На правах рукописи

Слепец Виктор Александрович

ТРЕЩИНОСТОЙКОСТЬ И ДЕФОРМАТИВНОСТЬ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ МОСТОВ, УСИЛЕННЫХ ПОЛИМЕРНЫМИ КОМПОЗИЦИОННЫМИ МАТЕРИАЛАМИ НА ОСНОВЕ УГЛЕРОДНОГО ВОЛОКНА

Специальность 05.23.11 – Проектирование и строительство дорог, метрополитенов, аэродромов, мостов и транспортных тоннелей»
(технические науки)

АВТОРЕФЕРАТ
диссертации на соискание ученой степени
кандидата технических наук

Новосибирск – 2017

Работа выполнена на кафедре «Мосты» Федерального государственного бюджетного образовательного учреждения высшего образования «Сибирский государственный университет путей сообщения» (ФГБОУ ВО СГУПС)

Научный руководитель: **Бокарев Сергей Александрович**
доктор технических наук, профессор

Официальные оппоненты: **Митасов Валерий Михайлович**
доктор технических наук,
ФГБОУ ВО «Новосибирский государственный архитектурно-строительный университет»,
профессор кафедры железобетонных конструкций

Овчинников Илья Игоревич
кандидат технических наук
ФГБОУ ВО «Саратовский государственный технический университет имени Гагарина Ю.А.»,
доцент кафедры «Транспортное строительство»

Ведущая организация: Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования «Тихоокеанский государственный университет»

Защита состоится «26» декабря 2017 г. в 10.00 на заседании диссертационного совета Д 999.174.02 при ФГБОУ ВО «Сибирский государственный университет путей сообщения» по адресу: 630049, г. Новосибирск, ул. Дуси Ковальчук, 191, ауд. 224.

С диссертацией можно ознакомиться в библиотеке ФГБОУ ВО «Сибирский государственный университет путей сообщения» и на сайте www.stu.ru.

Отзывы на диссертацию и автореферат диссертации с указанием ФИО, почтового адреса, телефона, адреса электронной почты, наименования организации и должности, подписанные и заверенные печатью организации, в двух экземплярах просим направить в адрес диссертационного совета.

Автореферат разослан «01» ноября 2017 г.

Ученый секретарь
диссертационного совета
канд. техн. наук, доцент Соловьев Леонид Юрьевич

ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА РАБОТЫ

Актуальность темы исследования. На автомобильных дорогах РФ протяженностью порядка 1,4 млн км расположено более 42 тыс. мостовых сооружений различных годов постройки, норм проектирования и условий эксплуатации. Из них свыше 29 тыс. мостовых сооружений по типу пролетных строений относятся к железобетонным, большая часть которых запроектирована под нагрузки Н–30, А11, НК–80, соответствующие нормам 1962 и 1984 гг.

Пролетные строения и опоры – это основные конструкции моста, определяющие его грузоподъемность. Опоры мостов, как правило, имеют запасы несущей способности, обеспечивающие пропуск перспективных нагрузок, пролетные строения таких запасов не имеют. При планировании работ по реконструкции и капитальному ремонту с целью доведения показателей сооружения до уровня нормативных требований встает вопрос о необходимости усиления балок пролетных строений. Современной и перспективной технологией усиления железобетонных конструкций является система внешнего армирования полимерными композиционными материалами (ПКМ) на основе углеродного волокна. Однако на данный момент единый государственный стандарт по проектированию и расчетам усиленных ПКМ железобетонных конструкций мостов отсутствует, что ограничивает возможности их применения. Прочностные расчеты усиленных мостовых конструкций выполняют в соответствии с требованиями специально разработанных отраслевых нормативных документов и стандартов, основанных на отечественных и зарубежных методиках. Существующая методика расчета железобетонных конструкций, усиленных ПКМ, по трещиностойкости и деформативности не может быть применена при расчете усиления мостов.

Актуальность темы исследования обусловлена необходимостью обеспечения трещиностойкости и жесткости железобетонных конструкций мостов, усиленных ПКМ.

Степень разработанности темы исследования. Исследованию трещиностойкости и деформативности железобетонных конструкций посвящены работы О.Я. Берга, А.А. Гвоздева, И.Ю. Белуцкого, П.П. Ефимова, А.С. Залесова, О.Г. Кумпяка, Л.П. Лемыша, В.М. Митасова, Г.А. Молодченко, В.И. Мурашова, Я.М. Немировского, В.С. Плевкова, М.М. Холмянского и др. Вопросам усиления ПКМ железобетонных конструкций посвящены работы отечественных научных коллективов под руководством С.А. Бокарева, А.В. Калугина, Д.Р. Маиляна, Т.А. Мухамедиева, И.Г. Овчинникова, И.И. Овчинникова, Д.Н. Смердова, А.А. Шилина, В.И. Шестерикова и др., а также зарубежных ученых F. Ceroni, M. Pecce, Y. Zhang, H. Toutanji, C. Cazacu и др.

С сентября 2014 г. введен в действие Свод правил 164.1325800.2014 Усиление железобетонных конструкций композиционными материалами, разработанный авторским коллективом АО «НИЦ "Строительство"» – НИИЖБ им. А.А. Гвоздева, ЗАО «Триада–Холдинг» и ЗАО «ХК "Композит"». ФГУП «РосДорНИИ», ООО «БАСФ Строительные системы», ООО «Зика», АО «Препрег–СКМ» и другими организациями разработаны и предложены стандарты организации и руководства по расчету зданий и сооружений, усиленных композиционными материалами.

Методики расчета, изложенные в приведенных нормативных документах и рекомендациях, в большей степени распространяются на проектирование усиле-

ния железобетонных конструкций промышленных и гражданских зданий и сооружений и не могут в полной мере быть использованы при проектировании усиления железобетонных конструкций мостов ввиду особенностей их работы и требований к их проектированию. Настоящее исследование посвящено совершенствованию методики расчета по трещиностойкости и деформативности железобетонных мостовых конструкций, усиленных полимерными композиционными материалами на основе углеродного волокна.

Объектом исследования являются разрезные балочные пролетные строения автодорожных мостов из обычного железобетона, усиленные полимерными композиционными материалами на основе углеродного волокна, эксплуатируемые на автомобильных дорогах РФ.

Предметом исследования являются трещиностойкость и деформативность железобетонных пролетных строений мостов, усиленных полимерными композиционными материалами на основе углеродного волокна.

Цель работы – повышение надежности железобетонных пролетных строений мостов путем совершенствования методики расчета усиленных ПКМ конструкций по трещиностойкости и деформативности.

Для достижения цели поставлены следующие **задачи**:

– провести обзор конструкций и выполнить анализ технического состояния железобетонных пролетных строений автодорожных мостов и методов их расчетов по трещиностойкости и деформативности;

– при проведении лабораторных исследований установить и теоретически обосновать особенности и закономерности работы изгибаемых железобетонных элементов, усиленных полимерными композиционными материалами на основе углеродного волокна, по трещиностойкости и деформативности;

– выполнить численное моделирование работы изгибаемых железобетонных элементов, усиленных полимерными композиционными материалами, и установить их соответствие фактической работе конструкций;

– провести обследование, усиление и натурное испытание железобетонного пролетного строения автодорожного моста опорной сети автодорог Новосибирской области и экспериментально определить изменение трещиностойкости, деформативности и динамических параметров эксплуатируемой конструкции после усиления ПКМ;

– усовершенствовать методику расчета по образованию трещин, ширины раскрытия трещин, среднего расстояния между трещинами, определения прогиба усиленных ПКМ железобетонных элементов мостов.

Научная новизна работы:

1) экспериментально установлено и теоретически обосновано влияние ширины контакта ПКМ с растянутой гранью балки на ширину раскрытия трещины;

2) теоретически обоснована и экспериментально доказана целесообразность введения в расчет новой конструктивной характеристики – радиус армирования усиленного ПКМ элемента;

3) теоретически установлено влияние ПКМ на значение относительной высоты сжатой зоны ξ, плеча внутренней пары сил z, коэффициентов φ_f и ψ_s при определении жесткости усиленного железобетонного сечения с трещиной в растянутой зоне;

4) экспериментально определено улучшение динамических параметров, таких как частота низших форм колебания и логарифмический декремент затухания, а также значения динамического коэффициента к нагрузке после усиления балок пролетного строения ПКМ.

Теоретическая и практическая значимость работы заключается в расширении представлений о механизме и закономерностях раскрытия трещин и научном обосновании пути повышения трещиностойкости и деформативности железобетонных конструкций мостов, усиленных ПКМ.

Разработанная методика расчета по трещиностойкости и деформативности железобетонных пролетных строений мостов, усиленных полимерными композиционными материалами на основе углеродного волокна предложена Федеральным дорожным агентством РФ в раздел «Композиционные материалы» СП 35.13330.2011. Мосты и трубы, а также использована при расчете усиления пяти пролетных строений мостов на сети дорог Новосибирской области. Результаты исследования используют в курсовом и дипломном проектировании при подготовке специалистов кафедры «Мосты» СГУПС

Методология и методы исследования базируются на системном подходе к проблеме обеспечения жесткости и трещиностойкости железобетонных конструкций мостов. В работе были использованы статистические методы обработки данных, экспериментальные методы исследования конструкций, системный анализ, численное моделирование, синтез результатов теоретической и экспериментальной работы.

Положения, выносимые на защиту:

1.Результаты лабораторных исследований и натурных испытаний работы изгибаемых железобетонных элементов, усиленных ПКМ, по трещиностойкости и деформативности.

2.Методика расчета ширины раскрытия трещин и среднего расстояния между трещинами железобетонных элементов мостов, усиленных ПКМ.

3.Методика определения прогиба железобетонных элементов, усиленных ПКМ.

4.Результаты натурных исследований влияния ПКМ на динамические параметры усиленной конструкции.

Степень достоверности и апробация результатов работы.

При выполнении работы использованы основные положения теории железобетона, применено аттестованное испытательное оборудование, сертифицированные приборы и сертифицированное программное обеспечение. Достоверность выводов и рекомендаций подтверждается согласованностью результатов экспериментальной и теоретической работы.

