид связей элементов носит случайный характер [1]. Применение законов теории перколяции при подборе состава водонепроницаемого бетона поможет улучшить его структуру, снизить вероятность ошибок при определении расхода основных компонентов бетонной смеси.

Водонепроницаемость объясняется специфической структурой бетона, который, как известно, состоит из цементного камня, песка и гравия (щебня). Наличие в нем большого количества воздушных пор обуславливает его водонепроницаемость, которая зависит не только от числа пор, но в большей степени от их формы и характера, а также соотношения исходных материалов, подбора состава бетонной смеси и способа ее укладки.

Основная часть. Профессором Б.Г. Скрамтаевым при подборе бетонной смеси водонепроницаемых сооружений предложено увеличение содержания песка, что способствует повышению плотности бетона. В этом случае повышается связность (нерасслаиваемость) бетонной смеси, наблюдаются малое водоотделение и хорошая удобоукладываемость. Согласно его исследованиям, рекомендуется состав смеси заполнителей с большим содержанием песка (45...55 %). Наибольшая прочность бетона достигается при содержании песка в количестве 35 % в смеси заполнителей [2].

Необходимо знать о том, что песок должен быть средней крупности. Мелкий песок имеет большую общую площадь поверхности, следовательно, потребуется большее количество воды для затворения бетонной смеси. Крупный же песок создаст большие по размерам поры в структуре бетона, что тоже негативно скажется на его водонепроницаемости. Также фактором, влияющим на плотность структуры бетона, а соответственно, и водонепроницаемость, является водоцементное отношение. С увеличением количества цемента уменьшается расслоение бетонной смеси, повышается плотность, а значит, и водонепроницаемость бетона. С увеличением воды снижается прочность и водонепроницаемость бетона, поэтому для затворения бетонной смеси следует брать наименьшее количество воды.

Согласно исследованиям по определению оптимального водоцементного отношения, проведенным профессором М.Г. Давидсоном, для получения водонепроницаемости бетонная смесь должна иметь водоцементное отношение 0,40...0,45 [3].

Вид цемента оказывает существенное влияние на водонепроницаемость бетона. Применяются цементы более тонкого помола. В этом случае цементное тесто будет обладать более высокой водонепроницаемостью, что обуславливается малым водоотделением (седиментацией), малыми и более равномерно распределенными порами и большой степенью гидратации [4].

Сложность задач проектирования составов водонепроницаемого бетона заключается в необходимости увязки водоцементного отношения и расхода воды, определяющих расход цемента, а также вида применяемого цемента и добавок с требованиями обеспечить необходимые прочностные свойства.

Ученые предлагают множество проверенных в лабораторных и производственных условиях способов повышения водонепроницаемости бетонов. Но представляется, что данная проблема не решена полностью. Исследования в данной области продолжают быть актуальными и сегодня. Дальнейшее совершенствование этой технологии благоприятно скажется на улучшении одного из основных показателей строительства – повышении качества и долговечности сооружений.

Водонепроницаемость бетона назначают исходя из допустимой фильтрационной характеристики бетона и стойкости его к коррозии.

Правильное назначение требований по водонепроницаемости вызывает ряд затруднений. Вместе с тем получение водонепроницаемого бетона часто связано при прочих равных условиях с заметным увеличением расхода цемента, поэтому учет требований по водонепроницаемости бетона при проектировании его состава может быть определяющим.

В практике проектирования состава бетона возможно использование таких нормативных характеристик водонепроницаемости, как:

1) наибольшее давление воды (МПа), которое могут выдержать стандартные образцы без появления на их открытой стороне признаков просачивания воды;

2) коэффициент фильтрации бетона, характеризующий количество воды, проникающее через единицу сечения в единицу времени, при градиенте (отношении напора в 1 метре водяного столба к толщине конструкции в метрах), равном 1;

3) воздухопроницаемость бетона, связанная с водонепроницаемостью бетона градуировочной зависимостью.

По мнению В.В. Стольников, марка бетона по водонепроницаемости носит весьма условный характер. Воспользовавшись уравнением Дарси, ученый рассчитал коэффициент скорости движения воды в бетоне в зависимости от его марки по водонепроницаемости и показал, что при изменении марки бетона по водонепроницаемости с W2 до W4 коэффициент скорости движения воды уменьшается на один порядок. Чтобы уменьшить этот коэффициент еще на один порядок, надо иметь марку W14. Фактические градиенты напора обеспечивают в сооружениях излишний запас, в десятки раз превышающий нормативный [5].

Простейшим способом обеспечения требуемой марки бетона по водонепроницаемости является ограничение водоцементного отношения в соответствии с рекомендациями нормативных документов по разделению бетона на три группы исходя из его плотности. Эти рекомендации не учитывают влияния на водонепроницаемость многих факторов, в том числе и таких значительных, как длительность и условия твердения бетона.

Деление бетона на пять групп по плотности в зависимости от величины пористости в 28-суточном возрасте предложено Н.А. Мошанским [6], который, однако, не связывает показатель плотности с маркой по водонепроницаемости.

Отрицательное влияние на водонепроницаемость минеральных добавок, следующее из номограммы, показано В.П. Сизовым [7].

Исследователь М.А. Шалимо [8] предложил в зависимости от требуемой марки бетона по водонепроницаемости назначать величину X , т.е. соотношение В/Ц цементного камня в бетоне к величине коэффициента нормальной густоты ($K_{н.г.}$). При известном значении X находится прочность бетона (R_b) и далее расходы заполнителей и цемента.

Из-за сложного механизма переноса воды в бетоне и большого числа влияющих факторов до настоящего времени не разработана количественная теория, связывающая проницаемость бетона и его структуру.

В Полоцком государственном университете проводятся исследования по повышению водонепроницаемости бетона. Водонепроницаемость образцов бетона определялась с помощью метода «мокрого пятна» по ГОСТ 12730.5 [9]. Для определения водонепроницаемости использовались цилиндрические образцы бетона с диаметром 150 мм и высотой 150 мм. Изготовленные образцы хранились в камере нормального твердения при температуре $(20 \pm 2)^\circ\text{C}$ и относительной влажности воздуха не менее 95 %. Для проведения испытаний использовался цемент ПЦ500Д0 («Белорусский цементный завод, г. Костюковичи»); песок с модулем крупности 1,88; щебень с маркой 1200.

Так как содержание пор можно выразить только в объемных долях, то и содержание остальных компонентов в бетоне будем выражать в объемных долях. Объемная доля любого компонента бетона будет выражаться как произведение массовой доли этого компонента на отношение истинной плотности бетона к истинной плотности компонента. Составы бетонных смесей подбирались традиционными способами [4; 10 – 12], представлены в таблице 1.

В принятых для исследований составах варьировались расходы цемента, песка, щебня и воды (составы 1...7); а также вводились добавки: суперпластификаторы с целью снижения расхода воды (составы 8...12) и гиперпластификатор ГП-1 совместно с уплотняющей структуру бетона добавкой кальциевой селитры (состав 13).

Исследователями С.А. Погореловым и С.И. Мирошниченко был определен порог перколяции по узлам, при котором образуется бесконечный кластер из пор. Этот порог составил 0,16 [13]. Состав, используемый С.А. Погореловым и С.И. Мирошниченко, показал марку по водонепроницаемости W4. Для более высоких марок по водонепроницаемости значение порога перколяции будет ещё выше. Задачей данной работы было экспериментальное определение порогов перколяции для бетонов с разными марками

ми по водонепроницаемости. Это позволит при подборе состава бетона определить пористость и таким образом уяснить, выполняются ли требования по водонепроницаемости. Результаты этих исследований представлены в таблице 2.

Таблица 1

Составы бетонных смесей

Шифр состава	Расход материалов, кг на 1 м ³ бетона					Объёмные доли компонентов			
	цемент (Ц)	песок (П)	щебень (Щ)	вода (В)	содержание добавки (Д) и её наименование	цемент (C _ц)	песок (C _п)	щебень (C _щ)	вода (C _в)
1	400	800	1200	160	–	0,116	0,278	0,401	0,144
2	400	400	1600	160	–	0,116	0,139	0,535	0,144
3	400	1000	1000	200	–	0,115	0,342	0,329	0,178
4	500	500	1400	225	–	0,142	0,169	0,456	0,198
5	500	950	950	225	–	0,142	0,322	0,310	0,198
6	600	600	1200	267	–	0,168	0,200	0,385	0,232
7	600	900	900	267	–	0,168	0,300	0,289	0,232
8	600	600	1200	214	6 (ГП-1)	0,171	0,204	0,393	0,189
9	600	600	1200	214	17,1 (Стахемент)	0,171	0,204	0,393	0,189
10	600	600	1200	214	25,7 (Реламикс)	0,171	0,204	0,393	0,189
11	395	650	1225	165,4	–	0,121	0,237	0,430	0,157
12	395	650	1225	165,4	2,63 (ГП-1)	0,121	0,237	0,431	0,155
13	395	650	1225	138,8	2,63 (ГП-1) + 3,95 (нитрат кальция)	0,122	0,240	0,435	0,133

Таблица 2

Физико-механические свойства исследуемых бетонов

Шифр состава	Характеристики водонепроницаемости				В/Ц	П/Щ	Осадка конуса, см	Прочность на сжатие $R_{сж}^{28}$, МПа
	объёмная доля пор	коэффициент проницаемости, 10 ⁻¹² см/с	марка по водонепроницаемости (W)	порог перколяции				
1	0,137	4,06	6	0,145	0,4	0,67	1	29,20
2	0,132	5,22	8	0,132	0,4	0,25	1	43,14
3	0,127	5,61	8	0,132	0,5	1,00	1	33,46
4	0,138	7,12	6	0,145	0,45	0,36	1	33,13
5	0,131	6,64	8	0,132	0,45	1,00	1	36,04
6	0,135	8,42	6	0,145	0,45	0,5	1	39,60
7	0,131	8,14	6	0,145	0,45	1,00	1	38,43
8	0,145	7,08	6	0,145	0,36	0,5	1	47,41
9	0,155	7,08	4	0,160	0,36	0,5	1	29,36
10	0,145	7,08	6	0,145	0,36	0,5	1	36,41
11	0,131	5,47	8	0,132	0,42	0,53	1	34,54
12	0,128	5,34	10	0,128	0,42	0,53	1	34,00
13	0,122	4,04	12	0,122	0,35	0,53	1	40,52

Как видно из таблицы 2, порог перколяции для марки по водонепроницаемости W6 составляет 0,145. Это означает, что если объёмная доля пор в бетоне не превысит 0,145, то требования по водонепроницаемости W6 будут выполнены. Для марки по водонепроницаемости W8 порог перколяции составляет 0,132. Это означает, что если объёмная доля пор в бетоне не превысит 0,132, то требования по водонепроницаемости W8 будут выполнены. Для марки по водонепроницаемости W10 порог перколяции составляет 0,128. Это означает, что если объёмная доля пор в бетоне не превысит 0,128, то требования по водонепроницаемости W10 будут выполнены. Для марки по водонепроницаемости W12 порог перколяции составляет 0,122. Это означает, что если объёмная доля пор в бетоне не превысит 0,122, то требования по водонепроницаемости W12 будут выполнены.

Закключение. В результате работы экспериментальным путем определены пороги перколяции для бетонов с разными марками по водонепроницаемости, что позволит при подборе состава бетона определить пористость и, следовательно, установить, выполняются ли требования по водонепроницаемости.

ЛИТЕРАТУРА

1. Тарасевич, Ю.Ю. Перколяция: теория, приложения, алгоритмы: учеб. пособие / Ю.Ю. Тарасевич. – М.: Едиториал УРСС, 2002. – 112 с.
2. Скрамтаев, Б.Г. Крупнопористый бетон и его применение в строительстве / Б.Г. Скрамтаев. – М.: Стройиздат, 1955. – 319 с.
3. Давидсон, М.Г. Водонепроницаемый бетон / М.Г. Давидсон. – Л.: Лениздат, 1965. – 654 с.
4. Баженов, Ю.М. Технология бетона: учеб. пособие для вузов / Ю.М. Баженов. – М.: АСВ, 2002. – 500 с.
5. Стольников, В.В. Воздухововлекающие добавки в гидротехническом бетоне / В.В. Стольников; под ред. П.А. Ребиндера. – М.: Госэнергоиздат, 1953. – 168 с.
6. Мощанский, Н.А. Получение плотных и стойких покрытий по бетону на основе конденсационных синтетических смол / Н.А. Мощанский, И.Б. Уварова, В.М. Соломатов. – М.: Госэнергоиздат, 1963. – 114 с.
7. Проектирование состава бетонов: подбор состава бетонной смеси / В.П. Сизов; [Л.А. Кайсер]. – М.: Стройиздат, 1968. – 112 с.
8. Защита бетонных и железобетонных конструкций от коррозии: учеб. пособие для вузов / М. А. Шалимо. – Минск: Выш. шк., 1986. – 200 с.
9. Бетоны. Методы определения водонепроницаемости: ГОСТ 12730.5-84. – Введ. 01.07.85. – М.: НИИЖБ, 1984. – 12 с.
10. Бетоны. Правила подбора состава: ГОСТ 27006-86. – Введ. 01.01.87. – М.: НИИЖБ, 1989. – 15 с.
11. Рыбьев, И.А. Строительные материалы на основе вяжущих веществ: учеб. пособие / И.А. Рыбьев. – М.: Высш. шк., 1978. – 309 с.
12. Дворкин, Л.И. Проектирование составов бетона с заданными свойствами / Л.И. Дворкин, О.Л. Дворкин. – Ровно: РГТУ, 1999. – 202 с.
13. Погорелов, С.А. Применение законов перколяции при анализе структуры уплотняемого катками бетона в дорожном строительстве / С.А. Погорелов, С.И. Мирошниченко // Строительные материалы. – 2004. – № 9. – С. 12 – 13.

Поступила 17.06.2013

APPLICATION OF THE LAW OF PERCOLATION THEORY IN THE SELECTION OF WATERPROOF CONCRETE STRUCTURE

D. ZELENKEVICH, A. YAGUBKIN

Percolation theory (percolation) determines the behavior of a large number of items related to each other. The size and type of links of elements is random. Waterproofing is explained by the specific structure of concrete, which, as is known, is composed of cement, sand and gravel (crushed). Availability of a large number of air pores causes its permeability, which depends not only on the number of pores, but to a greater extent on their shape and nature, and the ratio of starting materials, the selection of the composition of the concrete mix and a method of installation. Research is conducted to improve the water resistance of concrete. The objective of this work was the experimental determination of the percolation thresholds for concrete with different brands on water resistance. This will allow the selection of concrete to determine the porosity and thus know whether the requirements for water resistance are met.

ИНЖЕНЕРНЫЕ СЕТИ И ЭНЕРГОРЕСУРСОСБЕРЕЖЕНИЕ

УДК 629.10.066

АНАЛИЗ ОТЕЧЕСТВЕННЫХ И ЗАРУБЕЖНЫХ МЕТОДИК ОЦЕНКИ РИСКА В МАГИСТРАЛЬНОМ ТРУБОПРОВОДНОМ ТРАНСПОРТЕ

д-р техн. наук, проф. П.С. СЕРЕНКОВ
(Белорусский национальный технический университет, Минск);
А.Н. ВОРОНИН, д-р техн. наук, проф. В.К. ЛИПСКИЙ
(Полоцкий государственный университет)

Анализируются отечественные и зарубежные методики оценки риска в магистральном трубопроводном транспорте. Установлено, что в настоящее время при проведении оценки безопасности повсеместное применение нашел риск-ориентированный подход, основанный на анализе и оценке риска. Проведенный обзор методов оценки риска позволил произвести ранжирование рассмотренных методов по критериям ресурсоемкости, трудоемкости, возможности проведения идентификации и количественной оценки риска, рекомендуемых условий применения. Каждый из рассмотренных методов оценки риска характеризуется своими накладываемыми условиями применения, ограничениями или их комбинацией. Учесть такое разнообразие условий применения рассмотренных методов оценки риска в магистральном трубопроводном транспорте можно при разработке новых методологических основ оценки безопасности.

Введение. Жизненный цикл магистрального трубопроводного транспорта состоит из 9 стадий: планирование, проектирование, строительство, реконструкция, ввод в эксплуатацию, эксплуатация, консервация, вывод из эксплуатации и ликвидация [1]. Связь стадий жизненного цикла с опасностями и объектами потенциального воздействия в магистральном трубопроводном транспорте показана на рисунке 1. Причины возникновения и проявления опасностей в магистральном трубопроводном транспорте могут зарождаться на любой из стадий жизненного цикла оказываемой им услуги и переходить из одной стадии в другую [2], что создает актуальную потребность в определении генезиса опасности при установлении требований безопасности.

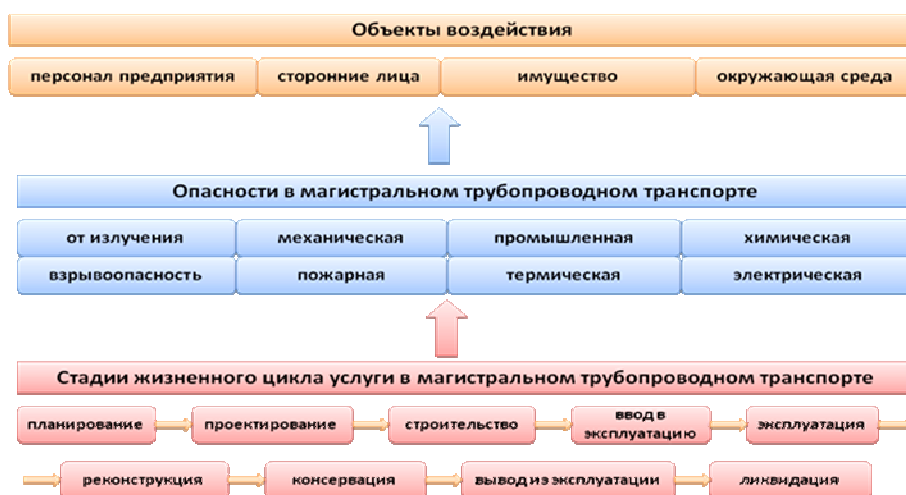


Рис. 1. Связь стадий жизненного цикла с опасностями и объектами потенциального воздействия в магистральном трубопроводном транспорте

Установление обязательных требований безопасности для услуги, осуществляемой магистральным трубопроводным транспортом, на каждом из этапов ее жизненного цикла по отношению ко всем объектам потенциального воздействия осуществимо в результате проведения оценки безопасности услуги. Оценка безопасности позволит определить генезис опасности и, как следствие, разработать требования безопасности и определить наиболее приоритетные из них.

Основная часть. В настоящее время при проведении оценки безопасности повсеместное применение нашел риск-ориентированный подход, основанный на анализе и оценке риска [3], что является вполне закономерным, так как вытекает из самого определения термина «безопасность». Из определения данного понятия, содержащегося в нормативных правовых актах Республики Беларусь [4; 5], следует, что характерным существенным признаком безопасности является риск, связанный с возможностью нанесения вреда. Общее определение риска встречается в 11 различных нормативных правовых актах Беларуси. В нормативной правовой системе республики можно выделить свыше 30 конкретных видов риска, имеющих место в различных видах деятельности [6]. Виды рисков, упоминающиеся в нормативных правовых источниках республики, проиллюстрированы рисунком 2.

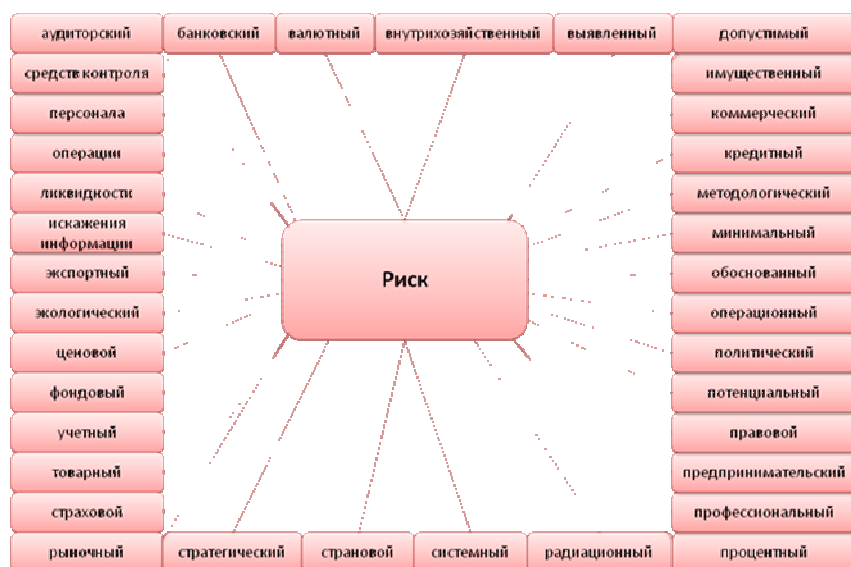


Рис. 2. Виды риска, рассмотренные в нормативных правовых актах Республики Беларусь

Основополагающий документ по терминам и определениям в области менеджмента рисков в Республике Беларусь определяет риск как сочетание вероятности события и его последствий [7]. Такое толкование риска предопределило общие для большинства отраслей деятельности принципы и этапы его оценки.

Согласно [7] оценка риска, являющаяся составной частью менеджмента риска, представляет собой процесс анализа риска, идентификации опасностей, количественной оценки и оценивания риска. Весь процесс менеджмента риска представлен на рисунке 3.

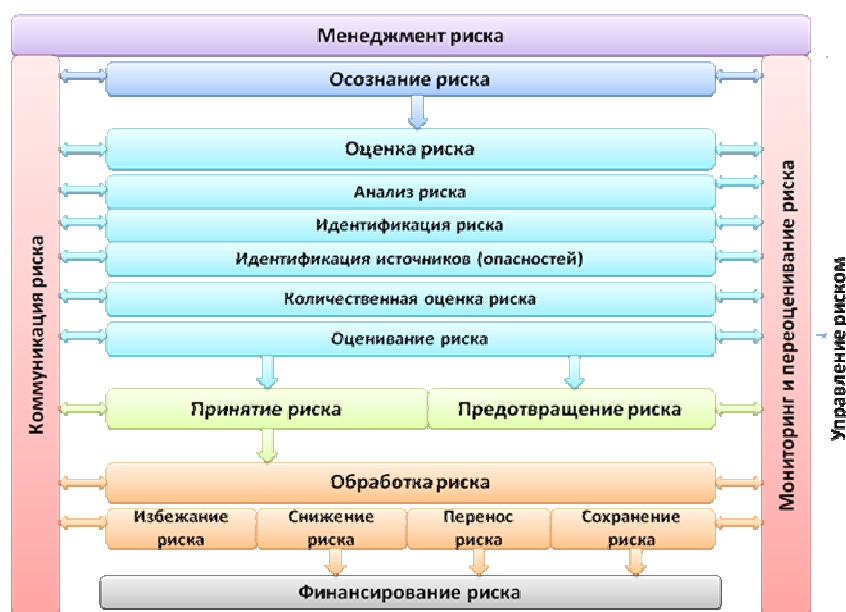


Рис. 3. Процесс менеджмента риска

В магистральном трубопроводном транспорте и смежных областях деятельности разработан ряд технических нормативных правовых актов, рассматривающих методики оценки риска и содержащих рекомендации по их применению. Одним из таких методов оценки является вероятностный анализ безопасности [8], первоначально разработанный для атомной энергетики. Подход предполагает оценку вероятности возникновения аварий на атомном реакторе и сравнение ее с допустимым значением. Метод был применен в магистральном трубопроводном транспорте в перечне технических нормативных правовых актов ОАО «АК «Транснефть» [9; 10]. В настоящее время данные документы отменены по причине непригодности вероятностного анализа безопасности в магистральном трубопроводном транспорте.

В Руководстве [11], применяющемся в ОАО «АК «Транснефть» для линейной части магистрального нефтепровода и нефтепродуктопровода, оценка риска производится на основе идентификации опасностей и оценки риска отдельных участков, характеризующихся примерно одинаковым распределением удельных показателей риска по всей длине участка трубопровода. Применяется метод балльной оценки по 10-балльной шкале при помощи весовых коэффициентов с учетом 83 факторов влияния, объединенных в 8 групп.

В разработанном для ОАО «Газпром» стандарте [12], распространяющемся на объекты магистральных газопроводов, анализ риска рекомендуется проводить с использованием одного из шести описанных качественных методов анализа. Оценка риска заключается в определении частоты возникновения потенциальных аварий на основе анализа статистических данных об авариях на аналогичных объектах. Расчет последствий состоит в математическом моделировании каждого сценария аварии истечения газа, жидкости или двухфазного флюида.

В документе ОАО «Газпром» [13], разработанном для объектов газодобычи, при проведении анализа опасности рекомендуется использовать 4 метода идентификации опасности. Формирование типовых расчетных сценариев аварий выполняется построением по иерархической схеме с учетом ряда факторов с использованием метода ЕТА. Оценка ожидаемых частот аварий для площадочных объектов выполняется на основе статистических данных организации, осуществляющей контроль и надзор за эксплуатацией объектов, а для линейных сооружений применяются методики, использующие принцип корректировки средне-статистической удельной частоты аварий λ_{cp} с помощью системы коэффициентов и балльных оценок.

Руководящий документ по анализу риска опасных производственных объектов [14] при идентификации опасностей рассматривает 6 качественных методов анализа риска. Для определения частоты нежелательных событий даны рекомендации по использованию статистических данных по аварийности, логических методов анализа, имитационных моделей возникновения аварий и экспертных оценок путем учета мнения специалистов. При анализе последствий аварий применяются модели аварийных процессов.

Международный стандарт по методам идентификации опасностей, связанных с проведением работ по разведке и разработке морских месторождений нефти и газа на морских добычных установках [15], рекомендует проводить оценку риска для персонала, окружающей среды и оборудования. В данном документе представлено 16 методов и процедур структурированного анализа риска.

Международный стандарт в области систем магистральных трубопроводов [16] рекомендует проводить оценку риска с учетом потенциального воздействия последствий аварий на население. Вероятность возникновения аварии следует определять, используя статистические данные, комбинацию методик, рассматривающих отказы оборудования и последовательность связанных с этим событий, или экспертным путем.

Европейский стандарт в области транспортных трубопроводных систем [17] содержит общие рекомендации по оценке риска. Приведены потенциальные источники опасности. В соответствии с документом идентификацию опасностей следует проводить, используя опросные методики, статистические данные, обсуждение, анализ работоспособности оборудования. Вероятность возникновения аварии рекомендуется оценивать с применением статистических данных, сценарного и экспертного анализа. Приведен ряд факторов, которые должны быть учтены при оценке последствий аварий.

Перечень методик оценки риска, которые применяются в других отраслях деятельности и могут быть использованы в магистральном трубопроводном транспорте, рассмотрен в ряде других технических нормативных правовых актов.