Апробация основных результатов диссертационного исследования была проведена на научно–технической конференции «Наука и молодежь XXI века» (г. Новосибирск, ноябрь 2012 г.); конференции «Применение композиционных материалов для строительства, ремонта и усиления инженерных сооружений» (г. Новосибирск, октябрь 2013 г.); практическом семинаре по теме «Применение передовых технологий при ремонте и содержании искусственных дорожных сооружений» (г. Сочи, октябрь 2014 г.); VIII Международной научно-технической конференции «Политранспортные системы» (г. Новосибирск, ноябрь 2014 г.); Международном

форуме «Транспорт Сибири» (г. Новосибирск, май 2015 г.); VI Межрегиональной конференции «Современные технологии ремонта и содержания искусственных сооружений на автомобильных дорогах» (Горно-Алтайск, июнь 2015 г.); XIV Сибирской (международной) конференции по железобетону «Проблемы надежности и долговечности зданий и сооружений» (г. Новосибирск, февраль 2016 г.); Международной научно-технической конференции «Инновационный транспорт – 2016» (г. Екатеринбург, ноябрь 2016 г.); IX Международной научно-технической конференции «Политранспортные системы» (г. Новосибирск, СГУПС, ноябрь 2016 г.).

По теме исследования **опубликовано** восемь работ, в том числе четыре – в ведущих научных рецензируемых изданиях, включенных в перечень ВАК Минобрнауки России.

Структуру диссертации составляют введение, пять разделов, заключение и список литературы. Полный объем диссертации составляет 194 страницы, 60 рисунков, 19 таблиц и 9 приложений. Список литературы содержит 125 наименований.

ОСНОВНОЕ СОДЕРЖАНИЕ РАБОТЫ

В первой главе диссертации приведены общие сведения о конструкциях и техническом состоянии железобетонных пролетных строений автодорожных мостов. Представлены результаты экспериментальных исследований отечественных и зарубежных ученых по трещиностойкости, деформативности и значению динамических параметров, усиленных ПКМ железобетонных элементов. Выполнен обзор рекомендуемых методик расчета по образованию и ширине раскрытия трещин, а также определению прогиба железобетонных элементов, усиленных ПКМ.

На автомобильных дорогах РФ расположено свыше двадцати девяти тысяч мостовых сооружений по типу пролетных строений относятся к железобетонным, из которых большая часть запроектирована под нагрузки Н–30, А11, НК–80 соответствующие нормам 1962 и 1984 гг. На сети дорог Новосибирской области, характерных для РФ, находятся 262 автодорожных мостовых перехода, из которых 190 сооружений (71 % от общего количества) суммарной длиной 8 927 м по материалу конструкции пролетных строений являются железобетонными. Выявлено 481 железобетонное пролетное строение, выполненное по 27 типовым проектам. Самыми распространенными по численности являются пролетные строения, запроектированные под нагрузку А11, НК–80 (41 %) и нагрузку Н–30, НК–80 (40 %). Стоит отметить, что на опорной сети дорог, являющихся наиболее грузонапряженными дорогами Новосибирской области, самыми распространенными по численности остаются пролетные строения, запроектированные под нагрузку Н–18, НК–80 с максимальным сроком эксплуатации 47 лет и средним – 36 лет. Из данных, приведенных в первом разделе, следует, что опорная сеть автомобильных дорог Новосибирской области сложилась в 60–70-х годах прошлого века и подавляющее количество железобетонных пролетных строений, эксплуатирующихся на ней, не обеспечивает пропуск нагрузок, принятых по ГОСТ Р 52748–2007.

На основании оценки технического состояния эксплуатируемых пролетных строений приведен перечень дефектов, повреждений и отступлений от требований нормативных документов. Для каждой неисправности дана характеристика, отражающая степень ее распространенности. У 126 эксплуатируемых пролетных строений выявлены поперечные трещины в растянутой зоне, из них каждое третье

пролетное строение имеет нормальные трещины, пересекающие рабочую арматуру, ширина раскрытия которых превышает нормативное значение. За время эксплуатации у 9 % пролетных строений выявлено провисание, отсутствие строительного подъема балок. Более 49 % железобетонных мостов опорной сети дорог имеют в своем составе пролетные строения с грузоподъемностью ниже уровня нагрузок А14 и Н14.

Экспериментальные исследования по трещиностойкости усиленных ПКМ железобетонных элементов выполнены Д.Н. Смердовым, Михуб Ахмадом, *Francesca Ceroni, Marisa Pecce* и др. Данные отражающие изменения значения прогиба элементов усиленных ПКМ приведены в работах А.А. Неровных, *Habibur Rahman Sobuz1, Ehsan Ahmed* и др. Изучением динамических параметров железобетонных образцов усиленных ПКМ занимались *Mehdi Ebadi1, Hossein Fallahnezhad* и *Dr. Mohammadreza Davoodi.* Результаты теоретических исследований по трещиностойкости и деформативности приведены в трудах А.А. Шилина. Расчеты по определению ширины раскрытия трещины усиленных ПКМ элементов изложены в работах В.И. Шестерикова, Е.Н. Бадаловой и др.

Действующими нормативными документами СП 164.1325800.2014, а также СТО 13623997-001–2011 и СТО 2256-002–2011 при определении ширины раскрытия трещины и прогибов усиленных ПКМ элементов рекомендовано руководствоваться требованиями СП 63.13330.2012, а также СП 52-101–2003 и выполнять расчеты упрощенным способом, где ПКМ учитывается только за счет коэффициента приведения внешнего армирования к бетону α_f. Данное допущение приемлемо только тогда, когда закон распределения нормальных напряжений по высоте сечения близок к линейному. Определение жесткости железобетонного сечения, усиленного ПКМ, с трещиной в растянутой зоне, а также определение ширины раскрытия трещины усиленного ПКМ сечения является сложной задачей, требующей учета множества факторов. Предложенные методы расчета имеют ряд упрощений и не могут в полной мере быть использованными при проектировании усиления железобетонных элементов мостов.

Во второй главе приведены результаты экспериментального исследования работы изгибаемых железобетонных элементов по трещиностойкости и деформативности. В НИЛ «Мосты» СГУПСа были проведены испытания восьми групп железобетонных балочных образцов (рисунок 1).

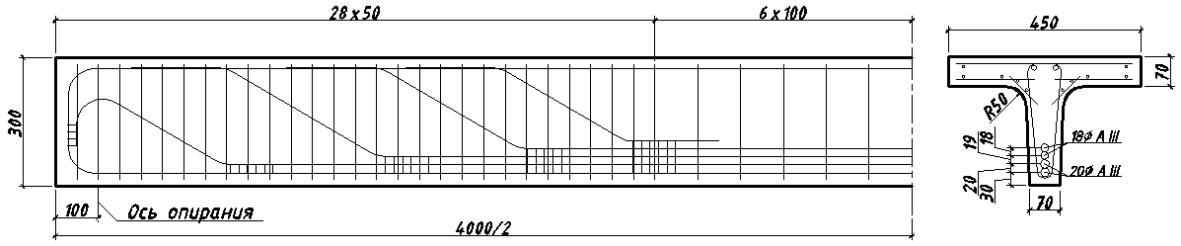


Рисунок 1 – Схема армирования железобетонных образцов

В соответствии с программой испытаний образцы были разделены на несколько групп: А0 – контрольная серия (образцы, не усиленные ПКМ), А1–А7– основная серия (образцы, усиленные ПКМ) (рисунок 2). Для усиления применяли холст *FibARM Tape* 530/300 и пластины *FibARM Lamel* 14/100, система внешнего армирования производства ЗАО «ХК “Композит”».

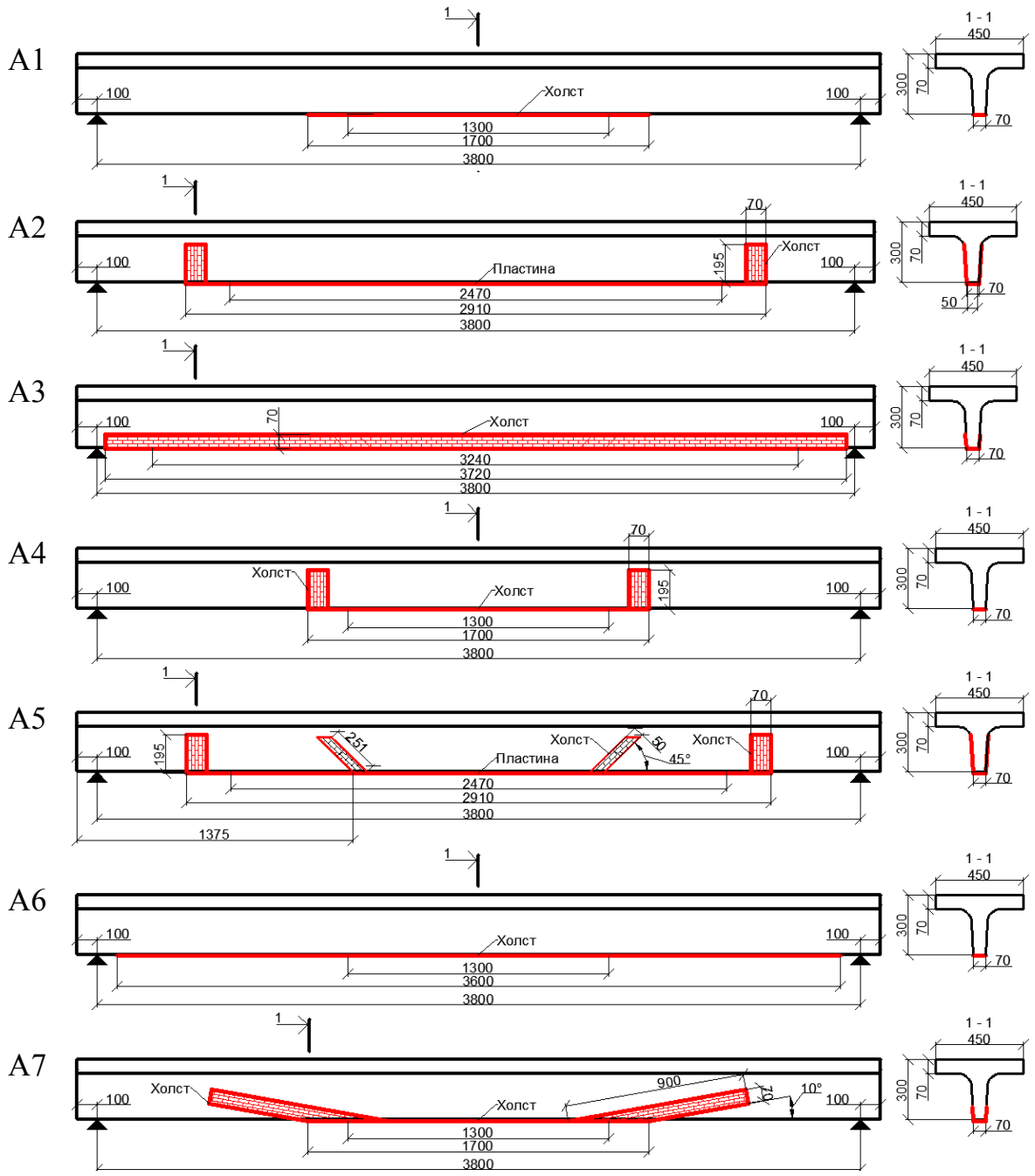


Рисунок 2 – Схемы усиления образцов основной серии

Испытания проводили в силовом стенде НИЛ «Мосты» СГУПСа, для нагружения использовали гидравлический домкрат ДГ50П250 с ручным насосом. Передачу нагрузки на образец осуществляли через распределительную траверсу в виде двух сосредоточенных сил с базой 1,0 м. Значения нагрузки фиксировали при помощи мессдозы. Общий вид образца в испытательном стенде приведен на рисунке 3.

В процессе нагружения в зоне чистого изгиба фиксировали момент появления первой трещины, измеряли расстояние между трещинами и величину их раскрытия при помощи микроскопа Бринелля МПБ-2 с ценой деления 0,05 мм. Значение прогибов определяли посредством нивелирования. Деформации бетона образца и ПКМ во время испытания фиксировали при помощи деформометров на основе цифровых индикаторов часового типа ИЧЦ-10.

Рисунок 3 – Образец серии «А0» в испытательном стенде

По результатам испытания балочных образцов было установлено, что нагрузка, при которой зафиксировано образование первых трещин у образцов, усиленных ПКМ, увеличилась на 19,0–133,1 % по сравнению с образцами контрольной, не усиленной серии А0 (А1 – 19,0 %; А3 – 133,1 %; А5 – 45,06 %). Нагрузка, при которой раскрытие трещин составило 0,2 мм, увеличилась на 30,8–153,8 % по сравнению с контрольной серией в зависимости от схемы усиления.

Наибольшие значения нагрузки, при которой раскрытие трещин составило 0,2 мм, были зафиксированы при испытании образцов серий А3 (153,8 %) и А7 (107,6 %), образцы этих серий были усилены холстом, при этом холст был закреплен по всей длине образца в виде U-образной обоймы либо закреплен дополнительными полосами, заведенными на ребро образца. Среднее расстояние между трещинами на образцах серий А3 и А7 уменьшилось в 1,5–2 раза по сравнению с образцами контрольной серии. Наименьшие значения нагрузки были получены на образцах серий А2 (30,8 %) и А5 (61,5 %), усиленных пластиной, а также на образцах серии А1 (61,5 %), усиленных холстом, не имеющим дополнительного закрепления.

При воздействии нагрузки соответствующей несущей способности образцов серии А0, значения прогиба образцов основной серии А1–А7 оказались меньше значений прогиба образцов контрольной серии в 1,4–1,9 раза в зависимости от схемы усиления (рисунок 4).

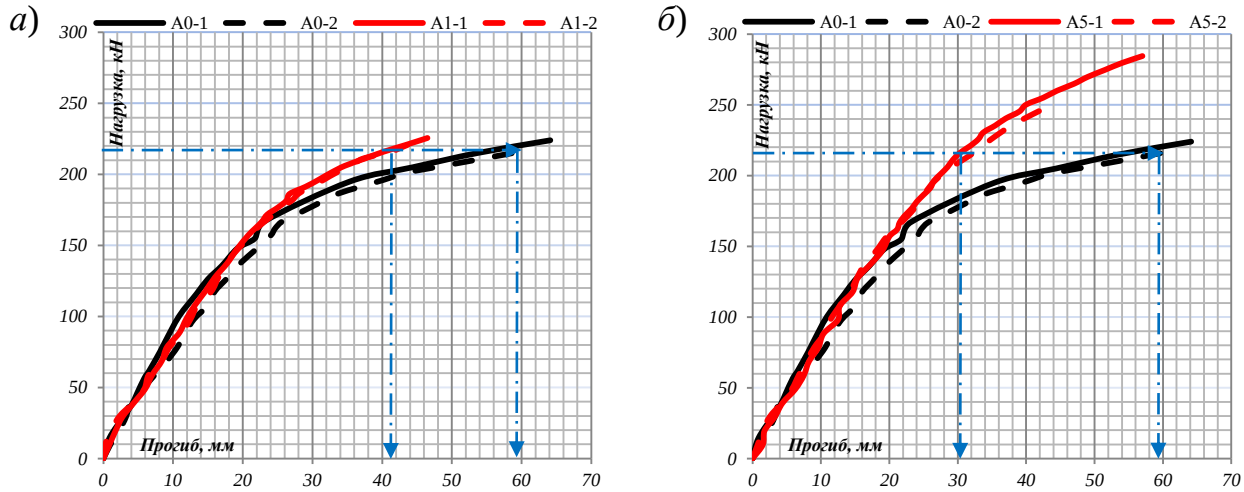


Рисунок 4 – Примеры графиков изменения прогиба образцов под действие нагрузки: *а* – серия А0 -А1; *б* – серия А0 -А5

В упругой стадии работы значения прогиба образцов основной серии отличаются от значений прогиба образцов контрольной серии в пределах 8 %, и только при переходе в зону пластических деформаций на графиках отчетливо различимо изменение значений прогиба под нагрузкой образцов основной серии по сравнению со значениями прогиба образцов контрольной серии.

При проведении эксперимента было отмечено:

1. Применение композиционных материалов позволило повысить трещиностойкость испытанных железобетонных образцов. При любой схеме усиления с применением ПКМ первые трещины шириной раскрытия 0,05 и 0,2 мм зафиксированы при большем значении нагрузки, по сравнению с контрольной серией.

2. Ширина раскрытия трещины (при одном уровне нагружения) меньше на тех образцах, где в поперечном сечении ширина контакта ПКМ с растянутым поясом балки больше.

3. На всех усиленных образцах при достижении значения нагрузки $P_{0,2}$ наблюдается уменьшение шага трещин l_m по сравнению с контрольной серией.

4. Увеличение длины заводки, дополнительное закрепление наклонными или вертикальными хомутами привело к увеличению нагрузки $P_{0,2}$ на 10–20 %. При увеличении ширины контакта ПКМ с растянутой гранью балки в поперечном сечении в три раза нагрузка $P_{0,2}$ увеличилась на 36 %.

5. В упругой стадии работы значения прогиба образцов основной серии меньше значений прогибов образцов контрольной (не усиленной) серии в пределах 8 %.

6. В неупругой стадии работы при равной нагрузке значение прогиба образцов основной серии, усиленных ПКМ меньше при любой схеме усиления по сравнению образцами контрольной серии.

7. Значение прогиба, в неупругой стадии работы меньше у образцов, у которых площадь поперечного сечения композиционного материала больше.

Для анализа нелинейной работы экспериментальных железобетонных образцов, испытанных в НИЛ «Мосты» СГУПСа, был применен численный метод расчета – метод конечных элементов, реализованный в программном комплексе *Midas FEA*. Экспериментальный образец был задан в виде трехмерной модели с использованием 14 400 объемных восьмиузловых конечных элементов (рисунок 5).

При расчете экспериментального железобетонного образца в программном комплексе *Midas FEA* был использован итерационный метод – полный метод Ньютона–Рафсона. Армирование модели выполнено стержневыми элементами *Line 3D*, усиление ПКМ было задано в виде двухмерной поверхности.

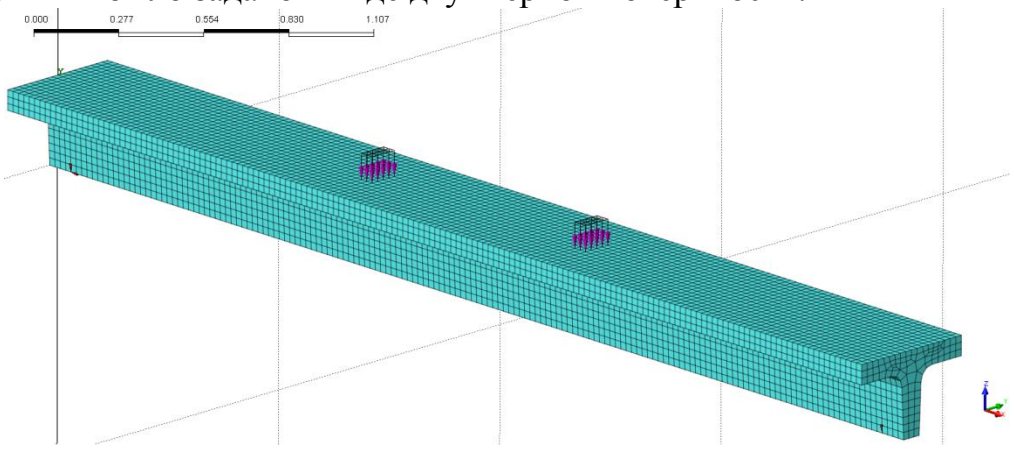


Рисунок 5 – Конечно–элементная модель экспериментального образца

В результате расчетов для всех этапов нагружения были получены напряжения в арматуре, бетоне и ПКМ, данные по процессу трещинообразования, значения общих и местных деформаций. Сравнение результатов расчета и эксперимента выполнено по трем параметрам: значению несущей способности; значению прогиба; схеме образования трещин. Отклонение значений несущей способности полученных в ходе численного расчета, от результатов эксперимента не превышает 18,59 и 8,49 % для образцов контрольной и основной серий соответственно. Графики прогибов в зависимости от нагрузки (рисунок 6) отражают хорошую сходимость результатов эксперимента и расчетных моделей.