В государственном стандарте по принципам оценки риска в области конструирования и эксплуатации машин [18] перечислено 37 видов опасностей, которые могут возникнуть при работе с машинами и оборудованием, кратко изложено 7 методов анализа опасностей и оценки рисков. Предпочтение отдано качественным методам оценки. Количественные методы особенно необходимы, когда заранее ясна потребность в правильной оценке и вред от предполагаемой ошибки весьма высок.

Национальный стандарт [19] устанавливает общие принципы, предназначенные для реализации целей снижения риска, установленных в [20]. Стандарт содержит требования к информации, необходимой для проведения оценки риска. В стандарте описаны процедуры идентификации опасностей и оценки

риска без рассмотрения конкретных методов оценки риска, приведены 9 видов опасностей при работе с машинами и потенциальные опасные ситуации, характерные для каждой стадии жизненного цикла.

Международный стандарт [20] содержит руководящие указания, позволяющие конструкторам создавать машины, отвечающие требованиям безопасности. Подробно рассмотрено 9 видов опасностей, учитываемых при конструировании машин, и последствия, к которым они могут привести. Опасности подразделяются на постоянные и неожиданные. Приведены рабочие режимы машин и процедуры вмешательства оператора, которые конструктору следует учесть при оценке риска.

В практическом руководстве по оценке риска машин [21] описывается преимущество проведения оценки риска командой специалистов. Приводится описание 6 методов, использующихся при оценке риска, и акцентируется внимание на том, что после первичной оценки риска и принятия защитных мер необходимо провести вторичную оценку риска.

Технический акт по анализу риска технологических систем [23] устанавливает рекомендации, направленные на обеспечение качества при выполнении анализа риска. В источнике проведена классификация опасностей и риска. Методы идентификации опасности подразделены на сопоставительные, фундаментальные и индуктивного подхода. Оценка частот происходящих событий предлагается осуществлять на основе имеющихся статистических данных, аналитических или имитационных методов и мнений экспертов. Кратко рассмотрено 17 методов, использующихся при анализе риска.

В Российской Федерации разработана группа стандартов 51901 по менеджменту риска. Часть из них содержит подробное описание методов, использующихся при оценке риска.

Технический комитет (TK262) по менеджменту рисков, созданный при международной организации по стандартизации в качестве рабочего органа, разработал международный стандарт по методам оценки риска [24], дополняющий стандарты серии ИСО 31000 в области менеджмента риска. В данном стандарте содержится краткое описание свыше 20 методов, использующихся при оценке риска различной природы и происхождения. Документ акцентирует внимание, что перечень рассмотренных методов не является исчерпывающим.

Разнообразие применяющихся при оценке риска методов свидетельствует об актуальности и особом внимании, уделяемом оценке риска. Проведенный обзор методов оценки риска позволил произвести ранжирование (таблица) рассмотренных методов по критериям ресурсоемкости, трудоемкости, возможности проведения идентификации и количественной оценки риска, рекомендуемых условий применения.

Сравнительный анализ методов, применяющихся при оценке риска

№ п/п	Методы	Идентификация риска	Количественная оценка риска	Уровень ресурсоемкости	Уровень трудоемкости
1	Анализ видов и последствий отказов (FMEA)	+	+	средний	средний
2	Анализ влияния на бизнес (BIA)	+	—	средний	средний
3	Анализ дерева неисправностей (FTA)	+	+	высокий	средний
4	Анализ дерева событий (ETA)	+	—	средний	средний
5	Анализ защиты (LOPA)	+	—	средний	средний
6	Анализ источников опасности и работоспособности (HAZOP)	+	+	средний	высокий
7	Анализ скрытых процессов (SCA)	+	—	средний	средний
8	Анализ опасностей и установление контрольных критических точек (HACCP)	+	—	средний	средний
9	Анализ основных причин (RCA)	—	—	средний	средний
10	Анализ отчета об отказах и система корректирующих действий (FRACAS)	—	—	средний	средний
11	Анализ причин и последствий (CCA)	+	+	высокий	высокий
12	Анализ стоимости и эффективности (CBA)	+	—	низкий	средний
13	Анализ человеческого фактора (HRA)	+	+	средний	средний
14	Байесовский анализ (BA)	—	+	высокий	высокий
15	Делфи (Delphi)	+	—	средний	средний
16	Дерево решений (DT)	—	—	средний	средний
17	Диаграмма Исикавы (Fishbone)	+	—	низкий	средний
18	Индексы опасности (RI)	+	—	средний	средний
19	Марковский анализ (Markov analysis)	+	+	высокий	высокий
20	Матрица вероятностей и последствий (Consequence/probability matrix)	+	+	средний	средний
21	Многокритериальный анализ решений (MCDA)	+	—	высокий	высокий
22	Мозговая атака (Brainstorm)	+	—	низкий	низкий
23	Монте Карло (Monte Carlo)	—	+	высокий	высокий

Окончание таблицы

№ п/п	Методы	Идентификация риска	Количественная оценка риска	Уровень ресурсоемкости	Уровень трудоемкости
24	Оценка воздействия на окружающую среду (ERA)	+	+	высокий	высокий
25	Парные сравнения (Paired comparison)	–	+	средний	средний
26	Предварительный анализ опасности (РНА)	+	–	низкий	средний
27	Проверочные листы (Check-lists)	+	–	низкий	низкий
28	Структурированное или полуструктурированное интервью (Structured or semi-structured interview)	+	–	низкий	низкий
29	Сеть Петри (Petri net)	–	+	высокий	высокий
<i>Примечание.</i> «+» – возможность применения; «–» – невозможность применения.					

Заключение. Разнообразие методов оценки риска может вызвать затруднения при выборе метода, соответствующего поставленным целям. Принимая во внимание, что в большинстве случаев методы оценки риска представляют собой многосоставной комплекс задач, при выборе подходящего метода оценки риска рекомендуется придерживаться требований, которым должен удовлетворять выбранный метод:

- а) быть научно обоснованным и соответствовать сложности и природе исследуемой системы;
- б) давать результаты в форме, обеспечивающей понимание природы риска и способов его контроля;
- в) являться типовым и обладать свойствами, обеспечивающими возможность прослеживаемости, повторяемости и контролируемости.

При выборе методов проведения оценки риска необходимо учитывать стадии жизненного цикла, характер опасности, наличие ресурсов для проведения оценки, опыт и квалификацию исполнителей, наличие необходимой информации и другие факторы.

Рассмотренные методы, применяющиеся при оценке риска, внесли существенный вклад в развитие теории оценки риска и способствовали снижению уровня аварийности магистрального трубопроводного транспорта и других технических систем. В то же время, как показал проведенный анализ, каждый из рассмотренных методов оценки риска характеризуется своими накладываемыми условиями применения, ограничениями или их комбинацией. Среди таких ограничений методов оценки риска в магистральном трубопроводном транспорте можно выделить: невозможность использования на всех этапах жизненного цикла; отсутствие возможности проведения количественной оценки; необходимость существенных ресурсов; высокая трудоемкость исполнения работ; отсутствие критериев приемлемого риска; ориентированность на определенный характер опасности. К тому же метод может характеризоваться: отсутствием априорного анализа опасности; невозможностью учета зарождения опасностей в процессах; переходом опасных факторов из процесса в процесс; взаимодействием процессов с внешней и внутренней средой; одновременным влиянием опасных факторов различной природы.

Учесть такое разнообразие условий применения рассмотренных методов оценки риска в магистральном трубопроводном транспорте можно лишь при разработке новых методологических основ оценки безопасности, рассматривая безопасность с новых позиций, что позволит дополнить существующие методы и развить теорию оценки рисков.

ЛИТЕРАТУРА

1. О магистральном трубопроводном транспорте: Закон Респ. Беларусь от 09.01.02 № 87-3.
2. Серенков, П.С. Концепция системы промышленной безопасности объектов магистрального трубопроводного транспорта на основе подходов стандартов ИСО серии 9000 / П.С. Серенков, А.Н. Воронин // Вестн. Полоц. гос. ун-та. Серия Ф. Прикладные науки. – 2007. – № 12. – С. 85 – 89.
3. Гражданкин, А.И. О риск-ориентированном подходе в обеспечении промышленной безопасности / А.И. Гражданкин [Электронный ресурс]. – 2012. – Режим доступа: http://riskprom.ru/publ/o_risk_orientirovannom_podkhode_v_obespechenii_promyshlennoj_bezopasnosti_chast_iii/17-1-0-238. – Дата доступа: 26.03.2012.
4. Положение о системе управления охраной труда в Министерстве сельского хозяйства и продовольствия Республики Беларусь, сельскохозяйственных, перерабатывающих и обслуживающих сельское хозяйство организациях: утв. постановлением М-ва сельского хозяйства и продовольствия Респ. Беларусь от 16 апреля 2008 г. № 38.
5. Соглашение о проведении согласованной политики в области технического регулирования, санитарных и фитосанитарных мер от 25 января 2008 года.
6. Официальный сайт Национального правового Интернет-портала Респ. Беларусь [Электронный ресурс]. – 2012. – Режим доступа: <http://pravo.by/main.aspx?guid=2001&p1>. – Дата доступа: 22.04.2012.

7. Менеджмент риска. Термины и определения: СТБ ИСО/МЭК. Руководство 73-2005. – Минск: Госстандарт, 2005.
8. Гражданкин, А.И. Вопросы установления критериев приемлемого (допустимого, недопустимого) риска аварий на опасных производственных объектах / А.И. Гражданкин [Электронный ресурс]. – 2012. – Режим доступа: http://riskprom.ru/publ/voprosy_ustanovlenija_kriteriev_priemlemogo_dopustimogo_nedopustimogo_riska_aviar_j_na_opasnykh_proizvodstvennykh_obektakh/19-1-0-231. – Дата доступа: 02.04.2012.
9. Вероятностный анализ безопасности магистральных нефтепроводов. Общие положения: РД-01.120.00-КТН-296-06.
10. Методические рекомендации по выполнению вероятностного анализа безопасности (ВАБ) объекта МН. Требования к составу, содержанию и форме представления исходных данных для проведения вероятностного анализа безопасности объектов магистральных нефтепроводов: РД-01.120.00-КТН-283-06.
11. Методическое руководство по оценке степени риска аварий на магистральных нефтепроводах и нефтепродуктопроводах: РД 13.020.00-КТН-148-11.
12. Методические указания по проведению анализа риска для опасных производственных объектов газотранспортных предприятий ОАО «Газпром»: СТО Газпром 2-2.3-351-2009.
13. Методика анализа риска для опасных производственных объектов газодобывающих предприятий ОАО «Газпром»: СТО Газпром 2-2.3-400-2009.
14. Методические указания по проведению анализа риска опасных производственных объектов: РД 03-418-01.
15. Petroleum and natural gas industries. Offshore production installations. Guidelines on tools and techniques for hazard identification and risk assessment: ISO 17776:2000.
16. Petroleum and natural gas industries. Pipeline transportation systems: ISO 13623:2009.
17. Petroleum and natural gas industries. Pipeline transportation systems: EN 14161:2003.
18. Принципы оценки и определения риска. Безопасность машин: ГОСТ ЕН 1050-2002. – Минск: Госстандарт Респ. Беларусь, 2004.
19. Безопасность машин. Оценка риска. Часть 1. Основные принципы: СТБ ISO 14121-1-2011. – Минск: Госстандарт Респ. Беларусь, 2011.
20. Safety of machinery. General principles for design. Risk assessment and risk reduction: ISO 12100:2003.
21. Safety of machinery. General principles for design. Risk assessment and risk reduction: ISO 12100:2003
22. Safety of machinery. Risk assessment. Part 2: Practical guidance and examples of methods: ISO/TR 14121-2:2007.
23. Управление надежностью. Анализ риска технологических систем: СТБ МЭК 60300-3-9-2005. – Минск: Госстандарт Респ. Беларусь.
24. Risk management. Risk assessment techniques: IEC/ISO 31010.
25. Руководство 51 (Guide 51) Аспекты безопасности. Руководство по включению их в стандарты, 1999.
26. Карпенко, Е.М. Менеджмент качества: учеб. пособие / Е.М. Карпенко, С.Ю. Комков. – Минск: ИВЦ Минфина, 2007. – 208 с.

Поступила 16.01.2013

THE ANALYSIS OF DOMESTIC AND FOREIGN METHODS OF RISK ASSESSMENT IN MAIN PIPELINE TRANSPORT

P. SERENKOV, A. VORONIN, V. LIPSKY

This article is devoted to the analysis of domestic and foreign methods of risk assessment in main pipeline transport. At present the risk-oriented approach based on analysis and risk assessment has found wide application. The accomplished review of methods of risk assessment allowed to rank the considered methods in respect to resource-capacity, labour-intensity, possibility to carry out identification and quantitative risk assessment. Each of the considered methods of risk assessment is featured by imposed conditions of application, restrictions or their combination. To take into account such a variety of conditions of application of the considered methods in main pipeline transport is feasible by means of development of new methodological bases of safety evaluation.

УДК 622.692.4

ПОСТРОЕНИЕ ПОЛЕЙ ИНДИВИДУАЛЬНОГО РИСКА ДЛЯ ПРОМЫШЛЕННЫХ ОБЪЕКТОВ

канд. техн. наук А.Г. КУЛЬБЕЙ, И.А. ЛЕОНОВИЧ
(Полоцкий государственный университет)

Рассмотрены вопросы визуализации расчетов и построение полей риска на основе генплана промышленного объекта с применением общедоступного программного обеспечения. Расчет индивидуального риска и вероятности поражения персонала – важный этап оценки безопасности промышленного объекта в целом и разработки декларации безопасности промышленного объекта в частности. Предложена методика определения и построения полей суммарного индивидуального риска для промышленных объектов, которая позволяет проанализировать значение суммарного индивидуального риска для каждой точки территории объекта, определить участки территории с наибольшим и наименьшим индивидуальным риском, а также визуализировать поле индивидуального риска, наглядно представить и соотнести риск с местоположением на территории промышленного объекта.

Введение. На производственных объектах трубопроводного транспорта хранятся и транспортируются опасные вещества (легковоспламеняющиеся жидкости, горючие газы и т.д.), которые в результате аварийной разгерметизации технологического оборудования могут произвести негативное воздействие на обслуживающий персонал, поэтому задача обеспечения надежности эксплуатации производственных объектов не утрачивает своей актуальности. Оценка безопасности производственного объекта традиционно осуществляется путем расчета индивидуального риска для персонала и базируется на методиках, приведенных в НПБ 5-2005 и ТКП 474-2013.

Методика расчета индивидуального риска основывается на нахождении вероятности поражения человека, рабочее место которого располагается на определенном удалении от эпицентра развития определенного сценария возможной аварии. Любой промышленный объект имеет достаточно большое количество оборудования, которое может быть источником сразу нескольких возможных сценариев развития аварии. Большое количество аварийно-опасных объектов и наличие нескольких сценариев развития аварий для одного и того же объекта создает сложности для определения индивидуального риска для персонала от всех аварий на опасном промышленном объекте. Также количество необходимых расчетов значительно увеличивается по мере роста численности персонала промышленного объекта.

Основная часть. Существенным недостатком существующей методики расчета индивидуального риска, на наш взгляд, является то, что вероятность поражения, а следовательно, и индивидуальный риск персонала основываются на предположении, что персонал постоянно находится на рабочем месте, хотя некоторое рабочее время персонал проводит вне рабочего места, особенно специалисты, связанные с осмотром и ремонтом оборудования. Для исключения недостатков метода определения индивидуального риска оптимальным является *построение полей суммарного индивидуального риска для всей территории промышленного объекта*. Такой метод позволит оценить риск персонала независимо от их рабочего места, выделить зоны с максимальными и минимальными значениями индивидуального риска, основываясь на которых можно принимать решения о расположении дополнительных защитных сооружений и убежищ на территории промышленного объекта. Авторами осуществлено введение в методику расчета уточняющего полинома по приведению дискретных значений «пробит»-функции к функциональной зависимости, позволяющей автоматизировать процесс вычислений вероятностей возможного поражения персонала производственного объекта.

Сущность предлагаемого метода состоит в построении расчетной сетки с определенным шагом, которая полностью перекрывает территорию предприятия (рис. 1).

Выбор шага и конфигурация расчетной сетки зависит от общей площади объекта и его расположения на местности. Чем меньше шаг сетки, тем больше расчетов будет необходимо. Расчетная сетка с большим шагом 15...20 м подходит для крупных объектов со значительной площадью, а шаг 5...10 м – для небольших промышленных объектов, с небольшим предполагаемым ущербом от возможных сценариев аварий. Если необходимо детально, с большой точностью, определить значения индивидуального риска для любой точки территории промышленного объекта, необходимо выбирать шаг сетки равный 1...5 м.

Следующим этапом построения поля индивидуального риска является *позиционирование эпицентра развития возможного сценария аварии относительно расчетной сетки* (рис. 2, 3). Расчет выполнен в программной среде Microsoft Excel. Сущностью позиционирования эпицентра аварии относительно расчетной сетки является определение расстояния от эпицентра до каждой точки рабочей сетки, образованной пересечением её прямых. Полученные значения этих расстояний являются основой для всех дальнейших расчетов.



Рис. 1. Расчетная сетка с шагом 10 м

147,65	143,18	139,28	136,01	133,42	131,53	130,38	130	130,38	131,53	133,42	136,01	139,28	143,18	147,65
138,92	134,16	130,00	126,49	123,69	121,66	120,42	120	120,42	121,66	123,69	126,49	130,00	134,16	138,92
130,38	125,30	120,83	117,05	114,02	111,80	110,45	110	110,45	111,80	114,02	117,05	120,83	125,30	130,38
122,07	116,62	111,80	107,70	104,40	101,98	100,50	100	100,50	101,98	104,40	107,70	111,80	116,62	122,07
114,02	108,17	102,96	98,49	94,87	92,20	90,55	90	90,55	92,20	94,87	98,49	102,96	108,17	114,02
106,30	100,00	94,34	89,44	85,44	82,46	80,62	80	80,62	82,46	85,44	89,44	94,34	100,00	106,30
98,99	92,20	86,02	80,62	76,16	72,80	70,71	70	70,71	72,80	76,16	80,62	86,02	92,20	98,99
92,20	84,85	78,10	72,11	67,08	63,25	60,83	60	60,83	63,25	67,08	72,11	78,10	84,85	92,20
86,02	78,10	70,71	64,03	58,31	53,85	50,99	50	50,99	53,85	58,31	64,03	70,71	78,10	86,02
80,62	72,11	64,03	56,57	50,00	44,72	41,23	40	41,23	44,72	50,00	56,57	64,03	72,11	80,62
76,16	67,08	58,31	50,00	42,43	36,06	31,62	30	31,62	36,06	42,43	50,00	58,31	67,08	76,16
72,80	63,25	53,85	44,72	36,06	28,28	22,36	20	22,36	28,28	36,06	44,72	53,85	63,25	72,80
70,71	60,83	50,99	41,23	31,62	22,36	14,14	10	14,14	22,36	31,62	41,23	50,99	60,83	70,71
70	60	50	40	30	20	10	0	10	20	30	40	50	60	70
70,71	60,83	50,99	41,23	31,62	22,36	14,14	10	14,14	22,36	31,62	41,23	50,99	60,83	70,71
72,80	63,25	53,85	44,72	36,06	28,28	22,36	20	22,36	28,28	36,06	44,72	53,85	63,25	72,80
76,16	67,08	58,31	50,00	42,43	36,06	31,62	30	31,62	36,06	42,43	50,00	58,31	67,08	76,16
80,62	72,11	64,03	56,57	50,00	44,72	41,23	40	41,23	44,72	50,00	56,57	64,03	72,11	80,62
86,02	78,10	70,71	64,03	58,31	53,85	50,99	50	50,99	53,85	58,31	64,03	70,71	78,10	86,02
92,20	84,85	78,10	72,11	67,08	63,25	60,83	60	60,83	63,25	67,08	72,11	78,10	84,85	92,20
98,99	92,20	86,02	80,62	76,16	72,80	70,71	70	70,71	72,80	76,16	80,62	86,02	92,20	98,99
106,30	100,00	94,34	89,44	85,44	82,46	80,62	80	80,62	82,46	85,44	89,44	94,34	100,00	106,30
114,02	108,17	102,96	98,49	94,87	92,20	90,55	90	90,55	92,20	94,87	98,49	102,96	108,17	114,02
122,07	116,62	111,80	107,70	104,40	101,98	100,50	100	100,50	101,98	104,40	107,70	111,80	116,62	122,07
130,38	125,30	120,83	117,05	114,02	111,80	110,45	110	110,45	111,80	114,02	117,05	120,83	125,30	130,38
138,92	134,16	130,00	126,49	123,69	121,66	120,42	120	120,42	121,66	123,69	126,49	130,00	134,16	138,92
147,65	143,18	139,28	136,01	133,42	131,53	130,38	130	130,38	131,53	133,42	136,01	139,28	143,18	147,65
156,52	152,32	148,66	145,60	143,18	141,42	140,36	140	140,36	141,42	143,18	145,60	148,66	152,32	156,52
y19	y20	y21	y22	y23	y24	y25	y26	y27	y28	y29	y30	y31	y32	y33

Рис. 2. Расстояние от пересечений сетки до эпицентра развития сценария

-1,03	-0,62	-0,32	-0,09	0,07	0,18	0,24	0,26	0,24	0,18	0,07	-0,09	-0,32	-0,62	-1,03
-0,04	0,24	0,44	0,59	0,69	0,76	0,80	0,81	0,80	0,76	0,69	0,59	0,44	0,24	-0,04
0,59	0,78	0,91	1,01	1,08	1,13	1,15	1,16	1,15	1,13	1,08	1,01	0,91	0,78	0,59
0,99	1,12	1,22	1,31	1,38	1,44	1,48	1,49	1,48	1,44	1,38	1,31	1,22	1,12	0,99
1,27	1,41	1,54	1,68	1,81	1,92	1,99	2,01	1,99	1,92	1,81	1,68	1,54	1,41	1,27
1,59	1,81	2,07	2,33	2,59	2,80	2,94	2,99	2,94	2,80	2,59	2,33	2,07	1,81	1,59
2,09	2,51	2,99	3,50	3,98	4,38	4,64	4,74	4,64	4,38	3,98	3,50	2,99	2,51	2,09
2,94	3,70	4,55	5,45	6,29	6,98	7,44	7,59	7,44	6,98	6,29	5,45	4,55	3,70	2,94
4,30	5,56	6,98	8,45	9,83	10,96	11,71	11,97	11,71	10,96	9,83	8,45	6,98	5,56	4,30
6,29	8,27	10,49	12,79	14,95	16,72	17,89	18,30	17,89	16,72	14,95	12,79	10,49	8,27	6,29
9,01	11,97	15,28	18,72	21,95	24,62	26,39	27,01	26,39	24,62	21,95	18,72	15,28	11,97	9,01
12,51	16,72	21,45	26,39	31,07	34,95	37,53	38,44	37,53	34,95	31,07	26,39	21,45	16,72	12,51
16,72	22,46	28,96	35,79	42,31	47,76	51,38	52,66	51,38	47,76	42,31	35,79	28,96	22,46	16,72
21,45	28,96	37,53	46,61	55,31	62,56	67,35	69,02	67,35	62,56	55,31	46,61	37,53	28,96	21,45
26,39	35,79	46,61	58,10	69,02	77,87	83,44	85,30	83,44	77,87	69,02	58,10	46,61	35,79	26,39
31,07	42,31	55,31	69,02	81,58	90,64	95,06	96,10	95,06	90,64	81,58	69,02	55,31	42,31	31,07
34,95	47,76	62,56	77,87	90,64	96,82	96,39	95,96	96,39	96,82	90,64	77,87	62,56	47,76	34,95
37,53	51,38	67,35	83,44	95,06	96,39	113,6	220,8	113,6	96,39	95,06	83,44	67,35	51,38	37,53
38,44	52,66	69,02	85,30	96,10	95,96	220,8		220,8	95,96	96,10	85,30	69,02	52,66	38,44
37,53	51,38	67,35	83,44	95,06	96,39	113,6	220,8	113,6	96,39	95,06	83,44	67,35	51,38	37,53
34,95	47,76	62,56	77,87	90,64	96,82	96,39	95,96	96,39	96,82	90,64	77,87	62,56	47,76	34,95
31,07	42,31	55,31	69,02	81,58	90,64	95,06	96,10	95,06	90,64	81,58	69,02	55,31	42,31	31,07
26,39	35,79	46,61	58,10	69,02	77,87	83,44	85,30	83,44	77,87	69,02	58,10	46,61	35,79	26,39
21,45	28,96	37,53	46,61	55,31	62,56	67,35	69,02	67,35	62,56	55,31	46,61	37,53	28,96	21,45
16,72	22,46	28,96	35,79	42,31	47,76	51,38	52,66	51,38	47,76	42,31	35,79	28,96	22,46	16,72
12,51	16,72	21,45	26,39	31,07	34,95	37,53	38,44	37,53	34,95	31,07	26,39	21,45	16,72	12,51
9,01	11,97	15,28	18,72	21,95	24,62	26,39	27,01	26,39	24,62	21,95	18,72	15,28	11,97	9,01
6,29	8,27	10,49	12,79	14,95	16,72	17,89	18,30	17,89	16,72	14,95	12,79	10,49	8,27	6,29
4,30	5,56	6,98	8,45	9,83	10,96	11,71	11,97	11,71	10,96	9,83	8,45	6,98	5,56	4,30
2,94	3,70	4,55	5,45	6,29	6,98	7,44	7,59	7,44	6,98	6,29	5,45	4,55	3,70	2,94
2,09	2,51	2,99	3,50	3,98	4,38	4,64	4,74	4,64	4,38	3,98	3,50	2,99	2,51	2,09
1,59	1,81	2,07	2,33	2,59	2,80	2,94	2,99	2,94	2,80	2,59	2,33	2,07	1,81	1,59
1,27	1,41	1,54	1,68	1,81	1,92	1,99	2,01	1,99	1,92	1,81	1,68	1,54	1,41	1,27

Рис. 3. Значение вероятности поражения персонала

Основываясь на известных расстояниях до каждой точки сетки (см. рис. 1), можно согласно методике [1] определить значение вероятности поражения персонала для каждой точки расчетной сетки. Первым этапом расчета является определение перепада давления согласно следующей формуле:

$$\Delta P = P_0 \left(0,8 \cdot \frac{m_{np}^{0,33}}{r} + 3 \cdot \frac{m_{np}^{0,66}}{r^2} + 5 \cdot \frac{m_{np}}{r^3} \right), \quad (1)$$

где P_0 – атмосферное давление, кПа (допускается принимать равным 101 кПа); r – расстояние от геометрического центра газопаровоздушного облака, м; m_{np} – приведенная масса газа или пара, кг.

Применение данной формулы основывается на известном постоянном значении приведенной массы газопаровоздушной смеси, а также известном расстоянии до эпицентра взрыва, однако для построения полей риска необходимо провести данный расчет для каждой точки расчетной сетки. Количество необходимых расчетов крайне велико, поэтому расчет ведется в табличном виде Microsoft Excel.