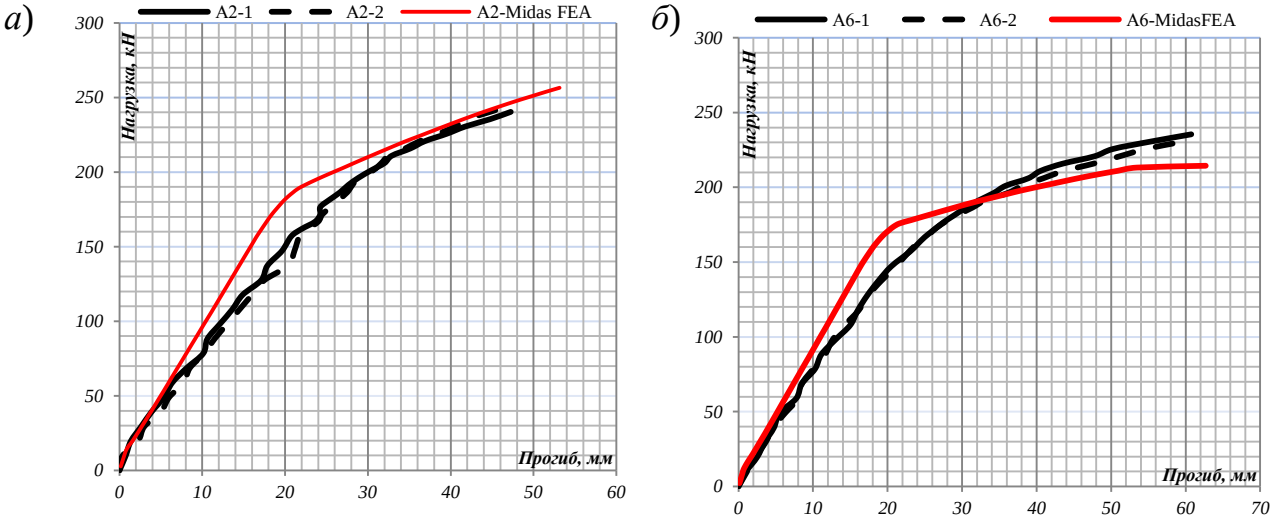


Рисунок 6 – Примеры графиков изменения прогиба образцов и их численных моделей под действием нагрузки: *а* – серия А2; *б* – серия А6

Схема расположения трещин в численных моделях экспериментальных образцов по результатам расчета в программном комплексе *Midas FEA*, соответствующая нагрузке, при которой в ходе эксперимента зафиксированы трещины шириной раскрытия 0,2 мм, приведена на рисунке 7 и соответствует всплескам значений относительных деформаций.

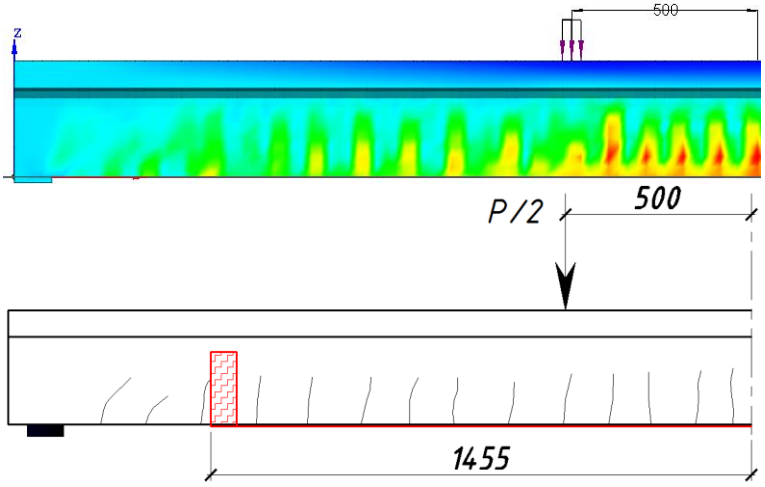


Рисунок 7 – Пример схемы расположения трещин в численной модели и соответствующем экспериментальном образце серии А2

Расчеты численных моделей экспериментальных образцов в программном комплексе *Midas FEA* показали хорошую сходимость на любом этапе напряженно-деформируемого состояния, с экспериментальными данными, полученными при

испытании образцов и показали практическую возможность моделирования сложной объемной конструкции, усиленной ПКМ, в программном комплексе *Midas FEA* для анализа ее работы по трещиностойкости и деформативности. Выявленные в ходе эксперимента, а также численного моделирования закономерности и особенности работы изгибаемых железобетонных элементов доказывают необходимость совершенствования методов расчета усиленных ПКМ железобетонных конструкций по трещиностойкости и деформативности.

В третьей главе изложены теоретические исследования работы железобетонных изгибаемых элементов по трещиностойкости и деформативности.

Трещиностойкость.

В соответствии с СП 35.13330.2011 развитие трещины определяется величиной радиуса армирования R_r рассматриваемой площади сечения элемента. Таким образом, расстояние между трещинами зависит от площади растянутого бетона, ограниченного наружным контуром сечения и величиной радиуса взаимодействия r, а также от количества и диаметра арматурных стержней. А ширина раскрытия трещин α_{cr} линейно зависит от напряжений в арматуре и уменьшается с ростом процента армирования сечения и уменьшением диаметра арматуры. Проведенные испытания показали, что ширина раскрытия трещины при одном уровне нагружения меньше на тех образцах, у которых в поперечном сечении ширина контакта ПКМ с растянутым поясом балки больше. Было сделано предположение: чем больше ширина контакта ПКМ с растянутым поясом балки, тем меньше значение радиуса армирования R_r. Для подтверждения данного предположения решим задачу, рассмотренную О.Я. Бергом при выражении зависимости расстояния между трещинами, добавив в исходные данные задачи ПКМ. Расчетные схемы представлены на рисунках 8 и 9.

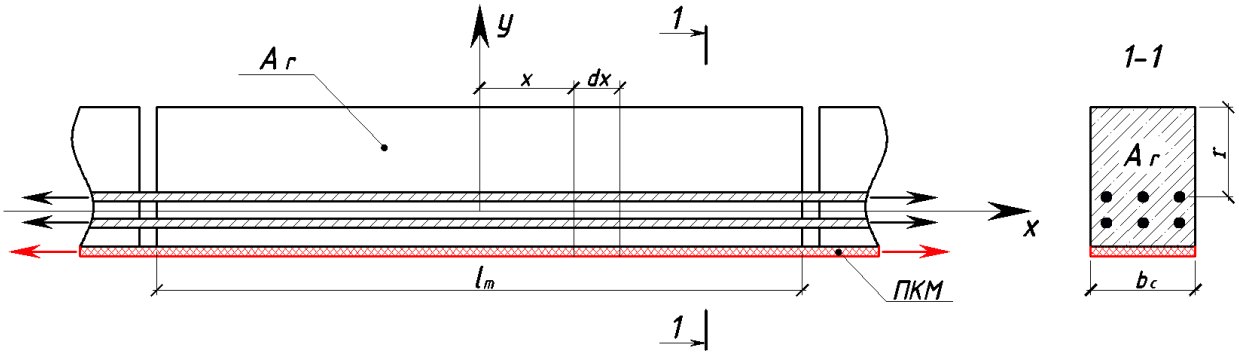


Рисунок 8 – Расчетная схема № 1

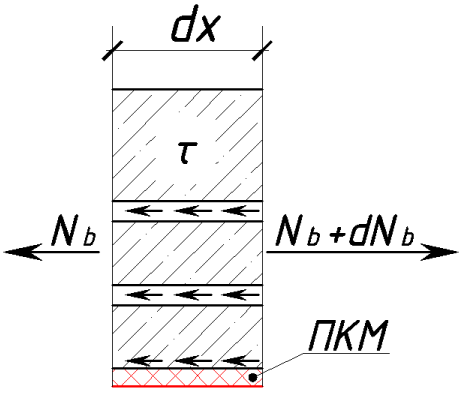


Рисунок 9 – Расчетная схема № 2

Аналитическая зависимость величины расстояния между трещинами l_m для железобетонного элемента, усиленного ПКМ, может быть установлена из перечисленных ниже соображений.

1. Перемещение сечения арматуры и материала усиления без учета совместной работы с бетоном будет равно:

$$u_0 = \varepsilon x, \qquad (1)$$

где ε – относительная деформация арматуры и материала усиления в месте трещины.

Пренебрегая неравномерностью деформации, перемещение сечения с учетом влияния бетона можно выразить как

$$u = u_0 - du. \tag{2}$$

2. Касательное напряжение по линии контакта ПКМ – бетон, арматура – бетон выразим как

$$\tau = kdu = k(u_0 - u), \tag{3}$$

где k – модуль деформации сцепления.

3. Среднее растягивающее напряжение в бетоне

$$\sigma_b = \frac{N_b}{A_r} = E_b \frac{du}{dx}, \tag{4}$$

где N_b – среднее растягивающее усилие в бетоне; A_r – площадь бетона в пределах зоны взаимодействия; E_b – модуль упругости бетона.

4. Из условия равновесия элемента dx (рисунок 9) следует, что

$$\tau(n\pi d + b_c)dx = -dN_b, \tag{5}$$

где n – число арматурных стержней с эквивалентным диаметром d; d – диаметр арматурного стержня; b_c – ширина контакта ПКМ с растянутой гранью элемента.