Вторым этапом расчета является **определение импульса волны давления i** , который вычисляется согласно выражению (2):

$$i = 123 \cdot \frac{m_{np}^{0,66}}{r}, \text{ Па} \cdot \text{с}. \quad (2)$$

Расчет импульса волны давления также ведется на основе таблицы расстояний до точек расчетной сетки, итогом расчета является таблица значений импульса в каждой точке расчетной сетки.

Третий этап расчета – **определение величины «пробит»-функции** на основе определенных значений перепада давления и импульса волны давления по формуле

$$P_r = 5 - 0,26 \ln(V), \quad (3)$$

$$\text{где } \ln(V) = \left(\frac{17500}{\Delta P} \right)^{8,4} + \left(\frac{290}{i} \right)^{9,3}.$$

Расчет «пробит»-функции ведется в табличном виде для всех точек расчетной сетки. Одной из особенностей методики определения вероятности поражения персонала [1] является то, что зависимость вероятности поражения персонала от значения «пробит»-функции представлена в табличном виде (табл. 1).

Таблица 1

Величина условной вероятности поражения человека в зависимости от величины «пробит-функции»

Условная вероятность поражения, %	Величина P_T									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	–	2,67	2,95	3,12	3,25	3,36	3,45	3,52	3,59	3,66
10	3,72	3,77	3,82	3,9	3,92	3,96	4,01	4,05	4,08	4,12
20	4,16	4,19	4,23	4,26	4,29	4,33	4,36	4,39	4,42	4,45
30	4,48	4,5	4,53	4,56	4,59	4,61	4,64	4,67	4,69	4,72
40	4,75	4,77	4,8	4,82	4,85	4,87	4,9	4,92	4,95	4,97
50	5	5,03	5,05	5,08	5,1	5,13	5,15	5,18	5,2	5,23
60	5,25	5,28	5,31	5,33	5,36	5,39	5,41	5,44	5,47	5,5
70	5,52	5,55	5,58	5,61	5,64	5,67	5,71	5,74	5,77	5,81
80	5,84	5,88	5,92	5,95	5,99	6,04	6,08	6,13	6,18	6,23
90	6,28	6,34	6,41	6,48	6,55	6,64	6,75	6,88	7,05	7,33
99	7,33	7,37	7,41	7,46	7,51	7,58	7,65	7,75	7,88	8,09

Для дальнейшего расчета табличную зависимость, по нашему мнению, необходимо представить в виде эмпирической формулы, полинома n -й степени.

Результаты, полученные с использованием аппроксимирующей зависимости полиномов 5-й и 6-й степени, представлены в таблице 2.

Таблица 2

Сравнение аппроксимирующих полиномов с табличным значением

Табличная вероятность поражения, %	Значение «пробит»-функции	Полином 6-й степени			Полином 5-й степени		
		вероятность поражения, %	отклонение от табличного значения	отклонение от табличного значения, %	вероятность поражения, %	отклонение от табличного значения	отклонение от табличного значения, %
1,0	2,67	0,87	0,13	12,90	1,13	–0,13	–13,43
5,0	3,36	5,32	–0,32	–6,47	4,42	0,58	11,59
10,0	3,72	9,65	0,35	3,53	9,63	0,37	3,67
15,0	3,96	14,53	0,47	3,12	14,84	0,16	1,08
20,0	4,16	19,85	0,15	0,77	20,19	–0,19	–0,93
25,0	4,33	25,15	–0,15	–0,62	25,38	–0,38	–1,51
30,0	4,48	30,35	–0,35	–1,16	30,38	–0,38	–1,25
35,0	4,61	35,15	–0,15	–0,43	34,97	0,03	0,10
40,0	4,75	40,56	–0,56	–1,40	40,12	–0,12	–0,29
45,0	4,87	45,32	–0,32	–0,71	44,65	0,35	0,79
50,0	5,00	50,54	–0,54	–1,07	49,62	0,38	0,76
55,0	5,13	55,75	–0,75	–1,36	54,60	0,40	0,72
60,0	5,25	60,49	–0,49	–0,81	59,15	0,85	1,41
65,0	5,39	65,87	–0,87	–1,33	64,34	0,66	1,01
70,0	5,52	70,66	–0,66	–0,94	68,99	1,01	1,45
75,0	5,67	75,88	–0,88	–1,17	74,06	0,94	1,26
80,0	5,84	81,32	–1,32	–1,65	79,33	0,67	0,84
85,0	6,04	86,98	–1,98	–2,33	84,77	0,23	0,27
90,0	6,28	92,68	–2,68	–2,98	90,05	–0,05	–0,05
95,0	6,64	99,03	–4,03	–4,24	95,16	–0,16	–0,16
99,0	7,33	106,04	–7,04	–7,12	96,77	2,23	2,25
99,9	8,09	113,49	–13,59	–13,61	98,09	1,81	1,81

Анализируя значения вероятности поражения персонала (см. табл. 2), можно сделать вывод о том, что полином 5-й степени является более точным и пригодным для дальнейшего использования.

Аппроксимирующая зависимость представлена в виде следующей формулы:

$$y = 0,2529x^5 - 6,3903x^4 + 59,921x^3 - 256,15x^2 + 510,63x - 386,28. \quad (4)$$

Следующим этапом является **расчет вероятности поражения персонала** (см. рис. 3), применяя формулу (4), для каждого значения расчетной сетки. Из-за использования аппроксимирующей функции будут располагаться две области с аномальными значениями вероятности поражения персонала. Первая область расположена вокруг эпицентра, значение вероятности поражения в этой области превышает 100 %. Однако для дальнейшего расчета все значения в этой области необходимо сделать равными 100 %. Вторая область расположена на значительном удалении от эпицентра, значение вероятности поражения в этой области меньше 1, а при дальнейшем удалении меньше 0. Так как возможное минимальное значение вероятности поражения составляет 1 % (см. табл. 1), то все значения вероятности меньше 1 % равны нулю.

Для расчета индивидуального риска персонала необходимо значение вероятности поражения персонала умножить на значение вероятности появления определенного сценария аварии. Таблица индивидуального риска представлена на рисунке 4.

0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	2,16E-11	2,32E-11	2,42E-11	2,48E-11	2,5E-11	2,48E-11	2,42E-11	2,32E-11	2,16E-11	0
2,63E-11	2,82E-11	2,98E-11	3,1E-11	3,18E-11	3,21E-11	3,18E-11	3,1E-11	2,98E-11	2,82E-11	2,63E-11
3,32E-11	3,62E-11	3,9E-11	4,13E-11	4,28E-11	4,33E-11	4,28E-11	4,13E-11	3,9E-11	3,62E-11	3,32E-11
4,44E-11	5,02E-11	5,57E-11	6,03E-11	6,33E-11	6,44E-11	6,33E-11	6,03E-11	5,57E-11	5,02E-11	4,44E-11
6,44E-11	7,53E-11	8,56E-11	9,42E-11	9,98E-11	1,02E-10	9,98E-11	9,42E-11	8,56E-11	7,53E-11	6,44E-11
9,79E-11	1,17E-10	1,35E-10	1,5E-10	1,6E-10	1,63E-10	1,6E-10	1,5E-10	1,35E-10	1,17E-10	9,79E-11
1,5E-10	2,11E-10	2,36E-10	2,52E-10	2,57E-10	2,57E-10	2,52E-10	2,36E-10	2,11E-10	1,5E-10	1,5E-10
2,26E-10	2,75E-10	3,21E-10	3,59E-10	3,85E-10	3,93E-10	3,85E-10	3,59E-10	3,21E-10	2,75E-10	2,26E-10
3,29E-10	4,02E-10	4,72E-10	5,29E-10	5,67E-10	5,81E-10	5,67E-10	5,29E-10	4,72E-10	4,02E-10	3,29E-10
4,61E-10	5,67E-10	6,68E-10	7,51E-10	8,07E-10	8,26E-10	8,07E-10	7,51E-10	6,68E-10	5,67E-10	4,61E-10
6,23E-10	7,69E-10	9,1E-10	1,03E-09	1,1E-09	1,13E-09	1,1E-09	1,03E-09	9,1E-10	7,69E-10	6,23E-10
8,07E-10	1E-09	1,19E-09	1,35E-09	1,45E-09	1,48E-09	1,45E-09	1,35E-09	1,19E-09	1E-09	8,07E-10
1E-09	1,25E-09	1,48E-09	1,67E-09	1,79E-09	1,83E-09	1,79E-09	1,67E-09	1,48E-09	1,25E-09	1E-09
1,19E-09	1,48E-09	1,75E-09	1,95E-09	2,04E-09	2,07E-09	2,04E-09	1,95E-09	1,75E-09	1,48E-09	1,19E-09
1,35E-09	1,67E-09	1,95E-09	2,08E-09	2,07E-09	2,06E-09	2,07E-09	2,08E-09	1,95E-09	1,67E-09	1,35E-09
1,45E-09	1,79E-09	2,04E-09	2,07E-09	2,15E-09	2,15E-09	2,15E-09	2,07E-09	2,04E-09	1,79E-09	1,45E-09
1,48E-09	1,83E-09	2,07E-09	2,06E-09	2,15E-09	2,15E-09	2,15E-09	2,06E-09	2,07E-09	1,83E-09	1,48E-09
1,45E-09	1,79E-09	2,04E-09	2,07E-09	2,15E-09	2,15E-09	2,15E-09	2,07E-09	2,04E-09	1,79E-09	1,45E-09
1,35E-09	1,67E-09	1,95E-09	2,08E-09	2,07E-09	2,06E-09	2,07E-09	2,08E-09	1,95E-09	1,67E-09	1,35E-09
1,19E-09	1,48E-09	1,75E-09	1,95E-09	2,04E-09	2,07E-09	2,04E-09	1,95E-09	1,75E-09	1,48E-09	1,19E-09
1E-09	1,25E-09	1,48E-09	1,67E-09	1,79E-09	1,83E-09	1,79E-09	1,67E-09	1,48E-09	1,25E-09	1E-09
8,07E-10	1E-09	1,19E-09	1,35E-09	1,45E-09	1,48E-09	1,45E-09	1,35E-09	1,19E-09	1E-09	8,07E-10
6,23E-10	7,69E-10	9,1E-10	1,03E-09	1,1E-09	1,13E-09	1,1E-09	1,03E-09	9,1E-10	7,69E-10	6,23E-10
4,61E-10	5,67E-10	6,68E-10	7,51E-10	8,07E-10	8,26E-10	8,07E-10	7,51E-10	6,68E-10	5,67E-10	4,61E-10
3,29E-10	4,02E-10	4,72E-10	5,29E-10	5,67E-10	5,81E-10	5,67E-10	5,29E-10	4,72E-10	4,02E-10	3,29E-10
2,26E-10	2,75E-10	3,21E-10	3,59E-10	3,85E-10	3,93E-10	3,85E-10	3,59E-10	3,21E-10	2,75E-10	2,26E-10
1,5E-10	1,82E-10	2,11E-10	2,36E-10	2,52E-10	2,57E-10	2,52E-10	2,36E-10	2,11E-10	1,82E-10	1,5E-10
9,79E-11	1,17E-10	1,35E-10	1,5E-10	1,6E-10	1,63E-10	1,6E-10	1,5E-10	1,35E-10	1,17E-10	9,79E-11
6,44E-11	7,53E-11	8,56E-11	9,42E-11	9,98E-11	1,02E-10	9,98E-11	9,42E-11	8,56E-11	7,53E-11	6,44E-11
4,44E-11	5,02E-11	5,57E-11	6,03E-11	6,33E-11	6,44E-11	6,33E-11	6,03E-11	5,57E-11	5,02E-11	4,44E-11
3,32E-11	3,62E-11	3,9E-11	4,13E-11	4,28E-11	4,33E-11	4,28E-11	4,13E-11	3,9E-11	3,62E-11	3,32E-11
y21	y22	y23	y24	y25	y26	y27	y28	y29	y30	y31

Рис. 4. Индивидуальный риск по расчетной сетке

Для определения суммарного значения индивидуального риска необходимо просуммировать значения индивидуального риска для каждого возможного сценария развития аварии. Суммарный индивидуальный риск представлен на рисунке 5.

Заключительным этапом расчета является **перенос значений суммарного индивидуального риска на расчетную сетку**, построение полей суммарного индивидуального риска. Пример поля суммарного индивидуального риска представлен на рисунке 6.

Для построения полей индивидуального риска необходимо:

- определить граничные значения суммарного индивидуального риска;
- определить, каким точкам расчетной сетки принадлежат граничные значения;
- соединить эти точки.

Периметр граничных точек будет обозначать границу поля суммарного риска. Ломаный контур полей риска (см. рис. 6) образуется из-за построения поля на основе рассчитанных значений индивидуального риска точек сетки.

Подобную операцию необходимо проделать для каждого выбранного граничного значения индивидуального риска.

Используя данную методику на практике, были построены поля индивидуального риска для нефтеперекачивающих станций ОАО «Гомельтранснефть Дружба».

2.3E-10	3.29E-09	2.96E-10	2.69E-10	2.9E-10	3.07E-10	3.18E-10	3.21E-10	3.18E-10	3.07E-10	2.9E-10	2.69E-10	2.44E-10
2.63E-10	4.8E-10	3.44E-10	3.83E-10	4.18E-10	4.45E-10	4.62E-10	4.68E-10	4.62E-10	4.45E-10	4.18E-10	3.83E-10	3.44E-10
3.65E-10	4.59E-10	6.32E-10	6.52E-10	6.6E-10	6.97E-10	7.24E-10	7.33E-10	7.23E-10	6.96E-10	6.52E-10	5.75E-10	4.91E-10
5.42E-10	8.57E-10	1.66E-09	1.25E-09	9.52E-10	9.92E-10	1.03E-09	1.04E-09	1.03E-09	9.89E-10	9.26E-10	8.44E-10	7.51E-10
7.73E-10	1.04E-09	1.68E-09	1.45E-09	1.32E-09	1.39E-09	1.45E-09	1.47E-09	1.44E-09	1.39E-09	1.29E-09	1.18E-09	1.04E-09
1.04E-09	1.25E-09	1.47E-09	1.65E-09	1.79E-09	1.92E-09	2E-09	2.02E-09	1.99E-09	1.91E-09	1.78E-09	1.61E-09	1.42E-09
1.38E-09	1.66E-09	1.93E-09	2.19E-09	2.42E-09	2.6E-09	2.72E-09	2.75E-09	2.71E-09	2.59E-09	2.4E-09	2.17E-09	1.91E-09
1.81E-09	2.18E-09	2.56E-09	2.91E-09	3.23E-09	3.47E-09	3.62E-09	3.67E-09	3.61E-09	3.44E-09	3.19E-09	2.87E-09	2.52E-09
2.33E-09	2.82E-09	3.31E-09	3.79E-09	4.2E-09	4.53E-09	4.73E-09	4.79E-09	4.71E-09	4.49E-09	4.15E-09	3.72E-09	3.25E-09
2.93E-09	3.56E-09	4.2E-09	4.82E-09	5.36E-09	5.78E-09	6.04E-09	6.12E-09	6E-09	5.71E-09	5.27E-09	4.72E-09	4.1E-09
3.61E-09	4.4E-09	5.21E-09	5.99E-09	6.66E-09	7.18E-09	7.5E-09	7.59E-09	7.45E-09	7.08E-09	6.53E-09	5.83E-09	5.06E-09
4.33E-09	5.3E-09	6.3E-09	7.24E-09	8.05E-09	8.65E-09	9E-09	9.09E-09	8.92E-09	8.51E-09	7.86E-09	7.02E-09	6.08E-09
5.07E-09	6.22E-09	7.41E-09	8.51E-09	9.41E-09	1E-08	1.03E-08	1.04E-08	1.02E-08	9.82E-09	9.14E-09	8.2E-09	7.1E-09
5.77E-09	7.11E-09	8.46E-09	9.69E-09	1.06E-08	1.11E-08	1.12E-08	1.12E-08	1.11E-08	1.08E-08	1.02E-08	9.28E-09	8.06E-09
6.39E-09	7.89E-09	9.39E-09	1.07E-08	1.15E-08	1.18E-08	1.21E-08	1.22E-08	1.19E-08	1.15E-08	1.1E-08	1.02E-08	8.88E-09
6.87E-09	8.5E-09	1.01E-08	1.14E-08	1.21E-08	1.25E-08	1.28E-08	1.28E-08	1.26E-08	1.22E-08	1.16E-08	1.08E-08	9.5E-09
7.16E-09	8.88E-09	1.06E-08	1.19E-08	1.24E-08	1.28E-08	1.28E-08	1.28E-08	1.28E-08	1.27E-08	1.2E-08	1.12E-08	9.88E-09
7.22E-09	8.98E-09	1.07E-08	1.21E-08	1.25E-08	1.27E-08	1.3E-08	1.3E-08	1.29E-08	1.26E-08	1.22E-08	1.14E-08	9.99E-09
7.05E-09	8.79E-09	1.05E-08	1.19E-08	1.25E-08	1.26E-08	1.28E-08	1.29E-08	1.27E-08	1.25E-08	1.23E-08	1.13E-08	9.78E-09
6.65E-09	8.3E-09	9.98E-09	1.14E-08	1.23E-08	1.26E-08	1.27E-08	1.27E-08	1.26E-08	1.25E-08	1.2E-08	1.08E-08	9.25E-09
6.06E-09	7.57E-09	9.13E-09	1.06E-08	1.16E-08	1.22E-08	1.23E-08	1.24E-08	1.24E-08	1.2E-08	1.12E-08	9.93E-09	8.45E-09
5.34E-09	6.66E-09	8.04E-09	9.37E-09	1.05E-08	1.12E-08	1.16E-08	1.17E-08	1.15E-08	1.09E-08	9.98E-09	8.77E-09	7.43E-09
4.55E-09	5.66E-09	6.82E-09	7.96E-09	8.95E-09	9.7E-09	1.01E-08	1.02E-08	9.96E-09	9.37E-09	8.5E-09	7.45E-09	6.31E-09
3.75E-09	4.65E-09	5.59E-09	6.51E-09	7.35E-09	7.95E-09	8.32E-09	8.4E-09	8.18E-09	7.68E-09	6.96E-09	6.11E-09	5.19E-09
3E-09	3.7E-09	4.44E-09	5.15E-09	5.78E-09	6.27E-09	6.56E-09	6.63E-09	6.45E-09	6.07E-09	5.51E-09	4.85E-09	4.13E-09
2.33E-09	2.86E-09	3.42E-09	3.95E-09	4.43E-09	4.79E-09	5.01E-09	5.06E-09	4.93E-09	4.65E-09	4.23E-09	3.74E-09	3.2E-09
1.76E-09	2.15E-09	2.56E-09	2.95E-09	3.3E-09	3.56E-09	3.72E-09	3.76E-09	3.66E-09	3.46E-09	3.16E-09	2.8E-09	2.41E-09
1.29E-09	1.57E-09	1.87E-09	2.14E-09	2.39E-09	2.58E-09	2.69E-09	2.71E-09	2.65E-09	2.51E-09	2.3E-09	2.04E-09	1.76E-09
9.31E-10	1.13E-09	1.33E-09	1.52E-09	1.69E-09	1.82E-09	1.9E-09	1.91E-09	1.87E-09	1.77E-09	1.63E-09	1.45E-09	1.26E-09
6.61E-10	7.91E-10	9.26E-10	1.05E-09	1.17E-09	1.25E-09	1.31E-09	1.32E-09	1.29E-09	1.23E-09	1.13E-09	1.01E-09	8.86E-10
4.7E-10	5.53E-10	6.39E-10	7.22E-10	7.95E-10	8.51E-10	8.85E-10	8.94E-10	8.77E-10	8.36E-10	7.75E-10	7E-10	6.17E-10
3.4E-10	3.92E-10	4.45E-10	4.96E-10	5.41E-10	5.76E-10	5.97E-10	6.03E-10	5.93E-10	5.68E-10	5.3E-10	4.84E-10	4.33E-10
2.55E-10	2.86E-10	3.18E-10	3.48E-10	3.75E-10	3.96E-10	4.09E-10	4.13E-10	4.07E-10	3.92E-10	3.7E-10	3.42E-10	3.12E-10
y20	y21	y22	y23	y24	y25	y26	y27	y28	y29	y30	y31	y32

Рис. 5. Значение суммарного индивидуального риска

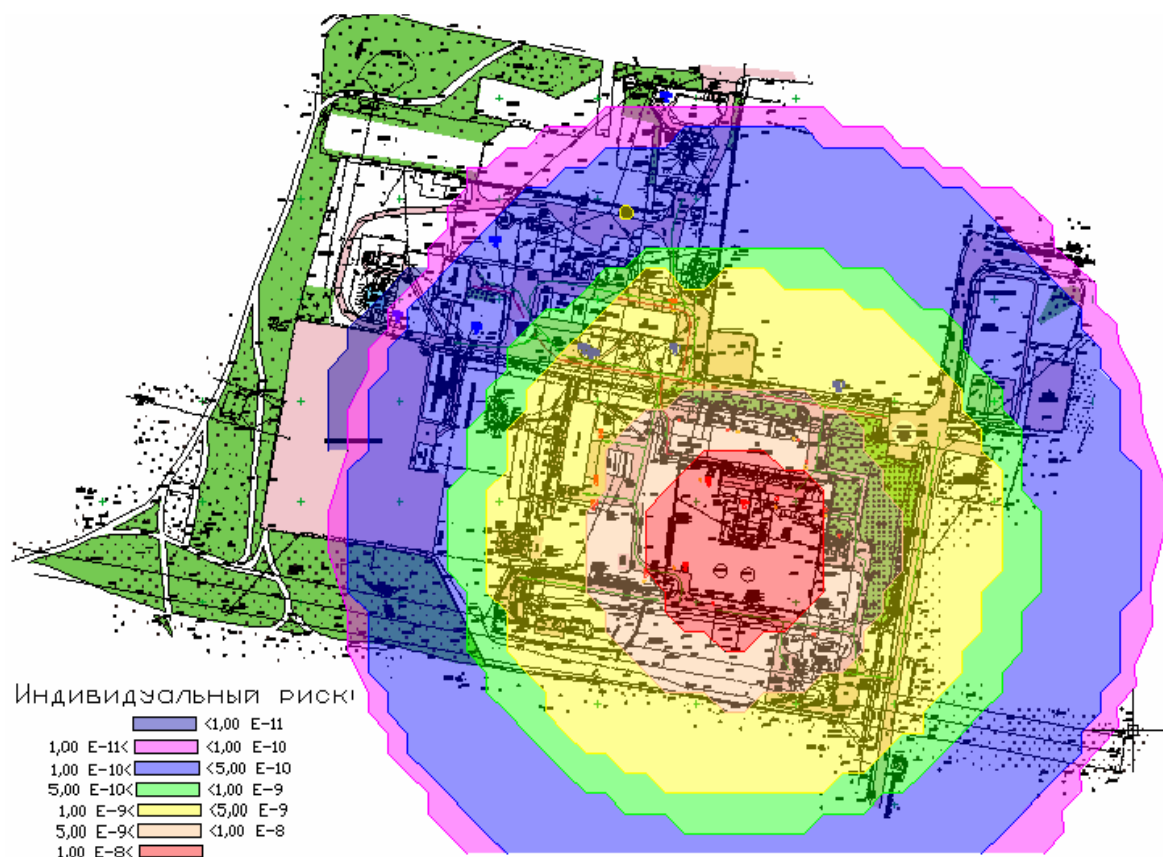


Рис. 6. Поля суммарного индивидуального риска

Заключение. Предложенная методика определения и построения полей суммарного индивидуального риска для промышленных объектов позволяет *проанализировать* значение суммарного индивидуального риска для каждой точки территории объекта, *определить* участки территории с наибольшим и наименьшим индивидуальным риском, *визуализировать* поле индивидуального риска – наглядно представить и соотнести риск с местоположением на территории промышленного объекта.

ЛИТЕРАТУРА

1. Нормы пожарной безопасности Республики Беларусь. Категорирование помещений, зданий и наружных установок по взрывопожарной и пожарной опасности: НПБ 5-2005. – Минск: НИИ ПБ и ЧС МЧС Беларуси, 2006.
2. Категорирование помещений, зданий и наружных установок по взрывопожарной и пожарной опасности: ТКП 474-201. – Минск: НИИ ПБ и ЧС МЧС Беларуси, 2013

Поступила 24.06.2013

CONSTRUCTION OF FIELDS OF INDIVIDUAL RISK FOR INDUSTRIAL OBJECTS

A. KULBEY, I. LEONOVICH

The issues of calculation visualization and construction of the fields of individual risk on the basis of the master plan of an industrial object using the accessible software. The calculation of individual risk and the probability of destruction of personnel is an important step in the safety assessment of the site in general, and the creation of the declaration of safety of the site in particular. The method of identification and construction of the fields of total individual risk for industrial objects is offered, which allows to analyze the sense of total individual risk for each spot of the territory of the object, to define the areas with the highest and the lowest individual risk, and to visualize the field of individual risk, to visually imagine and correlate the risk with the location on the territory of the industrial object.

УДК 628.1:622:574.5

**ОЦЕНКА МАСШТАБОВ НЕФТЯНОГО ЗАГРЯЗНЕНИЯ ВОДНЫХ ОБЪЕКТОВ
ПРИ АВАРИЙНЫХ РАЗЛИВАХ НЕФТЕПРОДУКТОВ***канд. техн. наук, доц. В.Е. САВЕНОК**(Витебский государственный технологический университет);**Е.В. ШАМАТУЛЬСКАЯ, С.А. ЧЕПЕЛОВ**(Витебский государственный университет им. П.М. Машиерова)*

Приведена оценка масштабов нефтяного загрязнения на территории Витебской области реки Западной Двины при аварийном сбросе в ее основные притоки (Дисна, Дрисса, Оболь, Улла, Ушача) нефти и нефтепродуктов, являющихся одними из главных загрязнителей поверхностных вод в Беларуси. Для проведения вычислительных экспериментов использовалась методика расчета распространения по речной сети нефтяных загрязнений. Исходными данными для расчетов были гидрологические характеристики рек-притоков Западной Двины и основные параметры различных нефтепродуктов-загрязнителей.

Введение. В Республике Беларусь проблема охраны вод от загрязнения, несмотря на снижение сброса загрязняющих веществ и принимаемые меры по очистке сточных вод, остается острой. Одним из главных загрязнителей поверхностных вод в стране являются нефть и нефтепродукты [1]. Поэтому борьба с нефтяными загрязнениями водных объектов продолжает оставаться актуальной задачей для Беларуси, где значительную долю валового внутреннего продукта занимает переработка нефти, транспортировка нефти и нефтепродуктов, а также использование нефтепродуктов на многочисленных промышленных объектах.