5. Отсюда после подстановки τ из уравнения (3) и N_b из уравнения (4) в (5) получаем

$$k(u_0 - u)(n\pi d + b_c) = -E_b A_r \frac{d^2u}{dx^2}. \tag{6}$$

Или в окончательном виде

$$\frac{d^2u}{dx^2} - m^2u = -m^2\varepsilon x, \tag{7}$$

где

$$m = \sqrt{\frac{k(n\pi d + b_c)}{E_b A_r}} = \sqrt{\frac{k\pi}{E_b R_{rf}}}.$$

6. Выразим искомую величину – радиус армирования усиленного ПКМ элемента:

$$R_{rf} = \frac{A_r}{nd + b_c/\pi}. \tag{8}$$

Общий интеграл уравнения (7) имеет вид:

$$u_0 = C_1 \operatorname{ch} mx + iC_2 \operatorname{sh} mx + \varepsilon x - \frac{\varepsilon}{m} \operatorname{sh} mx. \tag{9}$$

В результате решения уравнения (9) с учетом значения радиуса армирования усиленного ПКМ элемента (8) получим, что образование трещины произойдет при достижении прочности бетона R_{bt}, т.е. когда $\sigma_b = R_{bt,ser}$, при этом условии расстояние между трещинами l_m для железобетонного элемента, усиленного ПКМ, можно выразить по формуле

$$l_m = 2\sqrt{\frac{E_b}{k\pi}}\sqrt{R_{rf}} \operatorname{arch} \frac{E_b\varepsilon}{E_b\varepsilon - R_{bt,ser}}. \tag{10}$$

Из решения задачи видно, что методика определения развития трещины в усиленном ПКМ элементе принципиально не отличается от методики, изложенной в СП 35.13330.2011, за исключением введения новой конструктивной характеристики – радиуса армирования усиленного ПКМ элемента R_{rf}.

Выполнено сравнение экспериментального и расчетного значений нагрузки, при которой образуются трещины шириной раскрытия 0,2 мм, $P_{0,2}$ и расстояния между трещинами l_m. Для контрольной серии А0 расчетное значение $P_{0,2}$ определено исходя из стандартной методики, расчетное значение $P_{0,2}$ основной, усиленной ПКМ серии А1–А7 произведено на основании предложенной методики с учетом радиуса армирования усиленного ПКМ элемента R_{rf}, определяемого по формуле (8). Расчетное значение расстояния между трещинами для образцов основной и контрольной серий определено по формуле (10) с учетом R_{rf} и R_r соответственно.

Расчет по определению нагрузки, при которой образуются трещины шириной раскрытия 0,2 мм, и расчетное расстояние между трещинами для усиленных ПКМ железобетонных элементов показали высокую сходимость с экспериментом. Конструктивный коэффициент K при определении нагрузки $P_{0,2}$ варьируется от 0,81 до 0,95, а при определении расстояния между трещинами – от 0,63 до 0,95.

Деформативность.

Из решения задачи по определению кривизны оси при изгибе железобетонного элемента, усиленного ПКМ (рисунок 10), с трещинами в растянутой зоне установлено, что значение кривизны можно определить по формуле

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M}{h_0 z}\left[\frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{(\varphi_f + \xi)\nu E_b b h_0}\right], \qquad (11)$$

как для обычного железобетонного элемента. т.е. основные положения метода А.А. Гвоздева верны и для определения кривизны железобетонного элемента, усиленного ПКМ. Однако следует обратить внимание, что при определении ψ_s, ξ, φ_f и z их значения следует вычислять с учетом работы ПКМ.

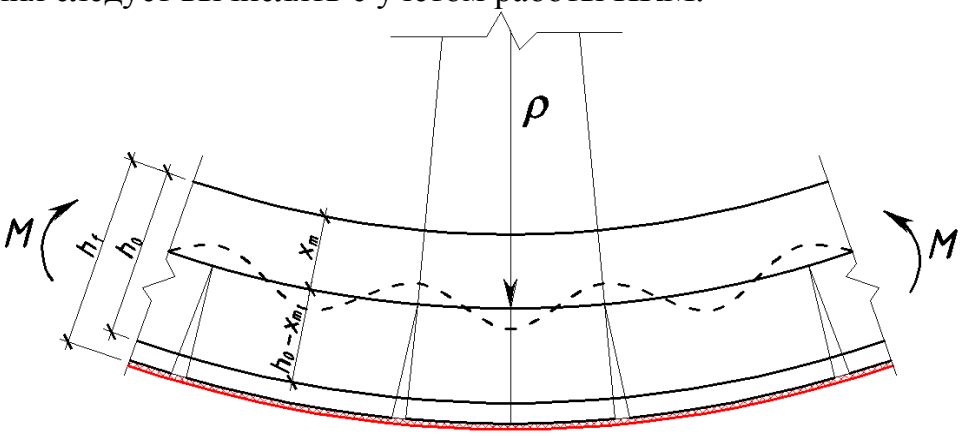


Рисунок 10 – Кривизна оси усиленного ПКМ элемента

Относительная высота сжатой зоны ξ, коэффициент φ_f и плечо внутренней пары сил z_f в сечениях с трещиной для элементов, усиленных ПКМ.

При анализе изгибаемого элемента таврового сечения с полкой в сжатой зоне (рисунок 11) после образования первых трещин следует исходить из следующих предположений: бетон в растянутой зоне в сечении трещины выключается из работы; участки бетона растянутой зоны, расположенные непосредственно над трещиной, в расчете не учитываются; зависимость между высотой сжатой зоны в сечении с трещиной x и средней высотой сжатой зоны x_m выражается по формуле

$$\varphi = \frac{x}{x_m} = 1 - \frac{0,7}{(100\mu + 1)}. \qquad (12)$$

Уравнение равновесия внутренних сил в сечении с трещиной можно записать следующим образом:

$$\sigma_s A_s + \sigma_f A_f - \sigma_b A_b \omega - \sigma_s^{'} A_s^{'} = 0, \tag{13}$$

где ω – коэффициент полноты эпюры напряжения бетона сжатой зоны.

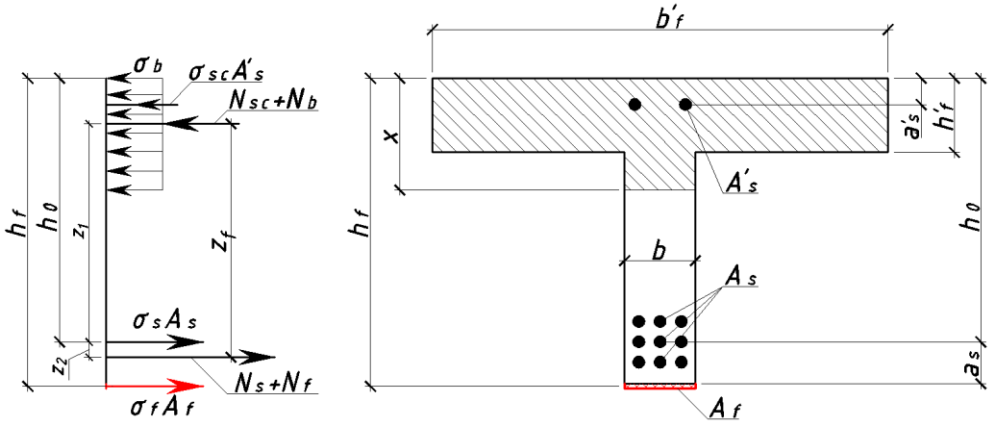


Рисунок 11– Расчетная схема №3

После преобразования (13) получим:

$$\sigma_s A_s + \frac{(\varphi h_f - x)}{(\varphi h_0 - x)} \frac{\psi_s E_f}{\psi_b E_s} \sigma_s A_f - \frac{x}{(\varphi h_0 - x)} \frac{\omega \nu \psi_s}{\alpha \psi_b} \sigma_s A_b - \frac{(x - a_s^{'} \varphi)}{(\varphi h_0 - x)} \frac{\psi_s}{\psi_b} \sigma_s A_s^{'} = 0. \tag{14}$$

После замены значений и преобразований, подробно изложенных в тексте диссертации, уравнения (14) приводится к квадратному уравнению относительной высоты сжатой зоны:

$$x^2 + (\beta + \varphi_{f.com}) h_0 x - (1 + \kappa) \beta \varphi h_0^2 = 0; \tag{15}$$

где

$$\varphi_{f.com} = \frac{h_f^{'} \left(b_f^{'} - b \right) + \frac{\alpha}{\omega \nu} \left(A_s^{'} + A_f E_f / E_s \right)}{b h_0}. \tag{16}$$

Разделив уравнение (15) на h_0^2 и отбросив значение κ как малое, получим

$$\xi^2 + (\beta + \varphi_{f.com}) \xi - \beta \varphi = 0. \tag{17}$$

Уравнение (17) аналогично квадратному уравнению относительной высоты сжатой зоны для обычного, не усиленного ПКМ железобетонного сечения за исключением коэффициента $\varphi_{f.com}$, который следует определять по формуле (16).

Для железобетонного элемента, усиленного ПКМ, плечо внутренней пары сил с прямоугольной эпюрой напряжения в сжатой зоне бетона (рисунок 10) может быть определено по формуле

$$z_f = z_1 + z_2, \tag{18}$$

где z_1 – расстояние от равнодействующей усилий в бетоне и арматуре сжатой зоны до центра тяжести растянутой арматуры; z_2 – расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до равнодействующей усилий растянутой арматуры и ПКМ определяемое по формуле

$$z_2 = \frac{A_s h_0 + A_f (E_f / E_s) h_f}{A_s + A_f (E_f / E_s)} - h_0. \tag{19}$$

z_1 можно вычислить по формуле (20) вывод которой подробно изложен в тексте диссертации.

$$z_1 = \frac{\varphi_f^{\varphi}(h_0 - 0{,}5h_f^{'}) + \xi h_0(1 - 0{,}5\xi)}{\varphi_{f.com} + \xi}; \qquad (20)$$

где φ_f^{φ} – коэффициент, определяемый по формуле

$$\varphi_f^{\varphi} = \frac{h_f^{'}\left(b_f^{'} - b\right) + \frac{\alpha}{\omega\nu}\left(A_s^{'} + A_f(E_f / E_s)\frac{(h_f - h_0)}{(h_0 - 0{,}5h_f^{'})}\right)}{bh_0}. \qquad (21)$$

Поверочный расчет, выполненный в соответствии с положениями вышеизложенных рекомендаций, показал хорошую сходимость расчетных значений с экспериментальными данными. Значение конструктивного коэффициента, характеризующего отклонение расчетного значения прогиба от экспериментального, для образцов основной серии А1–А7, усиленных ПКМ, находится в диапазоне от 0,89 до 0,98.