В данной работе проведена оценка масштабов нефтяного загрязнения основных притоков реки Западной Двины, а также самой реки в пределах Витебской области при аварийных разливах нефтепродуктов, сопровождающихся их залповым сбросом в водный объект.

Гидрологическая характеристика объекта исследования

Западная Двина – одна из главных водных артерий Республики Беларусь. На территории Витебской области Западная Двина на всем протяжении течет по Поозерской физико-географической провинции, для которой характерно сочетание обширных лимногляциальных равнин, моренных холмов и гряд, камов и холмистых возвышенностей. Река течет по хорошо выраженной, глубоко врезанной в коренные и четвертичные породы долине, местами с обнажениями песчаников, глин и доломитов. Пойма слабо выражена [2; 3].

Объектом исследования были выбраны реки Витебской области, главные притоки реки Западной Двины: Дисна, Дрисса, Оболь, Улла, Ушача [4].

Река Дрисса – река в Россонском и Верхнедвинском районах Витебской области Беларуси, правый приток Западной Двины. Вытекает из озера Дрисса в пределах Нещердо-Городокской возвышенности, протекает через озёра Островцы, Синьша, Буза. Длина – 183 км. Водосбор 6420 км², преимущественно в пределах Полоцкой низины: 5 % под озерами, 57 % под лесом. Среднегодовой расход воды в устье 45,6 м³/с. Долина трапециевидная, местами прямоугольная, шириной 0,2...0,5 км, в низовье – 1...1,5 км. Ширина поймы 0,1...0,5 км. Русло извилистое, шириной 25...45 м. Берега крутые. Замерзает в конце декабря, вскрывается в конце марта – начале апреля. На период весеннего половодья приходится 47 %, летне-осенней межени – 36 % годового стока. В половодье среднее превышение уровня над меженным от 1,7 до 7,2 м.

Река Дисна – левый приток Западной Двины. Вытекает из озера Диснай в Литве, основная часть течения – на территории Витебской области Беларуси, течёт на восток через Витебскую область по территории Шарковщинского, Миорского районов, впадает в Западную Двину. Длина реки – 178 км, площадь бассейна – 8180 км², в пределах республики – 6640 км², общее падение 39,8 м. Водосбор расположен в пределах сильно заболоченной Дисненской низменности, лишь верхняя часть его занимает среднехолмистую северо-восточную оконечность Литовско-Белорусской гряды. Средняя высота водосбора 155 м, средний уклон водной поверхности 6,1 ‰. Линия водораздела имеет сравнительно плавные очертания, проходит по Свентянским грядам и северо-восточным отрогам Литовско-Белорусской гряды, отделяя водосборы смежных рек Вилии, Березины и Ушачи. Длина водораздельной линии 535 км, коэффициент ее развития 1,67. Долина трапециевидная, ее ширина 400...600 м, местами до 1,5 км. Русло реки извилистое, неразветвленное, до устья реки Берветы шириной 20...30 м, в средней части – до 40...60 м, в низовьях – более 100 м. Берега в верховье крутые, высокие, на остальном протяжении – низкие, частично заболоченные.

Река Оболь – река в Витебской области Беларуси, правый приток Западной Двины. Длина 148 км. Водосбор 2690 км². Среднегодовой расход воды в устье 19,4 м³/с. Общее падение реки 55 м. Средний

уклон водной поверхности 0,4 ‰. Вытекает из озера Езерище около городского посёлка Езерище, течёт по Городокскому и Шумилинскому районам в границах северно-западной части Городокской возвышенности и по северно-восточной части Полоцкой низменности. Устье за 1 км юго-западнее от деревни Новые Горяны Полоцкого района. Река зарегулирована Ключегорским водохранилищем. Высший уровень половодья около г. п. Оболь в 1-й декаде апреля, средняя высота над меженью 4,6 м, наибольшая 7,3 м. Замерзает в конце 1-й декады декабря, ледоход в начале апреля. Долина преимущественно трапецевидная, шириной 300...600 м (наибольшая 2,5 км, между деревнями Малая Тешава и Коновалово Городокского района); в верховье невыразительная. Пойма двусторонняя, чередуется по берегам, местами отсутствует; ширина её к впадению реки Свина 400...800 м, ниже 100...200 м. Русло извилистое, шириной 8...20 м в верхнем течении, 20...40 м в среднем, 25...30 м в нижнем. Густота речной сети 0,42 км/км². На период весеннего половодья приходится 49 % годового стока. В нижнем течении среднее превышение уровня над меженным 4,6 м, максимальное – 7,3 м. Водосбор 2690 км², в основном на западных склонах Городокской возвышенности и на Полоцкой низине, 30 % под лесом. Среднегодовой расход воды в устье порядка 20 м³/с.

Ушача – река в Витебской области, левый приток Западной Двины. Длина – 118 км. Площадь водосбора – 1150 км². Среднегодовой расход воды в устье – 8 м³/с. Средний уклон водной поверхности – 0,5 ‰. Река Ушача начинается на высоте 169,7 м над уровнем моря в Докшицком районе. Эта река протекает в границах Ушачско-Лепельской возвышенности и Полоцкой низменности (нижнее течение). Половодье обычно начинается в конце второй декады марта и длится до конца мая. Среднее превышение верхнего уровня воды до 1,5 м. Начинает замерзать река лишь в первой декаде февраля, ледолом начинается в начале апреля. Долина до деревни Путилково (Ушачского района) невыразительная, ниже – трапецевидная. Русло реки имеет многочисленные изгибы. В верхнем течении оно шириной 3...10 м, ниже озера Большое Исно – 30...40 м. На отдельных участках до 1 км, ниже впадения реки Альзаница сужается до 30...50 м. Половодье обычно начинается в конце второй декады марта и длится до конца мая. Средняя его продолжительность около 60 сут. Среднее превышение верхнего уровня воды до 1,5 м. Начинает замерзать река лишь в первой декаде февраля, ледолом начинается в начале апреля.

Улла – река в Витебской области, левый приток Западной Двины. Длина – 123 км, площадь бассейна – 4090 км², средний расход воды в устье – 25,4 м³/с. Река вытекает из Лепельского озера в Лепеле, протекает по Верхнеберезинской, Чашницкой и Полоцкой низменностям, впадая в Западную Двину у городского посёлка Улла. Ширина реки около 30 м, местами до 50 м, пойма до 100 м, в низовьях до 400 м. Общее падение реки 30,2 м. Средний уклон водной поверхности 0,4 ‰. Долина асимметричная, трапецевидная, ее ширина 300...600 м, наибольшая, до 1 км, в среднем течении, наименьшая, 100 м, в верхнем течении. Ширина поймы от 50...100 м до 600 м в среднем течении. Русло на протяжении 75 км от истока сильно извилистое, ниже по течению умеренно извилистое (ширина 30 м, местами 40...50 м). Среднее превышение наибольшего уровня во время паводка над меженью 4 м, максимальное 7,3 м. Замерзает в конце 1-й декады декабря, ледоход – в начале апреля.

Методика исследования

Для оценки масштабов нефтяного загрязнения основных притоков Западной Двины на территории Витебской области при аварийных разливах нефтепродуктов нами использовалась методика прогностических расчетов распространения по речной сети зон высокозагрязненных вод с учетом форм миграции наиболее опасных загрязняющих веществ [5]. Данная методика позволяет оперативно выполнять такие расчеты.

На первом этапе нами проводился расчет начального содержания нефтепродуктов в речной воде в зоне аварийного сброса по следующей формуле:

$$c_{cm} = \frac{0,2m}{\gamma_p \cdot Q_p \cdot \tau_z}, \quad (1)$$

где γ_p – доля расхода речной воды, участвующая в разбавлении сброшенных нефтепродуктов; Q_p – расход речной воды в контрольном створе, м³/с; τ_z – время прохождения зоны высокозагрязненных вод через контрольный створ, с; $m = \rho \cdot V$ – масса сброшенных нефтепродуктов (рассчитывается по начальному сброшенному объему V и плотности ρ), кг.

Начальное количество нефтепродуктов в пленке m_0 непосредственно ниже аварийного сброса определяют согласно [5]:

$$m_0 = 0,8m, \text{ кг.} \quad (2)$$

Предварительный прогностический расчет концентрации нефтепродуктов в заданных контрольных створах речной сети (при впадении реки-притока в Западную Двину) выполнялся по алгоритму, используемому в ситуации, когда обнаружена зона высокозагрязненных вод в начальном контрольном

створе реки-притока. Для чего, используя справочные данные средних скоростей течения рек [4], производился расчет средневзвешенных средней и максимальной поверхностных скоростей:

$$v_{cp(пов)} = \frac{v}{K_1}; \quad (3)$$

$$v_{max(пов)} = \frac{v}{K_2}, \quad (4)$$

где K_1 , K_2 – переходные коэффициенты, приведены в [5, табл. 4, с. 16] (зависят от характеристики русла реки).

Морфометрические характеристики русел рек (глубина, ширина, шероховатость русла, гидравлический уклон) принимались согласно [4; 6; 7] и проводился расчет их средневзвешенных значений на рассматриваемых участках. Затем определялся коэффициент продольной дисперсии:

$$D_x = 1,81H^* \cdot v \cdot C^{-0,63} \cdot \left(\frac{B^*}{H^*} \right)^{0,49}, \quad (5)$$

где H^* и B^* – средневзвешенные значения глубины и ширины реки на участке соответственно, м; C – коэффициент Шези (определяется согласно [7] с учетом гидравлического радиуса R и коэффициента шероховатости русла реки n^*), $m^{0,5}/c$; v – средняя поверхностная скорость, м/с, определенная по формулам (3), (4).

Далее определялось максимальное и минимальное время перемещения водных масс на речном участке между местом аварийного сброса нефтепродукта и местом впадения в Двину (брались различные расстояния, км):

$$\tau_{cm(max)} = \frac{L_x}{v_{cp(пов)}}, \quad (6)$$

$$\tau_{cm(min)} = \frac{L_x}{v_{max(пов)}}. \quad (7)$$

Полученные величины и являются временем подхода (максимальным и минимальным) нефтепродукта к месту впадения реки-притока в реку Западную Двину:

Концентрация нефтепродукта в контрольном створе n определялась по формуле

$$C_{Nn} = \frac{C_N - C_{\phi(k)} \cdot (1 - \psi_{N(p)}) \cdot v \cdot \Delta \tau_0}{2(\pi D_x \tau_{Nn})^{0,5}} \cdot \exp \left[-\frac{(L_x - v \tau_{Nn})^2}{4 D_x \tau_{Nn}} - K \tau_{Nn} \right], \quad (8)$$

где $C_{\phi(k)} = 0$ – фоновая концентрация (принимается что в исходном состоянии водоток чист); K – коэффициент скорости самоочищения речной воды от нефтепродукта, 1/с, приведен в [5, табл. 5 – 6, с. 19]; v – средняя поверхностная скорость, определенная по формулам (3), (4), м/с; $\psi_{N(p)}$ – коэффициент, ха-

рактеризующий разбавление сточных вод, $\psi_{N(p)} = \frac{qN}{v^2 \cdot B^* \cdot H^*}$; qN – расход нефтепродукта при аварийном сбросе, m^3/c .

Расчет массы нефтепродуктов, ушедшей из пленки нефти в результате процессов биохимического окисления m_{co} на участке реки от места сброса до заданного контрольного створа, выполнялся по формуле [5, с. 29]:

$$m_{co} = m_0 (1 - e^{-K_{ct} \tau_{ct}}), \quad (9)$$

где τ_{ct} – время добегаания водных масс и пленки нефти от места аварии до заданного контрольного створа, определенное по формулам (6), (7), с; K – коэффициент скорости биохимического окисления нефтепродуктов или коэффициент самоочищения, то же, что в формуле (8).

Вычисление массы нефтепродуктов, ушедшей из нефтяной пленки в результате процессов испарения легких фракций нефтепродуктов $m_{исп}$, выполнялось по формуле [5, с. 29]:

$$m_{исп} = m_0 (1 - e^{-K_{исп} \tau_{исп}}), \quad (10)$$

где $\tau_{исп} = \tau_{ct}$ – время испарения (согласно [5], так как $\tau_{ct} < 432000$ с); $K_{исп}$ – коэффициент испарения, 1/с.

Масса нефтепродуктов, ушедшая из пленки в воду $m_{пл/в}$, рассчитывалась по формуле [5, с. 29]:

$$m_{пл/в} = m_0 (1 - e^{-K_{пл/в} \tau_{ct}}), \quad (11)$$

где $K_{пл/в}$ – коэффициент перехода из пленки в воду, 1/с.

Общая концентрация нефтепродуктов, перешедшая из воды в пленку нефти (нефтепродукта), в контрольном створе (в искомой точке) определялась следующим образом:

$$C_{в/пл} = C_{Нп} \cdot (1 - e^{-K_{в/пл} \tau_{ст}}), \quad (12)$$

где $K_{в/пл}$ – коэффициент скорости выделения (возвращения) растворенного загрязняющего вещества из воды в пленку, с.

Вся масса нефтепродуктов, ушедшая из воды в пленку за время прохождения пятна между контрольными створами (от места аварийного сброса в реку-приток до ее впадения в реку Западную Двину), определялась следующим образом:

$$m_{в/пл} \cdot (\gamma_p \cdot Q_p \cdot \tau_{ст}), \quad (13)$$

где γ_p и Q_p – то же, что в формуле (1).

Окончательно, с учетом полученных результатов по формулам (9)...(13), определена общая масса пленки нефти в заданном контрольном створе (устье реки-притока):

$$m_{пл} = m_0 - m_{со} - m_{исп} - m_{пл/в} + m_{в/пл}. \quad (14)$$

Исходные данные для прогностического расчета принимались для рассматриваемых рек-притоков согласно [3; 4; 6]. Характеристики нефтепродуктов принимались согласно [7] и по справочным данным.

Результаты и их обсуждение

В работе моделировались ситуации аварийных разливов нефтепродуктов, сопровождающиеся их залповым сбросом в водотоки, являющиеся реками-притоками реки Западной Двины на территории Витебской области. Для расчетов использовались разные виды нефтепродуктов с различными характеристиками. По результатам проведенной работы была дана прогностическая оценка нефтяного загрязнения рек-притоков: Дисна, Дрисса, Оболь, Улла, Ушача – и определены масштабы загрязнения самой реки Западной Двины при аварийных сбросах нефтепродуктов в эти реки-притоки на различных расстояниях от их устья (места впадения в Западную Двину). Начальный объем аварийного сброса нефтепродукта в водный объект был фиксированным для всех рек-притоков. В соответствии с рекомендациями [5] в качестве контрольных створов на реках-притоках выбирались створы на расстоянии примерно 1...3 суточного подхода водных масс до створов основной реки – Западной Двины. Расчеты проводились с учетом того, что никаких мер по ликвидации аварии не принималось.

На рисунках 1 и 2 представлены диаграммы, показывающие массу нефтепродукта, ожидаемого в устье рек-притоков при их впадении в Западную Двину при аварийном сбросе нефтепродуктов объемом 50 м^3 в реку-приток на расстоянии 25 и 50 км от устья (начальный контрольный створ).

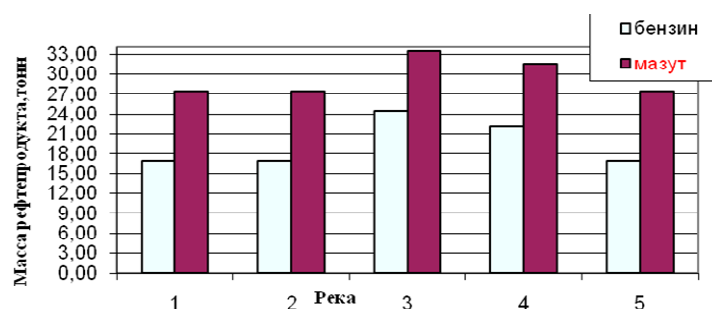


Рис. 1. Масса нефтепродукта в устье рек-притоков (сброс на расстоянии 25 км), т:
1 – Дисна; 2 – Дрисса; 3 – Оболь; 4 – Улла; 5 – Ушача

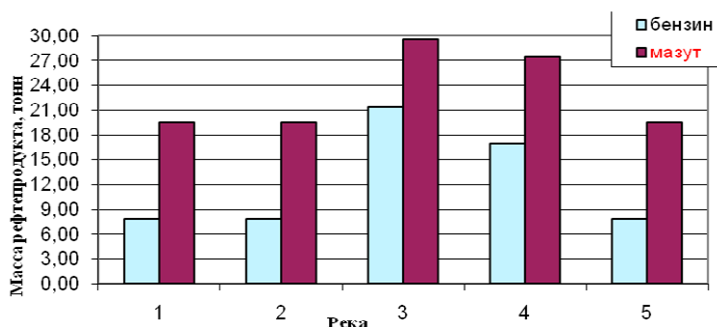


Рис. 2. Масса нефтепродукта в устье рек-притоков (сброс на расстоянии 50 км), т:
1 – Дисна; 2 – Дрисса; 3 – Оболь; 4 – Улла; 5 – Ушача

Из диаграмм (см. рис. 1, 2) видно, что наибольшее количество нефтепродуктов от аварийного места сброса доходит до устья реки-притока Оболь, а наименьшее – до реки-притока Ушача.

Результаты проведенного расчета максимального и минимального времени подхода нефтепродукта к месту впадения реки-притока в реку Западную Двину показали, что наибольшее время подхода для рассматриваемых рек-притоков прогнозируется на реках-притоках Дисна и Дрисса: 30,2 ч при аварийном сбросе в них нефтепродукта на расстоянии 25 км от ее устья (места впадения в Западную Двину); 60,4 ч при аварийном сбросе в них нефтепродукта на расстоянии 50 км от ее устья. Наименьшее время подхода для рассматриваемых рек-притоков прогнозируется на реке Оболь: 6,9 ч при аварийном сбросе в нее нефтепродукта на расстоянии 25 км от ее устья (места впадения в Западную Двину); 13,8 ч при аварийном сбросе в нее нефтепродукта на расстоянии 50 км от ее устья.

Закключение. В работе проведены расчеты по определению масштабов нефтяного загрязнения рек-притоков и самой реки Западной Двины в случае аварийных нефтеразливов на них. Полученные результаты вычислительных экспериментов рекомендуется использовать для уточнения формирования и перемещения зон нефтяного загрязнения вод по речной сети как в случае состоявшейся аварии, так и потенциально возможной, прогнозируемой в районе водосбора реки Западной Двины.

Настоящие рекомендации могут быть учтены подразделениями МЧС, а также соответствующими службами организаций, занимающимися ликвидацией аварийных разливов нефти и нефтепродуктов на других водных объектах.

ЛИТЕРАТУРА

1. Савенок, В.Е. Использование программного обеспечения для оценки экологического риска эксплуатации нефтепроводов / В.Е. Савенок, А.Н. Стариченко // Вестн. ВГУ им. П.М. Машерова. – 2011. – Вып. 3(63). – С. 60 – 63.
2. Савенок, В.Е. Оценка территорий районов водосбора как потенциальных загрязнителей реки Западная Двина / В.Е. Савенок, О.Н. Минаева, С.А. Чепелов // Вестн. ВГУ им. П.М. Машерова. – 2012. – Вып. 5(71). – С. 40 – 44.
3. Западная Двина – Даугава. Река и время / Л.С. Аносова [и др.]; под общ. ред. В.Ф. Логинова, Г.Я. Сегалю. – Минск: Белорус. наука, 2006. – 270 с.
4. Блакітная кніга Беларусі: энцыкл. / Беларус. энцыкл.; рэдкал.: Н.А. Дзіска [і інш.]. – Мінск: БелЭн, 1994. – 415 с.
5. Усовершенствованные методы прогностических расчетов распространения по речной сети зон высокозагрязненных вод с учетом форм миграции наиболее опасных загрязняющих веществ: рекомендации Р 52.24.627-2007 / М-во природных ресурсов и экологии Рос. Федерации; Федеральная служба по гидрометеорологии и мониторингу окружающей среды (Росгидромет). – Ростов н/Д, 2008. – 100 с. [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://www.open.gost.ru>.
6. Шаматурская, Е.В. Определение гидрологических характеристик водотоков / Е.В. Шаматурская, В.Е. Савенок // Наука – образованию, производству, экономике: материалы XVIII(65) регион. науч.-практ. конф., Витебск 13 – 14 марта 2013 г. / ВГУ им. П.М. Машерова. – Витебск, 2013. Ч. 1. – С. 117 – 119.
7. Справочное пособие по гидравлике, гидромашинам и гидроприводам / Я.М. Вильнер [и др.]; под общ. ред. Б.Б. Некрасова. – 2-е изд., перераб. и доп. – Минск: Выш. шк., 1985. – 382 с.

Поступила 05.06.2013

ESTIMATION OF THE SCALE OF OIL POLLUTION OF WATER OBJECTS AT EMERGENCY OVERFLOW OF OIL PRODUCTS

V. SAVENOK, E. SHAMATULSKAYA, S. CHEPELOV

Estimation of the scale of oil pollution in Western Dvina river on the territory of Vitebsk region at emergency dumping into its main tributaries (Disna, Drissa, Obol, Ulla, Ushacha) by one of the main contaminants of surface waters in the republic – oil and oil products. For carrying out experiments the method of calculation of distribution of oil contaminants on river network was used. Initial data was for calculations were hydrologic characteristics of the rivers-tributaries of Western Dvina river and the main parameters of various oil contaminants.

УДК 666.97.035.55

**ИНТЕНСИФИКАЦИЯ ПОДЪЕМА ТЕМПЕРАТУРЫ ГРЕЮЩЕЙ СРЕДЫ
В ПРОПАРОЧНЫХ КАМЕРАХ ПРЕДПРИЯТИЙ СТРОИТЕЛЬНОЙ ИНДУСТРИИ**

А.М. НИЯКОВСКИЙ, канд. техн. наук, доц. **Э.И. ГОНЧАРОВ**, **Е.С. ДОБРОСОЛЬЦЕВА**
(Полоцкий государственный университет)

Рассматривается процесс ускоренного изготовления сборного железобетона в заводских условиях путем интенсификации его твердения, в частности в процессе тепловлажностной обработки в пропарочных камерах при обеспечении соответствия режима теплового воздействия на твердеющий бетон особенностям его структурообразования. Для этого необходимо создать определенный температурный режим термообработки бетона и возможность управления интенсивностью теплообмена на протяжении всего цикла термообработки. Анализ особенностей процесса тепломассообмена при прогреве изделий в паровоздушной среде показывает, что увеличение интенсивности теплообмена можно обеспечить только созданием направленного движения греющей среды вдоль поверхности обрабатываемых изделий, для чего необходимо организовать подачу пара в камеры через сопла. В предлагаемом техническом решении сопла Лаваля присоединены к патрубкам, размещенным на коллекторе, при помощи гибких муфт и снабжены петлеобразными направляющими, что позволяет греющую среду направлять в одну сторону вдоль всех стен камеры. Приведен пример расчета системы подачи пара в конкретную камеру.

Введение. Широкое применение в строительстве сборного железобетона позволяет значительно сократить расход материалов и снизить трудоемкость работ в отличие от монолитного. Для ускоренного изготовления сборного железобетона прежде всего требуется интенсифицировать процесс твердения бетона за счет организации тепловлажностной обработки в специальных установках, благодаря чему удается получить материалы с необходимыми качествами в короткие по сравнению с естественным твердением сроки. Необходимым условием для этого является обеспечение термодинамического соответствия режима теплового воздействия на твердеющий бетон особенностям его структурообразования. Дальнейшее повышение эффективности тепловлажностной обработки предполагает совершенствование организации тепломассообменных процессов в рабочем объеме установок, т.е. создание определенного режима тепловлажностной обработки бетона и возможность управления интенсивностью тепломассообмена всего цикла термообработки. Режим тепловой обработки железобетонных изделий – длительность периодов подъема температуры и остывания изделий, температура греющей среды в период изотермической выдержки – должен соответствовать требованиям, указанным в руководствах по тепловой обработке бетонных и железобетонных изделий. Скорость подъема температуры греющей среды в камере должна назначаться с учетом начальной прочности бетона, достигаемой в период предварительного выдерживания, и может изменяться от 10 до 60 град/ч. Для проверки этого соответствия нами было проведено опытное изучение температурных полей греющей среды в трех пропарочных камерах Оршанского комбината ЖБИ и К путем измерения температуры греющей среды в двух точках – около днища камеры и под крышкой. На рисунке 1 показаны кривые изменения температуры греющей среды в период нагрева изделий в камерах.

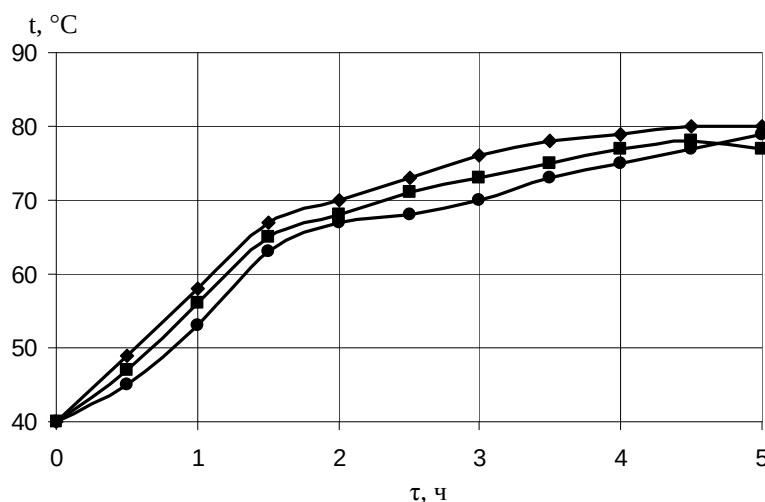


Рис. 1. Температура греющей среды в период нагрева изделий в камерах

Из рисунка 1 следует, что подъем температуры греющей среды в камерах от 20 до 80 °С проходит за 5 часов, т.е. скорость подъема температуры составляет около 15 град/ч, что объясняется недостаточно интенсивным омытием поверхности изделий паровоздушной средой, когда пар выпускается из коллектора с отверстиями, размещенными внизу по периметру камеры. Поэтому поиски новых технических решений, позволяющих организовать надежную интенсивную циркуляцию греющей среды около поверхностей обрабатываемых изделий с целью автоматического регулирования процесса тепловлажностной обработки с различной скоростью подъема температуры греющей среды, следует проводить, учитывая специфические особенности прогрева изделий в паровоздушной среде.

Особенности прогрева железобетонных изделий в паровоздушной среде

Процесс термообработки железобетонных изделий в пропарочных камерах происходит в паровоздушной среде. Известно [1], что при содержании в паре даже небольшой примеси воздуха (или других неконденсирующихся газов), его наличие оказывает большое влияние на скорость подхода пара к поверхности конденсации, а следовательно, и на интенсивность теплоотдачи. Так, присутствие в паровоздушной смеси 1 % воздуха снижает коэффициент теплоотдачи в 2,5 раза, 4 % – в 5 раз, а 12 % – в 10 раз. Причина такого резкого ухудшения теплоотдачи заключается в следующем: когда паровоздушная смесь вступает в контакт с поверхностью, имеющей более низкую температуру, и пар начинает на ней конденсироваться, в слое смеси у поверхности относительное содержание воздуха увеличивается, температура и парциальное давление пара около конденсатной пленки уменьшается, и на поверхности образуется так называемый диффузионный пограничный слой, парциальное давление воздуха в котором выше, чем в основной массе паровоздушной смеси. Приток частиц пара к поверхности через этот пограничный слой происходит в результате молекулярной или турбулентной диффузии, а распределение парциальных давлений пара и воздуха около поверхности конденсации и механизм переноса пара к стенке в значительной степени зависят от гидродинамических условий, т.е. от того, неподвижна ли смесь или движется около стенки с определенной скоростью. Скорость движения паровоздушной смеси вдоль поверхности теплообмена заметно влияет на изменение коэффициента теплоотдачи при конденсации при любом процентном содержании воздуха в смеси. Так, при 12 % содержании воздуха в смеси и при неподвижном паре, как отмечалось выше, коэффициент теплоотдачи при конденсации составит 0,1 величины, характерной для чистого пара, но если смесь начнет двигаться около поверхности с массовой скоростью 0,3 кг/м²·с, то это соотношение возрастает до 0,32. Увеличение скорости вызывает рост этого соотношения: 2 кг/м²·с – 0,56; 5,6 кг/м²·с – 0,74. При меньшем количестве воздуха в смеси увеличение коэффициента теплоотдачи при конденсации в зависимости от скорости движения смеси еще более заметно. Следовательно, для обеспечения интенсивной теплоотдачи от греющей среды к обрабатываемым в пропарочной камере изделиям эта среда должна находиться в движении. Кроме интенсификации процесса термообработки изделий, двигающаяся паровоздушная смесь исключает расслоение по высоте, образование воздушных «мешков» в пространстве между изделиями, которые способствуют интенсивному испарению влаги из твердеющего бетона, что отрицательно сказывается на его структурообразовании при твердении и снижает качество выпускаемой продукции, а также выравнивает температуру греющей среды по всему объему пропарочной камеры, тем самым упрощает задачу отбора импульса на регулирование по температуре греющей среды при автоматизации процесса тепловлажностной обработки бетона.

Основным способом создания направленного движения греющей среды в пропарочных камерах является ее эжекция к струям свежего пара, подаваемого в камеру при помощи крупноразмерных сопел Лавала, размещенных на коллекторах, или насосов – кондиционеров [2]. Эти устройства подвержены механическим повреждениям от ударов формами, пар, выходящий из них, может попадать на открытые поверхности свежеформованных изделий, сами аппараты могут в процессе эксплуатации засоряться. Для создания интенсивной циркуляции струй пара часто необходимо, чтобы давление в паропроводе составляло порядка 4...5 бар, что реализуемо не везде, кроме того усложняется разводка паропроводов вокруг камер. Все эти обстоятельства вынуждают к поиску других более простых технических решений (особенно на уже существующих пропарочных камерах с традиционной подачей пара через перфорированную трубу, уложенную на днище камеры по ее периметру) для организации надежной интенсивной циркуляции греющей среды около поверхностей обрабатываемых изделий.

Техническое решение

Интенсификацию процесса подъема температуры греющей среды в пропарочной камере можно обеспечить установкой на днище камеры коллектора, содержащего трубу с размещенными на одной линии перпендикулярно ее оси патрубками и соплами Лавала; сопла, выходные отверстия которых направлены в сторону движения пара в трубе, присоединены к патрубкам при помощи гибких муфт, и каждое из них снабжено закрепленной на трубе петлеобразной направляющей.

Труба с патрубками и соплами Лавала размещена на днище камеры в пространстве между стенками и опорами для установки изделий, выходные отверстия сопел направлены в сторону движения пара в трубе, поэтому греющая среда будет двигаться в камере в одну сторону вдоль всех четырех сторон, оmyвая боковые поверхности пакета изделий. Присоединение сопел к патрубкам при помощи гибких муфт и наличие петлеобразных направляющих позволит избежать расслоения греющей среды по высоте камеры, так как струи пара, выходящего из сопел в пространство между стенками камеры и пакетом изделий, направлены снизу вверх под острым углом к оси трубы, причем величину угла можно менять при помощи изменения длины петлеобразной направляющей. Первое по ходу движения греющей среды (около данной стенки камеры) сопло Лавала целесообразно направить под углом $\alpha = \arctg h/l$ (h – высота камеры; l – длина данной стенки), остальные сопла должны иметь меньший угол, причем его величина должна уменьшаться по ходу движения теплоносителя. Это создаст равномерное движение греющей среды около боковых поверхностей пакета обрабатываемых изделий. Та часть поверхности пакета изделий, которая не омывается паром, непосредственно выходящим из сопел, будет омываться греющей средой, отраженной от предыдущей стенки, так как в потоке, движущемся со скоростью от сопел, будет пониженное статическое давление, и отраженные струи за счет эжекции будут направляться в сторону движения пара из сопел. Таким образом, будет создаваться интенсивная циркуляция греющей среды вокруг поверхностей пакета обрабатываемых изделий. После выключения пара муфта под действием веса сопла изогнется, и выходное отверстие будет защищено от загрязнения, что повышает надежность конструкции в эксплуатационных условиях.

На рисунке 2 приведена аксонометрическая схема размещения коллектора внутри пропарочной камеры; на рисунке 3 – сопло в рабочем положении; на рисунке 4 показано крепление петлеобразной направляющей к трубе; на рисунке 5 – сопло после отключения пара.

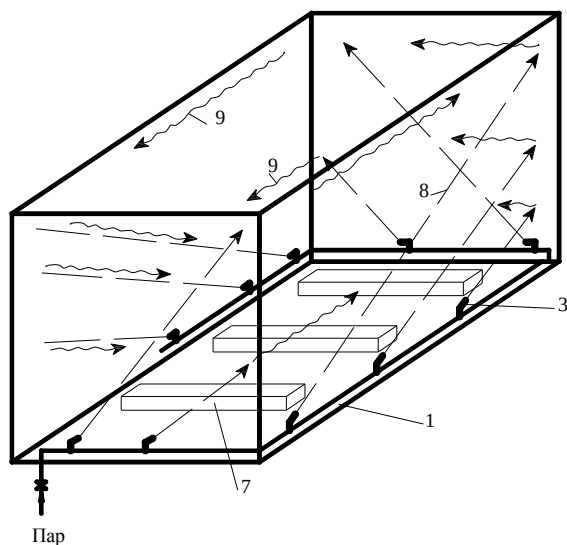


Рис. 2. Аксонометрическая схема размещения коллектора внутри пропарочной камеры

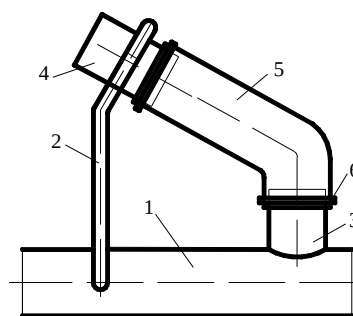


Рис. 3. Сопло в рабочем положении

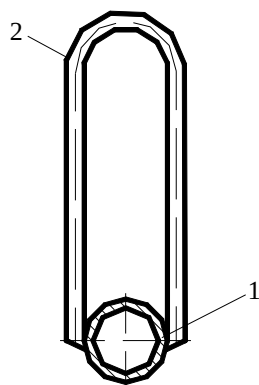


Рис. 4. Крепление петлеобразной направляющей к трубе

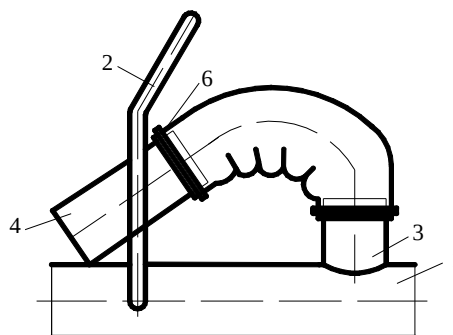


Рис. 5. Сопло после отключения пара

Коллектор пропарочной камеры состоит из размещенной на днище камеры трубы для подачи пара 1, на которой закреплены петлеобразные направляющие 2, патрубков 3 и сопел Лавалья 4, соединенных между собой гибкой муфтой 5 при помощи хомутов 6. На днище камеры имеются опоры для укладки изделий 7. Часть поверхности пакета обрабатываемых изделий омывается смешанными струями воздуха и пара 8, выходящими из сопел, остальная поверхность омывается струями паровоздушной среды 9, отраженной от предыдущей стенки камеры и движущейся за счет эжекции в сторону движения пара из сопел.

Устройство работает следующим образом. Загружаемые в камеру изделия укладываются в пакет на опоры 7, высота которых достаточна для того, чтобы защитить трубу с соплами от механических повреждений, крышка камеры закрывается, и в трубу 1 подается пар, который через патрубки 3, муфты 5 и сопла 4 направляется в пространство между стенками камеры и пакетами изделий. Под действием струи пара сопла 4 принимают рабочее положение и посылают пар снизу вверх камеры под острым углом к оси трубы 1, величина которого зависит от высоты петлеобразных направляющих 2. После прекращения подачи пара в трубу 1 муфты 5 под действием веса сопла 4 изгибаются, и выходные отверстия сопел оказываются защищенными от загрязнений.

Предполагаемая конструкция коллектора пропарочной камеры позволит обеспечить надежную интенсивную теплоотдачу от греющей среды к обрабатываемым изделиям за счет истечения пара из сопел Лавалья, направленных под острым углом к оси размещенной на днище пропарочной камеры трубы для подачи пара. Это исключит расслоение греющей среды по высоте пропарочной камеры и обеспечит равномерную интенсивную циркуляцию ее около поверхностей пакета обрабатываемых изделий, а использование гибких муфт для соединения сопел Лавалья с патрубками повышает надежность организации интенсивной теплоотдачи, так как предотвращает загрязнение выходных отверстий сопел в процессе перегрузки камеры.

Пример расчета системы подачи пара в камеру

В качестве выпускных устройств целесообразно применять точеные комбинированные сопла Лавалья, имеющие хорошие энергетические характеристики и максимальную пропускную способность.

Для определения конструктивных размеров таких сопел надо знать массовый расход пара через них. Он может быть определен, если известно количество тепла Q , расходуемого на тепловую обработку изделий в пропарочной камере. В соответствии с методикой, изложенной в [3], имеем в общем виде

$$Q = Q_6 + Q_{\phi} + Q_{cm} + Q_{op} + Q_5, \quad (1)$$

где Q_6 – тепло, идущее на нагрев бетона; Q_{ϕ} – тепло, идущее на нагрев форм; Q_{cm} – тепло, идущее на нагрев стенок, пола и крышки; Q_{op} – тепло, идущее на покрытие теплопотерь ограждающими конструкциями установок; Q_5 – неучтенные теплопотери.

На основании соотношения (1) в работе [3] предложена формула для определения удельного расхода пара на тепловую обработку 1 м³ бетона:

$$G_{yo} = 0,128 \cdot K_1 \cdot (C + 0,134 \cdot G_m / V_6) + K_2 \cdot K_3 \cdot a / \alpha_k, \text{ кг/м}^3. \quad (2)$$

Здесь K_1, K_2, K_3 – коэффициенты, учитывающие изменение разностей температур и выбираемые по [3]; C – объемная теплоемкость бетона; G_m – вес металлических форм, загруженных в камеру; V_6 – общий

объем бетонной смеси в камере; $a = 10,6 \cdot \left(\frac{1}{L} + \frac{1}{B} + \frac{0,67}{H} \right)$, где L, B, H – соответственно длина, ширина,

глубина камеры; α_k – степень заполнения камеры бетоном ($\alpha_k = V_6 / V_k$).

Для нашего примера примем: длина камеры $L = 7,2$ м; ширина $B = 3,8$ м; глубина $H = 3,4$ м; количество бетонной смеси в изделиях, одновременно загружаемых в камеру, $V_6 = 10$ м³. Весовой состав бетона: вес сухих составляющих $g_c = 4440$ кг, арматуры $g_m = 80$ кг, воды $g_e = 360$ кг. Вес металлических форм, загруженных в камеру, $G_m = 20\,000$ кг. Полный цикл тепловой обработки $\tau_{цикл} = 10$ ч. Температура в цехе $t_{цех} = 10$ °С, температура, до которой нагревается изделие $t_{изд} = 90$ °С, начальная температура изделия $t_0 = 15$ °С.

Тогда полная теплоемкость бетона:

$$c = 0,2g_c + 0,115g_m + g_e = 0,2 \cdot 4440 + 0,115 \cdot 80 + 360 = 1257,2 \text{ ккал/м}^3 \cdot \text{град.}$$

Объем камеры $V_k = 7,2 \cdot 3,8 \cdot 3,4 = 93$ м³.

$$\alpha_k = 10/93 = 0,108; \quad G_m / V_6 = 20000/10 = 2000 \text{ кг/м}^3;$$

$$a = 10,6 \cdot \left(\frac{1}{7,2} + \frac{1}{3,8} + \frac{0,67}{3,4} \right) = 6,36 \text{ кг/м}^3.$$

По графикам [3] находим: $K_1 = 1,06$; $K_2 = 1,28$; $K_3 = 0,9$.

Удельный расход пара на тепловую обработку бетона найдем по (2):

$$G_{y\theta} = 0,128 \cdot 1,06 \cdot (1257,2 + 0,134 \cdot 200) + 1,28 \cdot 0,9 \cdot \frac{6,36}{0,108} = 272 \text{ кг/м}^3.$$

Следовательно, секундный расход пара в камеру

$$m = \frac{G_{y\theta} \cdot V_{\theta}}{\tau_{\text{цикл}}} = \frac{272 \cdot 10}{10 \cdot 3600} = 0,076 \text{ кг/с.}$$

Давление пара на входе в сопла $p_1 = 2,5$ бар, истечение происходит в среде $p_2 = 1$ бар, тогда соответственно [4] $i_1 = 2706,8$ кДж/кг, $i_2 = 2664,9$ кДж/кг.

Скорость истечения $\omega = 44,72\sqrt{i_1 - i_2} = 44,72\sqrt{2706 - 2664,9} = 264,5$ м/с.

Примем количество сопел $n = 10$.

Удельные объемы пара $\vartheta_1 = 0,098$ м³/кг, $\vartheta_2 = 1,796$ м³/кг; показатель адиабаты $k = 1,135$.

Площадь выходного сечения сопла

$$f_2 = \frac{m \cdot \vartheta_2}{n \cdot \omega} = \frac{0,076 \cdot 1,796}{10 \cdot 264,5} = 5,2 \text{ см}^2,$$

его диаметр

$$d_2 = \sqrt{\frac{4 \cdot f_2}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 5,20}{3,14}} = 25,8 \text{ мм.}$$

Площадь минимального сечения сопла

$$f_1 = \frac{m}{n \sqrt{2 \left(\frac{k}{k+1} \right) \cdot \frac{p_1}{\vartheta_1} \cdot \left(\frac{2}{k+1} \right)^{2/k-1}}} = \frac{0,076}{10 \sqrt{2 \left(\frac{1,135}{2,135} \right) \cdot \frac{2,5}{0,098} \cdot \left(\frac{2}{2,135} \right)^{14,8}}} = 2,19 \text{ см}^2,$$

его диаметр

$$d_1 = \sqrt{\frac{4 \cdot f_1}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 2,19}{3,14}} = 14,8 \text{ мм.}$$

Зададимся углом конусности сопла $\phi = 10$ град.

Тогда длина расширяющейся части сопла равна

$$l_2 = \frac{d_2 - d_1}{2 \operatorname{tg} \frac{\phi}{2}} = \frac{25,8 - 14,8}{2 \operatorname{tg} 5} = 84,2 \text{ мм.}$$

Длина суживающейся части сопла обычно берется равной диаметру в минимальном сечении, т.е.

$$l_1 = d_1 = 14,8 \text{ мм.}$$

Значит, длина всего сопла

$$l = l_1 + l_2 = 84,2 + 14,8 = 99 \text{ мм.}$$

Таким образом, сопло Лаваля имеет следующие размеры:

диаметр входного сечения $d_{\text{вх}} = 28$ мм;

диаметр минимального сечения $d_1 = 14,8$ мм;

диаметр выходного сечения $d_2 = 25,8$ мм;

длина суживающейся части $l_1 = 14,8$ мм;

длина расширяющейся части $l_2 = 84,2$ мм; длина всего сопла $l = 99$ мм.

Закключение. На основе анализа специфических особенностей прогрева железобетонных изделий в паровоздушной среде показана возможность организации надежной интенсивной циркуляции греющей среды около поверхностей обрабатываемых изделий с целью автоматического регулирования процесса тепловлажностной обработки с различной скоростью подъема температуры паровоздушной среды. Для этой цели на днище камеры устанавливается коллектор с патрубками и соплами Лаваля, присоединенными к патрубкам с помощью гибких муфт, а выходные отверстия сопел направлены в сторону движения пара в трубе. Приведен пример расчета системы подачи пара в камеру.

ЛИТЕРАТУРА

1. Михеев, М.А. Основы теплопередачи / М.А. Михеев, И.М. Михеева. – 2-е изд., стереотип. – М.: Энергия, 1977. – 344 с.
2. Волюнец, Н.П. Справочник инженера-технолога предприятия сборного железобетона / Н.П. Волюнец, Н.Г. Дьяченко, В.И. Лошанюк. – Киев: Будівельник, 1983. – 225 с.
3. Марьямов, Н.Б. Тепловая обработка изделий на заводах сборного железобетона / Н.Б. Марьямов. – М.: Изд-во лит. по строительству, 1970. – 272 с.
4. Вукалович, М.П. Таблицы теплофизических свойств воды и водяного пара / М.П. Вукалович, С.Л. Ривкин, А.А. Александров. – М.: Высш. шк., 1969. – 346 с.

Поступила 27.06.2013

INTENSIFICATION OF RISE OF TEMPERATURE OF THE HEATING ENVIRONMENT IN CURING CHAMBERS OF ENTERPRISES OF BUILDING INDUSTRY

A. NIYAKOVSKI, E. GONCHAROV, E. DOBROSOLTSEVA

The process of accelerated production of precast concrete in factory conditions by means of intensification of its hardening is considered, particularly in the process of heat and humidity processing in curing pits, providing correspondence of the thermal action rate on hardening concrete with the peculiarities of its structure formation. For this purpose it is necessary to organise steam supply in steam-curing chambers through nozzles. In an offered design the Laval nozzles are attached to the fitting pipes disposed on a collecting channel, by means of goose-necks and are stocked loop-shaped guiding, that allows to guide heating medium to one side along steam-curing chamber walls. The example of vapour feeding system calculation in the steam-curing chamber is resulted.

ГЕОДЕЗИЯ

УДК 528.063

СОЗДАНИЕ ПРОГРАММНОГО ПРОДУКТА «ЛОМОНОСОВ» ДЛЯ ОБРАБОТКИ «ВЗВЕШЕННЫХ» АНТИРЯДОВ ИЗМЕРЕНИЙ И ПРОВЕРКА ПРАВИЛЬНОСТИ РАБОТЫ ПРОГРАММНОГО КОМПЛЕКСА «РОССИЯ – БЕЛАРУСЬ»

канд. техн. наук, доц. Г.Е. ГОЛОВАНЬ, А.О. ГУРКО,
д-р техн. наук, проф. В.И. МИЦКЕВИЧ
(Полоцкий государственный университет)

Показано, что если одна измеренная величина получена несколько раз, то при обработке имеем ряд измерений. Рассматриваются «антиряды», когда одна измеренная величина характеризуется несколькими параметрами. Таким образом, в результате математической обработки выполняется решение одного параметрического уравнения с t неизвестными. Взвешенный антиряд содержит элементы $b_j = a_j / \sqrt{P_N}$, в которых происходит деление исходного коэффициента на квадратный корень из веса параметрического уравнения. Это правило является известным и универсальным, поэтому в дальнейшем мы сохраним общепринятые обозначения коэффициентов параметрического уравнения, указанного в теории математической обработки геодезических измерений.

Введение. В процессе исследования выяснилось, что формулы, приведенные ниже, позволяют решить задачу уравнивания для одного уравнения с t неизвестными, дают конечный результат, свободный от влияния ошибок округления. Этим обстоятельством мы воспользовались, чтобы протестировать те программы, которые решают ту же задачу, но по более сложным формулам, с ошибками округления.

Цель исследований – выявить лучшие методы решения любых систем уравнений без заметного влияния ошибок округления на конечные результаты.

1. Общие сведения о программе «Ломоносов»

Если одна измеренная величина получена несколько раз, то при обработке мы имеем ряд измерений. В данной работе рассматриваются «антиряды», когда одна измеренная величина характеризуется несколькими параметрами. То есть в результате математической обработки выполняется решение одного параметрического уравнения с t неизвестными. Матрица коэффициентов одного параметрического уравнения будет иметь вид

$$A_{1 \times t} = [a_1, a_2, \dots, a_j, \dots, a_t], \quad (1)$$

где a – коэффициенты параметрического уравнения, вес которого равен единице.

Взвешенный антиряд содержит элементы $b_j = a_j / \sqrt{P_N}$, в которых происходит деление исходного коэффициента на квадратный корень из веса параметрического уравнения. Это правило является известным и универсальным, поэтому в дальнейшем мы сохраним общепринятые обозначения коэффициентов параметрического уравнения, указанного в (1).

Оценка точности с помощью матрицы обратных весов в параметрическом способе будет выполняться по формуле

$$Q_{\text{ext}} = \text{rez}_{\text{ext}}^T, \text{rez}_{\text{ext}}, \quad (2)$$

где вектор

$$\text{rez}_{\text{ext}} = [\text{rez}_1, \text{rez}_2, \dots, \text{rez}_j, \dots, \text{rez}_t] \quad (3)$$

с элементом

$$\text{rez}_j = \frac{1}{AG_j A^T}, \quad (4)$$

в котором квадратная матрица

$$(G_j)_{\text{ext}} = \frac{1}{a_j} E_{\text{ext}} \quad (5)$$

содержит обратный элемент вектора (1), умноженный на единичную матрицу E_{ext} .

Зная Q , можно выполнить сплошную оценку точности для каждого значения параметра. Вектор координат из уравнивания будет иметь вид:

$$\hat{X}_{\alpha 1} = X_{\alpha 1}^0 - rez_{\alpha 1}^T, l_i. \quad (6)$$

Формулы (1)...(6) назовем именем русского ученого М. Ломоносова, поскольку равенство (4) является похожим, как в известном его способе астрономических определений широты места по наблюдениям звезд в элонгации.

Нетрудно заметить, что данный способ позволяет вычислить Q и X практически без ошибок округления, тогда как в других способах для вычисления этих матриц требуются громоздкие арифметические операции.

Программа «Lomonosov», написанная на языке ФОРТРАН-4, будет следующей:

```
DO 115 I=1,N
PB(I)=1D0/PP(I)
PMNK(I)=PB(I)**2.0
PM(I)=PMNK(I)
115 P(I)=PM(I)
IF (N.NE.1) WRITE(7,*)
*' Данная программа обрабатывает только антиряды'
IF (N.NE.1) WRITE(*,*)
*' Данная программа обрабатывает только антиряды'
IF (N.NE.1) WRITE(*,*) ' Нажми ENTER'
IF (N.NE.1) GO TO 555
R11=DSQRT(P(1))
DO 12 I=1,T
DX(I)=0D0
B(I)=0D0
12 F(1,I)=A(1,I)
V1(1)=0D0
DO 13 I=1,T
IF (A(1,I).EQ.0D0) GO TO 13
DO 14 I1=1,T
14 PM(I1)=F(1,I1)/A(1,I)
C WRITE(7,*) (PM(J),J=1,T)
R11=0D0
DO 214 I1=1,T
214 R11=R11+PM(I1)*F(1,I1)
B(I)=1D0/R11
C WRITE(7,*) B(I)
13 DX(I)=-B(I)*L(1)
V1(1)=0D0
DO 17 I=1,T
17 V1(1)=V1(1)+A(1,I)*DX(I)
V1(1)=V1(1)+L(1)
DO 16 I=1,T
DO 15 I1=1,T
15 Q1(I,I1)=B(I)*B(I1)
16 CONTINUE
WRITE(7,*) ' N=',N
WRITE(7,*) ' T=',T
WRITE(7,*) ' поправки из уравнивания'
WRITE(7,*) (I,V1(I),I=1,N)
WRITE(7,*) ' Поправки в приближенные значения параметров'
WRITE(7,*) (I,DX(I),I=1,T)
WRITE(9,*) N
```

```

WRITE(9,*) T
WRITE(9,*) (V1(I),I=1,N)
WRITE(9,*) (I,DX(I),I=1,T)
  J=0
  DO 236 I=1,T,KOD2
    J=J+1
    IF (KOD2.EQ.1) MX(J)=DABS(DX(I))
    IF (KOD2.EQ.2) MX(J)=DSQRT(DX(I)*DX(I)+DX(I+1)*DX(I+1))
    IF (KOD2.EQ.3) MX(J)=DSQRT(DX(I)**2D0+DX(I+1)**2D0+DX(I+2)**2D0)
  236 CONTINUE
  RRR=0D0
  DO 117 I=1,T
    IF (RRR.LT.DABS(MX(I))) RRR=DABS(MX(I))
  117 CONTINUE
  WRITE (7,*) ' Наибольшее отклонение от истинного значения'
  WRITE (7,*) ' МНК =' ,RRR
5692 FORMAT (' DXmax=',D16.8,' ; наиб. откл. решения от ИСТИНЫ.')
666 I=0

```

О программном комплексе «Россия – Беларусь», разработанном и отлаженном под руководством доктора техн. наук, профессора В.И. Мицкевича сообщалось ранее [4].

Дадим сведения о программном комплексе «Россия – Беларусь», предназначенном для решения различных систем линейных алгебраических уравнений при безусловной оптимизации.

Область применения – обработка результатов эксперимента в любой области знаний по методу наименьших квадратов или по методу многокритериальной оптимизации с оценкой точности конечных результатов. Разработанный комплекс позволяет решать различные системы линейных алгебраических уравнений с использованием произвольной квадратной корреляционной матрицы.

Несмотря на то, что по программам может быть решена любая задача с применением взвешенных систем линейных параметрических уравнений параметрическим способом, возможна также обработка информации, когда неизвестные параметры δX , количество которых T может определяться из одного параметрического уравнения.