В четвертой главе приведены результаты натурного эксперимента.

Однопролетный железобетонный мост через реку Курундус (рисунок 12) скомпонован из шести тавровых железобетонных балок полной длиной 14,06 м, изготовленных применительно к типовому проекту Выпуск 56 (доп.), инв. № 147/2. В результате обследования на боковых поверхностях ребер балок выявлено более 130 нормальных к их продольной оси силовых трещин шириной раскрытия 0,05-0,8 мм. Вскрытие защитного слоя бетона по фасаду балок показало, что количество, тип и диаметры рабочей арматуры соответствуют армированию балок под нагрузку Н–13, НГ–60, а не Н–18, НК–80 как было указано в паспорте моста.

Рисунок 12 – Общий вид моста через реку Курундус

Исходя из результатов экспериментально–теоретических исследований и результатов обследования моста**,** было принято решение о проведении работ по усилению балок ПКМ (рисунок 13). Для выполнения работы по усилению произведены следующие расчеты, изложенные подробно в диссертации: определение несущей способности балок для назначения испытательной нагрузки; определение расчетного напряженно–деформированного состояния конструкции от воздействия испытательной нагрузки с помощью программных комплексов *Midas Civil* и *Midas FEA*; определение расчетных динамических параметров сооружения.

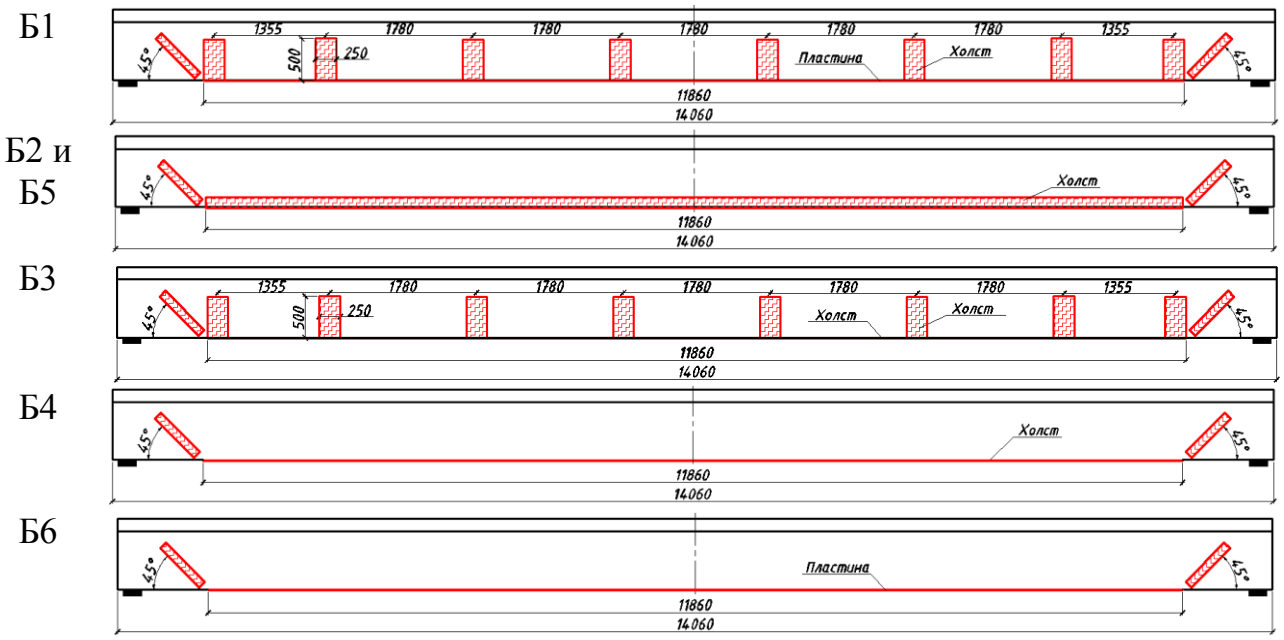


Рисунок 13 – Схемы усиления балок моста через реку Курундус

Испытания моста через реку Курундус (рисунок 14-15) были проведены в два этапа. В сентябре 2015 г. был выполнен комплекс статических и динамических испытаний пролетного строения (ПС) до его усиления ПКМ. После завершения работ по усилению моста в октябре 2015 г. были проведены его повторные испытания.

В ходе статических испытаний измеряли общие деформации с помощью нивелирования по реечкам, прикрепленным к низу ребер балок в середине и четвертях пролета. Местные деформации бетона и ПКМ фиксировали в середине расчетного пролета при помощи индикаторов часового типа и тензодатчиков системы «Тензер МС». Для фиксации изменения ширины трещины от воздействия испытательной нагрузки тензодатчики системы «Тензер МС», установленные на нижней растянутой грани, были поставлены на трещину.

Динамическое воздействие при проезде по мосту испытательной нагрузки, самосвала марки *HOWO* общей массой 42 тонны, было оценено по записям тензодатчиков системы «Тензор МС». Конструктивные коэффициенты, характеризующие соответствие работы испытываемой конструкции расчетным предпосылкам, находятся в диапазоне от 0,76 до 1,0, что свидетельствует о хорошей сходимости экспериментальных данных с результатами расчета.

Рисунок 14 – Испытательная нагрузка

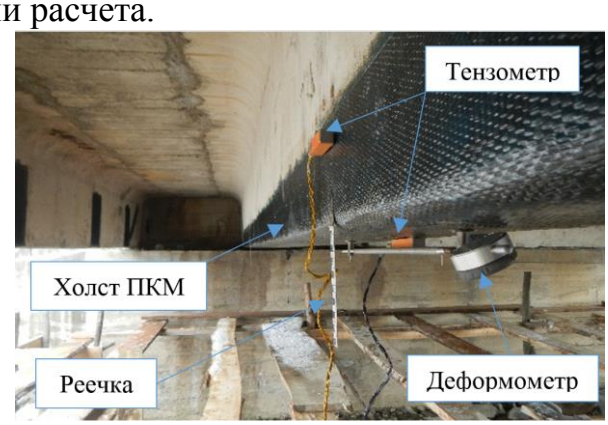


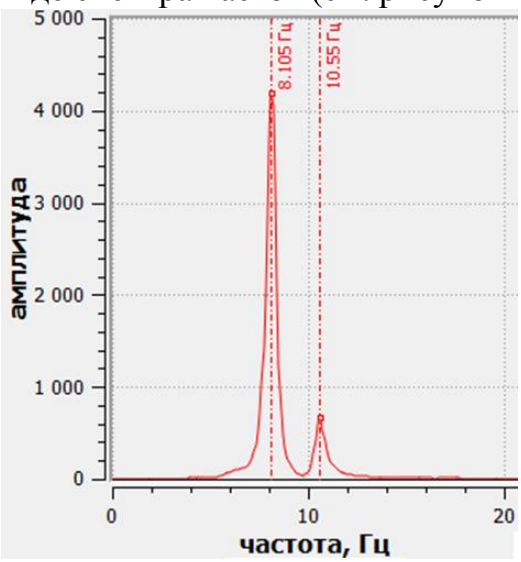
Рисунок 15 – Расположение приборов на балке №2

Усиление балок ПС не привело к существенному уменьшению значения прогиба от испытательной нагрузки. Значения прогиба у балок, усиленных ПКМ, снизились на 4–9 % в зависимости от схемы усиления. Фактические значения нормальных напряжений в крайнем ряду растянутой арматуры от воздействия испытательной нагрузки стали меньше на 5,7 % (Б5) и 12,2 % (Б2) для балок, усиленных холстом в виде U - образной обоймы; на 10,3 % (Б1) при усилении балок пластиной с дополнительными закреплениями; на 3,1 % (Б3) и 3,2 % (Б4) для балок, усиленных холстом. Значения ширины раскрытия трещин от воздействия испытательной нагрузки у усиленных балок меньше по сравнению со значениями, зафиксированными при испытании балок до их усиления ПКМ, на 4,8–25,7 % в зависимости от схемы усиления. Наименьшее значение приращения ширины раскрытия трещин наблюдалось у балок, усиленных U - образной обоймой (Б5 – 25,7 %). Значение динамического коэффициента (1+μ), после усиления балок пролетного строения ПКМ понизилось на 9,5 % с (1+μ)=1,36 до (1+μ)=1,23.

Для фиксации динамических параметров пролетного строения (частот низших форм колебаний и логарифмических декрементов затухания) были использованы акселерометры измерительного комплекса «Тензор МС». Комплекс устанавливали в середине расчетного пролета на проезжей части поперек оси движения (слева и справа у ограждения безопасности), поочередно проводя измерение в двух точках.

Выведение конструкции пролетного строения из состояния покоя было произведено посредством «малых» воздействий в результате прыжка группы испытателей (1…2 человека) на проезжей части моста в зоне установки датчиков измерительного комплекса. Записанные сигналы были обработаны в программном обеспечении «Тензор МС» где на основе дискретного преобразование Фурье записанный сигнал был преобразован в частоту собственных колебаний пролетного строения в виде спектра частот (см. рисунок 16)

а)



б)

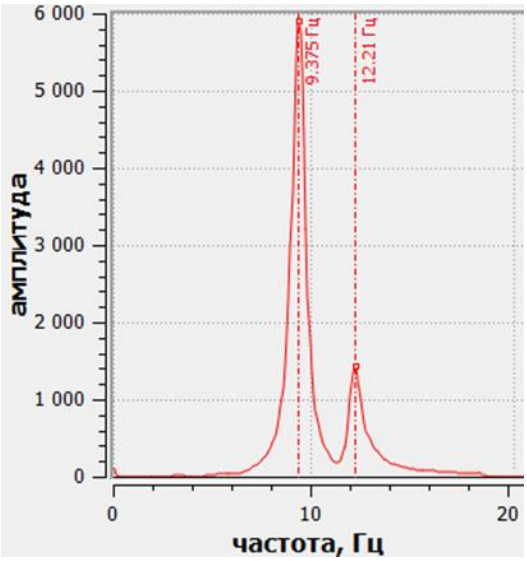


Рисунок 16 – Спектр частот собственных колебаний пролетного строения:
а – до усиления ПКМ; *б* – после усиления ПКМ

Экспериментальное значение приращения частоты собственных вертикальных колебаний балок ПС после их усиления ПКМ составило 15,7 % для первой и второй формы колебаний. Значение логарифмического декремента затухания после усиления ПС увеличилось на 13,6 %, что говорит о более быстром уменьшении амплитуды колебательного процесса конструкции и более быстром затухании колебаний.