2. Сведения о технологии работы с программным комплексом «Россия – Беларусь»:

Пользователь заранее записывает в файл MIZ, в бесформатном виде, подряд (все числа реальные с двойной точностью) массив REAL*8 R (200000), который программы GAUSS1.EXE (МНК, необобщенный), MIZKEVICH1или2.EXE (МК, необобщенный), TIXONOV1или2.EXE (МК, обобщенный), MIXONOV1.EXE (МНК обобщенный), BUDO1или2.EXE (МК обобщенный), LINNIK12.EXE (поиск ошибок в исходной информации), PROVOROV.EXE (генератор ошибок в измерениях) внутри себя читают. Массив R (может использоваться любое другое, удобное для пользователя имя массива) содержит следующие исходные данные:

N – количество уравнений;

T – число неизвестных;

A(N,T) – матрица коэффициентов (по строкам) системы линейных параметрических уравнений;

SI(N) – вектор стандартов, характеризующий индивидуально точность каждого измерения (каждой строки матрицы A);

L(N) – вектор свободных членов линейных параметрических уравнений;

1946

S – количество верных значащих цифр в приближенных коэффициентах матрицы A, если они вычислялись численными методами (иначе, если коэффициенты задавались, то S = 16);

KOD1 – код, управляющий подсчетом числа избыточных измерений в процессе вычисления средней квадратической ошибки измерений μ из обработки по поправкам, найденным при решении исходной системы. KOD1 = 1, если, как у нас, в геодезии, нет исходных пунктов (нуль-свободная геодезическая сеть с вырожденной матрицей коэффициентов нормальных уравнений); KOD1 = 0 – в обычном случае, когда число избыточных измерений равно N – T;

KOD2 – размерность пространства (KOD2 = 1– одномерный случай; KOD2 = 2– обработка на плоскости; KOD2 = 3– трехмерный случай) для подсчета ошибки положения M, используемой во второй целевой функции (если пользователь не знает размерности пространства, то KOD2 = 1);

1965

KOR(N,N) – корреляционная матрица для обобщенного метода уравнивания.

1981.

После составления информации обращаемся к работе программ комплекса, которые обрабатывают информацию, высвечивая при счете сведения о процессе приближений, и по окончании вычислений записывают бесформатно подряд в файлы REZ1 (пишет программа GAUSS1.EXE), REZ2 (MIZKEVICH1 или 2.EXE), REZ3 (MIXONOV1.EXE), REZ4 (BUDO1 или 2.EXE), REZ5 (TIXONOV1 или 2.EXE) следующие данные:

N – количество уравнений (число измерений);

T – количество неизвестных;

PR – признак, характеризующий исходную систему уравнений ($PR = 0$, – система не особенная; $PR=1$ – система вырожденная);

$KOD2$;

μ – средняя квадратическая ошибка измерений из обработки;

$V(N)$ – вектор поправок в измерения;

$DX(T)$ – вектор неизвестных, полученный из решения системы уравнений;

$Q(T,T)$ – матрица обратных весов, используемая для оценки точности параметров.

Если при обработке применяли обобщенный метод, то далее следует $IKOR(N,N)$ – исходная взвешенная корреляционная матрица;

$QKOR(N,N)$ – обратная взвешенная корреляционная матрица.

3. Основные программы комплекса «Россия – Беларусь»:

1. Программа GAUSS.

Решает любые системы линейных алгебраических уравнений по методу наименьших квадратов (не использует заданную корреляционную матрицу K_0) [1 – 3].

2. Программа MIZKEVICH.

Предназначена для решения различных систем линейных алгебраических уравнений многокритериальным методом (не использует заданную корреляционную матрицу K_0).

Исходная информация к программам, которые читают исходные данные, а также сведения о точностных характеристиках измерений (любую квадратную корреляционную матрицу), составляется однотипно.

3. Программа TIXONOV.

Реализует обработку наблюдений по многокритериальному методу, методом регуляризации (использует любую квадратную корреляционную матрицу).

4. Обработка независимых результатов измерений по МНК по программе MIXONOV (Мицкевич – Тихонов) с наивысшей точностью решения (использует любую квадратную корреляционную матрицу).

5. Программа BUDO.

Реализует обработку наблюдений обобщенным многокритериальным способом (использует любую квадратную корреляционную матрицу).

6. Программа LINNIK.

Находит грубые ошибки в информации (в матрицах A , P , L).

7. Программа PROVOROV.

Применяется для генерации ошибок измерений по закону распределения, близкому к нормальному, по любому номеру варианта и в полном соответствии со стандартами измерений, указанными в матрице SI в исходной информации.

8. Программа VVODINF.

Читает исходные данные, расшифровывает их и записывает по особым правилам в файл MIZ в том же порядке их расположения, в котором требует инструкция для работы указанных выше программ.

9. Программа READ1(ввод данных В ПАПКЕ «ГЕОДЕЗИЯ», где создаётся файл MIZ.)

Программы комплекса:

1. GAUSS1;

2. MIXONOV;

3. MIZKEVICH2;

4. TIXONOV2;

5. BUDO2.

Ниже в таблице приведены сведения по обработке антирядов измерений по указанным выше программам.

Полагаем, что в случае отказа в работе одной из программ комплекса другие программы будут служить для контроля и подстраховки при эксплуатации комплекса.

Программы MIZKEVICH и BUDO также дают близкие результаты при многокритериальном методе уравнивания, если $K_0 = E$. Обоснование МНК дал Гаусс, а обоснование МК выполнить универсально невозможно (всё зависит от содержимого матриц A , SI , L , K_0 , задаваемых в исходной информации).

Предлагаем общий подход к обоснованию МК на ЭВМ:

- Генерируем L по программе PROVOROV.
- Записываем после работы каждой программы одно число, характеризующее максимальное отклонение результатов от истины. (Числа, которые выдают программы GAUSS, MIZKEVICH, BUDO можно увидеть на мониторе в процессе вычислений. Их можно увидеть и в таблице ниже. Программа PROVOROV генерирует вектор $L(V)$ так, что из обработки системы параметрических уравнений становится известна истина: $\delta X = 0$, и, следовательно, известно отклонение от «истины».
- Обрабатываем 10 необходимых вариантов по программам PROVOROV, GAUSS, MIZKEVICH комплекса «Россия – Беларусь» и принимаем решение по дальнейшему применению или МНК, или МК, выбирая тот метод, который дает большее количество вариантов с наименьшими отклонениями конечных результатов от истины.
- Установленным на ЭВМ методом решаем исходную систему уравнений, используя исходный (не сгенерированный по программе PROVOROV) вектор L .

4. Наибольший объем исходной информации

Матрица коэффициентов параметрических уравнений поправок A может быть размером 300×300 .

Вектор стандартов SI , характеризующий индивидуально точность каждого измерения, – 300.

Вектор свободных членов L – 300.

Корреляционная матрица измерений (или единичная матрица, заменяющая корреляционную) – 300×300 .

Количество строк информации, записанной по правилам, которые изложены в пункте 2, – не более 200.

Общее количество чисел, набираемых в файле для программы READ1, – не более 200000.

Все программы написаны на языке Fortran-IV и работают в операционных системах Windows XP и Windows7.

Результаты вычислений

№ п/п	1	2	3	4	5
Пример	Mn	Mn1	Mn2	Mn3	Mn4
t	10	20	35	10	20
a	1	1	1	1	1
σ	1	1	1	0.1	00.1
l	1	1	1	1	1
Метод Lomonosova					
Dxmax	0.1	0.05	0.028	0.1	0.05
[pvv]	1.23D-32	4.9D-32	4.9D-32	1.23D-28	4.9D-28
GAUSS1					
Mmax	2D-2	0.05	0.16D-4	0.2D-7	0.48D-8
Dxmax	0.10	0.05	0.28	0.10	0.05
[pvv]	3.99D-6	9.98D-7	3.26D-7	3.94D-10	9.26D-11
MIXONOV					
Mmax	0.10	0.05	0.28	0.10	0.05
Dxmax	0.10	0.05	0.28	0.10	0.05
[pvv]	4.04D-14	1.53D-10	5.50D-9	4.05D-10	1.53D-6
MIZKEVICH2					
Mmax	0.82D-4	0.23D-4	0.77D-5	0.8D-6	0.23D-6
Dxmax	0.1	0.05	0.028	0.1	0.05
[pvv]	6.82D-7	2.05D-7	7.29D-8	6.82D-7	2.05D-7
TIXONOV2					
Mmax	0.98D-3	0.49D-3	0.28D-3	0.94D-3	0.47D-3
Dxmax	0.1	0.05	0.028	0.09	0.045
[pvv]	9.8D-5	9.8D-5	9.8D-5	9.8D-1	9.8D-1
BUDO2					
Mmax	0.47D-12	0.11D-12	0.35D-13	0.63D-7	0.15D-17
Dxmax	0.64D-22	0.14D-22	0.45D-23	0.70D-17	0.17D-17
[pvv]	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000

Продолжение таблицы

№ п/п	6	7	8	9	10
пример	Mn5	Mn6	Mn7	Mn8	Mn9
t	35	10	20	35	35
a	1	1	1	1	1
σ	0,01	0,0001	0,0001	0,0001	0,00001
l	1	1	1	1	1
Метод Lomonosova					
Dxmax	0.28	0.1	0.5D-1	0.28D-1	0.28D-1
[pvv]	4.8 D-28	1.23D-24	4.9D-24	4.9D-24	4.9D-22
GAUSS1					
Mmax	0.24 D-8	0.13D-6	5.8D-5	0.83D-5	0.12D-2
Dxmax	0.28	0.10	0.49D-1	0.28D-1	0.28D-1
[pvv]	7.35D-11	1.85D-4	1.37	8.45	2D7
MIXONOV					
Mmax	0.28	0.1	0.5	0.028	0.28
Dxmax	0.28	0.1	0.5	0.028	0.28
[pvv]	5.5D-5	4.05D-6	1.53D-2	5.5D-1	55
MIZKEVICH2					
Mmax	0.77D-7	0.82D-8	0.22D-8	0.77D-9	0.77D-10
Dxmax	0.28	0.1	0.499D-1	0.28D-1	0.28D-10
[pvv]	7.28D-8	6.8D-7	2.05D-7	7.2D-8	7.2D-9
TIXONOV2					
Mmax	0.27D-3	0.94D-3	0.47D-3	0.27D-3	0.27D-3
Dxmax	0.26	0.09	0.45D-1	0.26D-1	0.21D-4
[pvv]	0.98	9.802	9.802	9.802	9.802
BUDO2					
Mmax	0.48D-8	0.4D-2	0.95D-3	0.30D-3	0.76D-4
Dxmax	0.54D-18	0.48D-12	0.1097D-12	0.54D-13	0.86D-11
[pvv]	1.0000D-2	1.0000D-6	1.0000D-5	1.0000D-5	1.0000D-6

Окончание таблицы

№ п/п	11	12	13	14	15
пример	Z100n	Z100n	Z100n	Z100n	Z100
t	100	100	100	100	100
a	1	1	1	1	малые
σ	1	1	0.1	0.001	0.001
l	1	1	1	1	1
Метод Lomonosova					
Dxmax	0.01	0.01	0.01	0.01	0.47D-1
[pvv]	4.44D-31	4.44D-29	4.44D-27	4.44D-25	4.93D-26
GAUSS1					
Mmax	0.22D-5	0.19D-7	0.96D-9	0.22D-6	0.40D-8
Dxmax	0.01	0.01	0.01	0.01	0.47D-1
[pvv]	4D-8	9.99D-10	9.22D-11	1.503D-4	7.35D-9
MIXONOV					
Mmax	0.01	0.01	0.01	0.01	0.47D-1
Dxmax	0.01	0.01	0.01	0.01	0.47D-1
[pvv]	5D-8	5D-6	5.13D-4	5.13D-2	5.73D-6
MIZKEVICH2					
Mmax	D-6	0.98D-8	9.6D-9	1D-9	0.26D-8
Dxmax	D-2	0.01	0.01	1D-2	0.47D-1
[pvv]	9.6D-9	9.6D-9	9.6D-9	9.6D-9	3/01D-9
TIXONOV2					
Mmax	0.98D-4	0.84D-4	0.94D-4	0.94	0.44D-3
Dxmax	D-2	0.01	0.9D-2	0.9D-2	0.42D-1
[pvv]	9.8D-5	9.6D-3	9.8D-1	98	98.0
BUDO2					
Mmax	0.43D-14	0.23D-11	0.58D-9	0.14D-6	6D-5
Dxmax	0.54D-24	0.25D-21	0.64D-19	0.16D-16	53
[pvv]	1.0000	0.1	0.01	0.001	851

В заключение проведенного исследования можно сделать следующие **выводы**:

1) с точки зрения уменьшения влияния ошибок округления на конечные результаты наиболее предпочтительными являются следующие методы:

- TIXONOV2,
- MIXONOV,
- GAUSS1,
- BUDO2;

2) метод MIZKEVICH2 в этом случае оказался менее эффективным в сравнении с перечисленными методами.

ЛИТЕРАТУРА

1. Мицкевич, В.И. Высшая геодезия. Уравнительные вычисления: учеб.-метод. компл. / В.И. Мицкевич. – Новополоцк: ПГУ, 2006. – 75 с.
2. Мицкевич, В.И. Математические методы и модели на ЭВМ: учеб.-метод. компл. / В.И. Мицкевич. – Новополоцк: ПГУ, 2007. – 184 с.
3. Мицкевич, В.И. Вычислительная математика. Оценка точности геодезических сетей, не содержащих исходных пунктов: метод. указания к выполнению лабораторных работ для студ. спец. 1-56 02 01 «Геодезия» / В.И. Мицкевич. – Новополоцк: ПГУ, 2012. – 15 с.
4. Мицкевич, В.И. Решение примера академика А.Н. Тихонова по обработке нивелирных сетей по программному комплексу «Россия – Беларусь» методом исключения строк из матрицы коэффициентов параметрических уравнений поправок / В.И. Мицкевич [и др.] // Вестн. Полоц. гос. ун-та. Серия Ф. Строительство. Прикладные науки. – 2012. – № 16. – С. 126 – 131.

Поступила 03.06.2013

CREATION OF THE PROGRAM "LOMONOSOV" FOR PROCESSING OF "WEIGHTED" ANTI-ROWS OF MEASUREMENTS AND VERIFICATION OF THE CORRECTNESS OF WORK OF THE SOFTWARE SYSTEM "RUSSIA – BELARUS"

G. GOLOVAN, A. GURKO, V. MITSKEVICH

It is shown that if a measured value is obtained more than once, during the processing we have a number of measurements. Anti-rows are considered, when one measured value is characterized by several parameters. Thus, in the result of mathematical processing solution of one parametric equation with t unknown is made. A weighted anti-row includes the elements $b_j = a_j / \sqrt{P_N}$, in which multiplication of the initial coefficient by square root from the weight of a parametric equation takes place. This rule is well-known and universal, so hereinafter we will preserve the generally accepted signs of coefficients of parametric equation, pointed in the theory of mathematic processing of geodesic measurements.

УДК 528.22.551.24(075.8)

МЕТОДИКА ВЫПОЛНЕНИЯ ВЫСОКОТОЧНЫХ ПОВТОРНЫХ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ ИЗМЕРЕНИЙ НА ПОЛОЦКОМ ГЕОДИНАМИЧЕСКОМ МИКРОПОЛИГОНЕ

*канд. техн. наук, доц. Г.А. ШАРОГЛАЗОВА,
канд. техн. наук, доц. С.К. ТОВБАС, А.Н. СОЛОВЬЕВ
(Полоцкий государственный университет)*

Исследование посвящено определению количественных характеристик современных движений земной коры на тектонических разломах в залесенной местности, когда геодезические построения проектируются в виде профиля, пересекающего сетку тектонических нарушений. Предлагается комплексная методика выполнения геодинимических исследований, которая позволяет получить максимально точную и надежную информацию о величинах тектонических движений на разломах.

При изучении локальных геодинимических явлений, например при исследовании современных движений земной коры по тектоническим разломам, возникает необходимость в создании проекта геодезических построений – профиля, пересекающего сетку разрывных нарушений. Многообразие тектонических движений на разломах (сдвиги, сбросы, надвиги, растяжение, сжатие) вызывает исследовательский интерес к данным не только вертикального, но и горизонтального перемещения. Параметры вертикальных движений земной коры традиционно определяют с помощью высокоточного повторного нивелирования. Сведения о горизонтальных деформациях на разломах можно получить путем высокоточных повторных линейных измерений с помощью светодальномеров или электронных тахеометров. Однако при прохождении геодинимического профиля по залесенной территории применяется оборудование пользователя Глобальной навигационной спутниковой системы (ГНСС).

При организации геодинимических исследований в таких условиях необходимо учитывать, что величина исследуемых движений в пределах тектонических разломов в период, не связанный с сейсмическими событиями, будет составлять первые миллиметры. Поэтому методика постановки, выполнения геодезических измерений и их математической обработки должна быть направлена на получение максимально точной и надежной информации о деформациях тектонического происхождения. Это непростая задача, так как геодезические измерения фиксируют состояние земной поверхности в точке расположения геодезического центра на момент измерений. На это состояние могут влиять разные факторы: глубинные тектонические процессы, ответственные за медленные современные движения земной коры и вызывающие закономерные вековые колебания тектонических блоков или тектонических структур; сезонные колебания грунта; техногенное влияние; некоторые короткопериодические движения, также, возможно, имеющие тектоническое происхождение, но носящие, скорее, случайный характер.

Для получения необходимого результата методика исследований должна включать в себя:

- грамотное проектирование схемы контролирующих построений с учетом расположения тектонических нарушений и уже имеющихся исследований;
- выбор надежных, максимально устойчивых к влияниям нетектонического происхождения центров пунктов наблюдений (по возможности, снабженных устройствами для принудительного центрирования) и благоприятных условий для их закладки;
- применение геодезических приборов, методики измерений и математической обработки, позволяющих достичь необходимой точности.

Именно с такими проблемами мы столкнулись при организации геодезических работ на Полоцком геодинимическом микрополигоне (профиле) (рис. 1), который расположен в Полоцко-Курземском поясе тектонических разломов [1]. Исследуемый полигон входит в состав геофизического полигона Института природопользования Национальной академии наук Беларуси, его протяженность в меридиональном направлении составляет около 12 км. Фактически он занимает зону Полоцкого глубинного разлома и пересекает сеть разрывных нарушений, точное положение которых к началу постановки геодезических работ не было известно.

Организация исследований современных движений земной коры на микрополигоне выполнялась с учетом отмеченных особенностей. Профиль был запроектирован с учетом уже имеющихся геофизических исследований в этом районе. Цель его закладки – детальное исследование деформаций в зоне Полоцкого глубинного разлома. С самого начала работ на профиле нами предусматривалось получение максимально достоверной информации о движениях земной коры тектонического происхождения. Для этого был разработан специальный центр, устойчивый к сезонным колебаниям грунта при глубине промерзания до 1,5 м (рис. 2). Конструкция центра представляет собой металлическую трубу, диаметром 60 мм и длиной 3 м, сверху которой приварена чугунная марка с номером. Снизу металлическая труба заделана в бетонную плиту (якорь) размером 40×40×50 см. Начиная от якоря, она помещена в асбестоцементную трубу, диаметром 200 мм и длиной 2,5 м, заполненную бетонным раствором.

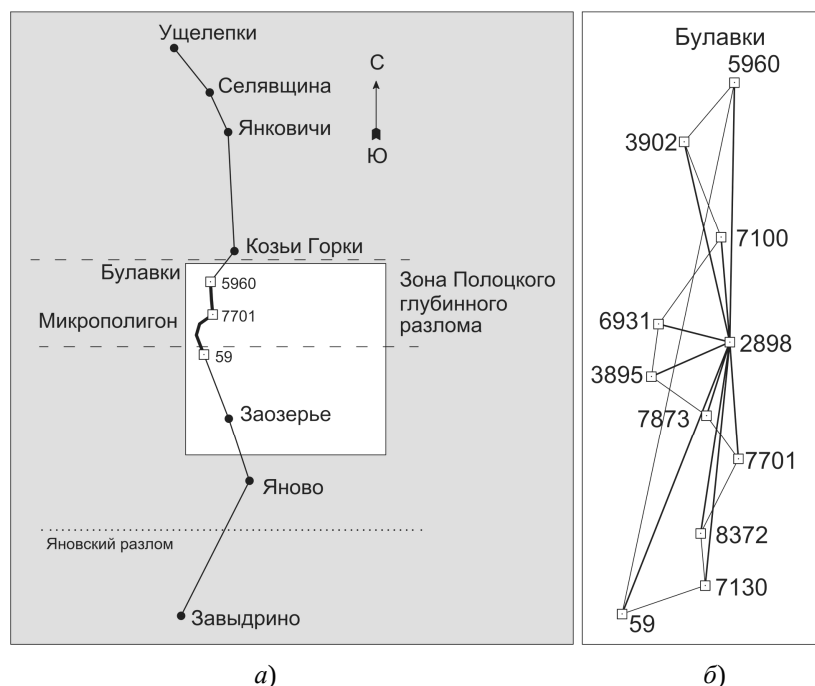


Рис. 1. Схема инструментальных исследований в Полоцко-Курземском поясе тектонических разломов:
 а – положение Полоцкого геодинамического микрополигона на Полоцком геофизическом полигоне (грави- и магнитометрические измерения);
 б – схема геодезических построений на микрополигоне:
 59-7130-8372-7701-7873-3895-6931-7100-3902-5960-59 – ходовая линия спутниковых наблюдений (без замыкания на 59 – она совпадает с линией высокоточного нивелирования); 2898 – связующий пункт

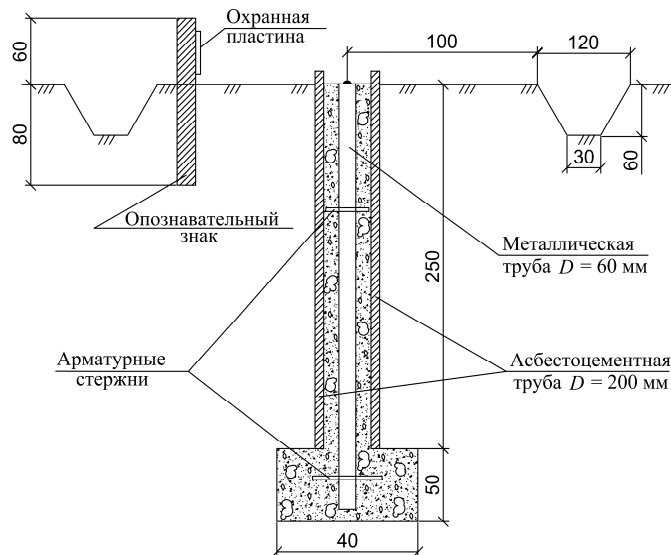


Рис. 2. Центр репера, используемый на Полоцком микрополигоне

Предложенная конструкция центра репера максимально защищает его от влияния сезонных колебаний грунта, так как бетон и асбестоцемент плохо контактируют друг с другом и обоснованно следует ожидать, что при движении грунта вместе с ним в первую очередь будет двигаться асбестоцементная труба, а не основной трубчатый центр репера. В дальнейшем это подтвердилось на практике. Кроме того, при закладке центров реперов были взяты пробы грунта на различных горизонтах, описание которых составлено С.М. Чураковым. Анализ проб показал, что состав грунта на реперах однородный с преобладанием тонкозернистого полевошпатового песка.

При нивелировании использовался электронный нивелир фирмы Trimble DiNi 03 ($m_h = 0,3$ мм/км). Геодезические наблюдения выполнялись ежегодно во второй половине сентября. Для условий Беларуси

это наиболее благоприятное время проведения высокоточного нивелирования. До начала измерений нивелир выдерживался на штативе в течение 30...40 мин для принятия температуры окружающего воздуха. Затем определялся угол i , и его значения вводились в память прибора. Нивелирование выполнялось в прямом и обратном направлении, по одной паре костылей, при двух горизонтах на каждой станции.

Допуск на расхождение превышения на станции между горизонтами равен 0,2 мм, по секции прямо и обратно – $1,5 \text{ мм} \sqrt{L}$, км. Длина визирного луча должна быть не более 40 и не менее 15 м; неравенство расстояний от нивелира до реек (разность плеч) допускается не более 0,3 м, накопление разностей плеч по секции – не более 0,8 м. Высота визирного луча – не менее 0,8 м. Значение угла i не должно превышать 10 с. Среднеквадратическая ошибка нивелирования – не хуже 0,3 мм/км.

Шестилетний опыт применения электронного нивелира указанного класса на Полоцком профиле показал, что тщательное соблюдение требований производства высокоточного нивелирования в комплексе с правильным выбором трассы и атмосферных условий делают возможным уверенное достижение необходимой точности нивелирных работ, невзирая на отсутствие двух пар костылей (левая и правая нивелировки) согласно Инструкции по нивелированию.

**МЕТОДИКА ВЫПОЛНЕНИЯ ПОЛЕВЫХ И КАМЕРАЛЬНЫХ РАБОТ
ПО ИЗМЕРЕНИЮ КОРОТКИХ ЛИНИЙ НА ПОЛОЦКОМ ПРОФИЛЕ
Результаты и оценка эффективности**

Методика высокоточных измерений коротких линий с применением ГНСС-приемников, разработанная нами специально для Полоцкого микрополигона, содержит два основных вопроса: 1) определение приборной точности оборудования; 2) непосредственные измерения на пунктах геодинимического профиля.

Для производства измерений в каждую эпоху применялся комплект из трех двухчастотных спутниковых приемников: один R8 и два R7 фирмы Trimble. Приборная точность спутникового оборудования определялась до начала основных наблюдений путем сравнения результатов измерений длин линий и превышений, выполненных спутниковыми и классическими методами на специальном эталонном полигоне, состоящем из прямоугольного треугольника с катетами длиной порядка 10 м. Она характеризуется величиной не хуже 2 мм.

Измерения линий на профиле в каждую эпоху выполнялись двумя независимыми циклами наблюдений по схеме, показанной на рисунке 1, б. Она примечательна тем, что одна технология производства полевых работ позволяет реализовать несколько схем геометрических построений спутниковых сетей, рекомендуемых в геодезической литературе [2]:

- по ходовой линии 59-7130-8372-7701-7873-3895-6931-7100-3902-5960-59 построить замкнутый полигон из независимых векторов;
- реализовать лучевую схему развития сети из независимых векторов относительно пункта 2898;
- рассматривать сеть как совокупность смежных измерительных модулей, представляющих собой треугольники с одним зависимым вектором, когда для каждого из треугольников характерны свойственные только ему систематические погрешности (смежные измерительные модули 2898-7130-59, 2898-7130-8372 и т.д. по цепи треугольников).

Цикл ГНСС наблюдений на профиле предполагает следующую **технологию полевых работ**:

1) пункт 2898 – связующий для всех треугольников сети (измерительных модулей), на котором в течение всего цикла работает один и тот же приемник с переселением антенны на нем при переходе от модуля к модулю. Остальные два спутниковых приемника последовательно устанавливаются на пунктах вершин треугольников, образуемых с пунктом 2898, и перемещаются так, чтобы все векторы ходовой линии были измерены однократно (см. рис. 1, б, тонкие линии), а в лучевой схеме – двукратно (см. рис. 1, б, утолщенные линии). Цикл наблюдений заканчивается после завершения измерений всех векторов ходовой линии, включая замыкающий вектор 59-5960;

2) в каждой расстановке антенны должны быть отцентрированы вновь, даже если приемник не перемещался с пункта. Точность центрирования фазовых центров антенн должна быть не хуже 0,5 мм, а точность определения высот этих центров над центрами пунктов – не ниже 1 мм;

3) измерения в каждой расстановке производят двухчасовыми сеансами;

4) второй цикл измерений в эпохе выполняется по идентичной схеме. При этом время наблюдений между одноименными расстановками каждого из двух циклов измерений должно отличаться не менее чем на 24 ч;

5) по окончании полевых работ производят предварительную обработку и отбраковку результатов измерений в программном продукте фирмы-изготовителя с последующим уравниванием отдельно каждого цикла. Расхождения наклонных дальностей по ходовой линии в двух циклах не должны превышать величины $2,5 \sqrt{2} m$, где m – приборная точность, полученная по результатам проведенного ранее исследования. При превышении допуска следует повторить измерения в расстановках, где есть линии, не прошедшие допуск. За окончательное значение длины линии (наклонной дальности) принимают среднее из значений в циклах, прошедших допуск.

Измерения с использованием ГНСС на Полоцком геодинамическом профиле выполнялись в 2004 и в 2008 – 2011 годах. В 2004 году работы производили специалисты Республиканского унитарного предприятия аэрокосмических методов в геодезии «Белэрокосмогеодезия» по методике, принятой в предприятии; четыре последних года – специалисты Полоцкого государственного университета. В 2004 году выполнен один цикл измерений. В 2008 году в связи с вводом оборудования в эксплуатацию – также один цикл, а в последующие годы по два цикла, т.е. по изложенной выше методике.

Уравнивание результатов измерений осуществлено в программных продуктах фирм-изготовителей [3]. Результаты линейных ГНСС-измерений по циклам 2009 – 2011 годов приведены в таблице.

Результаты линейных ГНСС-измерений по циклам 2009 – 2011 годов

Линия	Наклонные дальности*, м			Разность между двумя циклами по эпохам, d, мм		
	2009	2010	2011	2009	2010	2011
59 – 7130	1199,0114/0149	1199,0252/0218	1199,0225/0192	–3,5	–3,4	–3,3
7130 – 8372	853,8247/8216	853,8206/8185	853,8195/8207	–3,1	–2,1	1,2
8372 – 7701	1723,5438/5446	1723,5430/5432	1723,5443/5459	0,8	0,2	1,6
7701 – 7873	671,2818/2846	671,2862/2854	671,2819/2810	2,8	–0,8	–0,9
7873 – 3895	481,9908/9908	481,9876/9890	481,9906/9914	0	1,4	0,8
3895 – 6931	373,4547/4503	373,4501/4510	373,4535/4523	4,4	0,9	–1,2
6931 – 7100	1922,5756/5768	1922,5674/5685	1922,5659/5652	1,2	1,1	–0,7
7100 – 3902	1905,1620/1549	1905,1608/1552	1922,1593/1570	–7,1	–5,6	–2,3
3902 – 5960	1311,4852/4892	1311,4940/4931	1311,4933/4943	4,0	–0,9	1,0
5960 – 59	9633,7323/7315	9633,7386/7336	9633,7345/7341	–1,2	–5,0	–0,4
Среднеквадратическая погрешность, мм				2,3	2,0	1,1
*В числителе приведены значения наклонных дальностей по циклу 1; в знаменателе – по циклу 2 (для цикла 2 приведены только цифры после целого числа).						

Как видно из таблицы, критерий $2,5\sqrt{2}m_{np}$, который при $m_{np} = 2$ мм равен 7,1 мм, для двух циклов каждой эпохи выполнен по всем линиям. Оценка точности результатов линейных измерений получена по формуле разностей двойных измерений $m = \sqrt{\frac{\sum d^2}{2n}}$, где m – среднеквадратическая погрешность измерения; d – разность между двумя циклами измерений линии в эпоху; n – число линий.

Среднеквадратические погрешности измерений линий в каждую эпоху находятся на уровне приборной точности ошибки. Это в совокупности с выполнением критерия $2,5\sqrt{2}m_{np}$ свидетельствует о достижении нами в процессе полевых измерений точностей, равных приборной.

Заключение. Поскольку достижение высокой точности – основная характеристика эффективности измерений, изложенное выше свидетельствует в пользу выбранной нами методики.

ЛИТЕРАТУРА

1. Полоцко-Курземский пояс разломов / Р.Г. Гарецкий [и др.] // Докл. НАН Беларуси, 2002. – Т. 46, № 6. – С. 85 – 89.
2. Генике, А.А. Глобальные спутниковые системы определения местоположения и их применение в геодезии / А.А. Генике, Г.Г. Побединский. – М.: Картгеоцентр, 2004. – 355 с.
3. Программное обеспечение Trimble Business Center 1.0 для GPS-систем.

Поступила 19.06.2013

METHOD OF CARRYING OUT HIGH-PRECISION REPEATED GEODESIC MEASUREMENTS ON POLOTSK GEODYNAMIC MICROPROVING GROUND

G. SHAROGLAZOVA, S. TOVBAS, A. SOLOVYOV

The article is devoted to the definition of quantitative characteristics of modern earth crust movements on tectonic breaks in the forest covered district when geodetic constructions are projected in the form of a profile crossing a grid of tectonic infringements. The complex technique of performance of the geodynamic researches, leading to reception as much as possible exact and a solid data about sizes of tectonic movements on breaks is offered.

УДК 528.7

СРАВНИТЕЛЬНЫЙ АНАЛИЗ ФОРМУЛ ИСКАЖЕНИЙ ЗА РЕЛЬЕФ НА СКАНЕРНЫХ СНИМКАХ

канд. техн. наук, доц. А.А. МИХЕЕВА, А.А. ЖУК
(Полоцкий государственный университет)

Рассмотрены формулы расчета искажений планового положения точек местности. Даны рекомендации по выбору формулы для расчета. Предложена формула, позволяющая рассчитать допустимые превышения точек местности относительно средней плоскости заснятой на снимке территории, меньше которых не требуется цифровой модели рельефа. Выполнен расчет допустимых превышений для некоторых спутников.

При обновлении карт и планов на производстве наиболее часто используют сканерные снимки, полученные из космоса, при обработке которых в литературных источниках, однако, встречаются противоречивые сведения о необходимости создания цифровой модели рельефа (ЦМР) снимков. Создание ЦМР – трудоемкий процесс, требующий привлечения сторонних данных. Значительно проще выполнить только аффинные преобразования, не привлекая ЦМР.

В настоящее время для картографирования широко используются сканерные снимки, полученные оптико-электронными сканерами из космоса. Некоторые характеристики спутников, имеющих такие сканеры, приведены в таблице 1 [1 – 10].

Таблица 1

Характеристики спутников и сканерных систем

Носитель	Съемочная система	Страна	Год запуска	Разрешение, м (в панхром.)	Максимальное отклонение от надира, град	Высота съемки, км	Охват ширины полосы обзора D, км	Угол поля зрения 2β, град	Фокусное расстояние f, м
EROS-A	PAN	Израиль	2000	1,8	±45	480	14	–	3,45
IKONOS-2	PAN	США	1999	0,8	±45	680	11	0,9	10,0
QUICK Bird	–	США	2001	0,6	±30	450	16,5	–	8,8
OrbView-3	OHRIS	США	2003	1	±50	470	8	1	3,0
IRS-P5	Cartosat-1	Индия	2005	2,5	–	618	30	–	2,0
ALOS	PRISM	Япония	2006	2,5	±24	690	35	–	2,0
WorldView-1	–	США	2007	0,5	±40	450	16,4	–	8,8
IRS-1	PAN	Индия	1997	5,8	–	820	70	–	–
Прочерки в таблице указывают на отсутствие сведений.									

В литературных источниках [1; 2; 11; 12] приведены разные формулы для оценки искажений за рельеф, которые приведут к ошибкам в определении координат точек местности.

Автор работы [1] П.С. Титаров предлагает следующую формулу для определения ошибки планового положения точки местности Δ_h , вызванную отклонением высоты этой точки от среднего значения отметок h на сканерном снимке:

$$\Delta_h = h \cdot \operatorname{tg} \alpha, \quad (1)$$

где α – угол между отвесной линией и оптической осью.

По мнению ученого [1], снимки со спутника *QuickBird*, полученные при углах $\alpha < 15^\circ$, наиболее пригодны для фотограмметрической обработки, в то время как максимальное значение этого угла достигает 25° , а в случае *IKONOS* оно еще больше. В работе [1] П.С. Титаров приводит расчет величины погрешности Δ_h в метрах для спутника *IKONOS-2*, который представлен в таблице 2.

Таблица 2

Погрешность определения планового положения точек местности по снимку (в метрах)

Угол отклонения от надира, α	Отклонение высоты точек местности от среднего значения h, м				
	2 м	10 м	50 м	100 м	500 м
5°	0	1	1	9	11
15°	0,5	3	13	27	134
25°	1	5	23	47	233

Автор работы [2] А.С. Назаров предлагает следующее решение оценки искажений за рельеф на сканерных снимках:

$$\Delta_h = \frac{H \cdot \operatorname{tg} \alpha + D/2}{H} h = (\operatorname{tg} \alpha + 0,5D/H) h, \quad (2)$$

где D – ширина полосы обзора; H – высота спутника.

В работах [1; 2] говорится, что из-за того, что геометрия сканерных снимков отличается от геометрии кадровых снимков, формулы традиционной фотограмметрии применить нельзя. Мы не согласны с этим утверждением, так как вдоль по линейке ПЗС – центральная проекция.

Рассмотрим возможность применения формулы традиционной фотограмметрии, которая представлена в работах [11; 12] и имеет вид:

$$\delta_h = \frac{rh}{H} \frac{\left(1 - \frac{r}{2f} \sin 2\alpha \sin \varphi\right)}{\left(1 - \frac{rh}{2Hf} \sin 2\alpha \sin \varphi\right)}, \quad (3)$$

где φ – полярный угол (угол между надирной горизонталью и направлением на точку); r – радиус-вектор (расстояние от точки надира до текущей точки); δ_h – смещение точки аэроснимка из-за влияния рельефа; H – высота фотографирования; h – превышение; f – фокусное расстояние.

Формула (3) выражает величину смещения точки из-за рельефа местности на снимке [3].

При $r = 0$ $\delta_h = 0$, т.е. рельеф не вызывает смещения точки, совпадающей с точкой надира.

При $\alpha = 0$ формула (3) имеет следующий вид [11; 12]:

$$\delta_h = \frac{rh}{H}. \quad (4)$$

На горизонтальном аэроснимке смещения точек прямо пропорциональны их расстояниям от главной точки (так как на горизонтальном аэроснимке точка надира совпадает с главной точкой), превышению точек местности относительно начальной плоскости и обратно пропорциональны высоте фотографирования [11; 12].

Выполним оценку искажений за рельеф на сканерных снимках по трем рассмотренным формулам.

Примем значения α , как предложено в работе [1], т.е. 5, 15 и 25°, добавив 0°, значения превышений примем теми же, добавив 250 м. Произведем оценку искажений за рельеф, используя формулу (1).

Пересчитаем искажения Δ_h , приведенные в таблице 2 до десятых долей метра для спутника IKONOS-2. Полученные результаты представлены в таблице 3.

Таблица 3

Погрешность определения планового положения точек местности по снимку с использованием формулы (1)

Угол отклонения от надира, α	Отклонение высоты местности от среднего значения h , м					
	2 м	10 м	50 м	100 м	250 м	500 м
0°	0	0	0	0	0	0
5°	0,1	0,8	4,4	8,7	21,8	43,7
15°	0,5	2,7	13,4	26,8	66,9	133,9
25°	0,9	4,6	23,3	46,6	116,6	233,1

Сопоставив результаты расчетов таблиц 2 и 3, видим, что в таблице 2 имеются опечатки или же ошибки в расчетах. Кроме того, как видим, при $\alpha = 0^\circ$ все искажения при любых превышениях равны нулю. Это говорит о том, что в работе [1] учтены искажения только для главной точки снимка, а при угле $\alpha = 0^\circ$ главная точка, как говорилось выше, и точка надира совпадают. Именно в точке надира, как свидетельствует формула (4), искажения за рельеф равны нулю.

Исходя из формулы (1) можно сказать, что результаты расчетов для любых сканерных систем (например, расположенных на спутниках Quick Bird, OrbView-3, EROS-A и других) будут такими же, как и для IKONOS-2, так как формула (1) учитывает лишь отклонение высоты местности от среднего значения и угол отклонения от надира α , т.е. параметры, не зависящие от самого спутника. Поэтому нет необходимости проводить дальнейшие расчеты по формуле (1) для других спутников.

Выполним расчет погрешностей определения планового положения точек из-за рельефа местности на сканерных снимках Δ_h с применением формулы (2) для спутника IKONOS-2, используя его данные: охват местности $D = 11$ км, высоту съемки $H = 680$ км, приняв те же углы отклонения от надира α и отклонения высоты местности от средней отметки h . Расчеты приведем в таблице 4.

Таблица 4

Погрешность определения планового положения точек местности по снимку с использованием формулы (2) для спутника IKONOS-2 (в метрах)

Угол отклонения от надира, α	Отклонение высоты местности от среднего значения h , м					
	2 м	10 м	50 м	100 м	250 м	500 м
0°	0,0	0,0	0,4	0,8	2,0	4,0
5°	0,1	0,9	4,7	9,5	23,8	47,7
15°	0,5	2,7	13,8	27,6	69,0	138,0
25°	0,9	4,7	23,7	47,4	118,5	237,1

Сопоставляя данные таблиц 3 и 4, следует отметить, что автор работы [2] учел искажения на краях снимка. Возможно, автор работы [1] решил, что ПЗС-линейка мала и искажения на краю линейки мало что изменят. Однако из сопоставления таблиц 3 и 4 также видно, что погрешность определения планового положения для спутника IKONOS-2 может достигать четырех метров.

Для сравнения определим погрешность планового положения точек местности с использованием формулы (2) для спутника Quick Bird. Его исходные данные: $D = 16,5$ км, $H = 450$ км. Результаты представим в таблице 5.

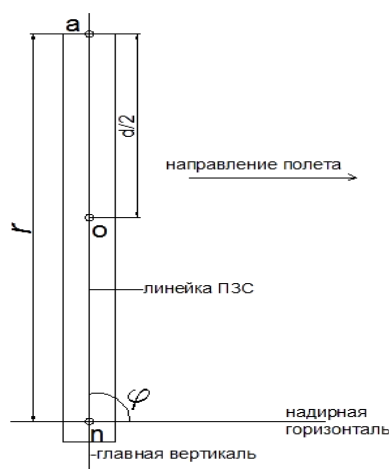
Таблица 5

Погрешность определения планового положения точек местности по снимку с использованием формулы (2) для спутника Quick Bird (в метрах)

Угол отклонения от надира, α	Отклонение высоты местности от среднего значения h , м					
	2 м	10 м	50 м	100 м	250 м	500 м
0°	0,0	0,1	0,9	1,8	4,5	9,1
5°	0,2	1,0	5,2	10,5	26,4	52,9
15°	0,5	2,8	14,3	28,6	71,5	143,1
25°	0,9	4,8	24,2	48,4	121,1	242,3

Сопоставляя данные таблиц 4 и 5, можно заключить, что параметры съемочной системы оказывают влияние на искажения, вызванные рельефом местности, и пренебрегать ими нельзя.

Прежде чем выполнить оценку искажений за рельеф на сканерных снимках с использованием формулы традиционной фотограмметрии [11; 12], необходимо определить радиус-вектор r и полярный угол φ . Для упрощения вычислений предположим, что оптическая ось отклонена от надира перпендикулярно направлению полета. В этом случае угол $\varphi = 90^\circ$, и расположение точек будет, как показано на рисунке 1.



Определение радиус-вектора и полярного угла

a – изображение точки местности (выберем точку на краю ПЗС-линейки); o – главная точка строки;
 n – точка надира; r – радиус-вектор; $d/2$ – половина размера линейки ПЗС

На основании рисунка радиус-вектор можно рассчитать по формуле:

$$R = na = on + oa = f \operatorname{tg} \alpha + \frac{d}{2}, \quad (5)$$

где $on = f \operatorname{tg} \alpha$ [12]; $d = \frac{D}{m}$ – знаменатель масштаба фотографирования m вычисляется по известной формуле из источника [12]:

$$m = \frac{H}{f}. \quad (6)$$

Значения высот полетов спутников H и фокусных расстояний f съемочных систем приведены в таблице 1.

Значение радиус-вектора r для каждого спутника будет свое. Выполним расчет r для спутника IKONOS-2. Результаты расчетов представим в таблице 6.

Таблица 6

Расчет величины радиус-вектора r для спутников IKONOS-2

$\alpha, ^\circ$	$0, ^\circ$	$5, ^\circ$	$15, ^\circ$	$25, ^\circ$
спутник IKONOS-2; $f = 10000$ мм; $D = 11$ км; $H = 680$ км				
r , мм	81,1	955,9	2760,5	4744,1

Для спутника IKONOS-2 исходными данными будут: фокусное расстояние $f = 10000$ мм; высота съемки $H = 680$ км; полярный угол $\varphi = 90^\circ$; радиус-вектора r , рассчитанные и представленные в таблице 6, а также величины α и h , значения которых были приняты ранее. Результаты расчетов даны в миллиметрах и представлены в таблице 7.

Таблица 7

Искажения на сканерном снимке за рельеф точек местности
с использованием формулы традиционной фотограмметрии для спутника IKONOS-2 (в мм)

Угол отклонения от надира α /радиус-вектор r , мм	Отклонение высоты местности от средней отметки h , м					
	2 м	10 м	50 м	100 м	250 м	500 м
0°/81,1	0,000238	0,00119	0,00596	0,0119	0,0298	0,0596
5°/955,9	0,00278	0,0139	0,0697	0,139	0,349	0,697
15°/2760,5	0,00756	0,0381	0,199	0,381	0,969	1,99
25°/4744,1	0,0114	0,0586	0,329	0,586	1,52	3,29

Так как в таблице 7 получены искажения за рельеф на сканерных снимках, пересчитаем эти значения в погрешности определения планового положения точек местности, используя следующую формулу:

$$\Delta_h = \delta_h \cdot m, \quad (7)$$

где знаменатель масштаба съемки m вычисляется по формуле (6), и для изображений со спутника IKONOS-2 $m = 68000$.

Результаты расчетов по формуле (7) для спутника IKONOS-2 приведены в таблице 8.

Таблица 8

Погрешность определения планового положения точек из-за рельефа местности для спутника IKONOS-2 (в метрах)

Угол отклонения от надира α /радиус-вектор r , мм	Отклонение высоты местности от средней отметки h , м					
	2 м	10 м	50 м	100 м	250 м	500 м
0°/81,1	0,0	0,1	0,4	0,8	2,0	4,1
5°/955,9	0,2	0,9	4,7	9,5	23,7	47,4
15°/2760,5	0,5	2,5	13,5	25,9	65,8	135,3
25°/4744,1	0,8	3,9	20,0	39,8	100,0	200,0

Исходя из полученных результатов, можно заключить, что формулой традиционной фотограмметрии (3) можно тоже пользоваться, так как получили похожие, хотя и отличающиеся от расчетов по формулам (1) и (2) результаты, особенно заметные с увеличением отклонения высоты местности от среднего значения. Однако, как видно из формулы (3), для расчета требуется знание таких величин, как расстояния от точки надира до текущей r и фокусное расстояние f , которое приведено в литературе приближен-

но, а для расчета r нужно знать с высокой точностью размер пиксела на линейке ПЗС, который также известен с округлением. Кроме того, расчеты по формуле (3) довольно сложны.

Анализируя полученные результаты, можно заключить, что следует отдавать предпочтение формуле (2), так как в формуле (1) не учитываются искажения, вызванные влиянием рельефа на краях снимка.

Как отмечает автор работы [1], анализируя таблицу 2, при съёмке равнинной местности погрешность определения планового положения контуров по снимку, прошедшему аффинную географическую привязку, может достигать десятков, а при съёмке гор – сотен метров. И отмечает, что выполнение ортотрансформирования с учетом модели рельефа местности практически всегда (за исключением случаев съёмки равнинной местности или использования надирных снимков, предоставление которых поставщики данных не гарантируют) является необходимым условием получения выходных продуктов высокой точности [1]. Однако с этим утверждением нельзя согласиться, так как в формулах расчета погрешностей определения положения точек по снимку имеет место суммарное влияние как рельефа местности, так и угла наклона снимка.

Влияние угла наклона снимка устраняется в ходе трансформирования. Оставшиеся искажения за рельеф рассчитаны в таблицах 4, 5 и 7 при $\alpha = 0^\circ$ и достигают значительных величин при больших превышениях точек местности над средней плоскостью.

Допустимые смещения точек на цифровых ортофотопланах вследствие влияния рельефа не должны превышать 0,3 мм [2; 13; 14]. Исходя из этого требования рассчитаем величины погрешностей планового положения точек на местности Δ_h для карт и планов разных масштабов по формуле:

$$\Delta_h = 0,3M, \quad (8)$$

где M – знаменатель масштаба ортофотоплана.

Результаты расчетов по формуле (8) приведены в таблице 9.

Таблица 9

Расчет величины погрешностей в плановом положении точек

Знаменатель масштаба M фотоплана	Погрешность положения точки (м)
	0,3 M
2 000	0,6
5 000	1,5
10 000	3,0
25 000	7,5

Выведем формулу для определения допустимых превышений $h_{\text{дон}}$ на основе формулы (4), умножив левую и правую части этой формулы на знаменатель масштаба съёмки m , в результате получим допустимые искажения планового положения точек местности $\Delta_{h\text{дон}}$:

$$\Delta_{h\text{дон}} = m \frac{r h_{\text{дон}}}{H}, \quad (9)$$

где mr в принятых нами обозначениях будет $\frac{D}{2}$, и формула (9) примет вид:

$$\Delta_{h\text{дон}} = \frac{D h_{\text{дон}}}{2H}. \quad (10)$$

откуда

$$h_{\text{дон}} = \frac{2H \Delta_{h\text{дон}}}{D}. \quad (11)$$

Можно также вывести формулу расчета допустимых превышений на основании формулы (2), приняв $\alpha = 0^\circ$ и решив ее относительно $h_{\text{дон}}$. В результате получим формулу (11).

Расчет допустимых превышений не вызовет проблем, так как входящие в формулу (11) параметры приведены в литературе.

Выполним вычисления допустимых превышений $h_{\text{дон}}$ для обеспечения величин погрешностей определения планового положения, приведенных в таблице 9. Результаты вычислений допустимых превышений между точками на местности для сканерных снимков, полученных со спутников *IKONOS-2*, *QuickBird*, *OrbView-3*, *EROS-A*, приведем в таблице 10, из которой видно, что при создании карт масштаба 1:М...1:25000 превышения точек местности могут быть значительными (более 500 м). С увеличением масштаба ортофотоплана величины превышений точек местности уменьшаются и при создании ортофотоплана масштаба 1:2000 по снимкам, полученным со спутника *QuickBird*, можно не учитывать искажения за рельеф при превышениях точек местности над средней плоскостью не более 41 м на сканерный снимок.

Таблица 10

Определение допустимых значений превышений точек на местности
для спутников IKONOS-2, QuickBird, OrbView-3, EROS-A

Знаменатель масштаба M	2000	5000	10000	25000
<i>IKONOS-2</i>				
h , м	74	185	371	927
<i>EROS-A</i>				
h , м	41	103	206	514
<i>Quick Bird</i>				
h , м	82	75	164	409
<i>Orb View-3</i>				
h , м	71	176	352	881

При превышениях, больших, чем указано в таблице 10, необходимо при создании ортофтоплана использовать цифровую модель рельефа.

ЛИТЕРАТУРА

1. Титаров, П.С. Практические аспекты фотограмметрической обработки сканерных космических снимков высокого разрешения / П.С. Титаров [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://www.gasurs.ru>-сайт организации «Ракурс».
2. Назаров, А.С. Фотограмметрия / А.С. Назаров. – Минск, ТетраСистем, 2006. – 368 с.
3. Обзор космических систем высокого разрешения [Электронный ресурс]. – Режим доступа: vinek.narod.ru/satelits.htm.
4. Мельников, А.А. Обзор космических съемочных систем высокого разрешения / А.А. Мельников [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://www.vvhc.ru>.
5. [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://www.geoprofi.ru> // Журнал по геодезии, картографии и навигации.
6. Адров, В.Н. Критерии выбора данных ДЗЗ для топографического картографирования / В.Н. Адров, Ю.И. Карионов [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://vinek.narod.ru/satellites.htm> обзор космических систем.
7. Лавров, В.В. Космические съемочные системы сверхвысокого разрешения [Электронный ресурс]. – Режим доступа: www.innjet.com.
8. Grodecki, J. IKONOS Geometric Accuracy / J. Grodecki, G. Dial // Proceedings of Joint Workshop of ISPRS Working Groups I/2, I/5 and IV/7 on High Resolution Mapping from Space 2001, University of Hannover, Germany, Sept 19 – 21, 2001.
9. IKONOS Imagery Products and Product Guide. Space Imaging LLC, 2002.
10. Лавров, В.В. Самые детальные и точные геопространственные данные из космоса / В.В. Лавров, С.Н. Полещук [Электронный ресурс]. – Режим доступа: http://innoter.com/articles/oil_gas_activity/.
11. Бобир, Н.Я. Фотограмметрия / Н.Я. Бобир. – М.: Недра, 1965. – 290 с.
12. Бобир, Н.Я. Фотограмметрия / Н.Я. Бобир, А.Н. Лобанов, Г.Д. Федорук. – М.: Недра, 1974. – 472 с.
13. Инструкция по фотограмметрическим работам при создании топографических карт и планов. – Минск: УП «БелНИЦЗЕМ», 2003. – 78 с.
14. Инструкция по фотограмметрическим работам при создании цифровых топографических карт и планов: ГКИНП (ГНТА)-02-036-02. – М.: ЦНИИГАиК, 2002.

Поступила 24.06.2013

COMPARATIVE ANALYSIS OF FORMULAE OF DISTORTION BECAUSE OF RELIEF ON SCANNER PHOTOS

A. MIKHEEVA, A. ZHUK

Formulae of calculation of distortion of target location of area spots are considered. Recommendations on the choice of the formula for calculation are given. The formula, allowing to calculate acceptable exceeding of area spots regarding median plane on the photo of the territory, less than which there is no need in digital model of relief. Calculation of acceptable exceedings for some satellites is made.