В пятой главе приведены основные положения усовершенствованной методики расчета усиленных ПКМ мостовых конструкций по трещиностойкости и деформативности.

Расчет по раскрытию трещин.

Ширину раскрытия нормальных к продольной оси трещин α_{cr}, см, в железобетонных элементах, усиленных ПКМ, следует определять по формуле

$$\alpha_{cr} = \frac{\sigma}{E} \cdot \psi \ , \tag{22}$$

где σ – растягивающее напряжение, равное для ненапрягаемой арматуры напряжению σ_{sf} в наиболее растянутых (крайних) стержнях с учетом включения в работу ПКМ; E – модуль упругости для ненапрягаемой арматуры E_s; ψ – коэффициент раскрытия трещин, определяемый по формулам:

– для гладкой стержневой арматуры

$$\psi = 0{,}35 R_{rf} \, . \tag{23}$$

– для арматуры периодического профиля

$$\psi = 1{,}5\sqrt{R_{rf}} \, . \tag{24}$$

Радиус армирования усиленного ПКМ сечения следует вычислять по формуле:

$$R_{rf} = \frac{A_r}{\Sigma \beta n d + b_c / \pi}, \tag{25}$$

где A_r – площадь зоны взаимодействия для нормального сечения, усиленного ПКМ (рисунок 17); β – коэффициент, учитывающий степень сцепления арматурных элементов с бетоном; n – число арматурных элементов с одинаковым номинальным диаметром d; d – диаметр одного стержня; b_c – ширина контакта ПКМ с растянутой гранью элемента, ограниченная зоной взаимодействия.

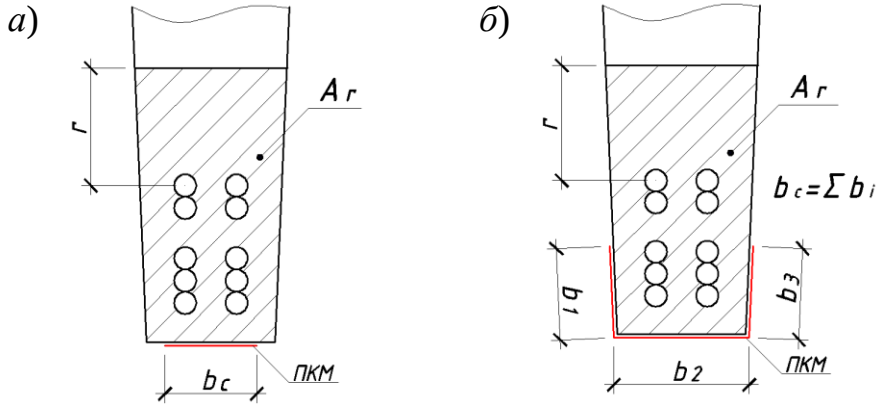


Рисунок 17 – Схема определения площади зоны взаимодействия:

а - ПКМ на нижней грани; *б* - U–образная обойма.

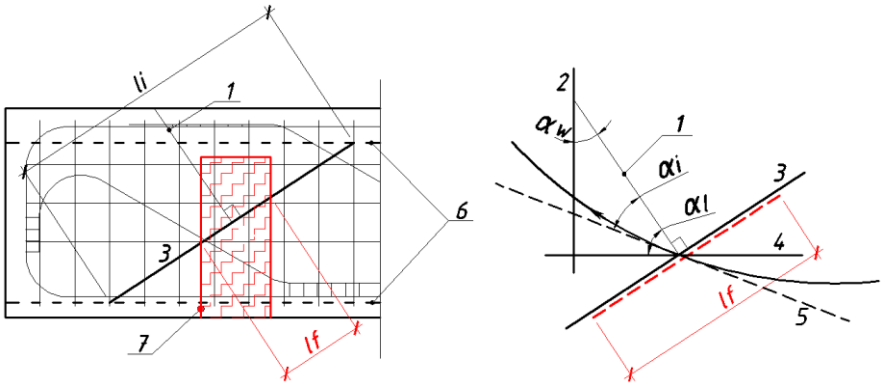
При расчете ширины наклонных трещин радиус армирования усиленных ПКМ сечений следует вычислять по формуле:

$$R_{rf} = A_r \Big/ \left[\Sigma \beta_i n_i d_i \cos\alpha_i + \Sigma \beta_w n_w d_w \cos\alpha_w + \Sigma \beta_l n_l d_l \cos\alpha_l + (l_f / \pi)\right]; \tag{26}$$

где A_r – площадь зоны взаимодействия для наклонного сечения, равна

$$A_r = l_i b, \tag{27}$$

l_i – длина наклонного сечения стенки; b – толщина стенки; n_i, n_w, n_l – число наклонных стержней ветвей хомутов и продольных стержней в пределах наклонного сечения; d_i, d_w, d_l – диаметры наклонных стержней ветвей хомутов и продольных стержней, пересекающих наклонное сечение в пределах стенки; l_f – ширина контакта ПКМ с наклонным сечением в пределах стенки (рисунок 18).



1 – нормаль; *2* – хомут; *3* – наклонное сечение; *4* – продольная арматура; *5* – касательная к пучку; *6* – вут; *7* – ПКМ

Рисунок 18 – Проекция усилий на нормаль к наклонному сечению

При усилении конструкций со смешенным армированием ПКМ ширину раскрытия трещин следует определять по формуле (22), при этом значение σ/E с учетом растягивающих напряжений в ненапрягаемой арматуре σ_{sf} и приращение напряжений в напрягаемой арматуре $\Delta\sigma_p$ после погашения предварительного обжатия бетона до нуля следует вычислять по формуле

$$\frac{\sigma}{E}=\left[\frac{\sigma_{sf}}{E_s}\psi_1+\frac{\Delta\sigma_p}{E_p}\psi_2\right]/[\psi_1+\psi_2], \tag{28}$$

где ψ_1 – коэффициент раскрытия трещин для ненапрягаемой арматуры, рассчитанный по формулам (23)–(24); ψ_2 – коэффициент раскрытия трещин для напрягаемой арматуры, рассчитанный по формулам (23)–(24);

При этом коэффициент раскрытия трещин для конструкций со смешенным армированием, усиленных ПКМ, следует вычислять по формуле

$$\psi=[\psi_1(A_s+\frac{E_f}{E_s}A_f)+\psi_2A_p]/[A_s+\frac{E_f}{E_s}A_f+A_p]. \tag{29}$$

Определение прогибов и углов поворота.

Значение прогибов и углов поворота изгибаемых железобетонных элементов, усиленных ПКМ, следует определять по формуле

$$f(\alpha)=\sum\int_0^l\overline{M}(x)\frac{1}{\rho}(x)dx, \tag{30}$$

где $\overline{M}(x)$ –функция изгибающего момента от единичной силы, приложенной по направлению искомого прогиба *f* (при определении прогиба *f*), функция изгибающего момента от единичного момента, приложенного по направлению искомого угла поворота (при определении угла поворота *α*); $1/\rho(x)$ – кривизна элемента в том же сечении от нагрузки, которой определяется прогиб или угол поворота.

Кривизну железобетонного элемента, армированного ненапрягаемой арматурой, усиленного ПКМ, следует вычислять по формуле

$$1/\rho=M_g\big/\overline{B}_g^*+M_v/\overline{B}, \tag{31}$$

где M_g, M_v – значения изгибающего момента от действия постоянных и временных нагрузок соответственно; $\overline{B}_g^*, \overline{B}$ – жесткость приведенного сечения железобетонного элемента при действии постоянной и временной нагрузок соответственно.

Жесткость железобетонного элемента на участках без трещин следует определять по формулам:

- при воздействии временных (кратковременных) нагрузок

$$\overline{B}_g^* = \varphi_{b1} E_b I_{red}; \tag{32}$$

- при воздействии постоянных (длительных) нагрузок

$$\overline{B} = \varphi_{b1} E_b I_{red} / \varphi_{b2}, \tag{33}$$

где φ_{b1} – коэффициент, учитывающий влияние кратковременной ползучести бетона (для тяжелого бетона 0,85); φ_{b2} – коэффициент, учитывающий влияние длительной ползучести бетона на деформации элемента без трещин, принимаемый по таблице; I_{red} – момент инерции приведенного сечения железобетонного элемента, усиленного ПКМ.

На участках, где в растянутой зоне образуются нормальные к продольной оси элемента трещины, жесткость железобетонного элемента, усиленного ПКМ, следует вычислять по формуле

$$B = h_0 z_f \Big/ \left[\frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{(\varphi_{f.com} + \xi_f)\nu E_b b h_0} \right], \tag{34}$$

где z_f – плечо внутренней пары сил усиленного ПКМ сечения определяемое по формуле (18); ψ_s – коэффициент, учитывающий работу растянутого бетона на участке с трещинами, определяемый по формуле (38); ψ_b – коэффициент, учитывающий неравномерность распределения деформаций крайнего сжатого волокна бетона по длине участка с трещинами (для бетонов класса В10 и выше ψ_b=0,9); $\varphi_{f.com}$ – коэффициент, определяемый по формуле (16); ξ_f – относительная высота сжатой зоны бетона в сечении с трещиной, определяемая по формуле (35); ν – коэффициент, характеризующий упругопластичное состояние бетона сжатой зоны (при действии временной нагрузки ν=0,45; при действии постоянной нагрузки определяется по таблице).