УДК [332.3+631.582]:528.46

ТЕХНОЛОГИЯ РАЗРАБОТКИ ПРОЕКТА ГЕОПОРТАЛА

П.Н. ФОМЕНКО

(Белорусская государственная сельскохозяйственная академия, Горки)

Рассмотрены вопросы методики разработки проекта геоportала. Основываясь на современных достижениях и зарубежном опыте, определены этапы создания геоportала. Предложена технология публикации проектов внутрихозяйственного землеустройства в сети Internet с помощью среды создания картографических web-сервисов с открытым кодом MapServer. Описана технология создания интерфейса системы с помощью связки HTML+CSS, а также порядок работы и функциональные возможности среды MapServer.

Введение. Современное сельскохозяйственное производство базируется на новейших технологиях и охватывает большие территории. В связи с этим оно требует обоснованной организации использования земель, прогрессивных форм хозяйствования, охраны земель. Решения данных вопросов разрабатываются в проектах землеустройства [1; 2, с. 77 – 82].

Для оперативного доступа государственных, частных организаций и учреждений, органов власти, землепользователей, инвесторов к землеустроительным данным в Республике Беларусь ведутся исследования по созданию единой информационной системы в среде интернет, благодаря которой все заинтересованные лица могли бы получить on-line доступ к материалам землеустройства. Поскольку данная проблема еще не нашла окончательного решения, то разработка названной информационной системы или систем для управления земельными ресурсами на всех уровнях государственной власти актуальной является задачей.

Анализ источников. Основу названных систем определяют геоportалы – электронные географические ресурсы, размещенные в сети Internet с целью предоставления доступа к пространственной информации всех заинтересованных лиц и организаций через WEB-браузер.

Создание информационной системы (геоportала), функционирующей в среде интернет, активно реализуется за рубежом [3 – 6]. В [3] описана технология публикации картографической информации в геоportалах. Представлено разработанное КБ «Панорама» программное обеспечение для работы с пространственными данными в сети Интернет.

В работе [4] описан геоportал Франции ([www. geoportail.fr](http://www.geoportail.fr)), который обеспечивает доступ к базовым информационным ресурсам (4 слоя континентальной Франции, французские заморские территории). Геоportал поддерживает функции поиска пространственных данных (от Государственной топографической службы Франции и Службы геологических и горнопромышленных исследований BRGM).

В геоportале Франции [5] www. geoportail.fr, открытие которого состоялось 23 июня 2006 года, обеспечивается для широкого доступа визуализация бесшовной ортомозаики (ортоплана) территории Франции и её заморских территорий с разрешением 50 см. Геоportал поддерживает большое количество всевозможных функций. Базовые пространственные данные (БД) представлены четырьмя высокодетальными наборами данных: БД о топографических объектах BD TOPO; БД о бесшовной ортомозаике BD ORTO, кадастровой векторной БД «BD PARCELLAIRE» и адресной «BD ADRESSE».

Авторы в работе [6] описывают систему Web-картографирования, использующую спецификации Open GIS, архитектура которой базируется на системе объектных компонентов. Планируется положить ее в основу программы развития геоинформационно-телекоммуникационной инфраструктуры управления территориями.

В [7] изложено о создании ВГУП «ГОСГИС-ЦЕНТР» картографического Internet-портала, для целей обеспечения потребителей официальной открытой картографической информацией из Федерального картографо-геодезического фонда. Адрес портала: «www.ggc.ru».

Вопросы, связанные с использованием Web-порталов, рассмотрены А.В. Веселовским [8], который описывает функции и схему Web-портала на примере проекта «Электронная Земля», обосновывает связь задач, решаемых геоportалом с пользователями, отмечает необходимость GIS, Web, GRID-технологий при его создании.

Общие положения о геоportале в работе [9] описывает А.В. Кошкарев. Исследователь С.А. Осокин приводит структуру геоportала «ДАТА+» [10], который сводится к системе, в центре которой находится база метаданных, управляемая СУБД. Обработку запросов к базе метаданных выполняет специальный сервер, созданный по технологии GIS Portail Toolkit.

В 2012 году разработан геопортал Воронежской области [11], основанный на программном продукте ArcGIS Server Standard Enterprises и предназначенный для кадастрового учета земельных участков.

В РУП «БелНИЦзем» разработана методика по опубликованию схем землеустройства в сети Интернет [12]. Данная технология позволяет всем заинтересованным лицам получать доступ к схемам землеустройства в online-режиме, также обеспечена возможность удаленного редактирования пространственных данных. Описан пробный образец созданного геопортала, содержащего данные схемы землеустройства Пинского района.

Несмотря на накопленный материал по разработке геопорталов, отмечается отсутствие таких разработок для управления земельными ресурсами на региональном и государственном уровнях для ведения земельного кадастра, землеустроительного проектирования, мониторинга и перераспределения земель, их охраны. В связи с этим актуальным является решение следующих задач:

- определение функции и архитектуры системы портала;
- определение состава материалов, необходимых для публикации в портале;
- создание геоинформационного сервиса визуализации;
- создание интерфейса системы [12].

Для решения поставленных задач в настоящей работе осуществляются:

- разработка модулей для создания интерфейса системы;
- работы с сервисами визуализации и редактирования пространственных данных;
- публикации shp-файлов в геопортале.

Методы исследования. Создание проекта геопортала представляется в виде описания этапов создания WEB-сайта и публикации в нем shp-файлов проекта внутрихозяйственного землеустройства.

На рисунке 1 представлена разработанная нами схема создания геопортала.

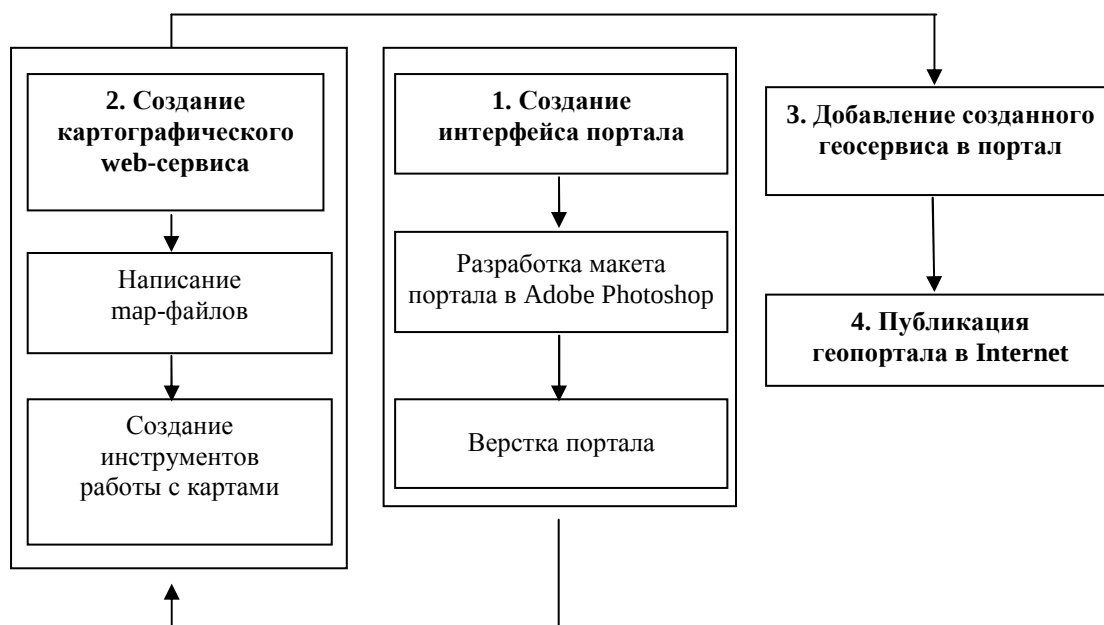


Рис. 1. Схема создания геопортала

В соответствии с данной схемой осуществляются следующие процессы:

Создание интерфейса портала

Создание интерфейса геопортала выполнено блочной div-версткой, так как сверстанные div-ами сайты загружаются быстрее в 2...3 раза по сравнению с табличной версткой.

Для первого этапа проекта используются следующие программы: **Macromedia Dreamweaver**, **Adobe Photoshop**, **Генератор HTML+CSS шаблонов** (режим доступа <http://csstemplater.com/>).

Далее может быть рекомендована следующая технология создания сайта [13;14]:

1. Разработка дизайнерского макета будущего сайта в программе **Adobe Photoshop** (рис. 2).
2. Создание макета геопортала с помощью программы **Генератор HTML+CSS шаблонов** (режим доступа <http://csstemplater.com/>). Шаблон должен соответствовать предложенному ранее дизайну сайта. В данной программе, руководствуясь psd-макетом, создается шаблон сайта (файлы Index.html и style.css), представленный на рисунке 3.



Рис. 2. Psд-макет сайта

Header: Lorem ipsum dolor sit amet, consectetur adipiscing elit. Cras tortor. Praesent dictum, libero ut tempus dictum, neque eros elementum mauris, quis mollis arcu velit ac diam. Etiam neque. Quisque nec turpis. Aliquam arcu nulla, dictum et, lacinia a, mollis in, ante. Sed eu felis in elit tempor venenatis. Cum sociis natoque penatibus et magnis dis parturient montes, nascetur ridiculus mus. Ut ultricies porttitor purus. Proin non tellus at ligula fringilla tristique. Fusce vehicula quam. Curabitur vel tortor vitae pede imperdiet ultrices. Sed tortor.

Content: Sed placerat accumsan ligula. Aliquam felis magna, congue quis, tempus eu, aliquam vitae, ante. Cras neque justo, ultrices at, rhoncus a, facilisis eget, nisi. Quisque vitae pede. Nam et augue. Sed a elit. Ut vel massa. Suspendisse nibh pede, ultrices vitae, ultrices nec, mollis non, nibh. In sit amet pede quis leo vulputate hendrerit. Cras laoreet leo et justo auctor condimentum. Integer id enim. Suspendisse egestas, dui ac egestas mollis, libero orci hendrerit lacus, et malesuada lorem neque ac libero. Morbi tempor pulvinar pede. Donec vel elit.

Right Sidebar: Integer velit. Vestibulum nisi nunc, accumsan ut, vehicula sit amet, porta a, mi. Nam nisi tellus, placerat eget, posuere eget, egestas eget, dui. Pellentesque habitant morbi tristique senectus et netus et malesuada fames ac turpis egestas. In elementum urna a eros. Integer iaculis. Maecenas vel elit.

Footer: Mus elit Morbi mus enim lacus at quis Nam eget morbi. Et semper urna urna non at cursus dolor vestibulum neque enim. Tellus interdum at laoreet laoreet lacinia lacinia sed Quisque justo quis. Hendrerit scelerisque lorem elit orci tempor tincidunt enim Phasellus dignissim tincidunt. Nunc vel et Sed nisl Vestibulum odio montes Aliquam volutpat pellentesque. Ut pede sagittis et quis nunc gravida porttitor ligula.

Рис. 3. Файл Index.html

3. Редактирование файлов Index.html и style.css сводится к следующим процессам:

- установка цветов всех элементов макета, включая и его подложку;
- верстка горизонтального меню, вертикального меню, контейнера.

Верстка каждого элемента включает:

- HTML-кодирование в виде тэгов;
- задание стилей элементов;
- создание динамических иконок, для которых также задается стиль.

Соответствующий код позволяет изменять цвет иконки при наведении на нее мыши [13]. Для добавления интерактивности portalу рекомендуется использовать браузерный язык программирования JavaScript.

Создание картографического web-сервиса

Для создания картографического web-сервиса и отображения shp-файлов проекта внутрихозяйственного землеустройства в web-браузере был использован программный продукт MapServer. Он является мощным инструментом создания картографических web-сервисов и по своей функциональности не уступает платному программному обеспечению, даже такому, как ArcGis Server.

В основе MapServer лежит CGI-программа, которая принимает от пользователя запрос, генерирует растровый файл и встраивает его в html-документ, отсылаемый пользователю. Какие слои будут участвовать при генерации файла, как именно они будут отображаться, описывается в специальном файле с расширением *map*, который передается программе **mapserv** в качестве одного из параметров, заданных пользователем в адресной строке [15].

Большая часть работы над созданием web-сервиса как раз и состоит из написания *map*-файла.

Для публикации растра нужно создать *map*-файл, т.е. в программе **Блокнот** (или иной, аналогичной) прописать соответствующий код, и сохранить файл с расширением *map*.

Содержание *map*-файла при публикации растрового плана землепользования [17]:

```
MAP
IMAGETYPE GIF #тип растра, отсылаемого пользователю
EXTENT 2715.8 979.2 3061.2 9800.50 #координаты нижнего левого и верхнего правого углов карты
SIZE 3500 3500 #размеры карты в px
SHAPEPATH "/ms4w/apps/example/shp/" #путь к файлу
IMAGECOLOR 255 255 255 #цвет фона карты
LAYER #определяемый растровый слой
NAME Map1.bmp #название слоя
DATA "Map1.bmp" #название файла
STATUS ON
TYPE RASTER
PROCESSING "BANDS=1,2,3"
OFFSITE 0 0 0
END
```

Для публикации shp-файлов проекта BX3 [17] в новом *map*-файле необходимо прописывать код:

```
MAP
IMAGETYPE GIF #тип растра, отсылаемого пользователю
EXTENT 2715.8 979.2 3061.2 9800.50 #координаты нижнего левого и верхнего правого угла карты
SIZE 3500 3500 #размеры карты в px
SHAPEPATH "/ms4w/apps/example/shp/" #путь к shp-файлу
IMAGECOLOR 255 255 255 #цвет фона карты
LAYER #слой
NAME zemli #название слоя
DATA zemli #название shp-файла
STATUS ON #переключатель, означающий, должен ли слой отображаться на карте
TYPE POLYGON #тип слоя (point|line|polygon|circle|annotation|raster|query|chart)
CLASS
NAME "земли" #название класса
STYLE
COLOR 232 232 232 #цвет заливки полигонов
OUTLINECOLOR 32 32 32 #определяет цвет контуров полигонов
END
END
```

Обработав данный *map*-файл, MapServer сгенерирует карту, на которой все объекты будут иметь одинаковый цвет.

Для задания каждому виду земель определенного цвета в *map*-файле прописывают разделы **class** в соответствии с атрибутивной таблицей данной темы:

```
CLASSITEM "Вид_земель" #определения атрибута, по которому будут выделяться классы
CLASS
NAME "Пахотные улучшенные" #наименование класса
EXPRESSION 'Пахотные улучшенные' #название класса в таблице атрибутов темы
STYLE
COLOR 153 153 153
END
END
```

Аналогичным образом прописывают классы для всех видов земель, входящих в данную тему. Тема Экспликация.shp [17], сгенерированная в MapServer, представлена на рисунке 4.



Рис. 4. Тема Экспликация.shp, сгенерированная в MapServer

Для того чтобы подписать объекты, в map-файл до начала описаний слоев необходимо добавить параметр `"/fonts/fonts.list"`.

В файле `fonts.list` хранится информация о шрифтах FONTSET, доступных в MapServer. В раздел `class` необходимо внести параметр LABELITEM "имя_поля", в котором указывается название поля, хранящего подписи:

```

LABEL
COLOR 132 31 31 #цвет подписи
SHADOWCOLOR 218 218 218 #цвет тени подписи
SHADOWSIZE 2 2 #определяет размер тени в px.
TYPE TRUETYPE #тип шрифта
FONT arial-italic
SIZE 7
ANTIALIAS TRUE #включает или отключает сглаживание
POSITION CL #положение текста подписи по отношению к
подписываемым объектам
PARTIALS FALSE #создание неполных подписей
MINDISTANCE 100 #min расстояние в пикселях между повто-
ряющимися подписями
BUFFER 3 #min расстояние между подписями
ENCODING CP1251 #кодировка Windows-1251
END

```

Разделы **Label** прописывают для каждого класса [16].

Аналогичным образом создаем map-файлы для остальных слоев проекта внутрихозяйственного землеустройства [17].

Полученные карты имеют один большой недостаток – они статичные. Однако для создания высокофункционального геопортала требуется создание не просто статичных карт, а интерактивных, позволяющих реагировать на действия пользователя.

Для создания динамических карт в MapServer используются шаблоны HTML. Шаблон HTML представляет собой файл HTML с набором специальных тегов – переменных CGI, обрабатываемых MapServer. Для создания динамической карты в map-файле создают параметр `web`:

WEB

TEMPLATE './templates/template.html' # путь к html-шаблону

IMAGEPATH '/ms4w/tmp/ms_tmp/' #директория сохранения обработанного изображения

IMAGEURL '/ms_tmp/'

MapServer также позволяет создавать инструменты сдвига и масштабирования карты, инструменты работы со слоями, добавление масштабной линейки, обзорной карты, поддерживает работу с запросами. Для добавления созданного геосервиса в портал мы использовали язык html. Фрагмент портала представлен на рисунке 5.

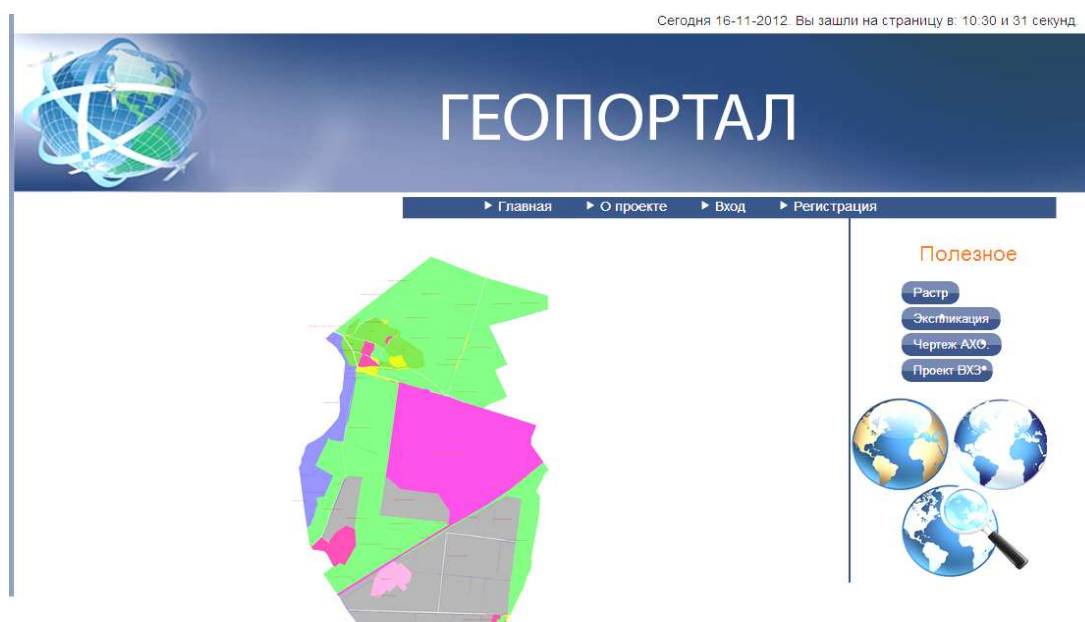


Рис. 5. Проект геопортала

Заключение. В результате проведенного исследования работы разработана технология представления проектов землеустройства в сети Интернет. Описана технология верстки интерфейса геопортала на основе HTML+CSS, Javascript. Представлена методика создания картографического web-сервиса с использованием программного продукта с открытым кодом MapServer на примере ГИС-проекта внутрихозяйственного землеустройства. Данное программное обеспечение хотя и является бесплатным, однако по своим функциональным возможностям не уступает платному программному обеспечению.

Разработанная технология может быть положена в основу создания единой информационной системы Республики Беларусь, благодаря которой все заинтересованные лица могли бы получить on-line доступ к проектам землеустройства и землеустроительным данным.

Технология может использоваться для создания единой информационной системы для целей управления земельными ресурсами на региональном и республиканском уровнях, для ведения земельного кадастра, землеустроительного проектирования, мониторинга земель.

ЛИТЕРАТУРА

1. Колмыков, В.Ф. Курсовое и дипломное проектирование по землеустройству: учеб. пособие / В.Ф. Колмыков; Белорус. гос. сельскохозяйств. акад. – Горки, 2002.
2. Кодекс Республики Беларусь о земле 23 июля 2008 г. № 425-З.
3. Беленков, О.В. Технология публикации пространственных данных на геопорталах / О.В. Беленков // Геопрофи. – 2011. – № 2. – С. 23 – 25.
4. Leboeuf, P. Геопортал: портал для территорий и граждан. Géoportail: le portail des territoires et des citoyens / P. Leboeuf // Monde cartes. – 2006. – № 190. – С. 20 – 23.
5. Кошкарев, А.В. Инфраструктура пространственных данных Франции / А.В. Кошкарев // Пространств. дан. – 2007. – № 1. – С. 22 – 27.
6. Архитектура службы распространения географической информации. Constructing geo-information sharing architecture / Liu Qiang [и др.] // Geo-spat. Inf. Sci. – 2006. – № 3. – С. 206 – 209.
7. Ребрий, А.В. О создании и развитии отраслевого картографического портала / А.В. Ребрий // Геодезия и картография. – 2009. – № 4. – С. 5 – 8.
8. Веселовский, А.В. Интеграция информационных ресурсов с помощью Интернет-порталов в проекте «Электронная Земля» / А.В. Веселовский // Проблемы окружающей среды и природных ресурсов. – 2007. – № 8. – С. 61– 64.
9. Кошкарев, А.В. Геопортал как инструмент управления пространственными данными и геосервисами / А.В. Кошкарев // Пространств. дан. – 2008. – № 2. – С. 6, 8 – 16.
10. Осокин, С.А. Геопортал «Дата+» / С.А. Осокин // Пространств. данн. – 2008. – № 2. – С. 26, 28 – 30.
11. Яковлев, Д.В. Геопортал Воронежской области – инструмент повышения эффективности управления территорией / Д.В. Яковлев // Управление развитием территории. – 2011. – № 1. – С. 43 – 47.
12. Ольшевский, А. Технология предоставления и редактирования картографических материалов схем землеустройства в сети Интернет / А. Ольшевский // Земля Беларуси. – 2011. – № 4. – С. 39 – 45.
13. Блочная верстка (div-верстка) [Электронный ресурс]. – 2012. – Режим доступа: <http://www.sdelaysite.com/kniga/verstka-kniga/blochnaya-verstka-div>. – Дата доступа: 10.10.2012.
14. Прохоренок, Н.А. HTML, JavaScript, PHP, MySQL. Джентльменский набор Web-мастера / Н.А. Прохоренок. – 3-е изд. – СПб.: БХВ-Петербург, 2012. – 912 с.
15. Документация по MapServer [Электронный ресурс]. – 2012. – Режим доступа: <http://gis-lab.info/docs/MapServer>. – Дата доступа: 01.05.2012.
16. Welcome to MapServer [Электронный ресурс]. – 2012. – Режим доступа: <http://www.MapServer.org>. – Дата доступа: 01.05.2012.
17. Фоменко, П.Н. Геоинформационное обеспечение организации земель при внутрихозяйственном землеустройстве / П.Н. Фоменко // Вестн. Полоц. гос. ун-та. – 2012. – № 8. – С. 153 – 159.

Поступила 14.01.2013

THE TECHNOLOGY OF CREATION OF GEOPORTAL PROJECT

P. FOMENKO

The article presents the methods and steps of geoportals creation on the basis of current achievements and international experience. The technology of publication of farm boundary adjustment projects on the Internet with the use of web-mapping services and open source MapServer is specified. The technology of interface creation of the system with HTML+CSS and the mode of operation and functionality of MapServer are examined.

СОДЕРЖАНИЕ

<i>Бакатович А.А.</i> Научные исследования инженерно-строительного факультета Полоцкого государственного университета в области архитектуры и строительства	2
--	---

АРХИТЕКТУРА

<i>Колосовская А.Н.</i> Архитектура католических монастырей Беларуси: монашеский орден бригитток	5
<i>Платонова Р.М., Соловьева М.В., Платонова М.А.</i> Историческая усадьба Поклевских-Козелл	10
<i>Захаркина Г.И., Зенченко И.Ю.</i> Архитектурно-композиционное решение набережных Беларуси	15
<i>Матвейчук В.И.</i> Реконструкция общегородского центра Новополоцка	21

СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

<i>Лазовский Д.Н., Бадалова Е.Н.</i> Усиление изгибаемых железобетонных конструкций арматурой из углеродных волокон	25
<i>Драган В.И., Тур В.В., Морилова Н.Л., Дмитриева А.В.</i> Расчет надежности металлических структурных конструкций системы	37
<i>Попков Ю.В., Ромеро Веларде С.К.</i> Напряженно-деформированное состояние сжатых железобетонных конструкций с кососимметричным расположением арматурных стержней в поперечном сечении	47
<i>Сафончик Д.И., Коледа Е.А.</i> Проблемы актуализации действующей нормативной литературы в области нормирования механизированных строительных работ	54
<i>Тур В.В., Малыха В.В.</i> Экспериментальные исследования изгибаемых бетонных элементов с комбинированным армированием стальными и стеклопластиковыми стержнями	58
<i>Жукьян П.П.</i> Усиление наращиванием железобетонных плит, опертых по контуру	66
<i>Коледа Е.А., Сафончик Д.И.</i> Анализ Технического кодекса установившейся практики ТКП 45-1.03-63-2007 «Монтаж зданий. Правила механизации»	70

СТРОИТЕЛЬНЫЕ МАТЕРИАЛЫ

<i>Давыденко Н.В., Бакатович А.А.</i> Влияние показателя влажности на коэффициент теплопроводности соломенных и костросоломенных теплоизоляционных материалов	73
<i>Зеленкевич Д.С., Язубкин А.Н.</i> Применение законов теории перколяции при подборе состава водонепроницаемого бетона	79

ИНЖЕНЕРНЫЕ СЕТИ И ЭНЕРГОРЕСУРСОСБЕРЕЖЕНИЕ

<i>Серенков П.С., Воронин А.Н., Липский В.К.</i> Анализ отечественных и зарубежных методик оценки риска в магистральном трубопроводном транспорте	83
<i>Кульбей А.Г., Леонович И.А.</i> Построение полей индивидуального риска для промышленных объектов	89
<i>Савенок В.Е., Шаматурская Е.В., Челов С.А.</i> Оценка масштабов нефтяного загрязнения водных объектов при аварийных разливах нефтепродуктов	96
<i>Нияковский А.М., Гончаров Э.И., Добросольцева Е.С.</i> Интенсификация подъема температуры греющей среды в пропарочных камерах предприятий строительной индустрии	101

ГЕОДЕЗИЯ

<i>Головань Г.Е., Гурко А.О., Мицкевич В.И.</i> Создание программного продукта «Ломоносов» для обработки «взвешенных» антирядов измерений и проверка правильности работы программного комплекса «Россия – Беларусь»	107
<i>Шароглазова Г.А., Товбас С.К., Соловьев А.Н.</i> Методика выполнения высокоточных повторных геодезических измерений на Полоцком геодинатическом микрополигоне	114
<i>Михеева А.А., Жук А.А.</i> Сравнительный анализ формул искажений за рельеф на сканерных снимках	118
<i>Фоменко П.Н.</i> Технология разработки проекта геопортала	124