Таблица – Значения коэффициентов φ_{b2} и ν в зависимости от влажности воздуха

Вид бетона	ниже 40 %		40-75 %		свыше 75 %	
Тяжелый	φ_{b2}	ν	φ_{b2}	ν	φ_{b2}	ν
	3,0	0,10	2,0	0,15	1,6	0,19

Значение ξ_f следует вычислять по формуле:

$$\xi_f = 1 \Big/ \left[\beta + \frac{1 + 5(\delta + \lambda)}{10\mu\alpha} \right] \le 1, \tag{35}$$

где β – коэффициент, принимаемый в зависимости от типа бетона (для тяжелых бетонов β =1,8); δ – коэффициент, учитывающий уровень нагрузки; λ – коэффициент, учитывающий наличие сжатых свесов и сжатой арматуры.

$$\delta = M / (b h_0^2 R_{b,ser}), \tag{36}$$

$$\lambda = \varphi_{f.com}(1 - h_f^{'} / 2h_0), \tag{37}$$

где $h_f^{'}$ – приведенная толщина плиты (для прямоугольного и таврового сечения с полкой в растянутой зоне в формуле (57) $h_f^{'}$=2$a_s^{'}$, в формулах (16) и (21) $h_f^{'}$= 0).

Коэффициент ψ_s следует определять по формуле:

$$\psi_s = 1{,}25 - \varphi_{ls} \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{M} \le 1{,}0; \tag{38}$$

где φ_{ls} – коэффициент, учитывающий влияние длительности действия нагрузки (для временной нагрузки φ_{ls} = 1,1; для постоянной нагрузки φ_{ls} = 0,8).

На основание усовершенствованной методики расчета разработан программный продукт для автоматизации вычисления ширины раскрытия трещины и среднего

расстояния между трещинами в элементах железобетонных мостов, усиленных полимерным композиционным материалам.

Технико-экономическая эффективность от внедрения методики складывается из снижения стоимости работ за счет уменьшения расходов на время производства работ, затрат на эксплуатацию машин и механизмов, привлечения трудовых ресурсов и обслуживания конструкций усиления по сравнению с аналогами.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Изложенные в СП 164.1325800.2014 «Усиление железобетонных конструкций композиционными материалами», а также в различных стандартах организаций рекомендации по определению трещиностойкости и деформативности элементов, усиленных ПКМ, распространяются на проектирование промышленных и гражданских зданий и сооружений, имеют ряд упрощений и не могут быть без доработки использованы при проектировании усиления железобетонных элементов мостов.

2. По результатам лабораторных испытаний железобетонных образцов установлено, что усиление ПКМ эффективно для обеспечения трещиностойкости железобетонных конструкций. При любой схеме усиления с применением ПКМ первые трещины в балочных образцах зафиксированы при большем значении нагрузки по сравнению с контрольной серией. Приращение нагрузки образования трещин для образцов, усиленных ПКМ, составило от 19 до 133 %, а приращение нагрузки раскрытия трещин шириной 0,2 мм – от 30 до 153 % (в зависимости от схемы усиления) по сравнению с контрольной серией.

3. В ходе лабораторного эксперимента установлено, что ширина раскрытия трещины при одном уровне нагружения меньше на тех образцах, где в поперечном сечении ширина контакта ПКМ с растянутым поясом балки больше. При этом переход от холста к пластине, т.е. значительное увеличение толщины композиционного материала, в рамках существующей линейки профилей при равных нагрузках не приводит к уменьшению ширины раскрытия трещины.

4. При проведении лабораторного и натурного эксперимента усиление ПКМ не позволило существенно уменьшить значение прогиба испытанных конструкций в связи с незначительной площадью поперечного сечения ПКМ по сравнению с площадью поперечного сечения самой конструкции, а следовательно, и с незначительным вкладом ПКМ в повышение общей жесткости. Прогибы усиленной ПКМ конструкции, в состоянии близком к предельному, больше по сравнению с прогибом не усиленной конструкции.

5. Результаты численного моделирования экспериментальных балочных образцов, усиленных ПКМ, на любом этапе напряженно-деформируемого состояния показали высокую сходимость с экспериментальными данными, полученными при испытании образцов в силовом стенде. Отклонение результатов расчета от экспериментальных данных по таким параметрам, как несущая способность, образование трещин, значение прогиба низа конструкции в середине пролета в зависимости от нагрузки, не превышает 18 %, что доказывает практическую возможность использования программного комплекса *Midas FEA* для выполнения численных расчетов по определению трещиностойкости и деформативности усиленных ПКМ железобетонных элементов.

6. По результатам работы, включающей в себя разработку проекта, проведение работ по усилению и натурному испытанию балок пролетного строения моста через реку Курундус, установлено, что усиление ПКМ позволило повысить трещиностойкость эксплуатируемых балок пролетного строения на 5–25 % в зависимости от схемы усиления, а также улучшить динамические параметры сооружения. Значение динамического коэффициента после усиления балок моста ПКМ понизилось на 9,5 %, приращение частоты собственных вертикальных колебаний балок составило 15,7 %, логарифмический декремент затухания увеличился на 13,6 %.

7. На основании экспериментально-теоретических и практических исследований усовершенствована методика определения ширины раскрытия трещины железобетонных элементов мостов, усиленных ПКМ, которая согласуется с основными положениями СП 35.13330.2011. Даны рекомендации по расчету образования трещин и определению среднего расстояния между трещинами. Уточнена методика определения прогиба железобетонных элементов, усиленных ПКМ, учитывающая особенности работы конструкции в зависимости от напряженно-деформированного состояния до образования трещин (стадия I и Iа) и после появления и развития трещин (стадия II) в растянутой зоне.

8. Технико-экономическое обоснование и результаты испытаний эксплуатируемого моста через реку Курундус, проект усиления которого разработан с учетом предложенной методики, показали целесообразность применения усиления ПКМ для повышения трещиностойкости железобетонных пролетных строений мостов.

СПИСОК РАБОТ, ОПУБЛИКОВАННЫХ АВТОРОМ ПО ТЕМЕ ДИССЕРТАЦИИ

Публикации в ведущих научных рецензируемых периодических изданиях, рекомендованных ВАК Минобрнауки России:

1. Бокарев, С. А. Обеспечение пропускной способности мостов опорной сети дорог Новосибирской области / С. А. Бокарев, К. Г. Громенко, В. А. Слепец // Современные технологии. Системный анализ. Моделирование. – Иркутск : Изд-во ИрГУПСа. – 2013. – № 1 (37). – С. 210–217. (0,52 п.л. / 0,26 п.л.)

2. Бокарев, С. А. Усиление железобетонных элементов мостов полимерными композиционными материалами без остановки движения / С. А. Бокарев, К. В. Кобелев, В. А. Слепец // Интернет – журнал «Науковедение». – 2014. – № 5 (24). – С. 1–17. (0,6 п.л. / 0,2 п.л.)

3. Слепец, В. А. Определение прогибов в железобетонных элементах, усиленных полимерными композиционными материалами на основе углеродного волокна / В. А. Слепец // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. – Томск : Изд-во ТГАСУ. – 2016. – № 5 (58). – С. 110–120. (0,44 п.л.)

4. Слепец, В. А. Экспериментальные исследования динамических параметров балочных железобетонных пролетных строений автодорожных мостов, усиленных полимерными композиционными материалами на основе углеродного волокна / В. А. Слепец, И. В. Чаплин // Научное обозрение. – М. : Наука образования. – 2017. – № 2. – С. 20–29. (0,46 п.л. / 0,23 п.л.)

Публикации в журналах, научных сборниках и других научных изданиях:

5. Кобелев, К. В. Прочностные свойства связующих систем внешнего армиро-

вания при различных внешних факторах / К. В. Кобелев, В. А. Слепец // Политранспортные системы : материалы VIII Международной научно-технической конференции в рамках года науки России – ЕС. – Новосибирск : Изд-во СГУПСа, 2015. – С. 145–150. (0,44 п.л. / 0,22 п.л.)

6. Бокарев, С. А. Трещинообразование в железобетонных элементах мостов, усиленных полимерными композиционными материалами / С. А. Бокарев, В. А. Слепец // Вестник Сибирского государственного университета путей сообщения. – Новосибирск : Изд-во СГУПСа. – 2015. – № 3. – С. 18–26. (0,50 п.л. / 0,25 п.л.)

7. Слепец, В. А. Экспериментальные исследования работы железобетонных пролетных строений, усиленных ПКМ на основе углеродного волокна, по второй группе предельных состояний / В. А. Слепец // Научные труды общества железобетонщиков Сибири и Урала : Материалы 14-й Сибирской конференции по железобетону. – Новосибирск : Изд-во СГУПСа, 2016. – С. 117–122. (0,15 п.л.)

8. Слепец, В. А. Оценка эффективности усиления железобетонных ПС автодорожных мостов, по второй группе предельных состоянии, ПКМ на основе углеродного волокна / В. А. Слепец // Инновационный транспорт – 2016: специализация железных дорог : материалы Международной научно-технической конференции. – Екатеринбург : Изд-во УрГУПСа, 2017. – С. 367–379. (0,42 п.л.)

Слепец Виктор Александрович

ТРЕЩИНОСТОЙКОСТЬ И ДЕФОРМАТИВНОСТЬ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ МОСТОВ, УСИЛЕННЫХ ПОЛИМЕРНЫМИ КОМПОЗИЦИОННЫМИ МАТЕРИАЛАМИ НА ОСНОВЕ УГЛЕРОДНОГО ВОЛОКНА

Специальность 05.23.11 – Проектирование и строительство дорог, метрополитенов, аэродромов, мостов и транспортных тоннелей» (технические науки)

АВТОРЕФЕРАТ
диссертации на соискание ученой степени
кандидата технических наук

Подписано в печать 26.10.2017г.
1,0 печ.л. Тираж 100 экз. Заказ №3123
Издательство ФГБОУ ВО «Сибирский государственный университет путей сообщения»
630049, Новосибирск, ул. Дуси Ковальчук, 191. Тел (383) 328-03-81. e-mail: bvu@mail.ru